

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

SANDRA MARIA DE LIMA

Concreto de alto desempenho em ambientes com baixas temperaturas

São Carlos

2006

SANDRA MARIA DE LIMA

**Concreto de alto desempenho em ambientes com baixas
temperaturas**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas
Orientador: Prof. Dr. Jefferson B. L. Liborio

São Carlos
2006

FOLHA DE APROVAÇÃO

Sandra Maria de Lima

Concreto de alto desempenho em ambientes com baixas temperaturas

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovado em:

Comissão Examinadora

*Aos meus grandes amores, Marcelinho e José Marcio,
inspiração e incentivo para realização
de todos os meus ideais.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu Bom Deus e à sua amantíssima Mãe por terem me conduzido por caminhos tão sonhados e agora conquistados, tendo sido toda a jornada repleta de bons e engrandecedores momentos.

Aos meus pais, Neyde e Lucírio pelo amor, carinho e serenidade desmedidos sempre constantes em nossa caminhada, pela minha formação e exemplos de retidão em minha vida.

Aos meus irmãos, Maria Sílvia e Flávio José, pelo incentivo e apoio em todas as minhas decisões. A todos os meus familiares que torcem e vibram a cada conquista.

Ao meu orientador Prof. Dr. Jefferson Benedicto Libardi Liborio, pela oportunidade de vivenciar dia-a-dia seus feitos e compartilhar tão preciosos conhecimentos que me ingressaram no mundo da ciência.

Ao meu professor de graduação Dr. Dagoberto Dario Mori que sempre me incentivou a ingressar no curso de mestrado.

Aos técnicos, Jorge Bravo, Marcelo Sartório, Wilson Moreira e ao Eng. Luis Vareda pelo apoio e colaboração na realização do programa experimental desta pesquisa.

Aos colegas do LMABC: Alessandra Lorenzetti de Castro, Fernanda Giannotti da Silva, Gerusa de Cássia Salado, José Américo Salvador F. , Giuliano Romagnolo, Rafaelle Tiboni, Tiago Catoia e Valdirene Maria Silva, pela harmoniosa convivência e salutar troca de conhecimentos.

À amiga Sandra Almeida, pela companhia, torcida e colaboração na realização dos ensaios dinâmicos.

Ao Sr. Otacílio Alvarez pela dedicação na construção do equipamento de refrigeração.

À Degussa (MBT) pela colaboração com materiais para a pesquisa.

Ao departamento de estruturas da EESC da USP pela oportunidade.

Confia ao SENHOR as tuas obras, e os teus desígnios serão estabelecidos!

(Provérbios, 24:3)

Melhor é adquirir a sabedoria do que o ouro!

E mais excelente, adquirir a prudência do que a prata!

(Provérbios, 16:16)

A sabedoria do homem faz reluzir o seu rosto, e muda-se a dureza da sua face.

(Eclesiastes. 8:1)

RESUMO

LIMA, S. M. DE. **Concreto de alto desempenho em ambientes com baixas temperaturas.**

2006. 216 f. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC.

Universidade de São Paulo. 2006.

O objetivo de colaborar com o equacionamento da problemática do crescimento populacional por meio de uma proposta viável economicamente, e com vantagens tecnológicas com vistas à durabilidade para a armazenagem de gêneros alimentícios em baixas temperaturas motivou o desenvolvimento desta pesquisa, na qual se propõe o uso do concreto como material alternativo para a construção de sistemas de guarda e conservação de alimentos. A partir de um adequado método de dosagem e da tecnologia desenvolvida pelo grupo de pesquisadores do Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento, foram elaborados dois concretos diferenciados pela incorporação ou não de ar. A durabilidade do concreto para ambientes com baixas temperaturas tem sido relacionada a um sistema de vazios de ar com volume de $6 \pm 1 \%$ e adequado espaçamento entre as bolhas de ar. O desempenho desses concretos em ambientes com baixas temperaturas foi avaliado acondicionando-os em uma câmara fria com temperatura de $-35 \pm 2^\circ\text{C}$. A sanidade dos corpos-de-prova foi monitorada por meio de ensaios não destrutivos (i.e. determinação da frequência natural). O período de exposição foi de trinta e cinco dias, sendo que após o sétimo dia ocorreu a estabilização dos valores da frequência natural dos corpos-de-prova. Os dois tipos de concretos ensaiados - com ar incorporado e sem ar incorporado - mostraram-se resistentes nestas condições de ensaio. Os resultados obtidos demonstram que os concretos, de acordo com o método utilizado, atendem a todos os requisitos para os quais foram projetados.

Palavras-chave: concreto, alto desempenho, durabilidade, baixas temperaturas, ar incorporado, congelamento, frequência natural, conservação de alimentos.

ABSTRACT

LIMA, S.M. DE. **High performance concrete in low temperature environment**. 2006. 216 p. Dissertation (Master in Science). Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC. Universidade de São Paulo. 2006.

The aim to collaborate with the set out of the world population increase problem, using a feasible and economical proposal, with technology advantages, destined to store foodstuff in low temperatures, motivated the development of this research, that suggests concrete as an alternative material to storage and conservation foodstuff system construction. Starting from the concrete design with an adequate method, and based on the technology developed by worker group of Laboratory of Advanced Cement Based Materials, were designed two kinds of concrete: with and without incorporated air. The durability of concrete in low temperatures environment were related to air voids system with $6 \pm 1\%$ of air content, and to adequate spacing between air voids. The concrete behaviour in low temperatures environment was evaluated placing the specimens in a cold chamber, whose temperatures were about $-35 \pm 2^\circ\text{C}$. The integrity of the specimens was evaluated by non-destructive method (determination of natural frequency). The exposure period of the specimens was thirty five days, but at seventh day the natural frequencies values were stabilized. Both kind of concrete were resistant in this condition. The obtained results show that concretes, in conformity to the used methodology, performed all requirement for that were designed.

Key words: concrete, high performance, durability, low temperatures, incorporated air, frost, natural frequency, foodstuff conservation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Dados sobre o crescimento da população mundial.....	2
Figura 2 -	Exemplo de ábaco de dosagem de concreto.....	10
Figura 3 -	Unidade de congelamento.....	12
Figura 4 -	Fases para elaboração do projeto em CAD sob baixas temperaturas..	14
Figura 5 -	Elaboração de concretos estruturais de alta durabilidade.....	24
Figura 6 -	Petronas Towers.....	27
Figura 7 -	Catedral de Los Angeles.....	27
Figura 8 -	Representação esquemática da pasta de cimento em estado fresco...	30
Figura 9 -	Microestrutura de uma pasta de cimento com alta relação a/c.....	31
Figura 10-	Microestrutura de um CAD.....	32
Figura 11 -	Influência das condições de cura na ocorrência da retração autóloga.....	35
Figura 12 -	Regime de cura mais apropriado no decorrer da reação de hidratação do CAD.....	36
Figura 13 -	Esquema para distribuição das fases do CAD para ambientes com baixas temperaturas.....	37
Figura 14 -	Estrutura da água nos estados: sólido, líquido e gasoso.....	42
Figura 15 -	Forças interpartículas atuantes na hidratação do cimento Portland....	46
Figura 16 -	Esquema do processo de fabricação do cimento Portland.....	47
Figura 17 -	Evolução da taxa de hidratação de cada um dos compostos do cimento Portland isoladamente.....	49
Figura 18 -	Microestrutura dos constituintes da pasta de cimento Portland.....	50
Figura 19 -	Propriedades das quatro fases sólidas principais presentes na pasta de cimento Portland.....	52
Figura 20 -	Tipos de águas presentes na pasta de cimento Portland.....	55
Figura 21 -	Desenvolvimento da microestrutura durante a hidratação do cimento Portland.....	56

Figura 22 -	Representação esquemática da formação de sílica ativa em forno elétrico a arco voltaico.....	58
Figura 23 -	Diferenças entre as zonas de interface entre agregados e pasta de cimento em matrizes com ou sem sílica ativa.....	60
Figura 24 -	Benefício da sílica ativa em concretos.....	61
Figura 25 -	Efeito do aditivo tensoativo redutor de água.....	65
Figura 26 -	Efeito do aditivo tensoativo incorporador de ar.....	65
Figura 27 -	Mecanismos de ação do aditivo modificador de pega.....	66
Figura 28 -	Verificação da potencialidade de aditivo superplastificante em misturas de aglomerantes.....	67
Figura 29 -	Medida da influência de um aditivo superplastificante X aglomerante.....	69
Figura 30 -	Influência da angulosidade do agregado sobre a porosidade do concreto.....	72
Figura 31 -	Exemplo prático do número de angulosidade em agregados.....	73
Figura 32 -	Ilustração da medida do diâmetro de um agregado graúdo para obtenção do coeficiente volumétrico.....	75
Figura 33 -	Esquemática do fenômeno da exsudação interna.....	76
Figura 34 -	Idealização do comportamento de agregados em concretos com e sem sílica ativa.....	77
Figura 35 -	Concreto convencional – ligação frágil entre os agregados e a argamassa.....	79
Figura 36 -	Caminhos preferenciais de penetração de agentes agressivos.....	79
Figura 37 -	Relação entre o volume de ar em concretos e volume de ar calculado para a fração de argamassa.....	82
Figura 38 -	Esquema do efeito parede entre agregados e a pasta de cimento no concreto.....	83
Figura 39 -	Porosidade média na zona de transição em várias idades do concreto	83
Figura 40 -	Microestrutura da zona de transição.....	86

Figura 41 -	Seção transversal esquematizada de um corpo de prova de concreto submetido ao resfriamento.....	99
Figura 42 -	Congelamento de corpos-de-prova sem ar incorporado: pasta com porosidade de 46%.....	115
Figura 43 -	Congelamento de pastas com e sem ar incorporado: pastas com porosidade de 45%.....	117
Figura 44 -	Efeito da temperatura de resfriamento constante em corpo-de-prova sem ar incorporado.....	118
Figura 45 -	Efeito do ar incorporado.....	119
Figura 46 -	Estrutura da pasta de cimento.....	122
Figura 47 -	Disposição do filme de água adsorvida pelas partículas-gel.....	126
Figura 48 -	Alterações do nível de energia livre até o equilíbrio termodinâmico.	129
Figura 49 -	Parâmetros mecânicos do modo de vibração.....	152
Figura 50 -	Diagrama simplificado do sistema de vibração.....	153
Figura 51 -	(a) Relógio medidor Tensotast e conjunto de barras de calibração; (b) Tensotast; (c) Corpo-de-prova instrumentado com extensômetros mecânicos.	155
Figura 52 -	Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Advacast e o incorporador de ar Microair AS883 E.....	161
Figura 53 -	Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Advacast e o incorporador de ar Microair EC.....	161
Figura 54 -	Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Glenium 51 e o incorporador de ar Microair AS883 E.....	162
Figura 55 -	Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Glenium 51 e o incorporador de ar Microair EC.....	162
Figura 56 -	Representação gráfica do ensaio granulométrico para agregado miúdo.....	165
Figura 57 -	Curvas granulométricas dos agregados graúdos.....	167
Figura 58 -	Ábaco de dosagem para determinação do CAD para ambientes com baixas temperaturas.....	171

Figura 59 -	Resistência à compressão axial para o concreto sem ar incorporado (1:5) e para o concreto com ar incorporado 1:5 (AIA - Aditivo Incorporador de Ar).....	174
Figura 60 -	Esquema dos equipamentos para realização do ensaio de ressonância por impacto.....	175
Figura 61 -	Curva de resfriamento dos corpos-de-prova.....	176
Figura 62 -	(a) Sistema processador de sinais para leitura da frequência natural; (b) ensaio de corpo-de-prova para determinação da frequência natural; (c) Acelerômetro; (d) Termômetro para aferição da temperatura interna do corpo-de-prova; (e) Termômetro para aferição da temperatura da câmara-fria.....	176
Figura 63 -	Curvas para obtenção da frequência natural.....	177
Figura 64 -	Valores de frequência (n) para corpos-de-prova ensaiados à -35°C	180
Figura 65 -	Frequência natural média para concretos ensaiados à -35°C	181
Figura 66 -	Curva de descongelamento dos corpos-de-prova.....	182
Figura 67 -	Frequência natural após período de 35 dias de exposição ao congelamento.....	183
Figura 68 -	(a) Corpo-de-prova instrumentado com as bases do extensômetro mecânico; (b) Procedimento de leitura.....	184
Figura 69 -	Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 1 de concreto sem ar incorporado.....	187
Figura 70 -	Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 2 de concreto sem ar incorporado.....	187
Figura 71 -	Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 1 de concreto com ar incorporado.....	188
Figura 72 -	Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 2 de concreto com ar incorporado.....	188

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Estatísticas do crescimento populacional.....	1
Tabela 2	Proporção de óxidos nos cimentos Portland.....	48
Tabela 3	Fases do cimento Portland.....	48
Tabela 4	Relação entre o tamanho da partícula e o tempo necessário para sua hidratação.....	52
Tabela 5	Grau de hidratação necessário para desconexão dos poros em concretos com várias relações a/agl e teores de sílica ativa.....	61
Tabela 6	Textura dos agregados.....	78
Tabela 7	Efeito do coeficiente de permeabilidade na pressão gerada pelo fluxo de água no concreto.....	103
Tabela 8	Análise dos materiais componentes do CAD sob baixas temperaturas.....	156
Tabela 9	Resistência à compressão de pastas de cimento Portland tipo CP II E 32.....	158
Tabela 10	Composição química do CP II E 32 - óxidos.....	158
Tabela 11	Composição dos produtos de hidratação de pasta com CP II E 32	159
Tabela 12	Características dos aditivos.	159
Tabela 13	Ensaio granulométrico do agregado miúdo.....	164
Tabela 14	Ensaio granulométrico do agregado graúdo –brita 12,5mm.....	166
Tabela 15	Ensaio granulométrico do agregado graúdo –brita 19mm.....	166
Tabela 16	Ensaio granulométrico da mistura ótima (70% de brita 19mm e 30% de brita 12,5mm).....	167
Tabela 17	Composição dos traços pilotos para dosagem em CAD, para ambientes com baixas temperaturas.....	172
Tabela 18	Traços estudados em CAD, para ambientes com baixas temperaturas.....	172
Tabela 19	Resistência à compressão simples para concretos pilotos (ábaco de dosagem).....	173

Tabela 20	Resistência à compressão simples para os concretos submetidos à temperatura de -35°C	173
Tabela 21	Frequência transversal natural para corpos-de-prova prismáticos 10 cm x 10 cm x 50 cm submetidos à -35°C	179
Tabela 22	Frequência transversal natural de corpos-de-prova prismáticos 10 cm x 10 cm x 50 cm após período de 35 dias exposição à -35°	183
Tabela 23	Medidas de Tensotast para corpos-de-prova prismáticos 10 cm x 10 cm x 50 cm submetidos à -35°C	185
Tabela 24	Deformações unitárias medidas pelo Tensotast.....	186
Tabela 25	Medidas de Tensotast para corpos-de-prova prismáticos 10 cm x 10 cm x 50 cm após descongelamento.....	186

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	Al_2O_3 – alumina
a/agl	Relação água/aglomerante
a/c	Relação água/cimento
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCP	Associação Brasileira do Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AFm	Monossulfoaluminato de cálcio
AFt	Trissulfoaluminato de cálcio (etringita)
AIA	Aditivo incorporador de ar
ASTM	American Society for Testing and Materials
C	CaO – cal livre
\bar{C}	CO ₂ - dióxido de carbono
C ₂ S	Silicato dicálcico - belita
C ₃ A	Aluminato tricálcico
C ₃ S	Silicato tricálcico - alita
C ₄ AF	Ferroaluminato tetracálcico
CAD	Concreto de alto desempenho
CAR	Concreto de alta resistência
CH	Portlandita
CP II E 32	Cimento Portland tipo II com adição de escória
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
C _v	Coefficiente volumétrico

EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
IHE	Instrucción de Hormigón Estructural
F	Fe ₂ O ₃ - Óxido de ferro
f _{c28}	Resistência à compressão simples do concreto aos 28 dias
Fe - Si	Liga ferro silício
<i>fib</i>	Fédération Internationale du Béton
FIP-CEB	Fédération Internationale de la Précontrainte – Comité Euro-Internationale du Béton
H	H ₂ O - água
K ₂ O	Óxido de potássio
LMABC	Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento
M	MgO - Óxido de magnésio
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
MnO ₂	Dióxido de manganês
NA	Número de angulosidade
Na ₂ O	Óxido de sódio
NBR	Norma Brasileira Registrada
NIST	National Institute of Standards and Technology
S	SiO ₂ - Dióxido de silício
\bar{S}	SO ₃ ²⁻ - Íon sulfato
SET	Departamento de Engenharia de Estruturas
TiO ₂	Dióxido de Titânio
UR	Umidade relativa do ar
USP	Universidade de São Paulo
1 : m	Proporção entre as quantidades em massa de cimento e agregados no concreto

SUMÁRIO

RESUMO	vi	
ABSTRACT	vii	
LISTA DE FIGURAS	viii	
LISTA DE TABELAS	xii	
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	xiv	
1	INTRODUÇÃO	
1.1	Considerações gerais	1
1.2	Objetivo	7
1.3	Métodos	8
1.4	Apresentação	15
2	CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO	16
2.1	Histórico	16
2.2	Definições de concreto de alto desempenho	20
2.3	Aplicações do concreto de alto desempenho	25
2.4	Propriedades do concreto de alto desempenho	28
2.5	Forças de atração entre as moléculas	39
2.5.1	Pontes de hidrogênio	41
2.5.2	Forças eletrostáticas	42
2.5.3	Dispersão, tixotropia e estado floculado	44
2.6	Aglomerantes	47
2.6.1	Cimento Portland	47
2.6.2	Sílica de ferro silício	56

2.7	Aditivos	62
2.8	Agregados	69
2.8.1	Agregados miúdos	69
2.8.2	Agregados graúdos	74
2.9	Zona de transição	82
2.10	A fase ar no concreto	89
3	AÇÃO DO CONGELAMENTO SOBRE O CONCRETO (Teoria de Powers – 1945)	92
3.1	Estrutura da pasta de cimento	92
3.2	Temperatura de congelamento	93
3.3	Quantidade de água congelável	94
3.4	Situação do gelo no concreto	96
3.5	Mecanismos de deterioração	98
3.6	Geração de pressão hidráulica	98
3.7	Desagregação e esfarelamento	101
3.8	Danos sem desintegração	105
3.9	Influência das cavidades	105
3.10	Permeabilidade relativa da pasta e agregado	107
3.11	Influência do grau inicial de saturação	107
3.12	Fatores que governam a quantidade de água absorvida durante o degelo	108
3.13	Efeito da espessura da camada externa de gelo	111
3.14	Origem da pressão negativa no concreto	111
3.15	Taxa de congelamento	112
3.16	Deformações advindas de expansões e contrações pelo congelamento	113

3.16.1	Interpretação dos experimentos	121
3.16.2	Congelamento nas capilaridades e geração de pressão hidráulica	124
3.16.3	Difusão e congelamento de água-gel	125
3.16.4	Difusão para as bolhas ou vazios de ar incorporado	127
3.17	Conclusões sobre a teoria do congelamento proposta por Powers e Helmut	134
3.18	Sinergia dos constituintes do concreto em ambientes com baixas temperaturas	135
4	ANÁLISE EXPERIMENTAL	151
4.1	Análise dos materiais	155
4.1.1	Cimento Portland	157
4.1.2	Sílica de Fe-Si	159
4.1.3	Aditivos: superplastificante e incorporador de ar	159
4.1.4	Agregado miúdo	164
4.1.5	Agregado graúdo	165
4.2	Dosagem do CAD para ambientes com baixas temperaturas	168
4.3	Ensaio de resistência à compressão axial	172
4.4	Ensaio para obtenção da frequência natural	174
4.5	Ensaio para determinação das deformações advindas de expansões e contrações	184
5	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	190
6	CONCLUSÃO E PROSSEGUIMENTO DE PESQUISA	194
6.1	Conclusão	194
6.2	Prosseguimento de pesquisa	197
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	199
	ANEXO	207

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Ter a consciência de que se aumentará a população mundial em 50%, nos próximos 50 anos, é uma necessidade premente, diante de uma adversidade estarrecedora!

O homem para perenizar sua existência terá que se preocupar cada vez mais com a preservação de água potável e com a produção de alimentos. De nada adiantarão os avanços tecnológicos se não for possível armazenar esses produtos, a um custo compensador associado a um consumo em alta escala.

Associado a essa problemática, está a escassez de energia. Nos países, nos quais houve uma diminuição do ritmo de aumento populacional, está sendo possível manter o trinômio, população x alimentação x energia.

Na tabela 1 são apresentadas as estatísticas do crescimento populacional.

Tabela 1 – Estatísticas do crescimento populacional.

Época	Fatos	População
10.000 a.C.	Fim da última era glacial, com os humanos vivendo em cavernas e dependendo de caça, pesca e frutas.	4.000.000
8.000 a.C	Revolução agrícola, e começa a criação de animais.	5.000.000
1	Início da Era Cristã	285.000.000
550	Queda de Roma	200.000.000
1567	Dois milhões de indígenas sul-americanos morrem de febre tifóide	450.000.000
1825	Começa o transporte ferroviário de passageiros	1.000.000.000
1900	Início do século XX. Primeiras experiências de vôo em veículos mais pesados que o ar	1.600.000.000
1954	Criada a vacina contra poliomielite. Três anos depois, 20 milhões de chineses morriam de fome.	3.000.000.000

continua

conclusão

Época	Fatos	População
1984	Em Bophal, na Índia, morrem 3.300 pessoas e 20 mil sofrem outras conseqüências do vazamento de gases tóxicos de uma indústria.	5.000.000.000
AGO/1999	No último ano do século XX, China e Índia são os países mais populosos do planeta.	6.000.000.000
1/7/2010	Previsão do U.S. Census Bureau atualizada em 8/2001	6.823.634.553
1/7/2020	Previsão do U.S. Census Bureau atualizada em 8/2001	7.518.010.600
1/7/2030	Previsão do U.S. Census Bureau atualizada em 8/2001	8.140.344.240
1/7/2040	Previsão do U.S. Census Bureau atualizada em 8/2001	8.668.391.454
1/7/2050	Previsão do U.S. Census Bureau atualizada em 8/2001	9.104.205.830

Fonte: <http://www.novomilenio.inf.br/porto/mapas/nmpop.htm>

A figura 1 mostra a população mundial, agora estimada conforme dados do Escritório do Censo dos EUA.

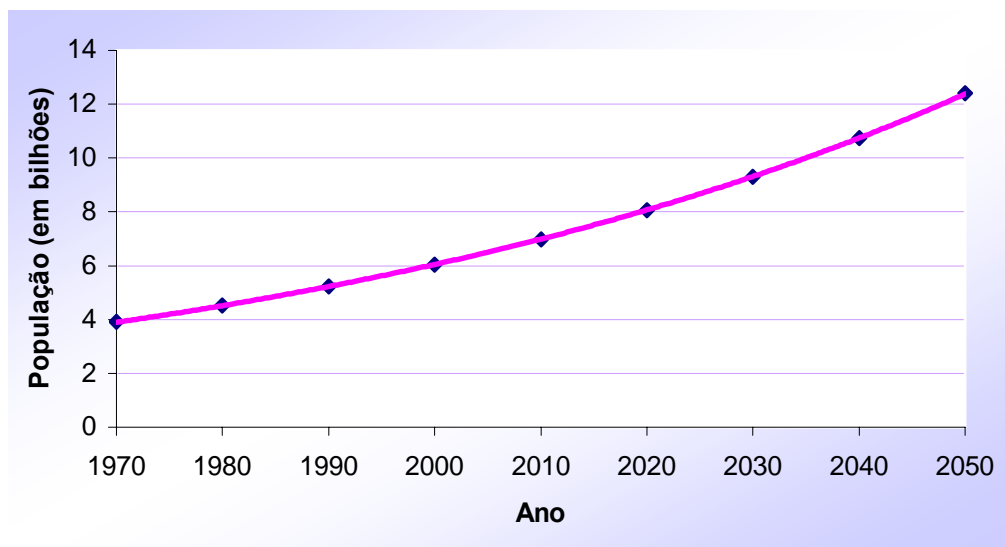


Figura 1. Dados sobre o crescimento da população mundial. Fonte: U.S. Census Bureau. (www.census.gov/main/www/popclock.html).

Considerando essa preocupação, a presente pesquisa pretende colaborar no sentido de estudar parte dessa problemática, que é a questão relacionada com o armazenamento de alimentos.

A conservação e o acondicionamento de alimentos, desde os primórdios tempos, exigiu do homem atenção e criatividade para encontrar maneiras adequadas de manter os suprimentos

alimentares com suas propriedades organolépticas adequadas ao consumo, mesmo quando armazenados por longos períodos. O histórico da conservação de alimentos tem seu início em 3000 a.C. quando judeus, gregos e romanos desidratavam e salgavam os alimentos com o intuito de conservá-los. Em 1500 a.C., sabe-se que os babilônios e chineses desenvolveram a técnica de fermentar embutidos, e foram os romanos que se utilizaram em 1000 a.C. da técnica de resfriamento em neve para conservar seus alimentos.

As estruturas concebidas para o armazenamento e guarda de alimentos, têm sido projetadas com diversos materiais alternativos. O material que aqui se pretende estudar são as estruturas de concreto.

O concreto é um dos mais acessíveis materiais de construção do mundo. Diversas tecnologias vêm sendo desenvolvidas com o intuito de se produzirem concretos de alta resistência associada à durabilidade, característica mais valorizada entre os construtores.

As estruturas de concreto, no processo de armazenamento de alimentos, podem ser submetidas a temperaturas muito baixas, em algumas situações, menores que -40°C .

Essa situação reveste-se, portanto, de uma grande complexidade, e tem sido pouco estudada.

Num programa de mestrado, até pela exigüidade de tempo, pretende-se realizar algumas avaliações relacionadas à condição do material concreto nessa temperatura para se dar início a essa temática, base inicial para estudos mais profundos em outros projetos mais adequados.

Conforme citado por Vieira, 2005, o armazenamento a frio pode ser considerado uma das maiores conquistas da humanidade. É uma possibilidade eficaz para a otimização na perecibilidade e a conservação dos alimentos em todos os seus aspectos. Desse modo, os estudos aqui conduzidos vêm colaborar com o aprimoramento dos elementos que podem vir a constituir um sistema de refrigeração, tais como as estruturas e pisos em concretos para câmaras

refrigeradas. Dados da Associação Brasileira das Indústrias de Alimentos (ABIA), em 2003, apuraram que as indústrias de alimentos foram responsáveis por 10% do produto interno bruto (PIB) nacional. Em 2004, a exportação de carnes e subprodutos, no período de janeiro a novembro, atingiu a cifra de 4 milhões de toneladas. Isto posto, fica evidente a importância de um adequado sistema de distribuição e armazenagem de produtos, para que se possam evitar desperdícios e dar sustentabilidade ao mercado de alimentos no nosso país, dotado de tão vasto território, o que enfatiza ainda mais a necessidade do correto armazenamento desses gêneros alimentícios.

A Comissão Nacional de Normas, e Padrões para Alimentos, por meio da Resolução CNNPA N°35, de 27 de dezembro de 1977, estabeleceu a temperatura de -18°C , como sendo a máxima permitida para o centro térmico do alimento, depois de atingida a estabilização térmica do ambiente para um adequado armazenamento.

Os danos causados ao concreto quando exposto a baixas temperaturas estão relacionados ao fato do mesmo ser um material poroso, capaz de reter água em seus capilares, bem como água adsorvida em seus produtos originários da hidratação do cimento Portland. Esta água, em condições normais de temperatura e pressão, permanece nas cavidades ou adsorvidas a produtos, em repouso. Entretanto quando submetidas, como no caso em estudo, a uma queda de temperatura, alteram seu estado físico e também sua intensidade de energia livre.

Powers (1945) desenvolveu uma teoria para explicar as alterações de volume na pasta de cimento Portland endurecida, baseada no crescimento dos cristais de gelo em cavidades capilares, na pressão efetiva gerada pela movimentação da água excedente expelida de capilares, pela difusão da água gel e da água capilar. Estes fenômenos decorrentes da alteração das condições térmicas têm a duração condicionada ao equilíbrio térmico do sistema, ou seja, o instante em que todas as moléculas do conjunto tenham a mesma intensidade de energia térmica.

Neville (1997) definiu o congelamento em concretos como um processo gradativo, por depender da velocidade de transferência de calor, bem como da influência do tamanho dos poros e da quantidade de sais dissolvidos na água contida nesses poros, a qual graduavelmente aumenta a concentração de sais por conta do congelamento de uma fração desta água, fato este que implica na queda do ponto de congelamento. A tensão superficial exercida pelas paredes dos poros sobre a água capilar é tanto maior quanto menor o tamanho dos poros. Por este motivo o congelamento começa nos poros maiores e gradativamente se estende aos menores.

A existência de uma rede de bolhas, capazes de suprir a alteração de volume da água pelo resfriamento, bem como a adequada distribuição desta rede, minimizando a pressão gerada pela sua movimentação, foram as respostas para a elaboração de um concreto durável frente às condições de baixa temperatura resultantes desta teoria.

Macinnes e Lau (1971) consideram a relação água/aglomerante (a/agl), a estrutura do sistema de poros, a qualidade dos agregados, o grau de hidratação e saturação do concreto os principais fatores que afetam a resistência do concreto ao congelamento.

A relação a/agl além de determinar a resistência mecânica do concreto e a sua porosidade, no caso de concretos submetidos a baixas temperaturas, determinam a quantidade de água disponível, não utilizada no processo de hidratação dos produtos do cimento Portland, livre para movimentar-se nas capilaridades ou formar cristais de gelo. Li, Langon e Ward (1991) sugerem que para relações de a/agl entre 0,24 e 0,27, não há necessidade de incorporar ar ao concreto pois não restará água congelável nos capilares do concreto.

Nesta mesma linha de raciocínio o grau de hidratação está relacionado à água possível de ser congelada no concreto, ainda não utilizada no processo de hidratação, bem como à menor resistência mecânica, principalmente a de tração, como constatado por Nishizawa, Nagayama e Watanabe (1998). Os pesquisadores ora citados, ao comparar a resistência ao congelamento de

concretos em idades de 14, 28, 42 e 91 dias, obtiveram fator de durabilidade¹ do concreto (testes de gelo e degelo) dez vezes maior ao passar de 14 para 91 dias de idade. Nesta mesma série de ensaios observaram danos muito maiores em corpos-de-prova submersos quando ensaiados aos ciclos de gelo e degelo em comparação aos corpos-de-prova que tiveram suas superfícies seladas, ilustrando assim, a influência do grau de saturação no comportamento do concreto frente a baixas temperaturas.

Mehta e Monteiro (1994) explicam que não é a quantidade total de ar mas os espaços entre os vazios da ordem de 100 a 200 μm , em relação a qualquer ponto do cimento endurecido, que é necessário para a proteção do concreto contra danos de congelamento. Adicionando pequenas quantidades de certos agentes incorporadores de ar à pasta de cimento é possível incorporar bolhas de 0,05 a 0,1mm. Portanto, para um dado volume de ar dependendo do tamanho das bolhas, o número de vazios, espaçamento entre elas e o grau de proteção contra o congelamento podem variar bastante. Aïtcin (2000) enfatiza que não é o volume total de ar incorporado que confere durabilidade ao concreto exposto a ciclos repetidos de congelamento, mas sim a distribuição uniforme desse ar em várias bolhas muito pequenas. Exemplifica evidenciando o fato de que um grande vazio de 60 l, representando 6% do volume de um cubo de concreto de 1 m³, não o protegerá contra os ciclos repetidos de gelo e degelo.

Dependendo de como o agregado responde à ação do congelamento, um concreto contendo ar incorporado na matriz da pasta de cimento ainda pode ser danificado, afirmam Mehta e Monteiro (1994). O mecanismo responsável pelo desenvolvimento de pressões hidráulicas nas paredes dos capilares de uma pasta de cimento saturada por conta da ação do congelamento, também é aplicável a outros corpos porosos: isto inclui agregados produzidos a partir de rochas porosas, tais como sílex, arenitos, calcários e xistos.

¹ Fator de durabilidade é calculado de acordo com as especificações da ASTM C666 – 92: *Standard test method for resistance of concrete to rapid freezing and thawing*.

Silva e Libório (1999) ressaltam que o concreto de alto desempenho deve ser visto, explicado e definido em função das suas propriedades globais que são evidenciadas pelo seu comportamento por meio de avaliações das propriedades mecânicas, da durabilidade, da característica da microestrutura e do meio ao qual está inserido.

Sob esta ótica pretende-se discorrer sobre o tema “*Concreto de Alto Desempenho em Ambientes com Baixas Temperaturas*” tratando as quatro fases do concreto, a saber: (1) pasta, (2) agregado, (3) zona de transição e com denotada importância no caso deste estudo, (4) a fase ar.

1.2 Objetivo

O principal objetivo desta pesquisa é o de colaborar para o equacionamento da problemática referente à viabilidade do crescimento da população mundial, no que diz respeito à conservação e armazenamento de alimentos.

Considerando o uso do concreto como alternativa à construção de estruturas ou elementos construtivos integrantes de um sistema de armazenamento e estocagem de alimentos a frio, pretende-se elucidar e definir as propriedades necessárias a esse material para que apresente alto desempenho em ambientes com baixas temperaturas.

Como objetivo específico, e tendo em vista a normalização vigente (i.e. CNNPA – Resolução n.35), é projetado um concreto para resistir às adversidades de um sistema de armazenamento e estocagem de alimentos à temperatura de -35°C , quer sob os aspectos referentes às solicitações mecânicas ou de durabilidade, podendo a partir do atendimento a essas condições, defini-lo como um concreto de alto desempenho em ambientes com baixas temperaturas. Não obstante da meta ora citada, a relação custo-benefício é igualmente

importante para de fato colaborar com viabilidade e aplicabilidade da alternativa tecnológica proposta por esta pesquisa.

1.3 Método

O alto desempenho em ambientes com baixas temperaturas somente poderá ser conferido a um determinado concreto se esse obedecer e considerar os pontos e propriedades até então estabelecidos para o comportamento de um concreto de alto desempenho (CAD). Faz-se, então necessário, um estudo sobre os avanços que propiciaram o desenvolvimento do CAD e as tecnologias utilizadas para projetar e executá-lo por meio de uma revisão bibliográfica sobre o assunto.

O entendimento dos mecanismos de deterioração de um concreto em ambientes com baixas temperaturas, a ação do congelamento e a base teórica que explica o comportamento do concreto sob tais condições tornam-se fundamentais para a elaboração do CAD a ser utilizado para esta finalidade. Por este motivo é pertinente a abordagem destes tópicos sob a forma de revisão bibliográfica e apresentação sucinta de algumas pesquisas e resultados obtidos por respeitados cientistas (Aitcin, Banthia, Deja, Foy, Gagné, Hover, Klieger, etc), abrangendo o período de 1970 até os dias de hoje, sobre a aplicação de concreto em ambientes com baixas temperaturas.

Para a produção e elaboração do CAD, um projeto é desenvolvido a partir das técnicas desenvolvidas por Liborio (2003) e pelo grupo de pesquisadores do LMABC-SET-EESC-USP (Aluisio B. de MELO, Isac J. da SILVA, Fernanda G. da SILVA, Fernanda L. COSTENARO e Samir C. FAGURY), os quais analisaram em suas pesquisas todas as questões de alto desempenho. Outrossim, foram considerados alguns parâmetros estabelecidos em normalizações.

As normalizações consideradas são as estabelecidas pelas entidades relacionadas:

- a) Federação Internacional para Concreto Estrutural (*fib*): máxima relação $a/agl = 0,45$; classe de resistência mínima – C30/37; consumo mínimo de cimento – 340 kg/m^3 ; teor mínimo de ar – 4%. Estas especificações correspondem à classe de agressividade ambiental XF4 – ataque por gelo e degelo, na condição saturada e na presença de agentes degelantes ou água do mar.
- b) Instruções para o Concreto Estrutural (*EHE*): máxima relação $a/agl = 0,50$; classe de resistência mínima – C30; consumo mínimo de cimento 325 kg/m^3 ; teor mínimo de ar 4,5%. Estas especificações correspondem à classe de agressividade ambiental F – ataque por gelo e degelo na presença de sais e/ou agentes degelantes.
- c) Instituto Americano do Concreto (*ACI 318-83*²): máxima relação $a/agl = 0,45$, para obras como meio-fios, calhas e corrimões e 0,50 para outros elementos. (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A relação água/aglomerante (a/agl) será adotada com base nos parâmetros citados, e com o objetivo de viabilizar o custo do concreto estará compreendida entre 0,40 e 0,45, sendo o valor final da a/agl e da relação 1:m definidos a partir da elaboração de um ábaco de dosagem concebido por Helene (1997), conforme figura 2.

O CAD proposto é constituído pela fase cimentícia composta por cimento Portland CP II 32 E e sílica ativa proveniente da fabricação de ligas de ferro-silício ou silício metálico (SA), os agregados miúdo e graúdo são da região de São Carlos/SP: respectivamente, areia de rio, e de rochas de natureza basáltica com dimensão máxima de 19 mm. Os aditivos utilizados são do tipo: superplastificante e incorporador de ar.

² AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Reinforced Concrete: reported by ACI Committee 318. In: _____. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 1992. Part 3.

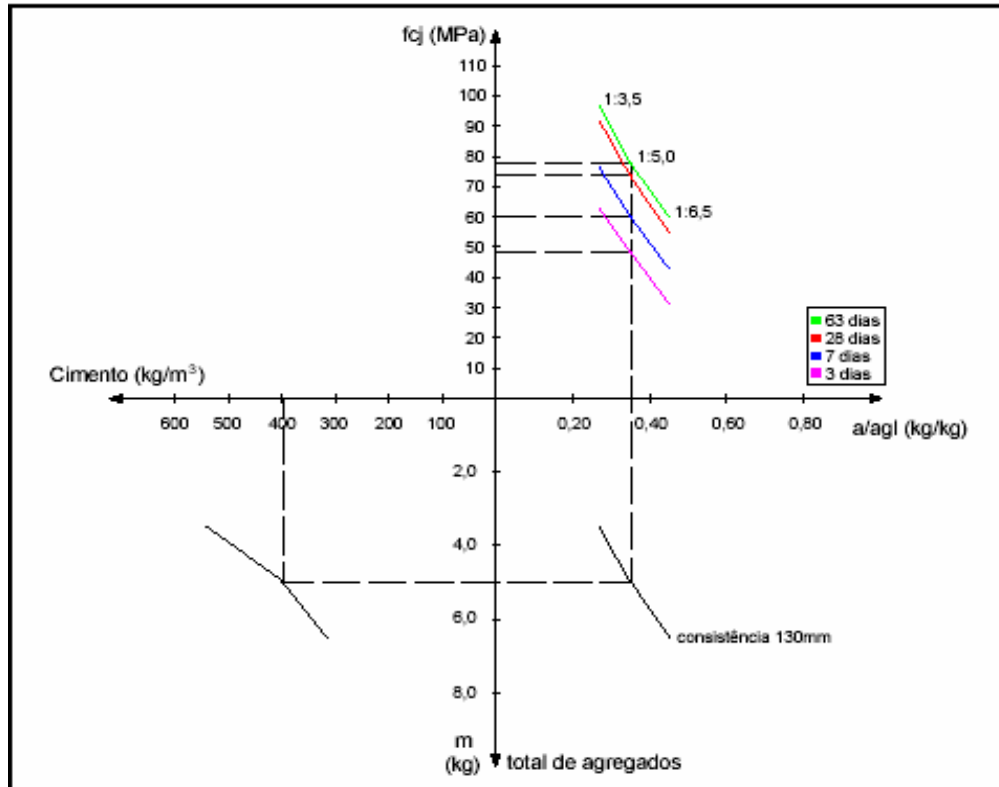


Figura 2. Exemplo de ábaco de dosagem de concreto. Fonte: Liborio (2003).

O cimento Portland CII 32 E foi escolhido para o projeto pelas razões que seguem:

- Os ambientes de armazenamento de gêneros alimentícios estão constantemente submetidos a rigorosos processos de sanitização industrial. A adição de escória no cimento consumirá o CH produzido, componente de maior solubilidade e portanto maior fragilidade em relação a estes produtos;
- O baixo calor de hidratação é uma vantagem em se tratando de estruturas industriais com grandes volumes de concreto, minimizando os efeitos da retração plástica;
- A forma do silicato tricálcico - C_3S , favorece a incorporação de ar no concreto, portanto a constituição química do CP II 32 E (vide tabela 11) é conveniente para esta pesquisa;
- Uma vez que as estruturas industriais com esta utilidade não são solicitadas em prazos inferiores há 30 dias, a utilização de um cimento com velocidade de hidratação lenta, porém com alto teor de escória para consumo do hidróxido de cálcio, torna-se mais vantajoso para este projeto.

Para a análise e definição das propriedades necessárias ao concreto para ambientes com baixas temperaturas, duas séries de corpos-de-prova são moldadas, ambas compostas de concretos com mesmas relações a/agl e 1:m, distinguindo-se pelo uso ou não de agente incorporador de ar e teor de superplastificante. No entanto para ambas as séries conservou-se o teor de argamassa de 56 %, determinado por meio da dosagem, e o abatimento medido pelo tronco de cone de 100 mm, projetado.

Nove corpos-de-prova, prismáticos com seção transversal de 100 x 100 mm e comprimento de 500 mm são moldados para cada série.

O período de cura dos corpos de prova é de 28 dias. As justificativas para escolha deste período são duas: uma técnica, e outra construtiva. A justificativa técnica baseia-se no objetivo de eliminar o máximo de água congelável no concreto, além de atingir maior resistência à tração para melhor suportar aos efeitos da pressão hidráulica e expansão causados pelo congelamento dos corpos-de-prova. A justificativa construtiva baseia-se na experiência desta autora na construção de sistemas para armazenamento de produtos congelados, onde a construção dos elementos de concreto precede à montagem dos equipamentos de frios, instalações elétricas, mecânicas e sistemas de isolamento, sendo que estas atividades exigem, normalmente, mais de 28 dias para serem executadas. A cura será realizada em câmara úmida.

Após este período são acondicionados numa câmara refrigeradora, de modo a submetê-los à temperatura alvo de - 35° C. Para controle da temperatura no centro térmico do corpo-de-prova, um exemplar de cada série contém um termopar alojado em seu interior fixado durante a moldagem.

A unidade de congelamento (figura 3) é composta por uma caixa térmica com capacidade de 300 l, dotada de um sistema de serpentinas de cobre com diâmetro de 5/16” encarregado de conduzir o gás freon do compressor de 1/3 HP aos dois condensadores (5/16”),

com sistema de ventilação(1/4"HP), o que propicia a refrigeração do ambiente interno. A temperatura interna será controlada por um termostato digital com precisão de $\pm 1^\circ\text{C}$.

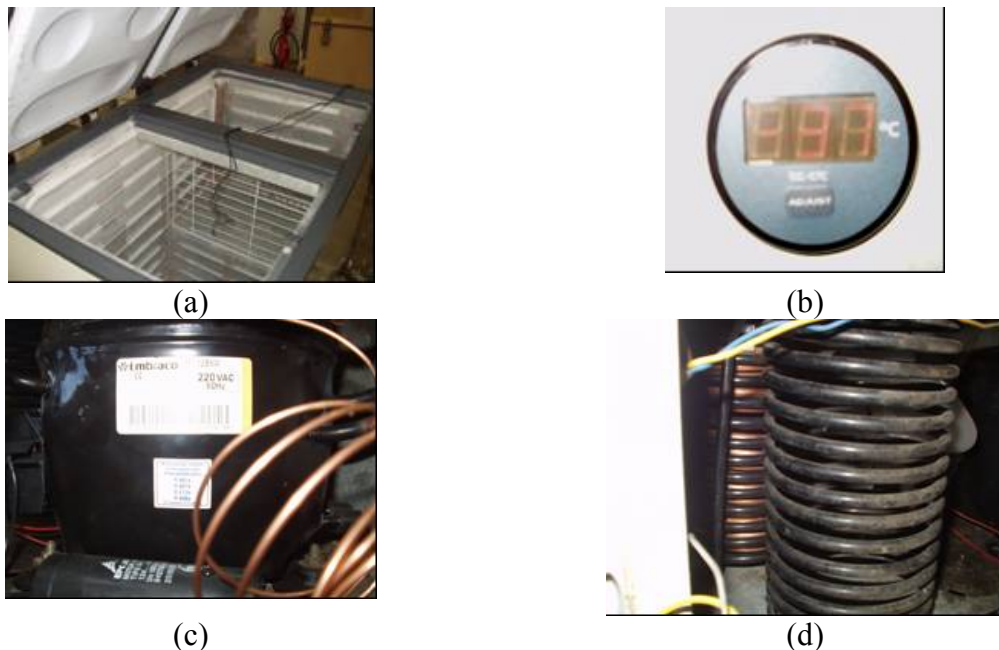


Figura 3. Unidade de congelamento: (a) caixa térmica e conjunto de serpentinas; (b) termostato; (c) compressor; (d) condensadores.

O comportamento e o grau de sanidade dos corpos-de-prova moldados com os concretos de cada uma das séries são analisados a partir da realização de ensaios para determinação da frequência transversal natural³, uma vez que os mesmos deverão retornar à câmara de resfriamento, não podendo, portanto, serem submetidos a ensaios destrutivos.

Também são analisadas e registradas as alterações volumétricas dos corpos-de-prova submetidos a baixas temperaturas, a partir da utilização de extensômetros mecânicos colocados superficialmente, nas três direções (x,y,z) aferidos por meio de um tensotast.

Os ensaios são interrompidos quando os corpos-de-prova atingem 60% do valor inicial da frequência transversal natural, obtida anteriormente à exposição à câmara refrigeradora, sendo retratada neste caso a ruptura; ou quando houver a estabilização deste valor.

³ O ensaio para determinação da frequência transversal natural seguirá as especificações da ASTM C 215 – 91: Standard test method for transverse, longitudinal, e torsional frequencies of concrete specimens.

Os resultados dos ensaios das duas séries são relatados através de descrições técnicas das alterações observadas, e ilustrados por gráficos que mostram a evolução das interferências havidas com o decorrer do tempo, do módulo de elasticidade longitudinal, da perda de massa e das alterações volumétricas.

As fases para a elaboração do CAD em ambientes com baixas temperaturas são sumarizadas na figura 4.

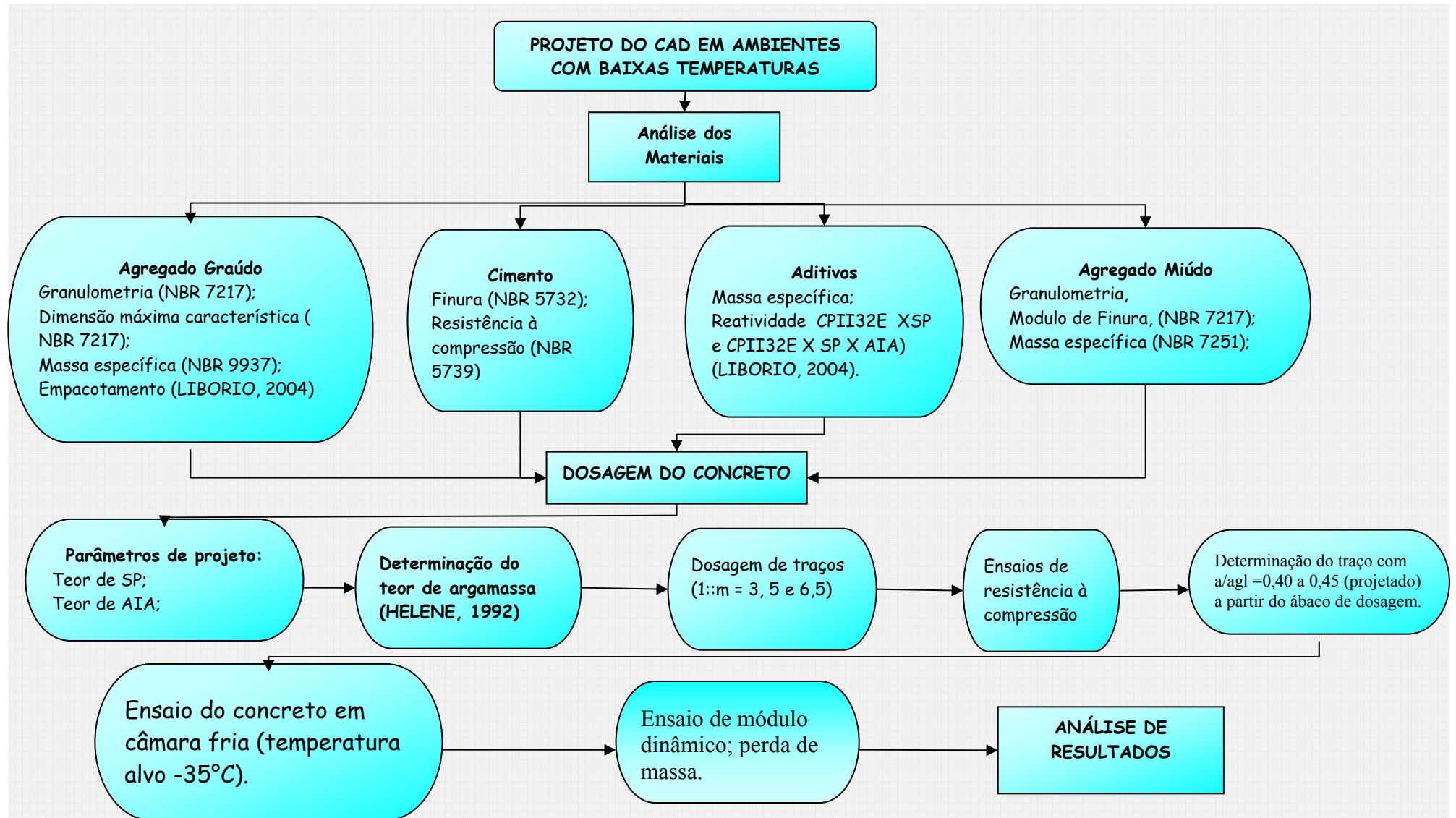


Figura 4. Fases para elaboração do projeto CAD em ambientes com baixas temperaturas.

1.4 Apresentação

No capítulo 1 fez-se a introdução ao tema abordado neste estudo dando ênfase à sua importância no terreno científico e econômico; apresentou-se o objetivo geral e específico do trabalho, bem como o método para o desenvolvimento da pesquisa e o programa experimental.

O histórico e as propriedades do concreto de alto desempenho, uma vez definidas como premissas para o projeto de um CAD para ambientes com baixas temperaturas, são relatadas no capítulo 2.

No capítulo 3, o mecanismo e o comportamento de concretos em baixas temperaturas são descritos a partir de estudos teóricos desenvolvidos por Powers (1945, 1949, 1953). Encerra este capítulo uma coletânea de resumos dos principais artigos sobre concreto submetidos a ambientes com baixas temperaturas, estudados para o desenvolvimento desta pesquisa.

O capítulo 4 descreve as diversas fases do projeto para o CAD para ambientes em baixas temperaturas (figura 4), apresentando os resultados obtidos em cada uma delas.

A discussão e interpretação dos resultados mostrados no capítulo 4 são elencadas e apresentadas no capítulo 5.

As conclusões e propriedades observadas no projeto do CAD para ambientes em baixas temperaturas são relatadas no capítulo 6, juntamente com as sugestões para prosseguimento desta pesquisa.

Finalmente, apresenta-se a bibliografia aqui utilizada e em seguida os anexos que contêm planilhas com os resultados pormenorizados para facilitar a interpretação e dirimir possíveis dúvidas da análise dos ensaios realizados.

CAPÍTULO 2 - Concreto de Alto Desempenho

2.1 Histórico

A tecnologia do concreto de alto desempenho veio de encontro à necessidade de suprir as deficiências do concreto convencional, relacionadas principalmente à durabilidade e às altas resistências. Aspectos que dizem respeito à proteção contra a penetração de cloretos, o avanço da carbonatação nas estruturas, ou mesmo a perenidade das edificações quando expostas às agressividades pertinentes ao seu ambiente, incluindo neste rol ataques por gelo e degelo, caracterizam o concreto de alto desempenho. Além destes pontos, otimizar o dimensionamento dos elementos estruturais, proporcionando a redução da massa das estruturas, com o artifício da alta resistência, são vantagens consideravelmente valorizadas para o estabelecimento de uma engenharia sustentável.

O CAD surgiu principalmente pelo uso de dois novos constituintes em sua composição: os redutores de água e a sílica ativa.

Roberts e Grace (1989) apontam a construção do túnel de Blindtarmen, em Oslo, na Noruega, executado pelo Norwegian Institute of Technology em 1949, como sendo a primeira aplicação da sílica ativa em substituição a 15% da massa de cimento Portland, alcançando resultados consideravelmente melhores quanto à durabilidade por ataque de sulfatos.

Aïtcin (2000) atribuiu a origem desta inovadora tecnologia a um grupo de indivíduos pioneiros não intimidados por tabus tradicionais, no início dos anos 60, na área de Chicago, onde o concreto de alta resistência começou a ser usado em quantidades significativas em estruturas importantes.

Cita ainda que mesmo que a resistência dos primeiros concretos de alta resistência por eles usados pareça muito modesta para os padrões atuais, deve-se lembrar que, naquela época,

o concreto comumente usado pela indústria da construção tinha uma resistência à compressão de apenas 15 MPa a 30 MPa. Propor dobrar essa resistência à compressão da noite para o dia era um real desafio. Além do que os cimentos e os aditivos da época não eram adequados à manufatura do concreto de alta resistência quanto os disponíveis hoje, sendo os cimentos muito mais grossos e os redutores de água eram à base de lignossulfonados, com composição variável quanto à quantidade de impurezas, o que trazia variabilidade significativa nas propriedades de desempenho.

Outro fator foi o desconhecimento pelas vantagens do uso das cinzas volantes.

Tais pioneiros ofereceram esses novos concretos sem custo adicional e aos poucos comprovaram sua eficiência e vantagens econômicas, desta forma a resistência à compressão do concreto usado em edifícios na área de Chicago foi multiplicada por três, paulatinamente por um período de 10 anos, levando a resistência à compressão de 15 MPa – 20 MPa para 45 MPa – 60 MPa.

No início da década de 70 o valor máximo para a resistência à compressão dos concretos de alto desempenho estabeleceu em 60 MPa sendo o fator limitante os redutores de água disponíveis na época, foi quando surgiram os superplastificantes que permitiram um avanço na então fronteira imposta a esta tecnologia.

As primeiras aplicações de superplastificantes foram como fluidificantes, mais do que como redutores de água. Eles eram usados na obra para fluidificar concretos que muito freqüentemente já continham redutores de água baseados em lignossulfonatos introduzidos durante a mistura inicial nas centrais de concreto.

Durante os anos 80, com o aumento gradativo das dosagens de superplastificantes acima das faixas recomendadas usualmente pelos fabricantes, começou-se a notar que os superplastificantes poderiam ser usados como redutores de água de grande efeito. Com isto percebeu-se que uma dosagem elevada permitiria reduzir a relação a/agl do concreto até 0,30,

e ainda, com uma medida de consistência da ordem de 200 mm, obtida com o ensaio de abatimento do tronco-de-cone, evidenciando grande vantagem em relação aos redutores à base de lignossulfonatos, que atingiam abatimentos de 50 a 75 mm.

A partir dessa idéia uma nova fronteira foi estabelecida: a relação a/agl mínima de 0,30, fato este que Aïtcin (2000) definiu como “barreira psicológica” . Na elaboração de um microconcreto em 1981, Bache⁴ reduziu a relação água/aglomerante a 0,16, usando uma dosagem muito alta de superplastificante e um substituto novo do cimento ultrafino (sílica ativa), obtendo uma resistência à compressão de 280 MPa, entretanto o micro concreto seria inviável pois utilizara bauxita calcinada como agregado o que implicaria num custo altíssimo (AÏTCIN, 2000) .

Desta maneira a “barreira psicológica” foi transposta, e pesquisadores e fornecedores de concreto começaram a reduzir a relação a/agl abaixo de 0,30 e com uma seleção cuidadosa de cimento e superplastificante foi possível diminuir a relação a/agl de 0,30 para 0,27, para 0,25 e até 0,23.

No Brasil, o surgimento do CAD está relacionado com a apresentação da sílica ativa, em 1984, por Epaminondas Melo do Amaral Filho a algumas entidades, entre elas, a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo; foi quando um trabalho conjunto de Jefferson B.L. Liborio e João Bento de Hanai, resultou no primeiro CAD do país, elaborado para construção de elementos premoldados (vigas e pilares) destinados à construção de casas populares para a Companhia de Desenvolvimento Habitacional (C.D.H) atual Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano (C.D.H.U), com resistência à compressão de 50 MPa para uma idade de 6 dias. Salienta-se que no Brasil, naquela época, não se dispunha dos mesmo aditivos que existiam na Europa e nos Estados Unidos. Mas ainda

⁴ BACHE, H. H. Densified cement/ultra fine particle-based materials. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON SUPERPLASTICIZER IN CONCRETE, 2.,1981, Otawa. Anais...Otawa, (s.n), 1981. p.1-35.

assim, os resultados foram muito expressivos para aquela época, pois se falava nessa resistência apenas para as idades de 28 dias – obras-de-arte e argamassa armada.

Hoje se pode falar em concretos de ultra desempenho, e com o uso adequado dos materiais produzir o que Liborio (2003) chamou de imagem futurista, a formação de uma rocha em tempo real, referindo-se a um concreto elaborado por Liborio, Helene, Silva F.G, Castro A.L. e Silva V.M o qual atingiu 145 MPa e 210 MPa em 1 e 3 dias de idade, respectivamente.

Esta nova era no mundo do concreto deve ser reconhecidamente atribuída à criação de um “novo cimento” ou aglomerante como explica Liborio (2003) que definiu este material como sendo um composto de calcário e silicatos sinterizados e aglutinado, gipsita (controlador de pega), escória de alto forno, escória de aciaria, cinzas volantes, cinzas de casca de arroz, sílicas ativa (Fe-Si, silício metálico, da casca do arroz), terras diatomáceas, metacaulinitas, argilas calcinadas, pós de concretos reciclados, cerâmicas moídas, vidros, microfibras, filer calcário, etc. Liborio (2003) esclarece ainda que caberá serem projetadas as propriedades buscadas: alta resistência, durabilidade a algum agente agressivo (cloretos, dióxido de carbono, sulfatos, partículas abrasivas, fungos, etc), melhoria da zona de interface (ligação concreto novo x concreto velho, reparos, continuidade de concretagem), calor de hidratação, resistência ao impacto, resistência à tração, permeabilidade, porosidade, resistividade, tenacidade, baixo módulo de elasticidade, etc.

Outro fator de relevada importância foi a rápida aceitação da vantagem em se utilizar a sílica como uma pozolana muito fina e reativa no concreto de alto desempenho como relata Aïtcin (2000).

2.2 Definições de Concreto de Alto Desempenho

O CAD é definido por diversas entidades respeitadas, considerando vários parâmetros tais como: relação a/agl; resistência à compressão, fatores de trabalhabilidade, durabilidade ao gelo e degelo entre outros. A seguir, uma coletânea destes conceitos é apresentada:

Para o *STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM* para que um concreto seja considerado de alto desempenho é necessário que apresente resistência à compressão em 4h, 24h e 28 dias de 20, 35 e 70 MPa, respectivamente. A relação a/agl deve ser limitada em 0,35 e o fator de durabilidade aos ciclos de gelo e degelo, maior que 80%. As definições do SHRP, no que se refere à resistência, durabilidade e características da mistura foram desenvolvidas para construção de pavimentos rodoviários.

O *NIST/ACI* define o CAD como um concreto que apresenta propriedades e uniformidade que não podem ser obtidas rotineiramente utilizando apenas constituintes, misturadores normais e lançamento convencional. Eles necessitam de práticas de cura especiais. Como exemplos dessas propriedades especiais do CAD, têm-se:

- a) fácil lançamento e compactação sem segregação;
- b) propriedades mecânicas melhoradas a longas idades;
- c) altas resistências mecânicas nas primeiras idades;
- d) alta dureza superficial;
- e) estabilidade volumétrica;
- f) vida útil longa em meios ambientes severos.

A **UNIVERSIDADE DE TÓQUIO** atribui ao CAD a função de um “concreto compensador” das práticas de pouca qualidade nas construções e nos detalhes construtivos e, que por si só, promova as seguintes propriedades:

- a) capacidade de preencher as formas com pouco ou nenhum esforço externo de compactação (auto adensável);
- b) mistura coesiva com baixa segregação;
- c) originar pouquíssimas fissuras nas pequenas idades devido à retração e deformações térmicas;
- d) resistência mecânica suficiente a longas idades e baixa permeabilidade;

Esta definição é um reflexo de que os japoneses enfatizam que tanto as facilidades de construção, resistência e durabilidade do concreto devem ser evidenciadas.

O ***PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE*** descreve o CAD como um concreto, com ou sem sílica ativa, que tem relação $a/agl < 0,38$, resistência à compressão acima de 55,2 MPa e permeabilidade menor que 50% (medida pelos métodos AASHTO T-259 ou T-277) da apresentada pelas misturas convencionais.

O ***CIVIL ENGINEERING RESEARCH*** descreve as propriedades necessárias a um CAD, entre elas: a facilidade de lançamento e compactação e altas resistências em pequenas idades. A definição consiste também, na apresentação de algumas diferenças entre o CAD e o concreto convencional tais como:

- a) Maior resistência mecânica a longas idades e resistência à abrasão ou carga de impacto;
- b) Menor permeabilidade;
- c) Melhor estabilidade de volume e de forma;
- d) Maior durabilidade a: ataque químico, exposição a ciclos de gelo e degelo e altas temperaturas;

Liborio (2003) enumera os diversos tipos de concretos de alto desempenho de acordo com a classificação das seguintes entidades:

Definições e tipos de CAD para o “STRATEGIC HIGHWAY PROGRAM”:

- a) **VES (*very early strength*)** – altíssima resistência em pequenas idades – O concreto deve apresentar resistência de 21MPa à idade de 4horas após o seu lançamento. A cura após o período de 4h não está terminada e a sua continuidade é benéfica. Este concreto é entendido como aquele que será necessário para realização de reparos e que apresenta essas propriedades para permitir tráfego em tempo mínimo;
- b) **HES (*high early strength*)** - alta resistência em pequenas idades – Esse concreto deve apresentar resistência mínima de 34MPa para idade de 24h. Quando usado em construção de pavimentos, esse concreto pode ser lançado por máquinas e recebe pouca ou nenhuma cura além de 24h;
- c) **HS (*high strength*)** – alta resistência - Concreto com $f_{c28} > 42\text{MPa}$;
- d) **VHS (*very high strength*)** – altíssima resistência aos 28dias – O concreto VHS deve apresentar resistência mínima de 69MPa nessa idade. Esse concreto é especificado quando a capacidade estrutural seja uma consideração primária. A cura prolongada é então necessária para que se obtenha resultados ótimos;
- e) **FRC (*FIBER-REINFORCED CONCRETE*)** – concreto armado com fibras – O concreto armado com fibras deve proporcionar uma ductilidade ou tenacidade iguais a pelo menos cinco vezes a área sob a curva tensão-deformação para um mesmo concreto sem fibras. As fibras geralmente são associadas à tenacidade (capacidade de absorver energia). Essa absorção de energia ocorre primariamente após a resistência última do concreto.
- f) **CONCRETO DE ALTA DURABILIDADE** – é um concreto com um fator de durabilidade mínimo (gelo e degelo) de 80%, como medido pela AASHTO T161 (método A) ou ASTM C 666, e uma relação a/c $< 0,35\text{kg/kg}$. A relação a/c máxima de 0,35 promove uma pasta com um sistema capilar descontínuo após um pequeno período de cura (normalmente em torno de 1dia). Isto permite desenvolver uma resistência à penetração de umidade e ataque químico do meio ambiente.

g) CONCRETO LEVE DE ALTA RESISTÊNCIA (CAR) – É o concreto produzido com agregados leves, como argila expandida, xisto, gizes, que reduzem a massa de 20% a 25% abaixo do concreto convencional e que apresentam resistência maior que 69MPa. Esse tipo de concreto é desejável onde haja necessidade de redução de carga permanente.

Definições francesas do CAR:

Os pesquisadores franceses *DE LARRARD & BOSTVIRONNOIS* (1991), distinguem os concretos de alta resistência daqueles de altíssima resistência como a seguir:

- a) **CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA** – Concreto que contém aditivos químicos, principalmente para redução de água e apresenta resistência entre 50MPa e 80MPa;
- b) **CONCRETO DE ALTÍSSIMA RESISTÊNCIA** - Concretos que contem aditivos químicos como anteriormente, mais material pozolânico finamente graduado, como a sílica ativa, e tem resistência mecânica superior a 80MPa.

Definições do CAR para o ACI (*American Concrete Institute*):

O comitê ACI 363/1992 define o concreto de alta resistência como “o concreto que tem resistência à compressão especificada de 41MPa ou maior, e exclui concretos feitos utilizando materiais e técnicas exóticas”. A palavra “exóticas” refere-se a materiais como concreto com impregnação de polímero, concreto epóxi, e concreto com agregados leves normais ou artificiais.

Definição do CAR da FIP - CEB (1990):

A *Federation Internationale de la Précontrainte-Comité Euro-International du Béton - FIP-CEB Working Group* (1990), define o CAR como a seguir:

Concretos com uma resistência a compressão simples, medida em corpos-de-prova cilíndricos acima dos limites apresentados em vários códigos nacionais, isto é 60MPa, e até 130MPa, os limites estabelecidos com agregados ordinários.

Neste caso, o conceito de CAD mais do que ligado a parâmetros de resistência mecânica, valores para relações a/agl, utilização de materiais e técnicas alternativas, está sim relacionado à excelência em atender às necessidades projetadas durante sua vida útil pré estabelecida, dentro das tolerâncias de custo benefício para sua elaboração. Liborio (2002) ilustra seu ponto de vista sobre CAD na Figura 5 relacionando-o à durabilidade.

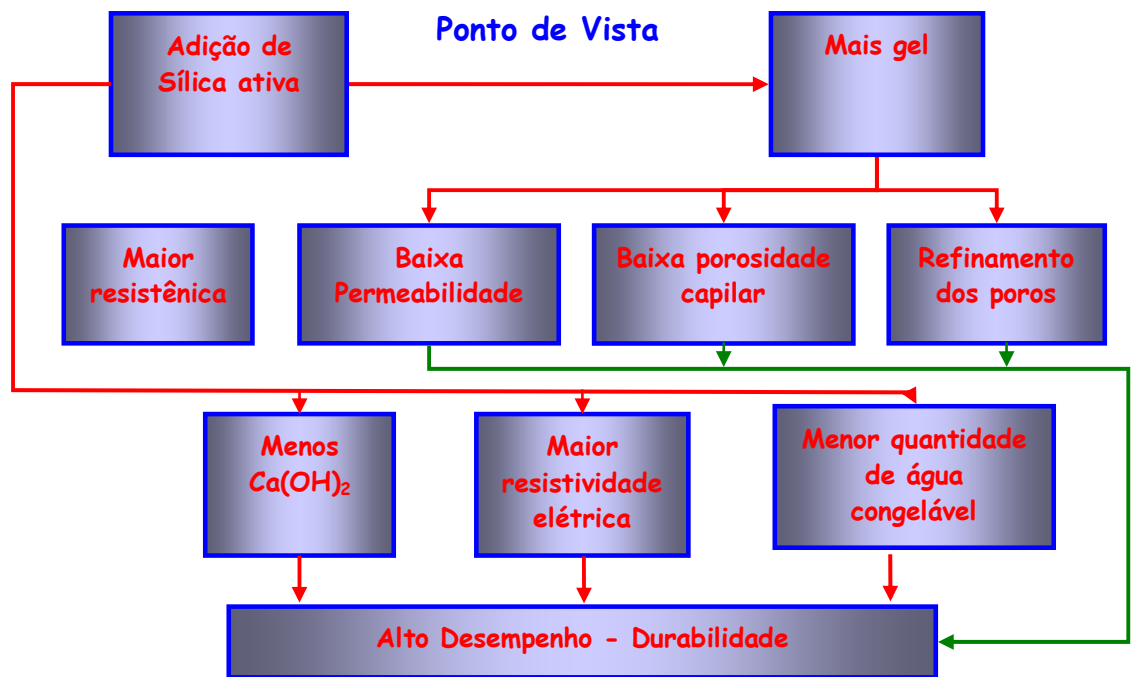


Figura 5. Elaboração de concretos estruturais de alta durabilidade. Fonte: Liborio (2002).

Com base nestes conceitos Liborio (2003) elaborou a seguinte definição para o

CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO:

“...O concreto de alto desempenho deve ser entendido como um material, cientificamente produzido, que atende as expectativas do cliente do ponto de vista estrutural, da estética, de durabilidade frente ao meio ambiente atual e futuro, para fins pré-determinados. Deve ser econômico (custo/benefício) e propiciar vantagens frente a outras alternativas tecnológicas...”.

Com base no conceito de CAD, elaborado por Liborio (2003), define-se o concreto de alto desempenho para ambientes com baixas temperaturas, como sendo aquele produzido

cientificamente para atender as condições de agressividade impostas pelo meio, mormente as baixas temperaturas, e as solicitações relativas à utilização (i.e. trânsito de equipamentos, carga de armazenagem, ataques químicos). Além disso, esse concreto deve ser vantajoso em relação às alternativas construtivas por conta de uma relação custo/benefício atrativa, pautada nos gastos de produção do concreto, bem como na durabilidade dos elementos construtivos.

2.3 Aplicações do concreto de alto desempenho

As novas tecnologias em concreto têm permitido grandes avanços para os arquitetos que podem agora contar com as propriedades do concreto de alto desempenho que permitem desafios maiores em se tratando de vãos, espessuras de elementos estruturais, curvas e cores diversas em seus projetos.

A possibilidade de novos equipamentos para medidas tem proporcionado avanços significativos e, há 30 anos, jamais se poderia pensar na construção de edifícios com 500 m de altura, até 1000 m como já está projetada.

Uma das principais aplicações do concreto de alto desempenho na construção civil tem sido em edifícios altos. Seu uso viabiliza pilares de menores dimensões, aumentando assim o espaço útil dos diversos pavimentos, principalmente nos andares mais baixos. Além disso, permite aumentar a velocidade de construção, reduzir a carga permanente da estrutura nas fundações e aumentar a durabilidade do concreto.

O primeiro edifício alto construído em Chicago com concreto de $f_{ck} = 52$ MPa foi o Lake Point Tower, em 1965, com 70 pavimentos e 197 m de altura. Entre 1972 e hoje, mais de vinte prédios foram erguidos na sua área metropolitana, com resistências características superiores a 62 MPa.

Na Serra da Mesa, em Goiás, o concreto de alto desempenho foi usado na construção de uma ponte, o seu maior vão livre mede 145 m e o concreto utilizado nessa obra teve uma resistência superior a 50 MPa, segundo Rocha (1997 apud COSTENARO, 2003)⁵.

Uma das últimas obras realizadas com o CAD atualmente é o Centro Empresarial Nações Unidas, em São Paulo, onde 41 andares e quatro subsolos foram erguidos em tempo recorde utilizando concreto de 50 MPa e lajes protendidas.

Outras grandes obras foram o Eurotúnel e a Ponte Akashi-Kaikyo, que conecta Kobe à Ilha Awajishima, uma região que recentemente sofreu grandes abalos sísmicos. Aberta ao tráfego em 1998, o principal vão dessa ponte é de 1991 m e seu comprimento total de 3911 m, o bloco de fundação consumiu cerca de 352.000 m³ de concreto e, com certeza, milhares de horas técnicas de especialistas para realizá-la.

Atualmente está em construção o edifício e-Tower com 40 andares (149 m de altura), o concreto da estrutura básica do prédio (garagem e primeiros andares), com pigmentos, conseguiu atingir a média de 125 MPa de resistência, com valor máximo de 151 MPa. O recorde mundial de resistência em CAD que se tem notícia (sem considerar experiências que não saíram do laboratório) era de 80 MPa, obtido nas bases do edifício Petronas Towers (figura 6), em Kuala Lumpur, na Malásia (ISLAM, 2003).

⁵ ROCHA, S. Desempenho medido na prática. *Téchne*, [S.I.], n.29, p.14-22, jul-ago 1997.



Figura 6. Petronas Towers. Fonte:Concreto Colloquia, São Carlos:USP, 2003. 1 CD-ROM.

Construído em 1997 para ser um monumento ao poder muçulmano, o Petronas é o segundo prédio mais alto do mundo.

A Catedral de Los Angeles (figura 7), uma suntuosa construção tida como marco histórico do século 21 e que reflete o espírito da diversidade da cidade de Los Angeles, utilizou 45.550 m³ de concreto colorido de alto desempenho, tendo sido projetada para uma vida útil de 300 anos (SELNA E MONTEIRO, 2001).



Figura 7. Catedral de Los Angeles. Fonte:Concreto Colloquia, São Carlos:USP, 2003.1 CD-ROM.

As vantagens da utilização de um concreto de tecnologia atual e sintonizada com os problemas de durabilidade que vem responder à incessante agressividade do meio ambiente, coloca o concreto de alto desempenho como um material alternativo, cada vez mais utilizado e pesquisado na construção civil.

2.4 Propriedades do concreto de alto desempenho

Neville (1997) refere-se ao concreto de alto desempenho como uma evolução dos concretos comuns, sendo composto por agregados comuns de boa qualidade; cimento Portland comum, ou cimento de alta resistência inicial quando for pertinente à situação; sílica ativa, na proporção de 5% a 15% em massa em relação ao total de material cimentício; sendo possível a composição do aglomerante com outros materiais cimentícios tais como cinza volante ou escória granulada de alto forno; e sempre um superplastificante; e completa dizendo que o “... concreto de alto desempenho é uma evolução lógica do concreto com sílica ativa e superplastificante”.

Aitcn (2003) relata que o concreto de alto desempenho pode ser produzido somente com um tipo de cimento ou uma combinação de aglomerantes de modo a otimizar o efeito aglomerante pela sinergia de vários materiais como: escória de alto forno, cinza volante, fumo de sílica, metacaulinita, cinza da casca do arroz e fíler (calcário pulverizado).

O entendimento da tecnologia do CAD requer uma revisão da evolução das leis propostas por Féret⁶, Abrams⁷ e Powers para o comportamento mecânico, além da estrutura química e da reologia do concreto, de modo a estabelecer as diferenças entre os concretos comuns e o CAD. Esta interpretação sob novos pontos de vista levando-se em conta

⁶ FÉRET, R. Sur la compacité des mortiers hydrauliques. Annales des Ponts et Chaussées, [S.I.], p.5-61, 2. semestre, 1892.

⁷ ABRAMS, D.A. Design of concrete mixtures. In NEWLON, H., Jr. **A selection of historic american papers on concrete 1876-1926, SP-52**. Farmington Hills, M: American Concrete Institute, 1976, p.309 – 330., 1976

principalmente o aprimoramento das técnicas de produção de cimento, materiais alternativos, além do emprego de aditivos que permitem grande mobilidade para projetar concretos de acordo com as adversidades a serem enfrentadas, quer seja pela agressividade do ambiente, ou pela proposta arquitetônica, ou pela dificuldade de execução (acesso, lançamento, tempo, etc.) formará o real conceito do CAD e esclarecerá suas propriedades essenciais.

Aïtcin e Neville (2003) resumem sucintamente a história da evolução das leis que ora regem a relação entre resistência à compressão e relação a/agl, citando Féret como sendo provavelmente o primeiro a formular a relação entre a resistência à compressão do concreto com seus materiais constituintes, na França em 1892. Féret entendia que a presença de água e ar preenchendo os vazios na argamassa eram aspectos negativos para a resistência a compressão dos concretos, deduzindo a relação potencial [1]:

$$f'_c = kC^2 / (C + W + A)^2 \quad [1]$$

Onde C, W e A representam o volume de cimento, água e ar incorporado respectivamente, num volume unitário de concreto, k é um coeficiente que depende das propriedades do cimento e, f'_c é a resistência a compressão da argamassa em ensaios com forma, tamanho e idades específicos. Féret concluiu ser a segunda potência a melhor linha de tendência para os valores determinados em seus estudos em função do coeficiente k .

Introduzindo o termo W/C, ainda em termos volumétricos, a equação [1] pode ser reescrita como:

$$f'_c = k / [1 + W / C + A / C]^2 \quad [2]$$

Para concretos comuns, a fim de ilustração, pode-se considerar as seguintes proporções volumétricas em 1 m³: C=0,1, A= 0,01 a 0,02, e W=0,2. Assim W/C=2 e A/C=0,1, deste modo este último valor pode ser desprezado, passando a equação [2] para a seguinte forma:

$$f'_c = k / [1 + W / C]^2 \quad [3]$$

Outra relação entre a resistência à compressão do concreto e relação água cimento mostrada por Aïtcin e Neville (2003) trata-se da equação proposta por Abrams, em 1925 nos Estados Unidos da América:

$$f'_c = A / B^{w/c} \quad [4]$$

Onde W/C é a relação água – cimento expressa em volume, e A e B são constantes dependentes de condições específicas tais como o tipo de cimento, período de cura e idade de ensaio.

Aïtcin e Neville (2003) relatam que os trabalhos de Féret e Abrams representam uma significativa contribuição para o entendimento e, acima de tudo, o uso do concreto. Entretanto o cimento usado por eles era muito diferente dos atuais, tendo pequena reatividade inicial, além dos concretos recentes conterem outras adições e aditivos. Féret e Abrams não dispunham de aditivos plastificantes, sendo a trabalhabilidade daqueles concretos governados somente pela relação água cimento. Os valores da relação a/c utilizados por Féret e Abrams eram por volta de 0,65 e 1,00 em massa. A diferença dos espaços entre as partículas de cimento dos concretos por eles utilizados e um CAD com a/c de 0,25 está ilustrado pela Figura 8:

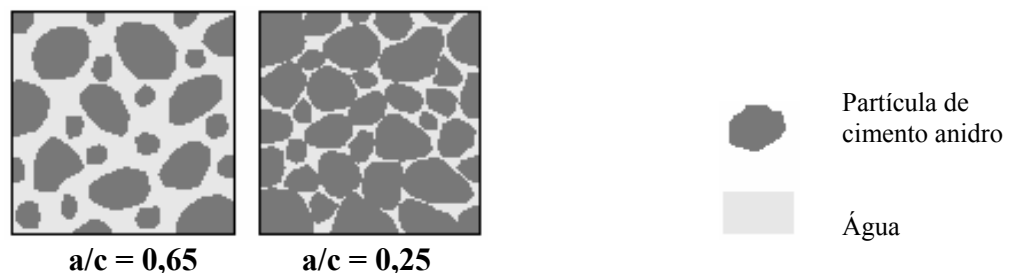


Figura 8. Representação diagramática da pasta de cimento em estado fresco com relação a/c de 0,65 e de 0,25. A razão das áreas de água e cimento em massa é igual à razão em volume. Fonte: (AÏTCIN; NEVILLE, 2003).

Na pasta com relação a/c 0,25, há mais grãos de cimento e conseqüentemente menos água por unidade de volume tanto que os grãos de cimento estão muito mais próximos uns dos outros do que na pasta de cimento com relação a/c de 0,65.

A utilização de pastas de cimento com baixa relação a/c são possíveis a partir do uso dos aditivos tensoativos os quais proporcionam trabalhabilidade às misturas, dispensando a adição de grandes quantidades de água para homogeneizá-las.

Aïtcin (2003) explica que esta diferença resulta em dois processos de hidratação completamente diferentes. A pasta com relação a/c igual a 0,65 é muito porosa, e rica em produtos de hidratação externos, obtidos pelo processo de dissolução-precipitação (ver seção 2.6.1), enquanto a pasta com relação a/c 0,25 é muito compacta e essencialmente composta pelos produtos de hidratação interna formado pelo processo topoquímico (ver seção 2.6.1). Estas diferenças nos processos de formação dos produtos de hidratação resultam em diferentes microestruturas de comportamentos distintos no que diz respeito à durabilidade, resistência mecânica e zona de transição pasta – agregado. As figuras 9 e 10 ilustram tais questões.

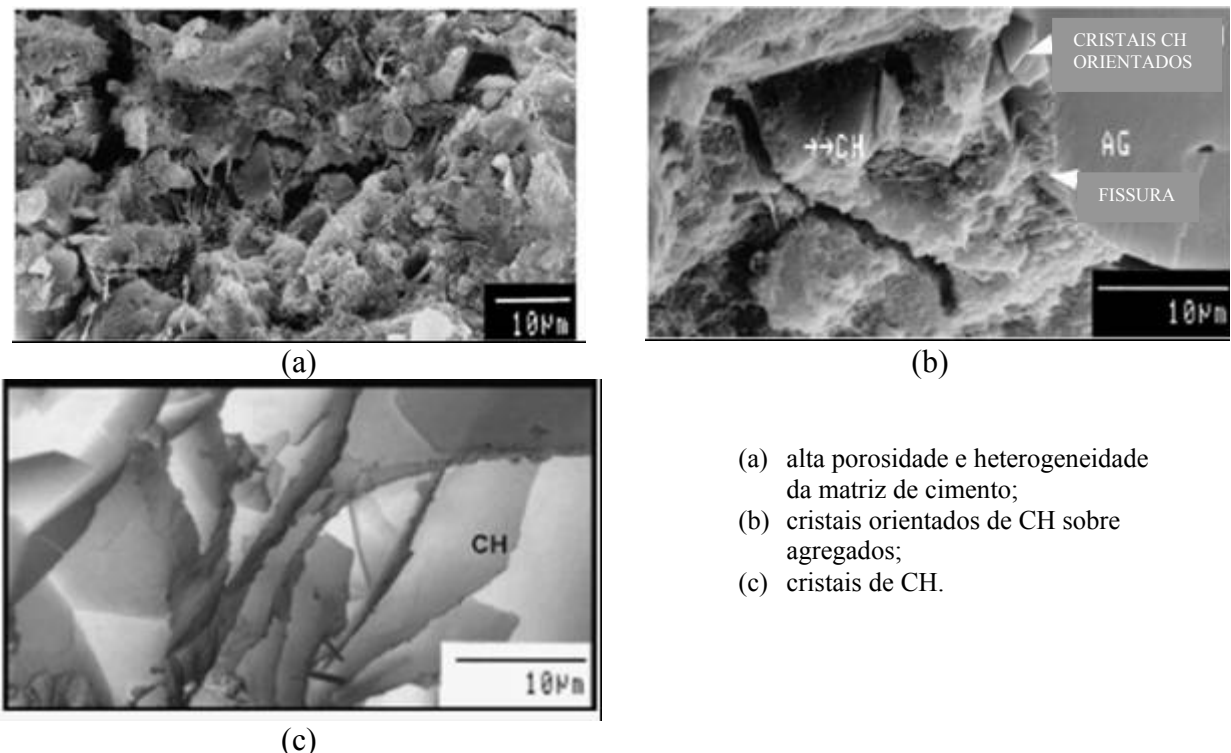
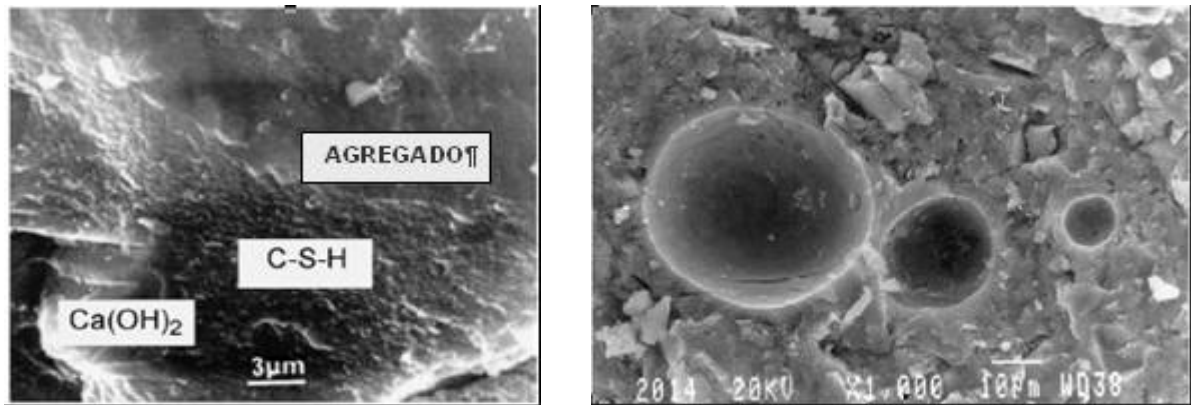


Figura 9. Microestrutura de uma pasta com alta relação a/c . Fonte: AÏTCIN (2003).



a) Ausência de zona de transição entre pasta de cimento e agregado.

b) Pasta de cimento densa e bolhas de ar incorporado no concreto de alto desempenho.

Figura 10. Microestrutura de um CAD. Fonte (AÏTCIN, 2003).

Aïtcin (2003) aponta as mudanças volumétricas e conseqüentemente as exigências de cura do CAD como um importante e um dos principais diferenciais em relação aos concretos comuns. As alterações volumétricas por ele citadas são as retrações plásticas, retração isotérmica ou autógena e retração por secagem. A origem destas variações volumétricas tem a mesma causa para os três tipos: o surgimento de tensões de tração, quer seja pela exsudação (retração plástica), quer pela auto-dessecação (retração autógena), quer pela secagem (retração por secagem).

A retração autógena é uma conseqüência da contração química ocorrida na pasta do cimento quando a água hidrata as partículas de cimento. De fato, o volume absoluto dos produtos de hidratação formado é menor do que a soma do volume absoluto das partículas de cimento e da água reagentes. A hidratação cria aproximadamente 8% de vazios, como demonstrado por Powers (2003). Esta rede de poros muito finos drena a água de capilares maiores onde a água não está fortemente ligada. Conseqüentemente, com o decorrer da hidratação é observado o esvaziamento dos capilares maiores (como no caso da retração por secagem), mas sem perda de massa. Este fenômeno é chamado de auto-dessecação. A auto-dessecação é causada pelo movimento da água que migra dos capilares maiores em direção aos poros mais finos presentes nos produtos de hidratação do cimento (AÏTCIN, 2003).

A retração por secagem ocorre quando o concreto seca ao ar, perdendo água interna, em seguida à exsudação, causando o aparecimento de meniscos dentro dos capilares maiores. No caso da retração por secagem há perda de massa.

Em concretos com a/c maior do que 0,50, por exemplo, existe água além da necessária para a hidratação completa do cimento e grande quantidade desta água está contida em grandes capilares bem conectados, tal que os meniscos criados pela auto-dessecação geram tensões de tração de valores muito pequenos. Portanto, a pasta de cimento hidratada praticamente não retrai.

No caso do CAD com relação a/c de 0,35 ou menor, uma quantidade significativa maior de cimento e menor de água é utilizado, tal que a rede de capilares inicial é composta por capilares muito finos. Quando a auto-dessecação inicia, concomitantemente com a hidratação, os meniscos são rapidamente formados dentro dos pequenos capilares se nenhuma água externa for disponibilizada para reposição. Uma vez que muitos grãos de cimento começam a se hidratar simultaneamente no CAD, a secagem de muitos capilares pode gerar uma alta tensão de tração que fissurará a pasta de cimento hidratada. Esta fissuração precoce é chamada de autógena (AİTCIN, 2003).

Quando as partículas de cimento são hidratadas com a disponibilização de água externa há um aumento no volume absoluto do cimento que conduz ao preenchimento de alguns finos capilares. Neste caso, seria mais apropriado discutir em termos de retração isotérmica, preferencialmente a retração autógena, já que este termo refere-se a um sistema fechado, interno ao material.

Desse modo Aİtcin (2003) estabelece a diferença essencial entre o concreto comum e o CAD. O concreto comum praticamente não apresenta a retração autógena, com ou sem disponibilidade de água, enquanto o CAD pode sofrer consideravelmente as conseqüências da retração autógena caso não seja curado adequadamente.

Segundo Neville (1997) a variação de volume no concreto em virtude da retração por secagem não é equivalente ao volume de água retirado. A retração por secagem é causada pela perda de dois tipos de água: (1) a água livre e (2) a água adsorvida pelos produtos de hidratação. A perda da água livre provoca uma retração insignificante. A água adsorvida da pasta de cimento hidratada não restringida, ou seja, possível de ser retirada é equivalente a uma camada de água com espessura de uma molécula de água na superfície de todas as partículas de gel. Powers (1959)⁸ apud Neville (1997) relata que a espessura de uma molécula de água é aproximadamente igual a 1% do tamanho de uma partícula de cimento, fato este que relaciona a área específica dos aglomerantes com a retração por secagem.

Quanto maior a relação a/agl , maior a retração por secagem, uma vez que será maior a facilidade e a velocidade à qual a água pode se deslocar para a superfície do concreto.

A retração por secagem da pasta de cimento hidratada inicia na superfície do concreto e progressivamente avança para o interior do concreto, dependendo da umidade relativa do ambiente e do tamanho dos capilares. A retração por secagem do concreto comum é rápida por conta da rede de capilares bem conectadas e contém capilares abertos na superfície do concreto. A retração por secagem no CAD é lenta porque os capilares são de diâmetros pequenos e rapidamente serão desconectados (AÏTCIN, 2003).

Outra diferença entre a retração por secagem e a retração autógena consiste no fato de que a retração por secagem ocorre da superfície para o interior do concreto, enquanto que a retração autógena é homogênea e isotrópica, à medida que as partículas de cimento e água estiverem bem distribuídas no concreto.

Assim, há diferenças consideráveis entre o concreto comum e o CAD com respeito às variações volumétricas. A pasta de cimento do concreto comum apresenta rápida retração por secagem a partir da superfície em direção ao interior do concreto, enquanto o CAD pode ter a

⁸ POWERS, T.C. Causes and Control of volume change. **Journal Portland Cement Association Research and Development Laboratories**, [S.I.], v.1, n.1, p. 29-39, jan.1959.

sua pasta de cimento afetada pela retração autógena, que ocorre de modo isotrópico e homogêneo quando não curado adequadamente. Estas diferenças de comportamento da pasta de cimento têm conseqüências importantes para a cura e durabilidade do concreto. A figura 11 mostra a influência do procedimento de cura para a estabilidade volumétrica do CAD.

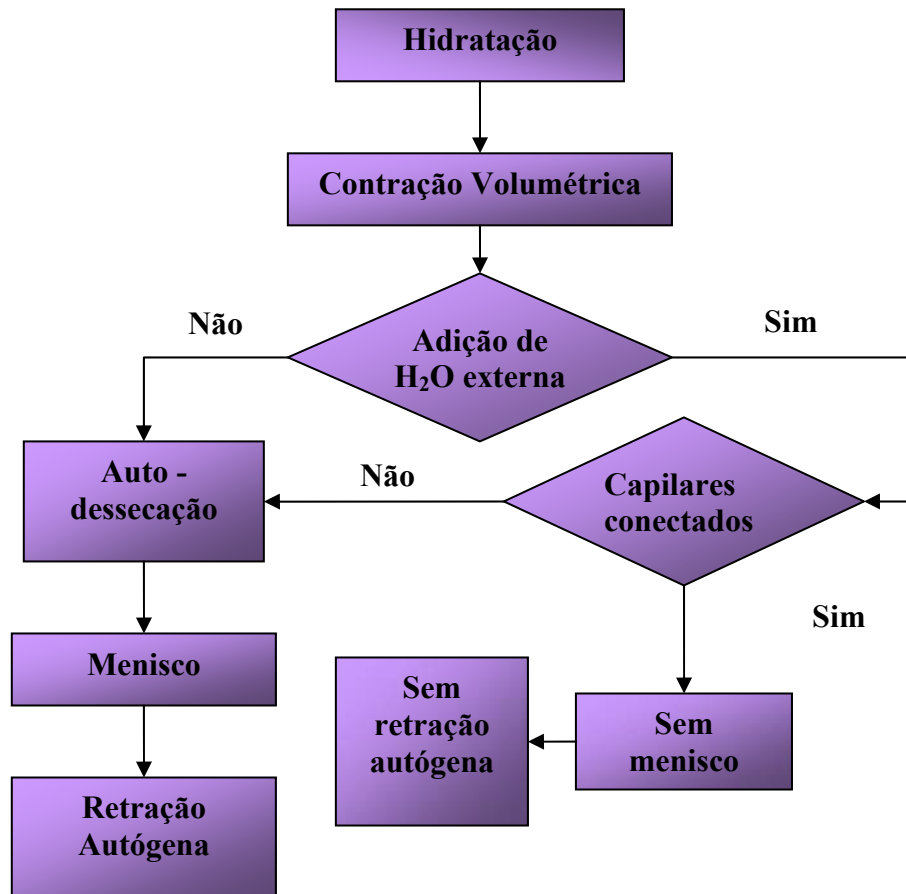


Figura 11. Influência das condições de cura na ocorrência da retração autógena. Fonte Aïtcin (2003).

Deste modo Aïtcin (2003) mostra a importância da retração da pasta de cimento hidratada na estabilidade volumétrica do concreto, entretanto, cita que o parâmetro-chave para restringi-la é a quantidade de agregado no concreto e mais especificamente a quantidade de agregado graúdo. Este parâmetro é freqüentemente negligenciado e admitido somente como um *filer* no concreto. A efetividade dos agregados na restrição da retração da pasta de cimento é facilmente comprovada pelo fato de que uma pasta de cimento sofre fissuração muito mais

intensa que um concreto com a mesma relação a/c. Entretanto deve-se enfatizar que a retração na pasta continua a mesma, somente a estabilidade volumétrica do concreto é melhorada.

Em decorrência dos fatos acima expostos, o processo de cura vem a ser outro grande diferencial entre o concreto comum e o CAD, sendo estes dois tipos de concreto curados de maneira diferentes, como ilustrado pela figura 12.

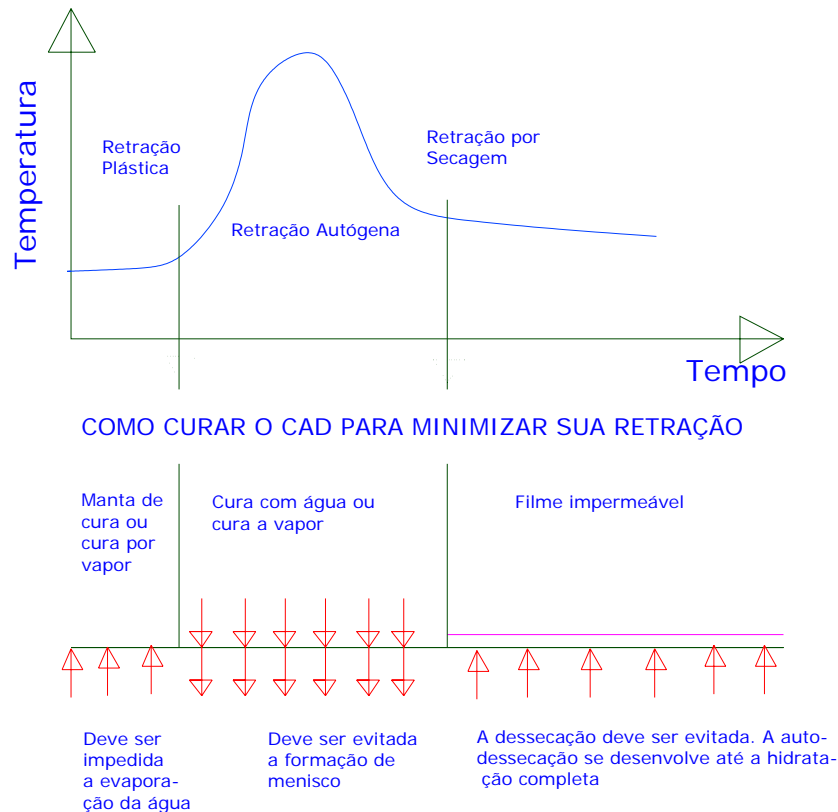


Figura 12. Regime de cura mais apropriado no decorrer da reação de hidratação do CAD. Fonte: (AÏTCIN, 2003).

O CAD deve ser curado imediatamente após o término do seu lançamento, caso contrário irá favorecer a evaporação da água de exsudação, e posteriormente a retração autógena ocorrerá intensamente. Enquanto a manta de cura é suficiente para cura do concreto comum (que é insensível à retração autógena), ela pode prevenir a retração plástica no CAD mas não tem nenhum valor na inibição de retração autógena (AÏTCIN, 2003).

AÏTCIN (2003) aponta o período crítico de cura para os concretos típicos de alto desempenho entre o término do lançamento até o 2º ou 3º dias posteriores ao lançamento, sendo das 12 às 36 horas posteriores ao término do lançamento, o intervalo mais crítico.

Tais considerações mostram a necessidade de estudos mais aprofundados para estabelecer novas leis que determinem parâmetros relativos ao comportamento mecânico, bem como procedimentos de execução que considerem as características peculiares do CAD além dos materiais atualmente utilizados na sua execução.

Melo (2000) baseia-se no princípio de que as propriedades de um dado material têm origem na sua estrutura interna e entende que o tipo, a quantidade, o tamanho, a forma e a distribuição das fases presentes constituem a sua estrutura.

A estrutura do CAD para ambientes com baixas temperaturas é heterogênea e altamente complexa e propõe o seguinte esquema (figura 13) para a distribuição das fases constituintes do mesmo:

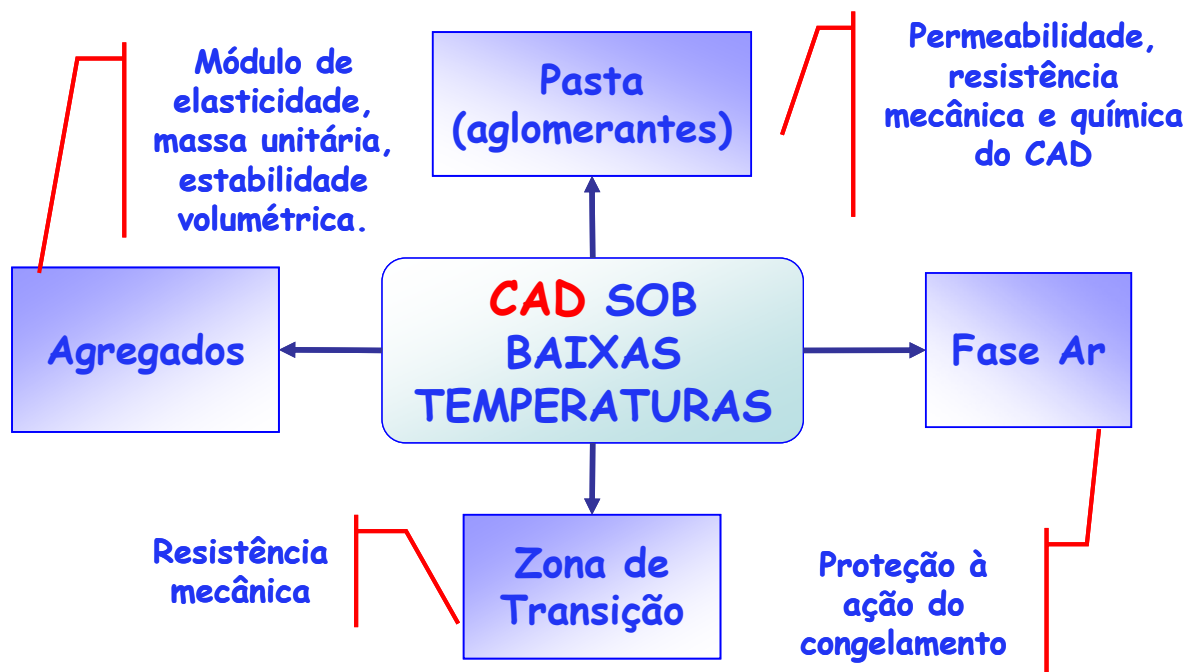


Figura 13. Esquema para distribuição das fases de um CAD para ambientes com baixas temperaturas.

A fase agregado é predominantemente responsável pela massa unitária, pelo módulo de elasticidade (E) e pela estabilidade volumétrica do concreto. Essas propriedades do concreto dependem, em grande parte, da massa específica e resistência do agregado. A porosidade, a forma e a textura do agregado também afetam as propriedades do concreto. Esta região é, geralmente, mais resistente do que as outras, logo, não tem influência direta na resistência do concreto, exceto no caso de alguns agregados altamente porosos, fracos, deletérios e com forma inadequada.

O tamanho e a forma do agregado gráudo podem afetar a resistência do concreto de modo indireto. Por exemplo, quanto maior o tamanho do agregado no concreto e mais elevada a proporção de partículas lamelares e alongadas, maior será a tendência do filme de água se acumular próximo à superfície inferior do agregado, enfraquecendo assim a zona de transição (interface pasta-agregado). É o fenômeno conhecido como exsudação interna. O agregado também poderá se romper por flexão muito aquém da resistência da rocha, por defeitos de britagem (deficiência de equipamento).

A pasta de cimento Portland endurecida exerce forte influência nas propriedades referentes à permeabilidade, resistência mecânica e química do concreto.

A fase ar é de suma importância para este trabalho, sendo a durabilidade frente a ambientes com baixas temperaturas atribuída a ela. As propriedades do sistema de ar tais como o teor de ar incorporado e/ou aprisionado, a distribuição das bolhas e a área específica das bolhas são responsáveis pela resistência do concreto ao congelamento. O sistema de poros forma, segundo Mehta e Monteiro (1994), a fronteira de escape, pela qual a pressão por causa do movimento da água bem como a pressão devida à formação e crescimento dos cristais de gelo é aliviada.

Tomando estes pontos de vistas em relação às várias fases e materiais constituintes de um concreto de alto desempenho, as seções que seguem tratarão de descrever e caracterizar cada um destes elementos e fases.

2.5 Forças de atração entre as moléculas⁹

As reações entre as partículas de cimento e água, entre as partículas de cimento e os aditivos e até mesmos entre as partículas de cimento e os vazios (ar incorporado, e/ou ar aprisionado) são regidas pelas forças de van der Waals. Não é possível compreender a tecnologia básica do concreto sem ter familiaridade com a natureza destas forças e as suas diversas manifestações. Por isso, nesta seção tem-se o propósito imediato de promover a familiaridade com as forças entre as partículas na pasta fresca e no concreto fresco.

Powers (1968) coletou uma série de definições e princípios necessários ao entendimento das forças de van der Waals, bem como suas implicações na química do cimento.

Os corpos sólidos atraem moléculas próximas e ao mesmo tempo as repelem de modo que não é fundamentalmente diferente da ação entre moléculas individuais no estado gasoso. Estas forças de atração e repulsão são universais e aleatórias; qualquer partícula atrai qualquer outra mesmo sendo semelhantes ou diferentes, e podem reagir quimicamente ou não entre si. As interações universais e não-específicas já mencionadas compreendem vários mecanismos dando origem a forças de atração conhecidas coletivamente como forças de van der Waals.

É de interesse também o entendimento das forças eletrostáticas entre os sólidos porque elas se relacionam com as propriedades físicas da pasta de cimento. Elas são controladas pela

⁹ Leia mais sobre forças interparticulares em : POWERS, T.C. Intermolecular forces, adsorption, and the zeta potential. In: _____. The properties of fresh concrete. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1968, cap.9,p. 392-436.

natureza da superfície dos sólidos e pela composição da solução aquosa na qual suas superfícies estão em contato.

As forças de van der Waals têm um grau de especificidade, pois a atração não é quantitativamente igual entre os vários pares de moléculas ou entre as superfícies sólidas e diferentes moléculas e íons. Neste sentido, onde moléculas de água são envolvidas, a coesão usualmente envolve uma definitiva, e ainda assim, fraca ligação química – pontes de hidrogênio- a menos específica atração de van der Waals comum a todas as moléculas.

Uma consequência da atração universal, com seu grau secundário de especificidade, é o chamado fenômeno adsorção. Uma superfície sólida atrai e mantém momentaneamente as moléculas de um fluido no qual está em contato, fortemente ou fracamente, de acordo com o grau de atração. A água é fortemente adsorvida pelos materiais sólidos do concreto, e qualquer mecanismo de interferência a esta atração encontrará forte resistência.

A adsorção envolve não somente as moléculas de um fluido, mas também podem envolver íons, particularmente os íons de uma substância em solução. Quando os íons são adsorvidos por uma superfície sólida, aqueles com sinais diferentes são atraídos, aqueles com sinais iguais são repelidos. Tal adsorção seletiva dá origem a vários efeitos importantes (caso dos aditivos).

A importância desse efeito também está na espessura da água adsorvida, que pode lubrificar mais as partículas.

A lei da gravidade universal estabelece que há uma força de atração entre todas as coisas, proporcional ao produto de suas massas, dividido pelo quadrado da distância entre elas. Entretanto esta lei é incapaz de computar observações experimentais da ação entre átomos e moléculas. Há ligações químicas de vários tipos, mas elas são diferentes em intensidade e tipo daquelas consideradas para os estados adsorvido ou líquido. Assim é

necessário para o estudo das forças de van der Waals o conceito de que estas forças são diferentes das gravitacionais e das ligações químicas.

2.5.1 Pontes de hidrogênio

A principal força de atração na água é o efeito de orientação por causa do dipolo permanente natural da molécula. Uma agregação causada por forças de orientação isolada seria caracterizada pelo arranjo aleatório das moléculas e um empacotamento relativamente denso. Entretanto, no estado líquido, a maioria das moléculas de água, vistas numa escala molecular, não é orientada aleatoriamente, e está longe de ser densamente empacotada. No mais, a energia total das ligações é maior que aquela atribuída à força de van der Waals já descrita.

O efeito adicional ao qual se atribui a verdadeira densidade e outra importante propriedade da água e do gelo é atribuído à formação das pontes de hidrogênio. Em virtude de diferenças nos centros de carga do hidrogênio e do oxigênio (dipolo permanente), o próton do íon de hidrogênio, carregado positivamente, atrai o elétron, carregado negativamente, das moléculas de água vizinhas, constituindo as chamadas ligações de hidrogênio, responsável pela estrutura ordenada da água. O gelo é a maior manifestação da ordenação das moléculas de água. Cada molécula de água no gelo é cercada por quatro outras moléculas tais que o grupo possui uma molécula no centro e outras quatro nos ângulos de um tetraedro. Estas moléculas são unidas por pontes de hidrogênio. À temperatura de 0 °C, ao fundir-se o gelo, 15% (quinze por cento) destas ligações são rompidas, e na direcionalidade da ligação tetraédrica, cada molécula de água pode adquirir mais quatro vizinhos próximos, aumentando a densidade de 0,917 para 1. A água à temperatura ambiente tem aproximadamente 50% das ligações de hidrogênio rompidas, estas ligações geram tensão superficial, a qual é responsável pela tendência de um grande número de moléculas aderirem entre si.

Em sólidos, a energia superficial por causa de cargas desequilibradas depende da área da superfície, e esta área é grande quando há inúmeros pequenos poros finos, sendo a água capaz de penetrá-los e sendo as forças de atração na superfície destes poros, suficientemente grande para romper as ligações de hidrogênio das moléculas de água, promovendo a estrutura orientada (análoga ao gelo – figura 14), esta água orientada ou ordenada, sendo menos densa do que a água em estado livre, irá requerer mais espaço, tendendo, portanto a causar expansão.

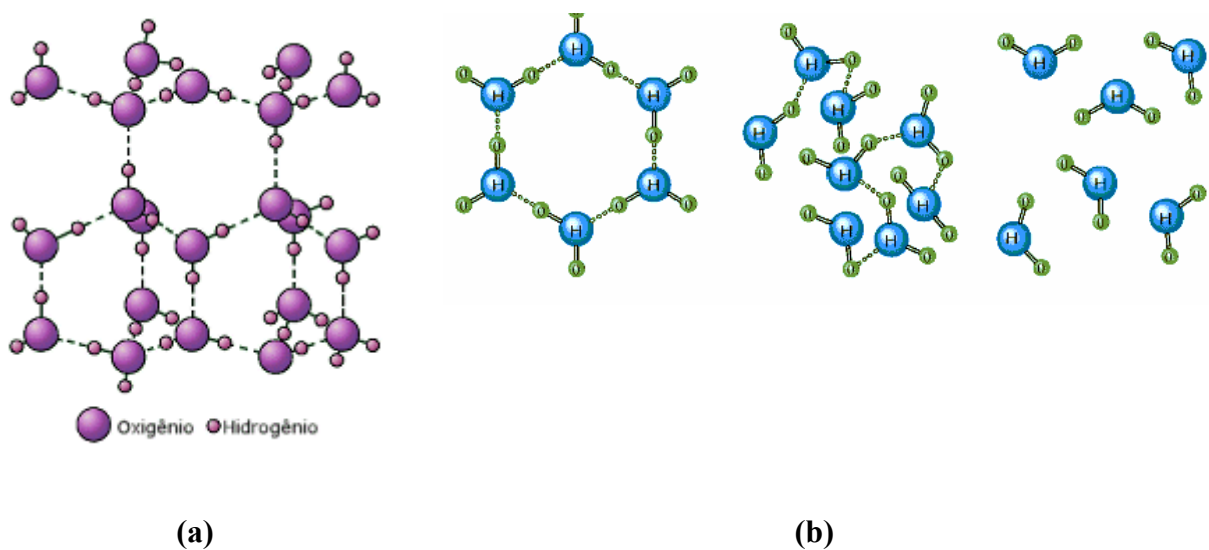


Figura 14. (a) Estrutura do gelo – água orientada; (b) estrutura de moléculas de água no estado sólido, líquido e gasoso (esquerda para direita). Fonte: <http://quark.qmc.ufsc.br/qmcweb/artigos/agua.html>

2.5.2. Forças eletrostáticas

As forças de repulsão podem envolver repulsão eletrostática tanto quanto repulsão por causa da pressão de dispersão da água adsorvida. Deste modo, alguns sistemas de cargas eletrostáticas podem ser as únicas fontes de repulsão; o efeito das cargas no cimento seco ao ar é um exemplo. No entanto, os interesses por hora serão os efeitos eletrostáticos em suspensões aquosas, mesmo sendo pequenos em relação àqueles atribuídos à pressão de filme.

O fenômeno a ser considerado pode ser introduzido fazendo referência ao experimento de Buzagh (1937 apud POWERS, 1968)¹⁰.

Buzagh (1937) preencheu completamente um recipiente, que tinha os lados paralelos e a base feita de uma placa de quartzo com uma suspensão diluída de partículas de quartzo em água, e permitiu que as partículas decantassem no fundo. Ele selou o topo e cuidadosamente inverteu o recipiente. Usando um microscópio, ele observou partículas aderidas ao fundo invertido, o que indicou que a atração de van der Waals entre elas e a placa de quartzo (fundo) era maior que a força de gravidade. Dos vários tamanhos de partículas em suspensão, somente as de tamanho intermediário ficaram grudadas à placa. As partículas grandes decantaram por serem muito pesadas para serem mantidas aderidas à placa pela atração de van der Waals; as pequenas decantaram por conta de sua agitação térmica que somado a seus pesos foram suficientes para vencer a atração de van der Waals. O número de pequenas partículas aderidas diminuiu com o tempo, como era esperado pela aleatoriedade da atividade térmica.

O experimento descrito demonstra o efeito da atração de van der Waals. A presença da força de repulsão foi demonstrada pela variação do mesmo tipo de experimento. Depois de permitir que as partículas decantassem na placa de quartzo, Buzagh examinou a espessura do depósito de partículas no fundo microscopicamente. Ainda que as forças de atração de van der Waals e a força de gravidade estivessem atuando na mesma direção, isto foi evidenciado porque muitas das partículas não estavam realmente em contato com a placa de quartzo. Tais partículas pareciam ser mantidas no lugar; elas não deslizavam até que o recipiente fosse inclinado num certo ângulo. Buzagh concluiu que tais partículas, embora imobilizadas pelo escorregamento, foram separadas da superfície por um filme líquido tendo a espessura de várias centenas de diâmetro molecular. Tal fenômeno parece não ser considerado na pressão

¹⁰ BUZAGH, V. A. Colloidal Systems. London: Technal Press Ltda., 1937.

de dispersão, para a efetiva espessura da camada adsorvida a qual não se acredita ter essa espessura.

É geralmente fato que a repulsão eletrostática para uma dada concentração de eletrólito depende na maioria das vezes da valência do íon ter uma carga oposta à da superfície (ou da partícula).

2.5.3 Dispersão, tixotropia e estado floculado

A discussão precedente sobre forças entre as partículas indica que uma suspensão de partículas existe em muitos estados diferentes e que uma dada suspensão poderá existir em diferentes estados dependendo de suas diferentes condições internas. É conveniente considerar dois estados extremos, e um intermediário, como descrito no subtítulo acima.

O termo “disperso” pode ter vários significados quando usado em diferentes contextos, e, sendo assim, será discutido alguns dos significados além do significado de particular interesse, para evitar possível confusão. Em alguns contextos “dispersar” significa cominuir, fragmentar, pulverizar, triturar, reduzir a pó, artificialmente ou naturalmente. O resultado de coleção de partículas pode ser chamado de “uma dispersão”. Um sistema de graduação de partículas é algumas vezes chamado de “poli dispersão”, em contra partida um sistema monodisperso refere-se àquele cujas partículas têm todas o mesmo tamanho. Na indústria do concreto “disperso” é raramente dado como conceito.

“*Disperso*” é também usado no sentido de “espalhado”, “defloculado”; “mutuamente repelente”; este é o significado para este estudo. Este fenômeno é notado somente quando não há praticamente nenhuma rede de partículas se atraindo, e assim pode ser usado como um indicativo sensível ao estado de partículas finas na mistura.

A palavra “*tixotrópico*” foi inicialmente usada para descrever uma propriedade de uma suspensão aquosa de um óxido de ferro coloidal. Se considerada uma solução coloidal de óxido de ferro com determinada concentração e a ela for adicionada uma pequena quantidade de cloreto de sódio, será observada rapidamente a formação de um gel. Então quando agitado o gel ou mexido vigorosamente, ele se tornará fluido. Entretanto após um tempo em repouso o estado sólido retornará. Esta transformação pode ser realizada repetidamente na mesma amostra. A transformação da solução coloidal não gera calor, e, entretanto o fenômeno foi primeiramente chamado de “transformação isotérmica solução coloidal-gel”.

Há um intervalo entre o tempo de destruição e o reparo da estrutura tixotrópica. O intervalo pode ser uma questão de minutos ou talvez mais tempo, mas é possível criar uma série de sistemas no qual o tempo de transformação é progressivamente mais curto que o próximo. No limite parece que o tempo de transformação é quase instantâneo. Isto é, uma suspensão poderá parecer fluída enquanto em movimento, mas apresentará um certo grau de solidez depois que o movimento cessar.

Tal comportamento descrito é característica de suspensão densa, floculada descrita como pasta. O termo “tixotrópico” é utilizado para definir, não somente a suspensão aquosa de óxido de ferro, mas toda e qualquer suspensão que apresente as propriedades ora descritas. Deve-se considerar, portanto, uma pasta como um sistema tixotrópico, mesmo sabendo que o tempo de transformação tixotrópico poderá ser breve para ser observado diretamente. Conclui-se que as propriedades atribuídas à pasta são sempre associadas a um grau moderado de floculência.

Quando as partículas numa suspensão fluida estão sem cargas eletrostáticas e quando não há barreiras em virtude de uma camada adsorvida de moléculas de água, a atração de van der Waals é capaz de aproximar as partículas conforme permitir o acondicionamento da mistura. O resultado é o estado de mais forte floculência, um *estado floculento*. Neste caso, a

força de repulsão supostamente tem como causa principalmente as cargas intrínsecas na superfície sólida. A figura 15 resume as principais forças interparticulares atuantes nas reações que envolvem a hidratação do cimento Portland e seus respectivos efeitos.

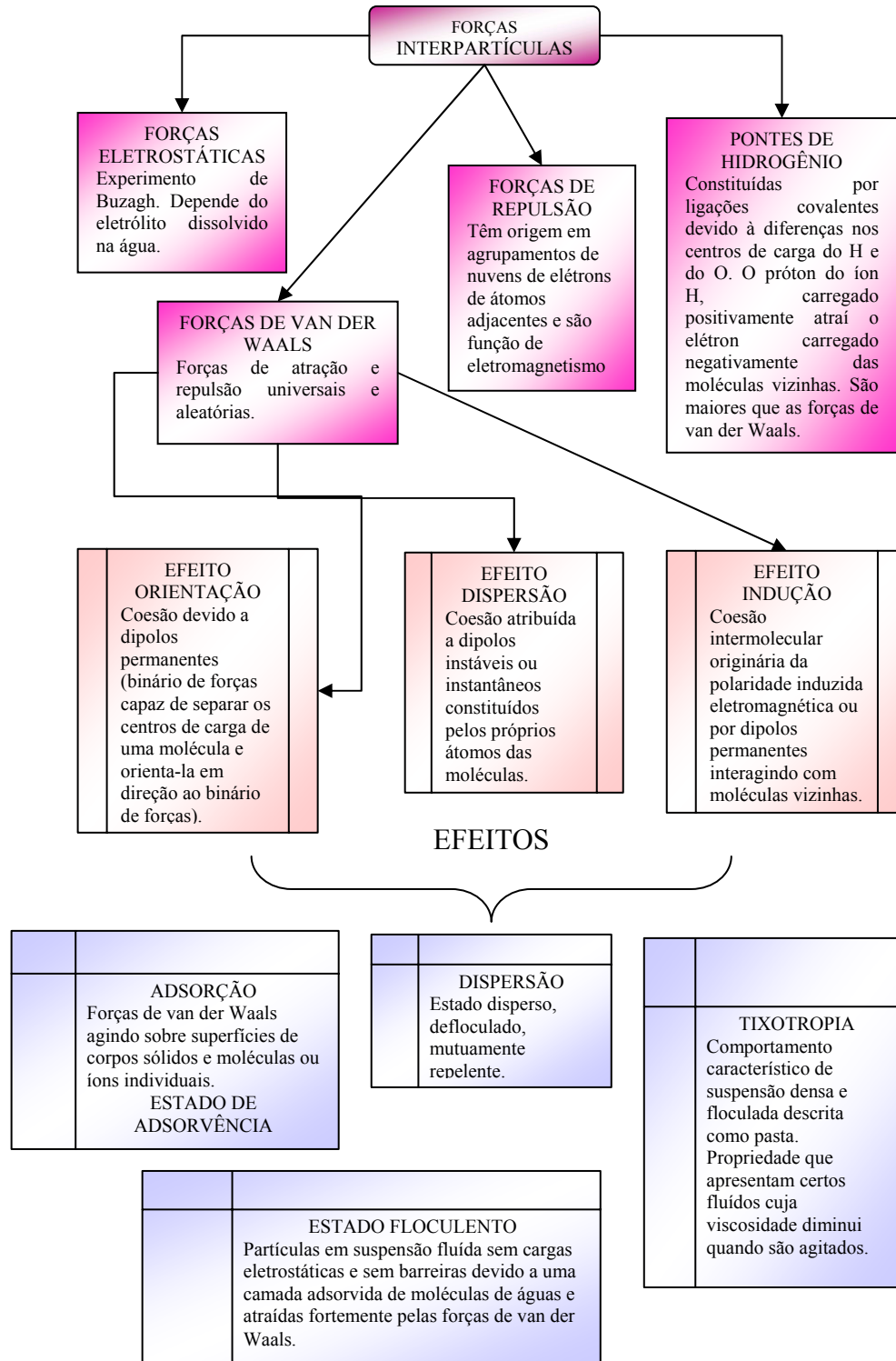


Figura 15. Forças interparticulares atuantes na hidratação do cimento Portland.

2.6 Aglomerantes

2.6.1 Cimento Portland

A ABCP, Associação Brasileira do Cimento Portland, define o cimento hidráulico como um pó fino, com propriedades aglomerantes, aglutinantes ou ligantes, que endurece sob a ação de água. Como concreto, torna-se uma pedra artificial, que pode ganhar formas e volumes, de acordo com as necessidades de cada obra. Graças a essas propriedades, o concreto é o segundo material mais consumido pela humanidade, superado apenas pela água.

A figura 16 ilustra esquematicamente o processo de fabricação do cimento Portland.

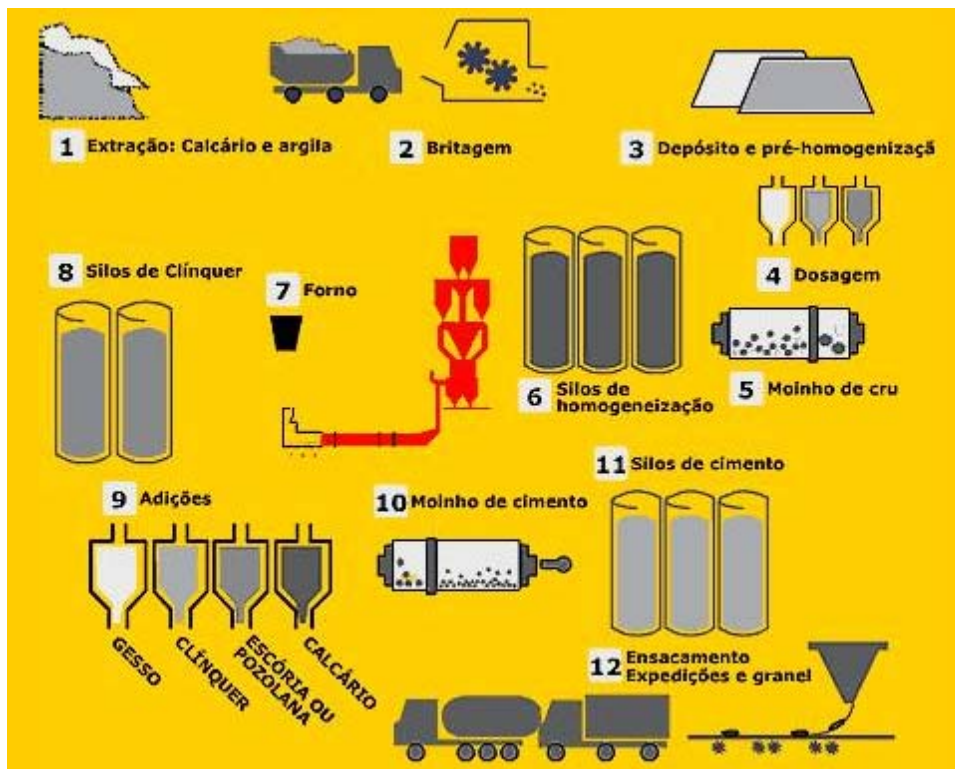


Figura 16. Esquema do processo de fabricação do cimento Portland. Fonte: <http://www.abcp.org.br>

De acordo com a ABNT EB1-94 (NBR 5732: 1994), o cimento Portland comum é um produto resultante da moagem do clínter obtido pela calcinação e clínterização da mistura

de proporções adequadas de calcário e argila. Nessa moagem, é adicionado um teor de gipsita, em geral, uma ou mais formas de sulfato de cálcio, para controlar o tempo de pega do cimento. O clínquer é formado por óxidos ácidos como SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 e óxido básico como CaO , cujos teores são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 - Proporção de óxidos nos cimentos Portland.

ÓXIDO	TEOR %
CaO	60 - 67
SiO_2	17 - 25
Al_2O_3	3 - 8
Fe_2O_3	0,5 - 0,6
MgO	0,5 - 4,0
Álcalis ¹¹	0,3 - 1,2
SO_3	2,0 - 3,5

Fonte: Neville (1997)

Esses compostos reagem quimicamente, sendo que, mais de 90% resultam nos 5 compostos indicados na Tabela 3.

Tabela 3 – Fases do cimento Portland

Composição	Constituição	Símbolo	Propriedades Tecnológicas
Silicato tricálcico (alita)	3 CaO . SiO_2	C_3S	Endurecimento rápido Alto calor de hidratação Alta resistência inicial.
β – Silicato dicálcico (belita)	2 CaO . SiO_2	C_2S	Endurecimento lento Baixo calor de hidratação Baixa resistência inicial
Aluminato tricálcico	3 CaO . Al_2O_3	C_3A	Pega muito rápida, suscetibilidade ao ataque em meios sulfatados, alto calor de hidratação, alta retração e baixa resistência inicial.
Ferroaluminato tetracálcico	4 CaO . Al_2O_3 . Fe_2O_3	C_4AF	Endurecimento lento Resistência a meio sulfatados Pouca contribuição para a resistência
Cal livre	CaO	C	Aceitável em pequenas quantidades. Altos teores causam expansão e fissuração.
Gipsita	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$		Controlador de pega

Fonte: Armelin et al¹², (1991, apud COSTENARO; 2003)

¹¹ Equivalente em Na_2O

¹² ARMELIN, H.; ISAIA, G.C.; LIMA, M.G. Influência dos aditivos na hidratação das pastas de cimento Portland. In: SEMINÁRIO APRESENTADO AO CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL E URBANA. **Resumo...** São Paulo: [s.n.], 1991.

Além dos compostos principais, existem compostos secundários, como MgO , TiO_2 , MnO_2 , K_2O e Na_2O ; os dois últimos compostos, os óxidos de potássio e sódio, conhecidos como álcalis apresentam particular interesse. Fato este atribuído à reação (álcali – agregado) destes compostos com alguns agregados (rochas ácidas), de modo que o produto desta reação provoca desintegração do concreto desencadeado por um processo de fissuração e expansão e também influencia a velocidade de aumento da resistência do mesmo¹³.

Para que o cimento apresente as propriedades ligantes é necessário que reaja com água, ou seja, na presença de água os silicatos e os aluminatos relacionados na Tabela 3 formam os produtos de hidratação que, com o transcorrer do tempo, dão origem a uma massa firme e resistente, a pasta de cimento endurecida. Cada um deles (Tabela 3) apresenta velocidade de reação distinta (Figura 17) e cada um leva a produtos de hidratação, composição e propriedades físicas diferentes, daí a grande dificuldade encontrada em se estudar a hidratação do cimento e seus mecanismos.

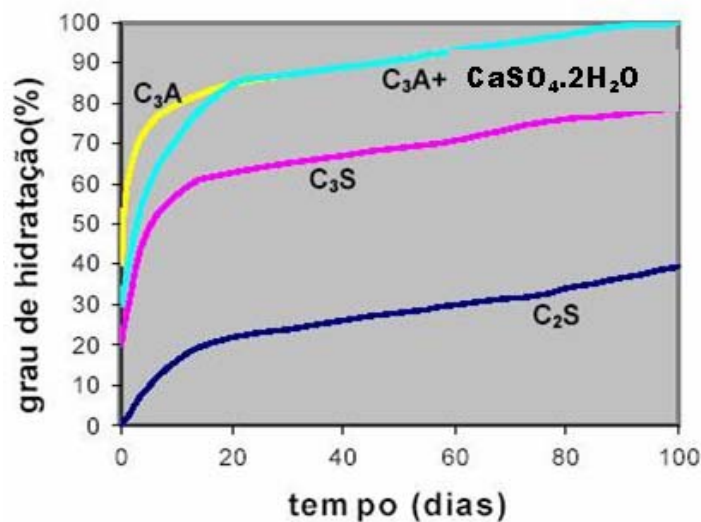


Figura 17. Evolução da taxa de hidratação de cada um dos compostos do cimento isoladamente. Fonte: Armelin, et al. (1991 apud COSTENARO; 2003).

¹³ Leia mais sobre reação álcali-agregado em: MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Durabilidade: reação álcali-agregado. In: _____. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: PINI, 1994. cap.5, p.161-167.

Os produtos de hidratação dos silicatos de cálcio constituem em dois compostos: o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o hidróxido de cálcio, também denominado portlandita (CaOH_2). O aluminato tricálcico na presença de gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) produz o trissulfoaluminato de cálcio hidratado (etringita primária – AFt) e monossulfoaluminato de cálcio hidratado (AFm), sendo que a formação de AFt e AFm depende da concentração de aluminato e íons sulfato na solução. Os produtos de hidratação dos silicatos e aluminatos são mostrados na figura 18.

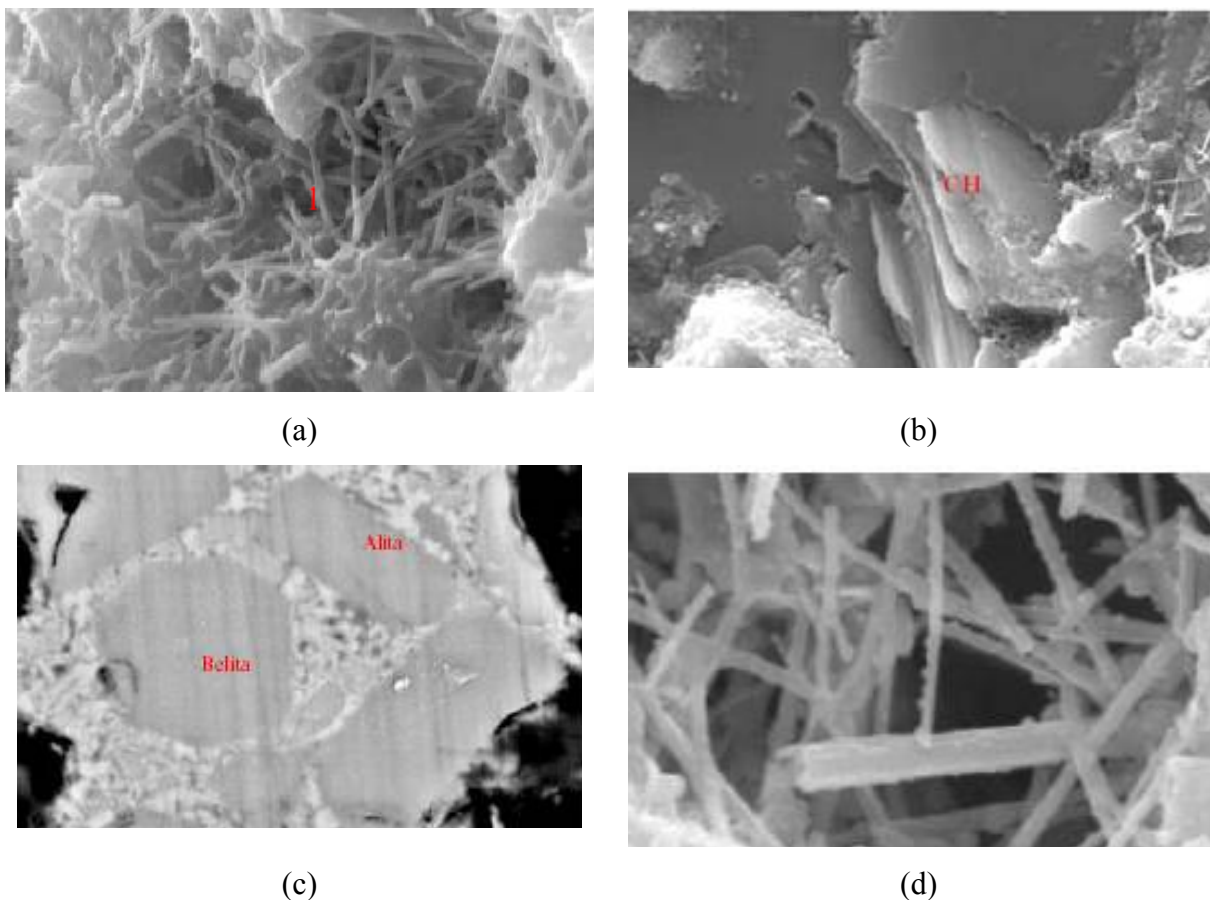


Figura 18. Microestrutura dos constituintes da pasta de cimento Portland: (a) C-S-H e (b) CH, (c) Alita (C_3S) e Belita (C_2S), (d) AFt. Fonte: Melo (2000).

O mecanismo de hidratação do cimento Portland pode ser entendido de dois modos, em momentos diferentes: o mecanismo por dissolução-precipitação (dominante nos estágios iniciais) e o mecanismo topoquímico ou hidratação no estado sólido (dominante nos estágios posteriores). São definidos como:

- **dissolução-precipitação**: consiste na dissolução de compostos anidros em seus constituintes iônicos, na formação de hidratos na solução e, por conta da sua baixa solubilidade, numa eventual precipitação de hidratos provenientes da solução supersaturada. Em geral, sua duração corresponde a 30% da hidratação, entre 3 horas e 24 horas;
- **topoquímico ou hidratação no estado sólido**: quando a mobilidade iônica na solução torna-se restrita, a hidratação da partícula residual de cimento ocorre por reação no estado sólido (difusão iônica). Estas reações ocorrem diretamente na superfície do cimento anidro sem entrarem em solução, fenômeno conhecido como deslocamento da interface. Esta etapa tem menor dependência da temperatura de cura. Vale lembrar que o sulfato de cálcio possui papel relevante nas reações iniciais de hidratação e que a velocidade dessas reações é também controlada pela concentração e reatividade dos compostos do cimento, bem como pela temperatura.

Do ponto de vista de resistência inicial, o C_3S é o constituinte mais importante do cimento, pois reage rapidamente com a água, atingindo grande resistência em pouca idade, crescendo lentamente após o primeiro mês. Além de um ano, os dois silicatos revelam resistência de mesma ordem de grandeza. Este fato deve-se à estrutura muito mais compacta do C_2S , pois a do C_3S é menos perfeita e menos densa, com muitos vazios. O C_3A e o C_4AF são de pouco interesse no desenvolvimento das resistências, pois contribuem fracamente para a resistência do cimento em qualquer idade.

A concentração e reatividade dos compostos do cimento, bem como a temperatura, controlam a velocidade da reação de hidratação, sendo que no processo dissolução-precipitação, a temperatura tem maior influência.

A reatividade está relacionada à finura do cimento que também influencia na velocidade de reação. Geralmente, quanto mais fino o cimento, para uma mesma constituição, mais rápida será a reação. O tamanho da partícula e sua distribuição granulométrica têm

importância no controle de qualidade dos cimentos, uma vez que existe a relação entre dimensão da partícula e tempo de hidratação (grau de hidratação), conforme pode ser visto na Tabela 4.

Tabela 4 – Relação entre o tamanho da partícula e o tempo necessário para sua hidratação.

Dimensão da partícula (μm)	Tempo de hidratação (dias)
0,43 a 0,47	1
1,7 a 2,6	7
3,5 a 5,4	28
6,1 a 8,9	150
> 45	Difícil
> 75	Nunca se hidrata

Fonte: Taylor¹⁴ (1992 apud SILVA; 2000)

Melo (2000) menciona os seguintes aspectos relacionados com a hidratação do cimento Portland, conforme figura 19.

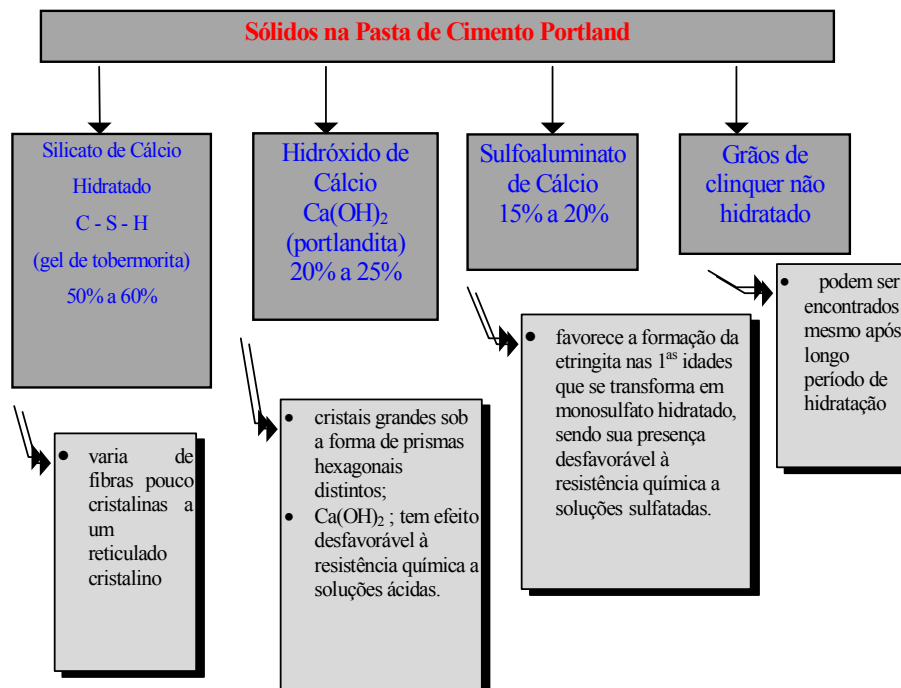


Figura 19. Propriedades das quatro fases sólidas principais, geralmente presentes na pasta de cimento Portland – Fonte: Melo (2000).

¹⁴ TAYLOR, H.F.W. **Cement chemistry**. London: Academic Press Ltda, 1992.

Mehta e Monteiro (1994) citam que a largura do espaço interlamelar no C-S-H é estimado em 18Å e é responsável por 28% da porosidade capilar no C-S-H sólido. Este tamanho de vazio é muito pequeno para ter um efeito desfavorável sobre a resistência e a permeabilidade da pasta.

A água, nestes pequenos vazios, é retida por pontes de hidrogênio e a sua remoção, sob determinadas condições, pode contribuir para a retração por secagem e para a fluência. Os vazios capilares representam o espaço não preenchido pelos componentes sólidos da pasta. O volume total de uma mistura cimento-água permanece inalterado, durante o processo de hidratação, mas a densidade média dos produtos de hidratação é consideravelmente menor do que a densidade do cimento Portland anidro.

A hidratação do cimento deve ser considerada como um processo durante o qual o espaço inicialmente ocupado pelo cimento e pela água é gradativamente substituído pelo espaço preenchido pelos produtos de hidratação. O espaço não ocupado pelo cimento ou pelos produtos de hidratação constitui-se de vazios capilares. O volume e o tamanho dos capilares são determinados pela distância inicial entre as partículas de cimento anidro na pasta de cimento recém misturada (em função da relação a/c) e o grau de hidratação da pasta.

Não é a porosidade total, mas a distribuição do tamanho dos poros que controla efetivamente a resistência, a permeabilidade e as variações de volume de uma pasta de cimento endurecida. Os poros grandes, vazios capilares maiores do que 50nm de uma pasta, referidos na literatura (MEHTA; MONTEIRO, 1994) como macroporos, influenciam principalmente a resistência mecânica e a permeabilidade, enquanto os poros pequenos, aqueles vazios menores do que 50nm, referidos como microporos, influenciam mais a retração por secagem e a fluência. Enquanto os vazios capilares têm forma irregular, os vazios com bolhas de ar são geralmente esféricos. Durante a operação de mistura, o ar pode ser aprisionado na pasta fresca de cimento.

Os aditivos também podem ser misturados propositadamente ao concreto, com a finalidade de incorporar poros na pasta de cimento. O conteúdo de ar presente no concreto pode ser classificado em duas categorias: (1) Ar aprisionado: é o conteúdo de ar presente nas misturas naturalmente, ou seja, sem a utilização de agente incorporador de ar; (2) Ar incorporado: é o conteúdo adicionado intencionalmente nas misturas pelo uso de um agente incorporador de ar.

Os vazios do ar aprisionado podem chegar a 3 nm, já os vazios de ar incorporado variam comumente de 50 μ m a 200 μ m. A quantidade de vazios de ar aprisionado pode ser ampliada pelo mau planejamento da concretagem. Tanto os vazios de ar aprisionado como os do ar incorporado na pasta são muito maiores do que os vazios capilares (10nm a 50nm p/ capilares pequenos - 3 μ m a 5 μ m p/ capilares grandes) e apresentam capacidade de afetar negativamente a resistência e a impermeabilidade da pasta.

As várias situações da água na pasta endurecida foram representadas Melo (2000), de acordo com a figura 20.

Mehta e Monteiro (1994) relatam que a água capilar é conhecida como a água presente nos vazios maiores do que 5nm (50Å). Pode ser descrita como o volume de água que está livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida e, classificam a água capilar em duas categorias:

- a) A água em vazios grandes, de diâmetro $> 50\text{nm}$ (0,05 μm), considerada como água livre (sua remoção não causa qualquer variação de volume);
- b) A água retida por tensão capilar em capilares pequenos (de 5nm a 50nm), cuja remoção pode causar a retração do sistema.

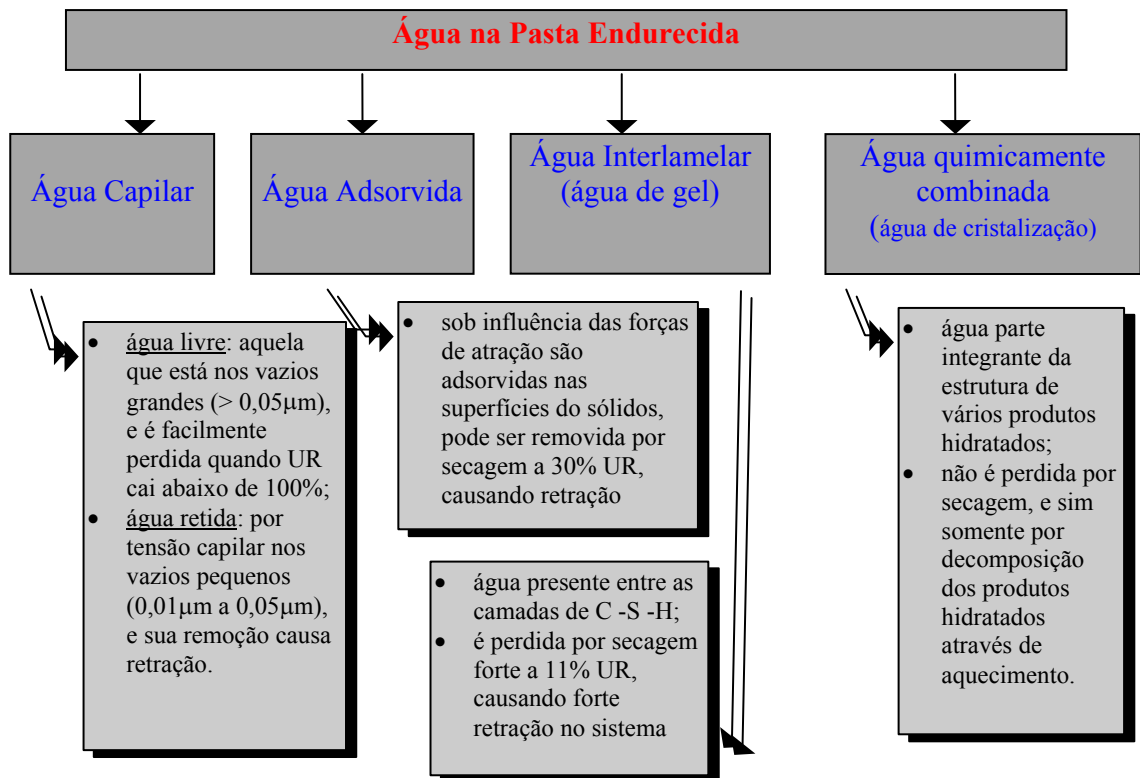
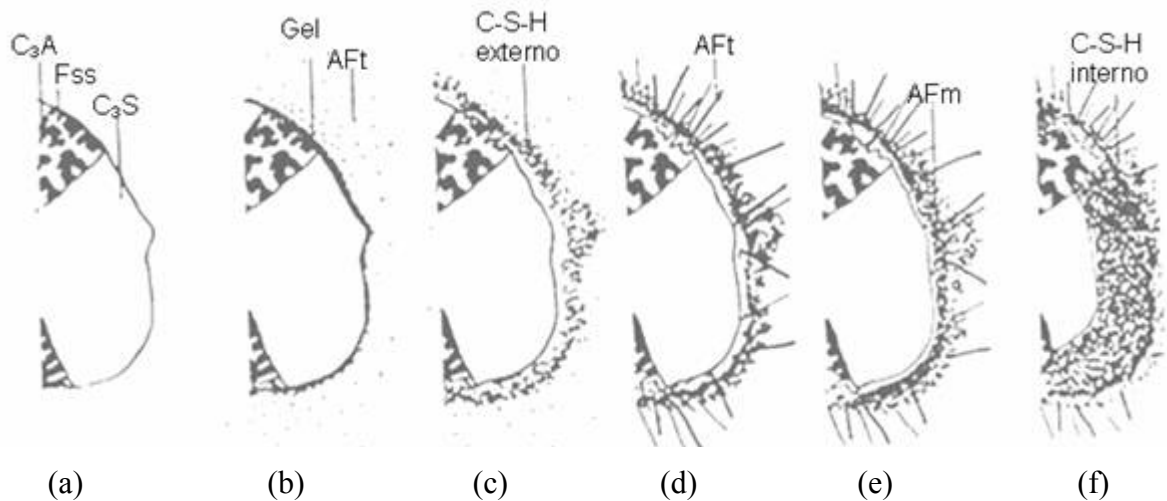


Figura 20. Tipos de águas presentes na pasta de cimento Portland – Fonte MELO (2000).

A água adsorvida é aquela que está próxima à superfície do sólido, sob a influência de forças de atração, e as moléculas de água estão fisicamente adsorvidas na superfície dos sólidos na pasta. Ela pode ser perdida por secagem da pasta a 30% de umidade relativa. A perda dessa água é principalmente responsável pela retração da pasta na secagem. A água interlamelar, também conhecida como água de gel, está associada à estrutura do silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Tem sido sugerido que uma camada monomolecular de água presente entre as camadas de C-S-H está fortemente ligada por pontes de hidrogênio. Ela é perdida somente por secagem forte (abaixo de 11% de umidade relativa). A estrutura do C-S-H retrai-se consideravelmente quando a água interlamelar é perdida. A água quimicamente combinada, também conhecida como água de cristalização, é parte integrante da estrutura de vários produtos hidratados do cimento. Na secagem não é perdida, mas somente liberada,

quando os produtos hidratados são decompostos por aquecimento (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Scrivener (1989) representa o desenvolvimento da microestrutura na hidratação por meio da modelagem estabelecida conforme Figura 21.



(a) Grão de cimento anidro;

(b) 10 min. Reação de C_3A com $C\bar{S}$; formação de gel rico em alumina com a presença de AFt em forma de pequenos bastonetes;

(c) 10 h. Formação de produtos de hidratação externa (C-S-H) pela reação de C_3S e AFt, formando um envoltório no grão anidro situado a $1\ \mu\text{m}$ deste (grão de Hadley);

(d) 18 h. Hidratação secundária da AFt, formando longos bastonetes. Início da hidratação interna;

(e) 1 a 3 dias. Formação de AFm internamente ao envoltório pela reação de C_3S com AFt;

(f) 14 dias. Preenchimento do espaço de $1\ \mu\text{m}$ entre o envoltório e o grão anidro pela formação de C-S-H oriundo da hidratação interna. O C-S-H proveniente da hidratação externa torna-se mais fibroso.

Figura 21. Desenvolvimento da microestrutura durante a hidratação do cimento Portland Scrivener (1989).

2.6.2 Sílica de Ferro Silício ou Silício Metálico

A sílica ativa é um material cimentício relativamente novo. É um subproduto da fabricação de silício metálico ou de ligas de ferro-silício a partir de quartzo de elevada pureza e carvão em forno elétrico de eletrodos de arco submerso. A sílica ativa (SA) resulta também da fabricação de liga à base de ferro-cromo-silício, ferro-mangânês-silício, ferro-magnésio-

silício, ferro-cálcio-silício, que são metais não ferrosos, porém originados em maiores quantidades a partir da produção de ferro-silício e silício. Esse subproduto é um dióxido de sílica amorfa (SiO_2), a qual é gerada como um gás dentro dos fornos elétricos em arco durante a redução do quartzo puro. O SiO que se desprende na forma de gás se oxida e condensa em um material composto de partículas esféricas extremamente pequenas, com aspecto vítreo, e muito reativas. A qualidade da sílica, porém, depende de vários outros fatores.

Para se especificar o uso de uma dada sílica ativa, é importante conhecer essas variações e eleger quais são os aspectos significativos a ponto de influenciar o desempenho do concreto. O primeiro passo é conhecer o processo de produção e obtenção da sílica, o qual poderá sustentar um melhor entendimento de como variam as propriedades da sílica e qual o grau de qualidade que se pode obter dessa sílica em função de tal processo. A obtenção da sílica ativa é realizada a partir da redução do minério à base de silício, para a qual, no sistema de produção, se utilizam fornos elétricos a arco cuja temperatura de operação é da ordem de 1600°C a 2000°C . A sílica ativa bruta é coletada ao passar através de filtros especiais (“filtro de manga”).

A obtenção da sílica varia substancialmente com o tipo de liga produzida, estando seu grau de pureza ou qualidade intimamente ligada a esse fator. Os ferros-silícios utilizados nas siderurgias apresentam um teor de sílica nominal de 50%, 75% e 90% em sílica na forma não cristalina. Entretanto, com apenas 48% de sílica o produto já é denominado metal silício. Quanto maior o teor de sílica na liga, maior o teor de sílica (SiO_2) na sílica ativa resultante. A qualidade da sílica ativa também depende do processo de produção, da forma de operação, do processo de coleta do pó, dos meios de redução e da matéria-prima.

Outro fator importante com respeito à qualidade da produção da sílica ativa refere-se aos fornos, visto que, com um mesmo equipamento, pode-se produzir diferentes ligas. É de

fundamental importância, portanto, conhecer a procedência de cada sílica ativa a ser utilizada no concreto.

Dependendo do tipo de forno, também se produz uma sílica com melhor qualidade ou com menor teor de carbono. Quando o forno possui um sistema de recuperação de calor eficiente, uma maior quantidade de carvão é queimada, de modo que a sílica ativa resultante fica praticamente isenta de carvão. Por outro lado, os fornos sem recuperação completa de calor deixam parte do carvão nas sílicas ativas. Essa última situação já se detectou no Brasil, notando-se enormes transtornos em obras.

Na figura 22 representa-se esquematicamente a formação da sílica ativa em forno elétrico de arco.

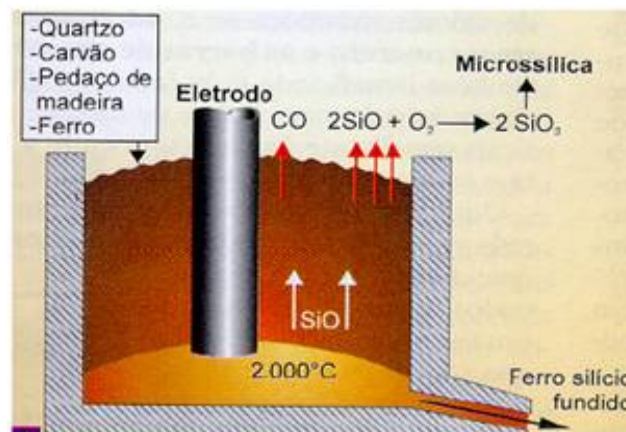


Figura 22. Representação esquemática da formação de sílica ativa em forno elétrico a arco. Fonte: Almeida¹⁵ (1996 apud COSTENARO, 2003).

Segundo Aïtcin (2000) as partículas de sílica ativa parecem perfeitamente esféricas, com diâmetros variando de menos de 0,1µm até 1 µm ou 2µm, de tal forma que a esfera média de sílica ativa é 100 vezes menor que a média das partículas de cimento. A massa específica da sílica ativa é cerca de 2,2 g/cm³ e os valores típicos relatados de área específica estão numa faixa de 15.000 a 25.000 m²/kg.

¹⁵ ALMEIDA, I.R. Superplastificantes, microssílica e durabilidade de concretos. *Téchne*, n.24, p.30-33, set./out. 1996.

Comparada com outros materiais cimentícios suplementares, as propriedades peculiares que tornam a sílica ativa um material pozolânico muito reativo são o teor muito alto de SiO₂, o seu estado amorfo e a sua extrema finura.

Aïtcin (2000), citando Sellevold (1987)¹⁶, e Khayat (1996)¹⁷ e Rosenberg e Gaidis (1989), enfatiza que os benefícios da sílica ativa na microestrutura e nas propriedades mecânicas do concreto são atribuídos à rápida reação pozolânica, como também ao efeito físico das partículas de sílica ativa, fenômeno conhecido como o efeito filler. Além disso, a sílica ativa tem um efeito químico relacionado com a germinação de cristais de portlandita, Ca(OH)₂ definida por Mehta e Monteiro (1994) como reação pozolânica cujo princípio pode ser explicado por comparação entre a reação para a formação de C-S-H no cimento Portland e num cimento pozolânico (sílica ativa):

Cimento Portland	Cimento Pozolânico (SÍLICA)
-------------------------	------------------------------------

RÁPIDA

LENTA



Mehta e Monteiro (1994) enumeram três aspectos importantes que derivam da reação pozolânica:

1. A taxa de liberação de calor e de desenvolvimento da resistência serão relativamente lentas, pois a reação pozolânica é lenta;
2. A reação consome hidróxido de cálcio ao invés de produzi-lo, representando uma importante contribuição para a durabilidade da pasta endurecida frente a meios ácidos;

¹⁶ SELLEVOLD, E. The function of condensed silica fume in high-strength concrete. In: SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HSC. 1987, Trondheim, Norway. [S.I.: s.n.], p. 39-50.

¹⁷ KHAYAT, K. Effect of silica fume on fresh and mechanical properties of concrete. **CANMET-ACI intensive course on fly ash, slag, silica fume, other pozzolanic materials and superplasticizers in concrete**. Ottawa, Canadá: [s.n.], 1986. 34 p.

3. Estudos sobre a distribuição do tamanho dos poros em cimentos com adição de escória de alto forno de granulação fina entre 25 a 70% e cimentos com adição de pozolana fina entre 15 e 40%, hidratados mostraram que os produtos da reação são bastante eficientes no preenchimento dos espaços capilares grandes, melhorando assim a resistência e impermeabilidade do sistema.

Bentur e Cohen (1987) estudaram as diferenças em produzir concretos com e sem sílica ativa, e concluíram que, entre os agregados e a pasta de cimento, pode existir uma zona de interface, que varia de 20 μ m a 50 μ m, conforme figura 23.

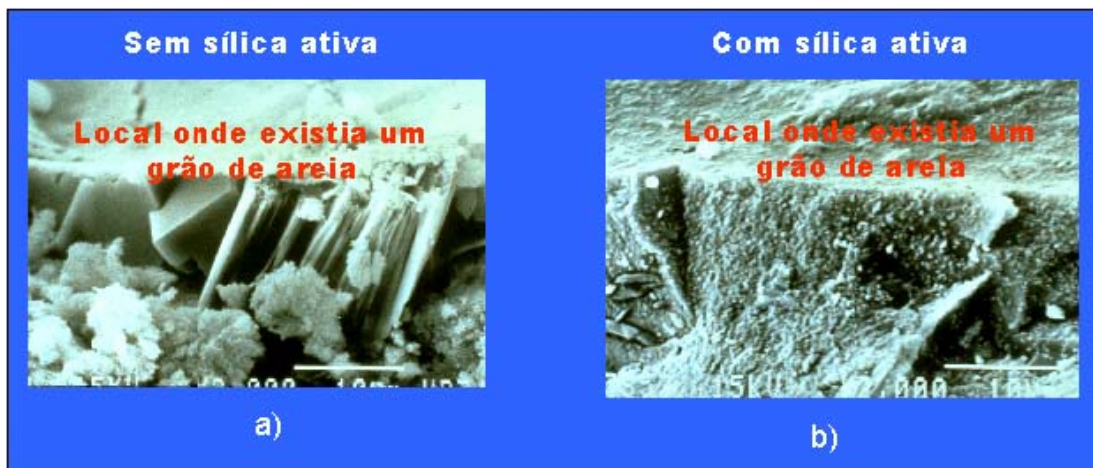


Figura 23. Diferenças entre as zonas de interface entre agregados e pasta de cimento: (a) matriz sem sílica ativa; (b) matriz com sílica ativa. Fonte: Bentur e Cohen (1987).

Essa zona de interface poderá ocorrer também no contorno das armaduras, do agregado graúdo, nas formas, etc.

No caso “a”, em cuja argamassa não se utilizou a sílica ativa, a região é marcada pela formação de grandes cristais de Ca(OH)_2 , formação de água, vazios imensos, etc., enquanto que no caso “b”, essa mesma região é muito compacta, com ocorrência de grande quantidade de C-S-H, que é um produto aderente, e que melhora muito essa região, refinando os poros, desconectando-os. Os concretos assim produzidos tornam-se mais resistentes e duráveis.

Conforme esquema da figura 24, Liborio (2003) apresenta os resultados que podem ser obtidos pela adição da sílica ativa.

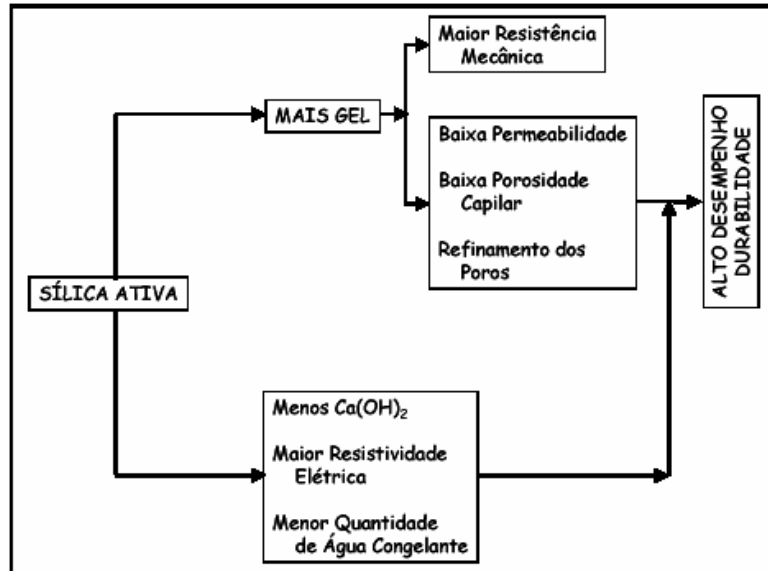


Figura 24. Benefícios da sílica ativa em concretos. Fonte: Liborio (2003).

A grande contribuição da sílica ativa para o CAD é a desconexão e o refinamento dos poros, resultando na redução da permeabilidade, mesmo para concretos porosos, como aqueles com ar incorporado. Bentz e Garbozzi (1991) realizaram uma série de estudos com o intuito de relacionar o conteúdo de sílica ativa, e a relação a/agl de concretos com o grau de hidratação necessário para a desconexão de poros, conforme ilustrado pela tabela 5.

Tabela 5 – Grau de hidratação necessário para desconexão dos poros em concretos com várias relações a/agl e teores de sílica ativa.

Relação a/agl	Quantidade de sílica ativa (%)									
	0	2,5	5	7,5	10	12,5	15	20	25	30
0,225	0,31	0,27	0,23	0,22	0,22	0,22	0,21	0,20	0,20	0,19
0,250	0,36	0,32	0,27	0,26	0,26	0,25	0,25	0,24	0,24	0,23
0,275	0,41	0,37	0,32	0,30	0,29	0,29	0,29	0,28	0,27	0,26
0,300	0,46	0,42	0,37	0,33	0,33	0,32	0,32	0,32	0,31	0,30
0,325	0,51	0,47	0,42	0,37	0,37	0,36	0,36	0,35	0,35	0,34
0,350	0,56	0,52	0,47	0,42	0,41	0,40	0,40	0,39	0,38	0,38
0,375	0,61	0,57	0,52	0,47	0,44	0,44	0,44	0,43	0,42	0,41
0,400	0,66	0,62	0,57	0,52	0,48	0,47	0,47	0,47	0,46	0,45
0,425	0,71	0,67	0,62	0,57	0,53	0,51	0,51	0,50	0,50	0,49
0,450	0,76	0,72	0,67	0,62	0,58	0,55	0,55	0,54	0,53	0,53
0,475	0,81	0,77	0,72	0,67	0,63	0,59	0,59	0,58	0,57	0,56
0,500	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63	0,62	0,62	0,61	0,60
0,525	0,91	0,87	0,82	0,77	0,73	0,68	0,66	0,65	0,65	0,64
0,550	0,96	0,92	0,87	0,82	0,78	0,73	0,70	0,69	0,68	0,68
0,600	---	---	0,97	0,92	0,88	0,83	0,78	0,76	0,76	0,75
0,650	---	---	---	---	0,98	0,93	0,88	0,84	0,83	0,82
0,700	---	---	---	---	---	---	0,98	0,91	0,91	0,90

Fonte: Bentz e Garbozzi (1991)

2.7 Aditivos

A ABNT através da NBR 11768:1992 (EB-1763/92) - *Aditivos para concreto de cimento Portland* define os aditivos como “produtos que adicionados em pequena quantidade a concretos de cimento Portland modificam algumas de suas propriedades, no sentido de melhor adequá-las a determinadas condições.”

Os aditivos podem ter várias finalidades dentre elas: aumentar a plasticidade do concreto sem aumentar o teor de água, reduzir a exsudação e a segregação, retardar ou acelerar o tempo de pega, acelerar o desenvolvimento da resistência nas primeiras idades, retardar a taxa de evolução do calor, e aumentar a durabilidade em condições específicas de exposição.

Mehta e Monteiro (1994) classificam as substâncias empregadas como aditivos em duas classes de acordo com a ação sobre a reação de hidratação do cimento Portland: (1) Algumas substâncias começam a agir instantaneamente no sistema água-cimento, por modificação da tensão superficial da água e por adsorção à superfície das partículas de cimento, são os *tensoativos*; (2) outras se dissociam em seus íons constituintes e afetam as reações químicas entre os compostos do cimento e a água, de alguns minutos até algumas horas após a adição, denominados também como *modificadores de pega*.

As substâncias tensoativas consistem essencialmente de moléculas orgânicas de cadeia longa, com uma extremidade hidrófila (que atrai água) e uma hidrófoba (que repele a água). A extremidade hidrófila contém um ou mais grupos polares, tais como COO^- , SO_3^- , ou NH_3^+ . Em tecnologia de concreto, a maior parte dos aditivos aniônicos empregados contém tanto uma cadeia não polar como uma cadeia com alguns grupos polares. O primeiro atua como um incorporador de ar e o segundo como um redutor de água (MEHTA E MONTEIRO; 1994).

Os tensoativos são substâncias que se concentram na interface entre duas fases não miscíveis alterando as forças físico-químicas atuantes nessa interface. Essas substâncias são adsorvidas nas partículas de cimento, conferindo-lhes uma carga elétrica negativa, resultando uma repulsão entre as partículas, isto é, uma defloculação, com a estabilização da dispersão; as bolhas de ar também são repelidas e não podem aderir às partículas de cimento. Os redutores de água aumentam a superfície do cimento que pode se hidratar inicialmente e aumentam a água disponível para a hidratação porque evita em partes a flocculação diminuindo a quantidade de ar aprisionado e de água, no interior dos flóculos (NEVILLE; 1997).

As cargas eletrostáticas dão origem a uma camada de moléculas de água orientadas que impedem que as partículas se aproximem muito umas das outras, conferindo-lhes grande mobilidade, e a água, livre da restrição imposta pela flocculação, fica disponível para lubrificar a mistura e aumenta a trabalhabilidade do sistema (NEVILLE; 1997).

Os tensoativos redutores de água têm influência sobre a velocidade de hidratação do cimento, entretanto não alteram a natureza dos produtos de hidratação, por conseguinte não alteram a estrutura da pasta de cimento hidratada.

As substâncias empregadas como tensoativos redutores de água são geralmente sais, modificações e derivados de ácidos lignossulfônicos, ácidos carboxílicos hidroxilados, e polissacarídeos, ou qualquer combinação desses três, com ou sem constituintes secundários.

Os superplastificantes são considerados tensoativos redutores de água de alta eficiência ou alto desempenho, com efeito significativamente mais intenso que os redutores de água.

Existem quatro categorias principais de superplastificantes: condensados sulfonados de melamina-formaldeído; condensados sulfonados de naftaleno-formaldeídos; condensados de lignossulfonatos modificados, e outros como os ésteres de ácido sulfônico e ésteres de carboidratos.

Os superplastificantes são polímeros orgânicos hidrossolúveis obtidos sinteticamente, usando um processo complexo de polimerização para obtenção de moléculas longas de elevada massa molecular. Para os superplastificantes de naftaleno, foi desenvolvida uma modificação com a inclusão de um copolímero com um grupo funcional sulfônico e carboxílico, fixando a carga eletrostática nas partículas de cimento impedindo a floculação por adsorção nesta superfície.

Gagné, Boisvert e Pigeon (1996) definem os superplastificantes como polímeros que podem interagir fisicamente e quimicamente com partículas de cimento. A interação física ocorre quando um superplastificante é usado para dispersar grãos não cimentícios finamente pulverizados. Este tipo de interação inclui três modos de ação: (1) adsorção de moléculas de superplastificantes por forças de Van der Waals e forças eletrostáticas sobre as partículas; (2) redução das forças de atração entre partículas de cargas opostas (defloculação) e indução de forças repulsivas em virtude das altas cargas negativas convertidas para as partículas pelo superplastificante adsorvido; (3) uma barreira estérica entre as moléculas de polímeros adsorvidas e as partículas vizinhas.

Liborio (2003) comenta que trabalhos desenvolvidos por Ramachandran (1985)¹⁸ sobre o papel dos superfluidificantes na hidratação do cimento mostraram, de um modo geral, que os vários componentes do cimento adsorvem os aditivos de forma irreversível e apresentam retardamento no processo de hidratação. No cimento, os componentes C_3A e C_4AF adsorvem grandes quantidades de aditivo rapidamente, restando menores quantidades do produto na fase aquosa, para retardar a hidratação do C_3S . Não foram constatadas diferenças substanciais na morfologia de pastas de cimento hidratadas com superfluidificantes em relação a pastas sem aditivo, entretanto foi observada a formação de partículas mais finas e com uma estrutura

¹⁸ RAMACHANDRAN, V.S. **Concrete admixtures handbook**: properties, science and technology. [S.I.] : Noyes Publications, 1985.

mais densa para misturas aditivadas. A figura 25 ilustra o efeito dos aditivos tensoativos redutores e superplastificantes sobre as partículas de cimento.

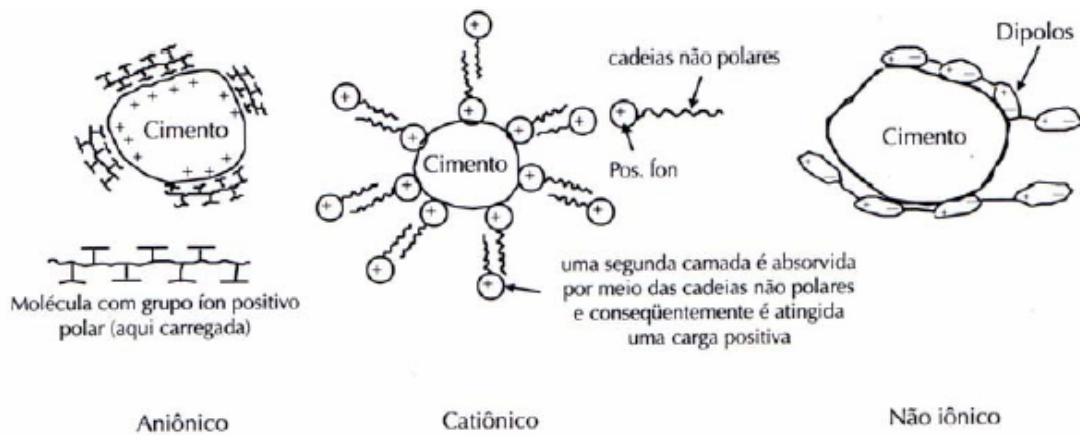


Figura 25. Efeito do aditivo tensoativo redutor de água (AÏTCIN; 2000).

Os tensoativos empregados como aditivos incorporadores de ar geralmente consistem em sais de resinas de madeira, materiais protéicos e ácidos graxos, e alguns detergentes sintéticos. A fórmula química de um tensoativo incorporador de ar típico, que consiste de uma cadeia de hidrocarboneto não polar com um grupo aniônico é mostrado na figura 26.

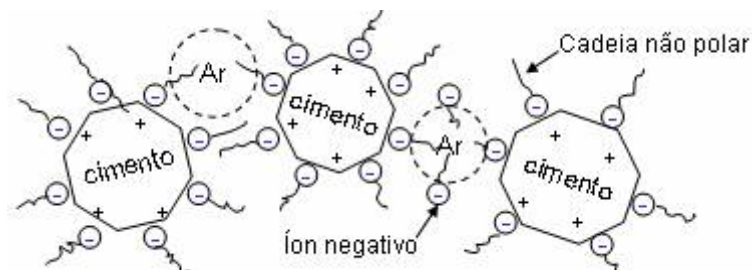


Figura 26. Tensoativo incorporador de ar. Fonte: Mehta e Monteiro (1994).

Mehta e Monteiro (1994) citando Lea (1971)¹⁹ descreve o mecanismo pelo qual o ar é incorporado e estabilizado quando um tensoativo é adicionado ao sistema água – cimento. Nesta condição, na interface ar-água os grupos polares estão orientados em direção à fase aquosa, diminuindo a tensão superficial, promovendo a formação de bolhas e neutralizando a tendência das bolhas a coalescerem. Na interface sólido – água, onde existem forças diretoras na superfície do cimento, os grupos polares ligam-se ao sólido, com os grupos não polares

¹⁹ LEA, F.M. **The chemistry and cement and concrete**. New York: Chemical Publishing Company, Inc.,1971.

orientados para a água, tornando a superfície do cimento hidrófoba, de modo que o ar pode deslocar a água e permanecer ligado às partículas sólidas na forma de bolhas.

O mecanismo de ação do aditivo modificador de pega está baseado na dissociação dos seus íons constituintes. As substâncias presentes nestes aditivos alteram a velocidade de dissociação dos constituintes anidros do cimento. Dependendo do tipo e concentração dos íons fornecidos ao sistema pelo aditivo, os efeitos podem ser complementares e opostos (MEHTA e MONTEIRO, 1994). A Figura 27 a seguir demonstra um exemplo típico desses fenômenos.

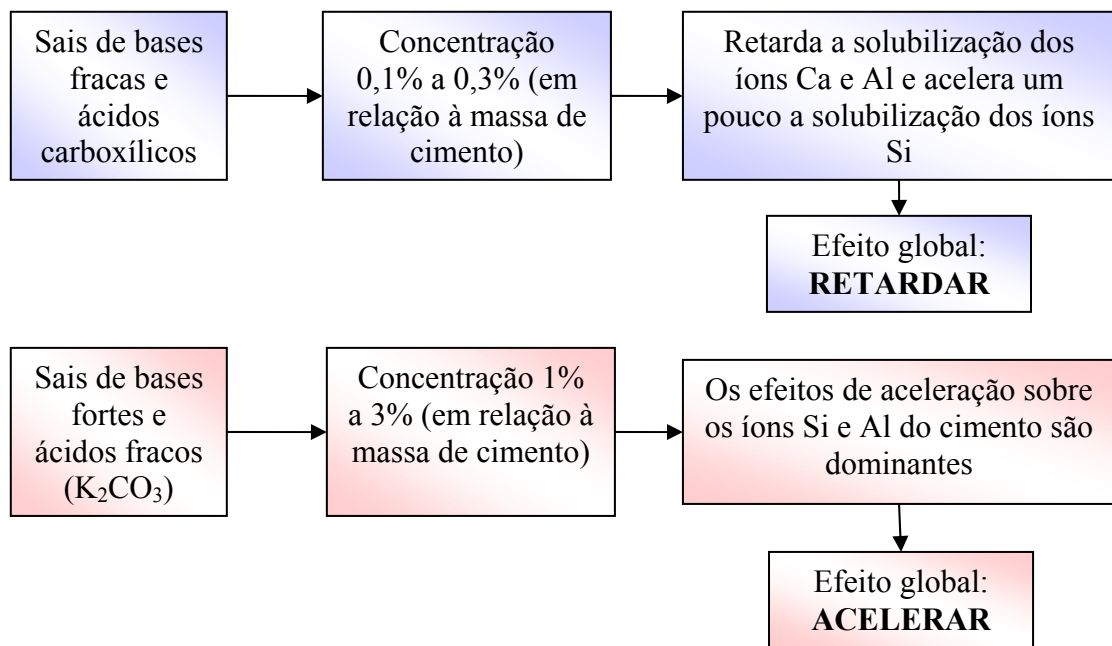


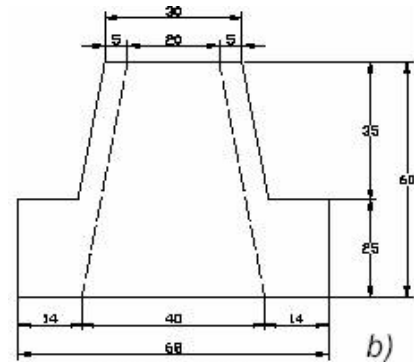
Figura 27. Mecanismos de ação do aditivo modificador de pega. Fonte: Melo (2000).

Liborio (2003) denomina o procedimento descrito por Bucher (1988)²⁰, como sendo ensaio de Kantro (figura 28), que consiste em avaliar a eficiência de teores diversos de aditivo, na plastificação de uma pasta de cimento Portland, ou cimento com adição ou adições diversas.

²⁰ BUCHER, H.R.E. Desempenho de aditivos redutores de água de alta eficiência em pastas e argamassas ou concretos. In: REIBRAC, 30., agosto de 1988, Rio de Janeiro. *Anais...* [S.I.:s.n]. p.602 – 625.



a) Tronco de cone



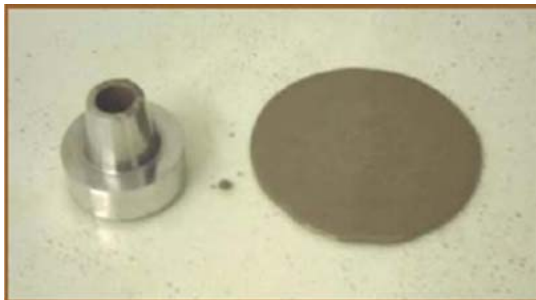
b) Dimensões do tronco de cone (mm)



c) Preenchimento com pasta de cimento



d) Mini tronco preenchido



d) Área de espalhamento da pasta de cimento



e) medição do diâmetro máximo

Figura 28. Verificação da potencialidade de aditivo superplastificante em misturas de aglomerantes. Fonte: Liborio e Castro (2004).

Para se obter a eficiência de um aditivo sobre um determinado cimento ou uma mistura de aglomerantes, tem-se adotado relações água/cimento ou água/aglomerante, de 0,30 ou 0,35. A essas misturas vai se adicionando o(s) aditivo(s) que se queira escolher, em doses que variam com o tipo de aditivo:

- naftalenos, melaminas: 0%, 0,5%, 1,0%, 1,5% e 2,0%

- éster-carboxílicos: 0%, 0,3%, 0,6%, 0,9%, 1,2%.

A quantidade de material a ser utilizada é de 500g, para um misturador entre 5 litros a 8 litros. Bate-se, por exemplo, o cimento (ou aglomerante) com a água por 30s em velocidade baixa, deixa-se descansar por mais 30s, bate-se o aditivo por 30s em velocidade alta, deixa-se descansar por mais 30s, adiciona-se o aditivo, bate-se por 60s em velocidade baixa e mais 60s em velocidade alta. Os intervalos de tempo podem ser modificados para ajustar à reatividade do cimento, por exemplo, cimentos com alto teor de escória que têm reações de hidratação mais lentas que cimentos sem essa adição mineral, devem ser ensaiados em intervalos maiores.

Preenche-se o tronco de cone posicionando-o numa placa de vidro, na posição horizontal, untada com óleo mineral puro (figura 28 c), e a seguir é retirado na posição vertical, deixando-se fluir a pasta, até que haja o máximo de espalhamento (figura 28 e). Em seguida, são realizadas diversas medidas (figura 28 f) do espalhamento obtido, com o qual, p.ex., calcula-se uma determinada área. A seguir, poder ser desenhado um gráfico, conforme figura 29. Pode-se proceder dessa forma com diversos aditivos e/ou diversos cimentos. A escolha se dará pela eficiência e pelo custo do aditivo.

O ensaio de Kantro possibilita a determinação do ponto de saturação do aditivo, ou seja, a quantidade máxima a ser utilizada, sendo que adições acima deste ponto não melhoram a eficiência do aditivo na mistura. O ponto de saturação é evidenciado quando um aumento de 50% na dosagem do aditivo resulta em um aumento insignificante na área de espalhamento. Na figura 29, o ponto de saturação corresponde ao teor de 1% de aditivo, pois se aumentando o teor para 1,5% a diferença da área de espalhamento para a dosagem anterior (h_1), foi significativamente menor que o acréscimo de área de espalhamento quando do aumento de 0,5% para 1% (h_2) de teor de aditivo.

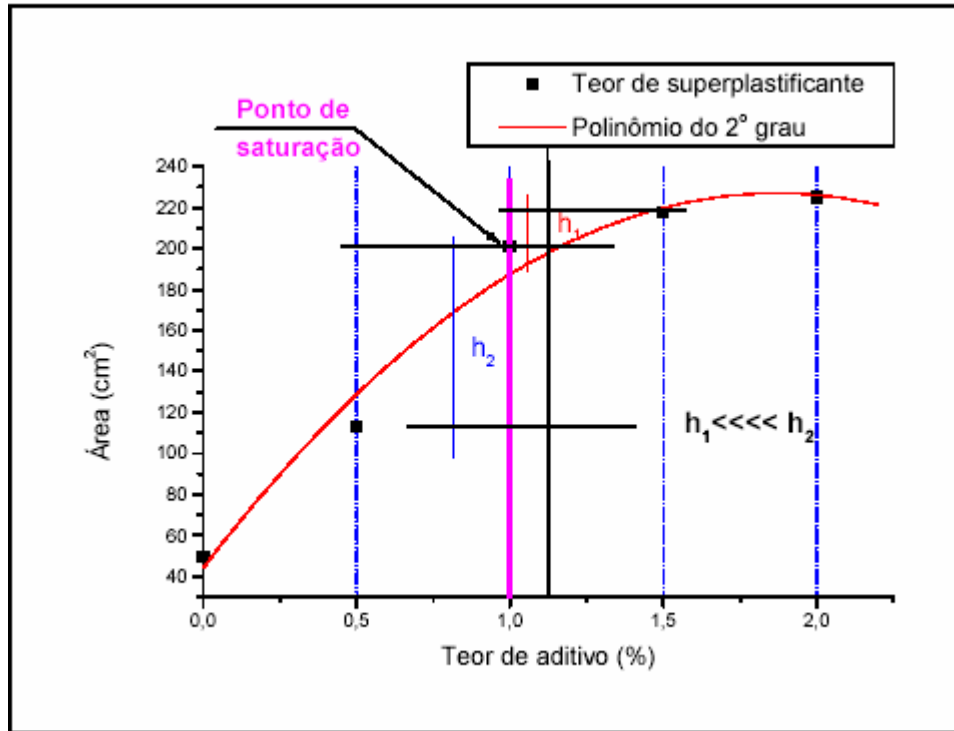


Figura 29. Medida da influência de um aditivo superplastificante x aglomerante. Fonte: Liborio (2003).

2.8 Agregados

2.8.1 Agregados Miúdos

Liborio (2003) apresenta as principais propriedades dos agregados e enumera parâmetros que auxiliam na escolha ou mesmo adequação dos agregados para o projeto de um concreto de alto desempenho, de acordo com o que segue.

Os agregados miúdos podem ser naturais ou artificiais. Convencionalmente apresentam partículas que variam de 75 μ m a 4,8mm. Os agregados artificiais são as argilas ou folhelhos expandidos. No Brasil (NBR 9935:1987) as pedras britadas são consideradas agregados artificiais. Escória de alto forno e cinza volante também pertencem a essa categoria.

As massas unitárias das areias geralmente variam entre 1520 kg/m^3 e 1680 kg/m^3 . Os agregados leves têm massa unitária menor que 1120 kg/m^3 , enquanto os agregados pesados poderão apresentar massa unitária até 2200 kg/m^3 .

As impurezas contidas no agregado podem interferir química e fisicamente. As impurezas que interferem quimicamente são:

- a) partículas que ocasionam reações químicas com o cimento;
- b) impureza orgânica - sendo que a principal é a que se compõe principalmente de húmus, resultante da decomposição parcial, por micro organismos, dos vegetais e animais. Essa impureza encontra-se muito mais presente no agregado miúdo que no grúdo, podendo interferir na pega e no endurecimento e causando também significativas perdas de resistência.
- c) Impurezas de origem mineral (sais) - Diversos sais minerais podem estar misturados com os agregados, causando, por exemplo, alterações, na pega e no endurecimento, querem causando a deterioração dos concretos querem produzindo reações prejudiciais com o cimento ou com as armaduras - certos compostos de chumbo e zinco, óxidos de ferro, sulfatos (gesso), sulfetos e cloretos. Citam-se os seguintes efeitos:
 - compostos de chumbo e zinco solúveis em água de cal: retardam a pega, em alguns casos até 7 dias (no entanto a resistência é superior);
 - sulfeto de chumbo ou sulfeto de zinco, meteorizados: alteração da pega e do endurecimento;
 - sulfatos: reagem com a alumina do cimento ou do agregado, produzindo o sulfoaluminato de cálcio - expansivo;
 - compostos ferrosos: podem produzir manchas de ferrugem e variações;
 - sulfetos de ferro: manchas e expansões nos concretos;
 - cloretos: expressos em íons Cl^- livres, alteram o tempo de pega e a velocidade de endurecimento; promovem uma aceleração na oxidação da armadura de aço, sob a forma de ferrugem.

d) Partículas finas - Na tecnologia dos concretos, as partículas finas são aquelas que passam na peneira de 75 mm de abertura. As substâncias mais comuns são: argila, silte ou pó-de-pedra.

Esses materiais podem exigir um grande volume adicional da água de amassamento, além disso, essa quantidade de água pode variar a cada mistura. As argilas podem ser adsorvidas pela superfície dos grãos de cimento, impedindo a difusão de íons que significará uma cristalização irregular e heterogênea dos componentes hidratados. Podem alterar a pega e endurecimento também, bem como a queda de resistência final do concreto, tanto à tração quanto à compressão. Há também as argilas expansivas, do grupo das montmoriloníticas e do tipo bentonita. Se a argila reveste o agregado, haverá também prejuízos na ligação cimento-agregado. A presença de pó-de-pedra, bem como os siltes com dimensões entre 2mm 60mm não têm ação tão prejudicial quanto as argilas. Sbrighi Neto (1975, apud LIBORIO; 2004), concluiu que num dado concreto, o pó-de-pedra provocava aumento das resistências, diminuição da permeabilidade e da capilaridade, de acordo com a trabalhabilidade do concreto. Outro inconveniente de excesso de partículas finas, é a perda da resistência ao desgaste (abrasão).

e) Partículas com baixa resistência e com expansões e contrações excessivas - Neste caso citam-se as partículas: xistosas, de baixa densidade, as argilas, madeira, lenhite e carvão, que podem expandir-se quando umedecidos, e contraírem-se quando secos. Os agregados com baixa resistência têm suas dimensões alteradas e conseqüentemente, sua distribuição granulométrica à medida que são misturados em betoneiras.

Também, a granulometria do agregado influencia na quantidade de água, para uma mesma consistência. Agregados mais finos, de angulosidade parecidas, exigem quantidade de água maior. Isso indica que a forma do agregado influencia na consistência. Agregados mais angulosos promovem uma menor consistência. É possível então se obter maior consistência,

para uma mesma quantidade de água, com agregados mais finos, porém com um bom índice de forma.

Uma forma de se avaliar a angulosidade do agregado miúdo poderá ser considerando NÚMERO DE ANGULOSIDADE (NA), que é um número obtido subtraindo-se de 67 a porcentagem de volume de sólidos em um recipiente preenchido com agregados segundo um procedimento estabelecido. O tamanho das partículas usadas precisa ser controlado dentro de limites estreitos. O número 67 representa a % de volume sólido do agregado mais esférico, de modo que o número de angulosidade mede a % de vazios a mais daquele agregado esférico. Quanto maior o número, mais anguloso o agregado - esse número geralmente está entre 0 e 11. Fazendo-se o proporcionamento entre dois agregados, um esférico e outro alongado, verifica-se que o teor de vazios diminui à medida que se aumenta o teor de material esférico. A figura 30 mostra como esse teor de vazios poderá variar.

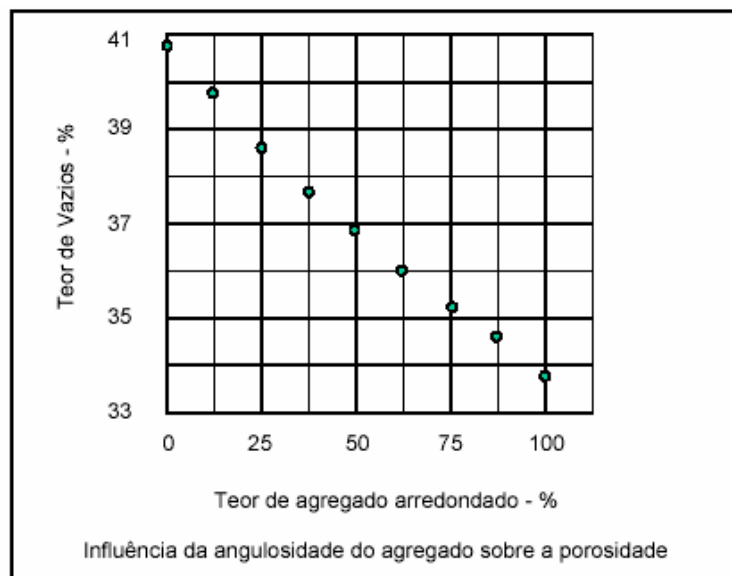


Figura 30. Influência da angulosidade do agregado sobre a porosidade. Fonte: Liborio (2003).

A figura 31 apresenta-se um exemplo prático do número de angulosidade.

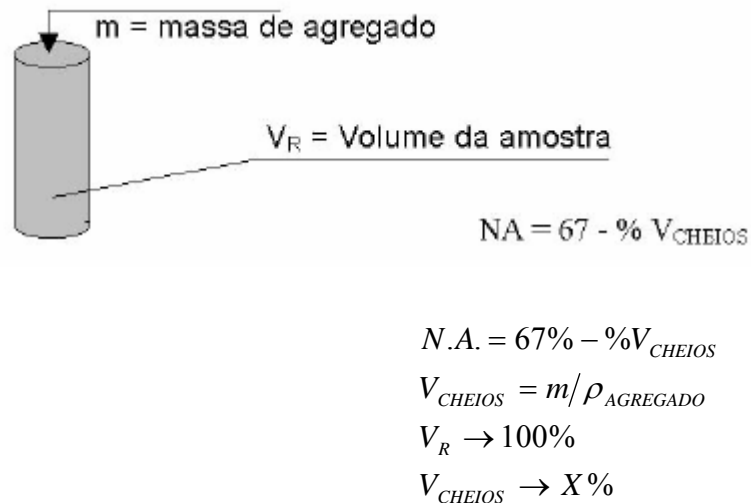


Figura 31. Exemplo prático do número de angulosidade. Fonte Liborio (2003).

Okkenhaug e Gjorv (2003) realizaram estudos para analisar a influência da granulometria de agregados miúdos em concretos com ar incorporado, bem como seus efeitos no desempenho do concreto em condições de congelamento e descongelamento. Para realização destes ensaios as recomendações das ASTM C 231 e ASTM C457 foram acatadas, no que tange à análise do sistema de poros para o concreto fresco e concreto endurecido, respectivamente.

Tais ensaios levaram às conclusões seguintes:

- 1) Uma maior quantidade de finos melhora a estabilidade do sistema de poros;
- 2) O sistema de poros de um concreto com ar incorporado, apresentará área específica maior e menor fator de espaçamento, quanto menor for o módulo de finura do agregado miúdo utilizado neste concreto;
- 3) O empacotamento dos agregados, ou seja, uma composição de agregados de modo a obter o menor volume de vazios, produzirá um sistema de poros mais estável e de maior volume.

2.8.2 Agregados graúdos

Os agregados graúdos são constituídos por partículas com dimensões que variam entre 4,8 mm e 150 mm. Podem ser naturais ou artificiais.

Alguns exemplos de agregados graúdos utilizados na fabricação de concreto são:

- a) SEIXO ROLADO (PEDREGULHO) com massa unitária entre 1520 kg/m^3 e 1680 kg/m^3 e na elaboração de concretos resultam em material com $\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3$;
- b) AGREGADOS NORMAIS – permitem produzir concretos com $2000 \text{ kg/m}^3 < \rho_c < 3000 \text{ kg/m}^3$;
- c) AGREGADOS LEVES - Com massa unitária menor que 1120 kg/m^3 , produzem concretos com $\rho_c = \text{até } 2000 \text{ kg/m}^3$;
- d) AGREGADOS PESADOS - Com massa unitária maior que 2080 kg/m^3 e permitem obter concretos com $\rho_c > 3000 \text{ kg/m}^3$;
- e) AGREGADOS ARTIFICIAIS - Argila expandida ou folhelhos expandidos.

Os agregados naturais para utilização em concretos são em sua maioria derivados de rochas carbonáticas (2/3) e os restantes são arenitos, granito, diorito, gabro e basalto. Os agregados naturais são compostos por vários minerais. As substâncias deletérias são aquelas que podem alterar a trabalhabilidade, pega e endurecimento do concreto. De outra forma também poderão atuar quimicamente com os álcalis do cimento Portland, causando expansões volumétricas num primeiro instante, seguidas de forte fissuração na forma de rede. Estas reações são conhecidas como álcali-agregado.

É costume expressar o conteúdo de álcalis dos cimentos Portland, ou de todos os aglomerantes, como um óxido de sódio equivalente solúvel em ácido e de valor igual a $\text{Na}_2\text{O} + 0,658\text{K}_2\text{O}$.

O valor do equivalente em sódio tem sido relatado não ser nocivo quando, examinados todos os materiais que constituem o concreto, apresenta-se em teor de 1,5% ou 3kg, no máximo por metro cúbico. Embora ainda, essa agressividade dependa de outros fatores, como a própria umidade e a reação álcali - agregado, é tanto mais intensa, quanto maior for a quantidade de água disponibilizada, ou aquela advinda externamente.

Para os concretos de alto desempenho, nos quais a porosidade é refinada e o material conseqüentemente é pouco permeável, esse fenômeno poderá ser minimizado, até pela insuficiência de água livre.

Os agregados graúdos, tal quais outros materiais, devem ser analisados quanto a conter agentes agressivos e deletérios.

Da mesma forma que os agregados miúdos, a forma dos agregados graúdos poderá interferir na resistência do concreto e ainda, criar grandes falhas no concreto.

Um dos métodos que pode ser utilizado é aquele que consiste em se determinar um coeficiente volumétrico médio de uma amostra obtida a partir do quarteamento de um lote representativo de agregado, até obter-se uma massa de 250g. Calcula-se o volume dos agregados, por exemplo, pelo deslocamento de um líquido de volume previamente estabelecido, obtendo-se então o valor V , que é o volume da amostra. O agregado precisa estar no estado saturado, porém com superfície seca. A seguir, faz-se a medida dos diâmetros “ d ” de cada partícula, e se calcula o Coeficiente Volumétrico C_v (figura 32).

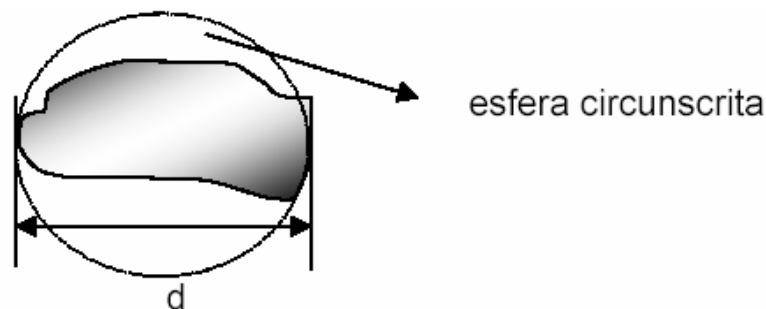


Figura 32. Ilustração medida do diâmetro de um agregado graúdo para obtenção do coeficiente volumétrico. Fonte: Liborio (2003).

Então,

$$C_{v,m\u00e9dio} = \frac{V}{\left[\frac{\pi}{6} \sum d^3 \right]} \geq 0,2 \quad C_v = 1, \text{ se } V_{part\u00edcula} = \left(\frac{\pi d^3}{6} \right), \text{ isto \u00e9, a esfera.}$$

A esfericidade do agregado interfere nas propriedades dos concretos.

As part\u00edculas com elevada rela\u00e7\u00e3o entre \u00e1rea superficial e volume aumentam a demanda de \u00e1gua para uma boa trabalhabilidade do concreto. As part\u00edculas angulosas exigem mais \u00e1gua para uma mesma trabalhabilidade.

Para o agregado gra\u00fado, a forma equidimensional das part\u00edculas \u00e9 prefer\u00edvel pois, aquelas que se afastam desse formato t\u00eam maior \u00e1rea superficial e se acomodam de modo anisotr\u00f3pico (alongadas e as lamelares). As part\u00edculas lamelares influem na durabilidade pois a \u00e1gua de exsuda\u00e7\u00e3o e as bolhas tendem a se acumular sob elas, conforme apresentado na figura 33.

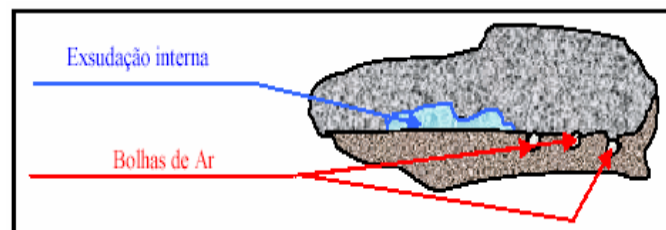


Figura 33. Esquemata\u00e7\u00e3o da exsuda\u00e7\u00e3o interna. Fonte: Liborio (2003).

Essa situa\u00e7\u00e3o poder\u00e1 causar tens\u00f5es de flex\u00e3o, por exemplo, na part\u00edcula, rompendo-a com pequenos carregamentos. Uma part\u00edcula \u00e9 lamelar se sua espessura (menor dimens\u00e3o) \u00e9 menor que 0,6 vez o tamanho m\u00e9dio da peneira da fra\u00e7\u00e3o de tamanho ao qual a part\u00edcula pertence. Analogamente, uma part\u00edcula \u00e9 alongada se o seu comprimento (maior dimens\u00e3o) for maior que 1,8 vez o tamanho m\u00e9dio da peneira da fra\u00e7\u00e3o de tamanho ao qual a part\u00edcula pertence.

A presen\u00e7a de 10% a 15%, em massa, de part\u00edculas alongadas \u00e9 indesej\u00e1vel ao concreto.

O problema não se limita apenas à condição da qualidade do material, e sim também se relaciona ao custo do material concreto pois, haverá a necessidade de se reforçar a matriz do material.

Na figura 34, é idealizado o comportamento do agregado, quando se utiliza, por exemplo, sílica ativa.



Figura 34. Idealização do comportamento de agregados em concretos com e sem sílica ativa: (a) fenômeno da exsudação interna em agregados de forma alongada ; (b) agregado confinado - processo de dopagem com sílica ativa. Fonte: Liborio (2003).

No caso “a”, da figura 34, os problemas relacionados com a zona de interface somados àqueles ocasionados pela exsudação interna, os agregados irão comportar-se como vigas simplesmente apoiadas, embora com alguma resistência, mas baixa, com relação a um concreto de qualidade esmerada.

A simples utilização da sílica ativa quer pelo efeito filler quanto pelo efeito pozolânico, irá ocasionar a situação “b” da figura 34, o agregado, confinado, comportando-se como uma viga contínua, com “n” apoios culminando com uma resistência à flexão muito elevada, ultrapassando o próprio limite de resistência da rocha, em ensaios de resistência convencional.

A melhoria da zona de transição em agregados possibilitará a viabilização de agregados até então considerados inadequados para a produção de concretos. Isso tem sido

pesquisado por Liborio (2003) permitindo-se que se atinja resistências elevadas, além da qualidade de alto desempenho, pela matriz que envolve o agregado.

Também, há que se considerar a textura dos agregados, que deve ser levada em conta quando se executa um concreto (tabela 6).

Tabela 6 - Texturas de agregados.

Grupo	Textura	Características	Exemplos
1	Vítrea	Fratura conchoidal.	Calcedônia, escória vitrificada.
2	Lisa	Erodido por água, ou devido a fratura de cristais finos ou lamelares.	Seixo, ardósia, mármore, alguns riólitos.
3	Granulosa	Fratura mostrando grãos uniformes mais ou menos arredondados.	Arenito, riólito.
4	Áspera	Fratura áspera de rochas finas ou grosseiramente granuladas com cristais não facilmente visíveis.	Basalto, felsito, calcário.
5	Cristalina	Com constituintes cristalinos facilmente visíveis.	Granito, gabro, gnaisse.
6	Alveolar	Com poros e cavidades visíveis.	Tijolo, pedra pomes, espuma de escória, clínquer, argila expandida.

Fonte: Liborio (2003).

A textura pode influenciar na aderência dos materiais, pela própria ocorrência de uma zona de interface debilitada, isto é, com propriedades de baixa adesividade, conforme figura 35. Observa-se nessa figura, em “a”, em um concreto com 23MPa que, embora tenha sido atendida a resistência mecânica, a aderência está muito prejudicada, com os agregados desprendendo-se integralmente da argamassa e da pasta. Essa situação é análoga a uma situação de uma estrutura rompendo-se por punção, isto é, sem que toda capacidade da armadura de um elemento estrutural esteja exaurida.

Esse concreto é, portanto antieconômico! Essa situação não se trata apenas de uma ocorrência em termos de valores do material, e sim um prejuízo enorme, durante o uso da construção, pois estará aberto o caminho para uma deterioração total do material.

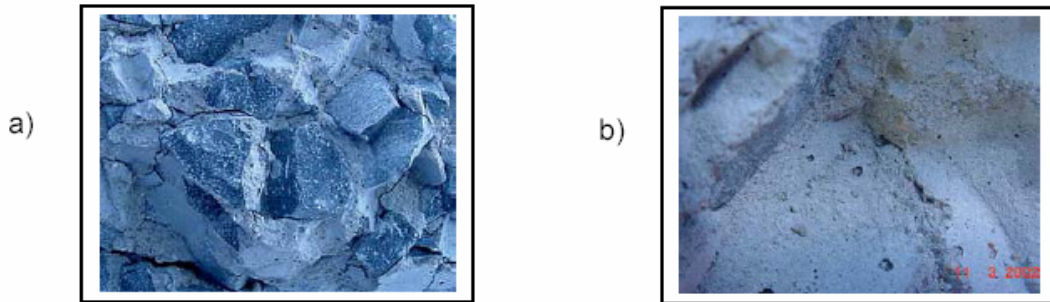


Figura 35. Concreto convencional – Ligação frágil entre os agregados e a argamassa.(a) agregados desprendidos da argamassa; (b) local onde estavam os agregados – falta de adesividade. Fonte: Liborio (2003).

No caso da figura 35 b, que é o local onde estavam os agregados da figura 35 a, observa-se uma superfície lisa, cheia de poros (exsudação interna), que é rica em $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – parte frágil dos concretos; os agregados da figura 35 a foram facilmente desprendidos da argamassa por falta de aderência do local indicado pela figura 35 b.

Ao invés dos agregados se tornarem um obstáculo para a penetração de agentes agressivos, os seus contornos, pela sua porosidade, serão caminhos mais fáceis para que os gases e sais agressivos atinjam a armadura, conforme figura 36.

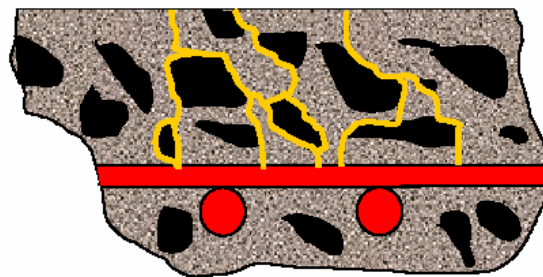


Figura 36. Caminhos preferenciais de penetração de agentes agressivos – casos de concretos com alta relação água/cimento e baixa compactidade. Liborio (2003).

A melhoria da zona de interface poderá ser promovida pelo simples tratamento superficial do agregado ou de superfícies em geral. Essa hipótese também é válida quando se

quer juntar duas peças, como um revestimento cerâmico ou um chapisco, ou argamassa, em substratos de pouca aderência (SILVA, I.J.; 2000, FAGURY; 2003, SILVA, V.S.; 2004).

Neville (1997) relaciona a porosidade e o grau de saturação do agregado graúdo ao seu desempenho num concreto que sofrerá ação de gelo e degelo. Da mesma forma em que o fenômeno do congelamento gera pressão nos poros do concreto ou mesmo a formação de cristais de gelo, o mecanismo de sollicitação sob ação de baixas temperaturas para os agregados é o mesmo. Relata que uma partícula de agregado graúdo com mais de 91,7% de saturação, com o congelamento, destruirá a pasta que a envolve.

Mehta e Monteiro (1994) comentam a importância do tamanho do agregado para o desenvolvimento de pressões internas que podem levá-lo à ruptura mediante o congelamento, uma vez que esta intensidade está relacionada à distância que a água precisa percorrer para a fronteira de escape, ou seja, o limite de um poro capaz de armazenar o excesso de água, para aliviar a pressão. Essas considerações resultam no conceito de *tamanho crítico do agregado*, segundo aqueles autores, em relação ao dano por congelamento, pois para uma determinada distribuição de tamanho dos poros, permeabilidade, grau de saturação e taxa de congelamento, um agregado grande pode causar dano, mas partículas menores do mesmo agregado, não.

Uma série de estudos realizada por Klieger (2003), mostra o efeito do ar incorporado na durabilidade de concretos com vários tamanhos de agregados graúdos.

Os ensaios de resistência aos ciclos de gelo-degelo e, perdas de massa por lascamento por uso de agentes degelantes, são realizados de acordo com as recomendações da ASTM Standard C666 e C672, respectivamente.

A partir dos resultados dos ensaios de Klieger (2003), concluiu-se o seguinte:

- 1) Quanto menor o consumo de cimento num concreto, para um mesmo teor de argamassa, para materiais com mesmas propriedades, maior o volume de ar incorporado;
- 2) Cimento com maior teor de C_3S incorpora maior volume de ar;
- 3) Para concretos de mesma consistência, mesmo consumo de cimento e mesma a/c, quanto maior a dimensão máxima do agregado, de mesmo índice de forma, menor o volume de ar incorporado;
- 4) Para concretos com mesmo consumo de cimento e mesma dimensão e forma de agregados, quanto maior a relação a/c, maior o volume de ar incorporado;
- 5) Em concretos com o consumo mínimo de cimento (300 kg/m^3) estabelecido pela NBR 6118: 2003, a incorporação de ar melhora significativamente a trabalhabilidade, permitindo a redução do fator a/c, melhorando o desempenho quanto à resistência à compressão;
- 6) Para um mesmo consumo de cimento, quanto maior a dimensão máxima do agregado, menor o volume de ar incorporado necessário para evitar expansões pela ação do gelo-degelo;
- 7) A cura úmida exige maior volume de ar incorporado para evitar grandes expansões, para concretos com alta porosidade e expostos logo após período de cura a ciclos de gelo-degelo, por conta da saturação dos poros;

Klieger (2003) estabeleceu, ainda, relações, mostradas na figura 37, que permitem a partir do volume de ar incorporado em argamassa, determinar o volume de ar em concretos. Finalmente, o trabalho estabeleceu valores médios de volume de ar a ser incorporado em concretos, considerando a dimensão máxima dos agregados, por ele utilizado, de modo a evitar danos pelos ciclos de gelo-degelo, bem como pelo lascamento decorrente do uso de agentes degelantes, sendo para argamassas esse valor de $9\pm 1\%$ e para concretos $5\pm 1\%$.

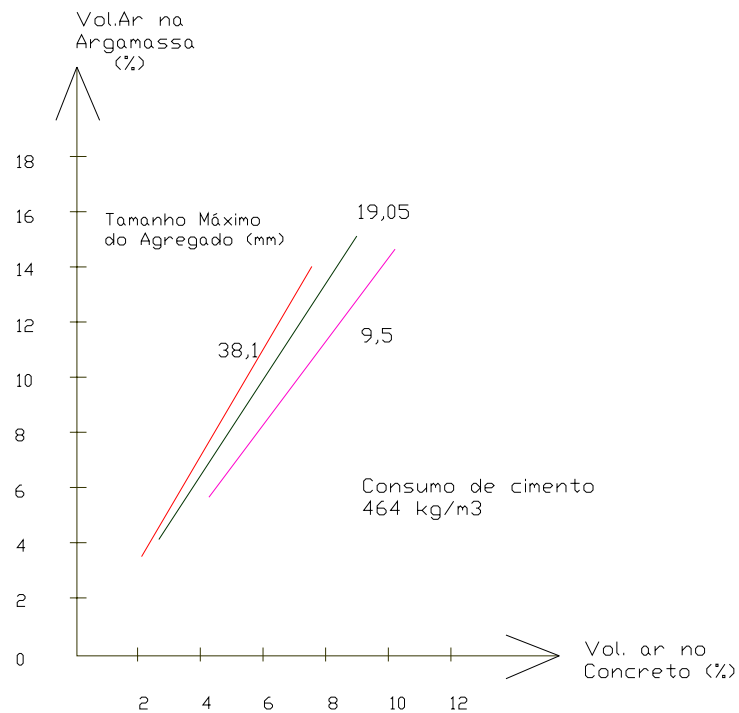


Figura 37. Relação entre volume de ar em concretos e volume de ar calculado para a fração de argamassa - Fonte: Klieger (2003).

2.9 Zona de Transição

A zona de transição existente entre os agregados e a matriz da pasta de cimento, ou entre matriz da pasta de cimento e barras de ferro, num concreto armado, têm sua fragilidade relacionada à quebra do empacotamento das partículas de cimento pelo efeito parede.

O efeito parede pode ser definido como a inserção de um anteparo numa suspensão de partículas cujo tamanho seja várias ordens de grandeza menor que tal anteparo. Essa situação é análoga à presença de agregados numa pasta de cimento, ou uma barra de aço, ou fibras diversas, etc. Isto causa a quebra do empacotamento das partículas de cimento, bem menores que o agregado, como ilustra a figura 38. Na situação definida pela letra A, na figura 38, ilustra-se uma situação hipotética, ou seja, ao se introduzir um anteparo várias ordens de

grandezas maior que as partículas de uma suspensão, este anteparo atravessaria as partículas sem interromper o empacotamento das mesmas. Já a situação B da figura 38, ilustra a situação real, ou seja, a quebra do empacotamento na interface anteparo e partículas, fazendo com que as partículas menores aproximem-se do anteparo.

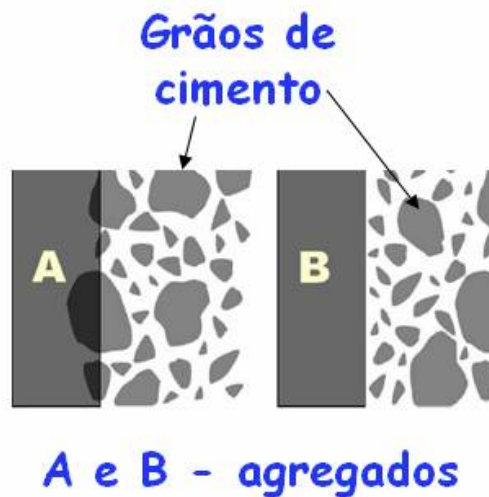


Figura 38. Efeito parede entre os agregados e a pasta de cimento no concreto. Fonte: Scrivener; Crumbie e Laugesen (2004).

Esta quebra de empacotamento torna a região no concreto, próxima a agregados, a barras de aço, a fibras, etc., mais porosa em relação às mais afastadas, conforme figura 39.

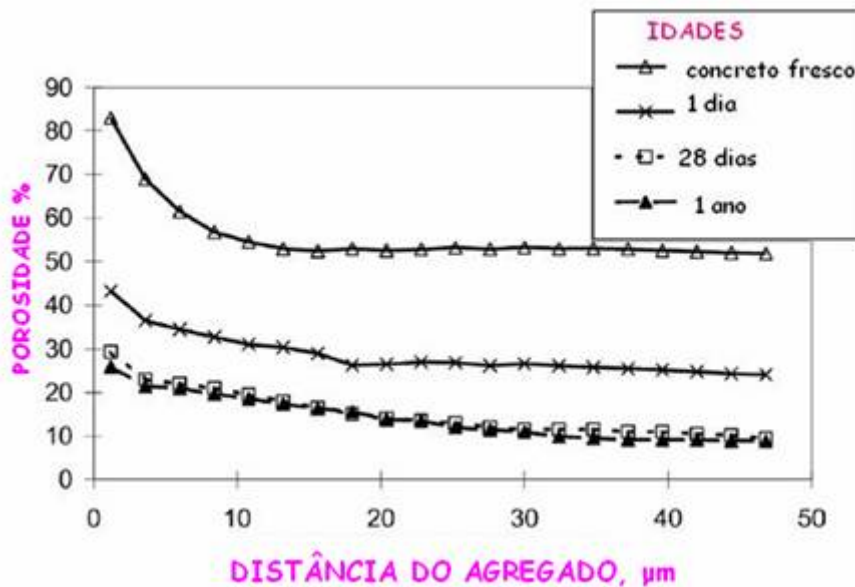


Figura 39. Porosidade média na zona de transição em várias idades (concreto com $a/agl=0,40$). Fonte: Scrivener; Crumbie e Laugesen (2004).

Mehta e Monteiro (1994) consideram o estudo desta fase do concreto, a zona de transição, a descoberta da causa para uma série de questões relacionadas ao comportamento do concreto tais como:

- 1) “A fragilidade do concreto mediante forças de tração;
- 2) O comportamento elasto-plástico do concreto em ensaios a compressão em contraposição ao comportamento elástico de seus constituintes ensaiados separadamente;
- 3) A resistência à compressão do concreto é maior do que a sua resistência à tração na ordem de uma magnitude;
- 4) A permeabilidade de um concreto, mesmo contendo um agregado miúdo muito denso será maior por uma ordem de magnitude do que a permeabilidade da pasta de cimento correspondente.”

LIAO *et al* (2004) citando Mehta (1994), Lea ²¹(1971), Maso²² (1980) relatam que estudos realizados na zona de transição, determinaram suas propriedades estruturais obtidas a partir de uma seqüência do seu desenvolvimento a começar do lançamento do concreto como segue:

- 1) No concreto fresco adensado, um filme de água se forma ao redor das partículas de agregados. Isto acarreta em uma maior relação água/cimento nas proximidades dos agregados do que em regiões mais distantes (na matriz da pasta ou argamassa);
- 2) Como na pasta de cimento, os íons de cálcio, sulfato, hidroxila, e aluminatos formados pela dissolução dos compostos de sulfato de cálcio e aluminato de cálcio, combinam-se para formar etringita e hidróxido de cálcio. Em virtude da alta relação água/cimento, os produtos de cristalização na vizinhança dos agregados graúdos são constituídos por cristais maiores. Portanto, eles formam uma estrutura mais porosa que a matriz da pasta ou argamassa;

²¹ LEA, F.M. **The chemistry of cement and concrete**. New York: Chemical Publishing, 1971.

²² MASO, F. Proceedings. In: CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENTS, 7.,1980, Paris.

3) Com o progresso da hidratação, uma rede pobre de C-S-H e uma segunda geração de etringita de cristais menores que a primeira e hidróxido de cálcio começam a preencher os espaços vazios que existem entre a estrutura criada pelas etringitas maiores e os cristais de hidróxido de cálcio. Isto ajuda a aumentar a densidade, melhorando a resistência da zona de transição.

Mehta e Monteiro (1994) relatam que a causa da adesão entre os produtos de hidratação e a partícula de agregado são as forças de Van der Waals; portanto a resistência da zona de transição em qualquer ponto depende do volume e do tamanho dos vazios presentes. Nas primeiras idades, mesmo para concretos de baixa relação água/cimento, o volume e tamanho de vazios na zona de transição serão maiores do que na matriz de argamassa; conseqüentemente, a zona de transição é mais fraca em resistência.

Silva (2002) descreve a [...] microestrutura na zona de transição como sendo caracterizada pela alta porosidade, composta de poros relativamente grandes e, muitas vezes, contendo grandes cristais de hidróxido de cálcio. Essa zona não é peculiar apenas em superfície dos agregados, mas também está presente em outras interfaces em compósitos à base de materiais cimentícios, tais como a região da interface aço-cimento [...] De uma forma geral, a aderência da pasta de cimento com o agregado resulta de algumas combinações de intertravamento mecânico do cimento hidratado com a superfície do agregado, da força de atração entre eles (forças de van der Waals) e, em alguns casos, das reações químicas entre o agregado e a pasta de cimento.

A observação com auxílio do microscópio eletrônico de varredura, em amostras fraturadas de concreto, revela que existem distintas diferenças na microestrutura da pasta de cimento entre as áreas que estão dentro e fora da zona de transição (matriz). A pasta de cimento dentro da zona de transição é usualmente caracterizada por porosidade elevada e produtos cristalinos de grandes tamanhos, consistindo-se, em sua maior parte, de hidróxido de cálcio e etringita. Isso é causado pelas partículas de agregado gráudo, devido ao efeito parede, impedindo que parte da água exsude para a superfície do concreto. Como resultado, a relação água cimento local da pasta de cimento próximo à superfície do agregado torna-se

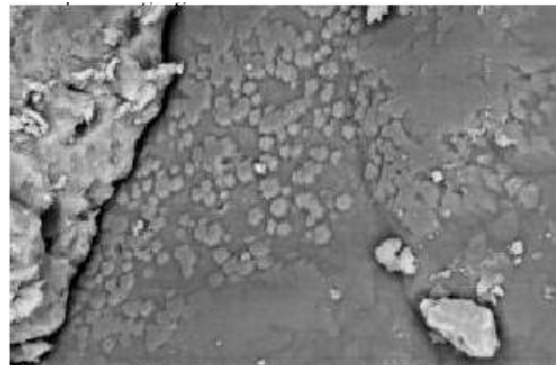
substancialmente maior que a relação água/aglomerante da pasta distante do agregado. Esta distribuição heterogênea da água no concreto fresco é a principal causa da diferença de microestrutura na pasta de cimento hidratado, como afirmado acima.

Sobre a extensão da zona de transição no concreto, Aïtcin e Neville (2003) discorrem que depende da relação água cimento da mistura; que para valores muito baixos, a zona de transição é ausente por causa da pequena quantidade de vazios preenchidos com água que permitam a dissolução e precipitação de produtos. Em consequência, o processo de hidratação será por difusão ou topoquímico, somente. Aïtcin e Neville (2003) interpretam que não é a presença de poros capilares que enfraquecem a zona de transição, mas sim a qualidade dos produtos de hidratação nela formados.

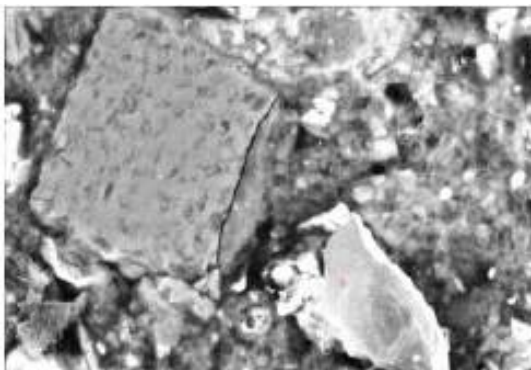
A figura 40 ilustra aspectos sobre a microestrutura da zona de transição.



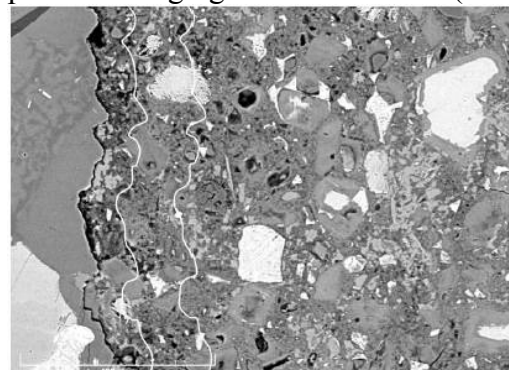
(a) Fissuras na interface pasta/agregado.
Fonte: Melo(2000)



(b) Fissura na interface pasta/agregado e aglomerados de placas hexagonais na superfície do agregado. Fonte: Melo (2000)



(c) Interface agregado pasta. Fonte: Melo (2000)



(d) Zona de interface agregado pasta. As linhas brancas indicam distância de 20 e 50 μm da face do agregado. Fonte: Scrivener *et al.* (2004)

Figura: 40. Microestrutura da zona de transição.

Liao *et al* (2004) estudaram o desenvolvimento dos produtos de hidratação na zona de transição para diferentes idades e relações água/cimento com o auxílio de MEV que registraram 100 μm a partir da face do agregado. Para tais experimentos utilizou-se um aglomerante composto por cimento Portland e cinza volante com área específica de 3013 cm^2/g e 3920 cm^2/g e massa específica de 3,14 g/cm^3 e 2,20 g/cm^3 respectivamente. A medida de abatimento no tronco de cone para as misturas foram de 220 ± 20 mm. Os resultados foram os expressos a seguir:

Idade de 1 dia: $a/c = 0,35$ e $1:m = 1: 2,82$

- a. Na borda do agregado, há muitas partículas de cimento anidro e produtos oriundos da hidratação inicial medindo aproximadamente 10 a 25 μm .
- b. Da inspeção de MEV, encontrou-se pouco gel de C-S-H, mas os produtos de hidratação de C-S-H aumentam rapidamente com o decorrer da idade de cura. Hidróxido de cálcio, etringita também foram observados. As partículas de cinza volante estão inertes.

Idade de 7 dias: $a/c = 0,45$ e $1:m = 1: 4$

- a. Os monossulfatos de alumínio (AFm) aumentaram repentinamente, e apresentaram-se distribuídos num raio de 100 μm a partir da face dos agregados, em média. Os produtos de hidratação à idade de 1 dia e os grãos de cimento anidro foram transformados em monossulfatos ao 7º dia. Dentro de um raio de 10 -25 μm , a estrutura de cristais era pobre, à medida que ela se torna mais densa além de 25 μm de distância dos agregados.
- b. A forma reticulada de C-S-H aumentou e graduavelmente formou o gel, com os retículos crescendo nos poros capilares como uma malha. A esta idade a cinza volante ainda não reagiu e ainda há poros entre os produtos de hidratação.

Idade de 14 dias: $a/c = 0,54$ e $1:m = 1:5$

- a. O C-S-H está na forma de gel e preencheu a malha de poros; a estrutura tornou-se graduavelmente plana. As partículas de cinza volante se quebraram e paulatinamente formam um reticulado de C-S-H. Isto caracteriza o início da reação pozolânica.
- b. Os produtos de hidratação como etringita e monossulfato, abundantes à idade de 7 dias, ainda podem ser vistos, entretanto em pequena quantidade.

Idade de 28 dias: $a/c = 0,54$ e $1:m = 1:5$

- a. Na face dos agregados, grande quantidade de produtos da reação pozolânica é observada. Devido à atração mútua destes produtos de hidratação, estão contidos em poros com 20 a 50 μm . Fora deste raio, observa-se que os capilares antigos foram preenchidos com produtos da reação pozolânica, transformando a estrutura reticulada em plana. Este fenômeno foi mais evidente no decorrer do processo de cura. Para esta idade a porosidade diminui nas proximidades dos agregados.
- b. As partículas de cinza volante continuam a se dividir formando o reticulado de C-S-H; mas ainda observam-se partículas de cinza volante sem reagir. A quantidade de CH foi bem menor que a observada na idade anterior e este fenômeno comprova o consumo de CH na reação pozolânica.

Idade de 56 dias: $a/c = 0,54$ e $1:m = 1:5$

- a. A esta idade, a estrutura cristalina foi muito mais densa. O tamanho dos poros foi menor que nas idades anteriores. O gel de C-S-H se formou, e a estrutura plana tornou-se contínua.

- b. A quantidade de partículas de cinza volante decresceu com o avanço da idade e sua estrutura assemelhou-se a esferas de vidro. A superfície da cinza volante reage continuamente, até completar sua hidratação e preencher os poros.
- c. Ao redor da face dos agregados, ainda existem poros e produtos pobres de hidratação, os quais estão a 15 a 30 μm . Além deste raio a estrutura está densa. Mesmo assim a estrutura na face dos agregados é menos densa quando comparada à matriz, entretanto mais firme e densa que em idades anteriores.

2.10 A fase ar no concreto

Segundo Powers (1968) a prática de introduzir ar ao concreto foi implementada por volta de 1930, e tem se tornado um dos mais importantes desenvolvimentos para a tecnologia do concreto. A incorporação de ar é possível pelo uso de aditivos apropriados. O principal propósito da introdução de bolhas de ar no concreto é protegê-lo da ação do gelo. Algumas vezes esta técnica é empregada para melhorar a trabalhabilidade, ou ainda produzir concretos leves.

No concreto fresco, o conteúdo de ar pode ser medido pelo método gravimétrico (NBR 9833: 1987), efetuando-se a diferença entre o volume teórico (sem considerar o ar e, calculado com base nas massas específicas dos componentes) e o volume real, determinado pela relação entre a massa do concreto e o volume correspondente, após adensado.

O mecanismo dos agentes incorporadores de ar consiste em prevenir a coalescência das bolhas de ar na mistura, agindo pela formação de um filme ao redor das mesmas, carregando-as eletricamente conferindo-lhes certo grau de repulsão; ou, tais agentes reduzem a tensão superficial da água, evitando que as bolhas sejam envolvidas pela água e coalesçam, além de atribuir tensão cisalhante às moléculas de água que dividirão as bolhas até determinado tamanho.

A quantidade de ar incorporado no concreto está relacionada à maneira pela qual o cimento, a água e as bolhas de ar ocupam os espaços entre os agregados, ou seja, depende do empacotamento dos agregados.

Isso também está relacionado com o distanciamento proporcionado entre as partículas de cimento, da quantidade de pasta que separam os agregados miúdos, e da quantidade de argamassa que separam os agregados graúdos.

Os vazios capilares têm forma irregular, já os vazios de ar incorporado são geralmente esféricos. O ar aprisionado é incorporado à pasta fresca de cimento durante a operação de mistura. Os vazios de ar aprisionado podem chegar a 3nm; os vazios de ar incorporado variam comumente de 50 a 200 µm. Conseqüentemente, tanto os vazios de ar aprisionado na pasta como do ar incorporado são muito maiores que os vazios capilares, sendo capazes de afetar negativamente a sua resistência e impermeabilidade (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

A incorporação de ar no concreto afeta, juntamente com a relação a/agl e outros fatores, a porosidade da matriz da pasta de cimento e por este motivo influencia sua resistência, estando este fato baseado na expressão proposta por Powers (1958, apud MEHTA E MONTEIRO, 1994) o qual a partir do estudo de três tipos de argamassas relacionou a razão gel/vazios ou a razão entre os produtos sólidos da hidratação no sistema e o total de vazios, com a resistência à compressão aos 28 dias:

$$f_c = ax^3$$

Sendo “a” a resistência intrínseca do material com porosidade zero (i.e. determinada experimentalmente em 234 MPa), "x " a razão de sólidos/vazios do sistema.

Entretanto, Cordon (1979) conclui ter a incorporação de ar influência negativa principalmente em concretos com baixa relação a/agl e maior consumo de cimento, já em concreto mais pobres a incorporação de ar é acompanhada por uma substancial redução do

volume de água em consequência da melhoria da trabalhabilidade promovida pelas bolhas de ar ao separarem as partículas maiores, diminuindo o imbricamento entre elas.

CAPÍTULO 3 - Ação do congelamento sobre o concreto (Teoria de Powers - 1945)

A hipótese de trabalho, elaborada por Powers (1945) e Powers e Helmuth (1953), para orientar o estudo a respeito da resistência do concreto ao congelamento, baseia-se na premissa de que a deterioração do concreto em tal mecanismo é causada pela *pressão hidráulica* gerada principalmente pela movimentação e expansão da água passível de congelar, armazenada nos poros do concreto, e pelo crescimento dos cristais de gelo nas capilaridades ou no sistema de ar por *difusão da água gel*. A formulação de tal hipótese organizou-se pela seqüência de conceitos a seguir descritos.

3.1 Estrutura da pasta de cimento

Para bom entendimento do comportamento da pasta de cimento segundo a hipótese estabelecida por Powers (1945) para ação do congelamento, faz-se necessária uma rápida explanação sobre a porosidade da mesma, a qual é composta pelos espaços entre as camadas de C-S-H, denominados poros-gel, e pelos espaços não preenchidos pelo gel originalmente, quando da hidratação dos produtos do cimento Portland e sua distribuição. Numa pasta onde o espalhamento do gel, preencheu completamente todo espaço possível, a porosidade da pasta é atribuída exclusivamente aos poros-gel, muito pequenos, cerca de oito vezes menor que a molécula da água. Entretanto, assim como na maioria dos concretos e argamassas, o gel não preenche todos os espaços, um sistema microscópico de vazios capilares interconectados, ocupados primeiramente por água, participa da porosidade da argamassa e, ou do concreto.

No decorrer da hidratação, estes capilares cedem parte da água, o que resulta numa contração de volume, sendo que mesmo quando mantidos num meio úmido não seria possível a ressaturação dos mesmos.

Acredita-se que a secagem parcial dos vazios capilares seja importante fator para a contribuição da melhora da resistência do concreto ao congelamento. Tal conclusão é baseada em resultados experimentais nos quais se observou que ao retirar o ar incorporado ou aprisionado de um corpo-de-prova e em seguida promoveu-se a saturação de seus poros, ocupados anteriormente por ar, o corpo-de-prova que suportava a 100 ciclos de gelo e degelo, desintegrou-se completamente em menos de cinco ciclos.

Conclui-se que um corpo-de-prova de concreto romperá completamente pela ação do gelo e degelo quando seu grau de saturação exceder um valor crítico que provavelmente será próximo de 90%; no entanto, repetidos ciclos de gelo e degelo podem levá-lo à ruptura antes que seja atingido o valor crítico de saturação.

Justifica-se, portanto, como acertado, que se faça sempre concretos com baixas relações água/cimento. Entretanto, como existe ainda um impasse em se utilizar relações água/cimento de valor mediano, acima de 0,40, foram realizadas, dentro desse escopo, as pesquisas aqui desenvolvidas.

3.2 Temperatura de congelamento

A temperatura necessária para a formação de gelo no concreto depende do grau de saturação e das forças que atuam na água congelável. Um concreto saturado, ou muito próximo da saturação, terá seu volume de água congelado à temperatura de 0° C, ou a uma temperatura menor que esta, sendo que esta variação depende da quantidade de sais solúveis na água congelável. A água contida num dado concreto suficientemente resfriado, não

congelará ao mesmo tempo, fato este explicado pela ação dos sais e principalmente pela natureza coloidal dos produtos de hidratação do cimento Portland, sendo a quantidade de gelo no interior da pasta de cimento endurecida, função inversa da temperatura: quanto menor a temperatura maior a quantidade de gelo formado. Ao elevar a temperatura, o gelo derreterá progressivamente, e num corpo-de-prova de concreto saturado, à temperatura próxima de 0°C, o gelo estará completamente fundido.

3.3 Quantidade de água congelável

Powers (1945) determinou por meio de ensaios pelo método dilatométrico, a quantidade de água congelável numa pasta de cimento Portland endurecida. Os resultados podem ser expressos pela fórmula geral:

$$H_c = H_t - kH_{ne} \quad (5)$$

sendo:

H_c = massa da água congelável em determinada temperatura;

H_t = massa da água total numa amostra, inclusive a água não evaporável;

H_{ne} = massa de água não evaporável;

k = constante, função do tipo de cimento e temperatura de congelamento da água.

A água não evaporável, H_{ne} , é definida como aquela que apresenta vapor de pressão menor que 4×10^{-4} mm de mercúrio a 23°C e é aproximadamente 10% maior que a quantidade de água mantida em uma amostra após secagem desta a 105°C sob 1 atm.

Da equação (5) para $H_c = 0$, $H_t = k.H_{ne}$. Para esta condição H_t será designado H_t' . Para um dado cimento e determinada temperatura de congelamento, H_t' é proporcional ao grau de hidratação da pasta.

O fator de proporcionalidade k foi estudado para uma série de ensaios feitos com cinco tipos diferentes de cimentos. Os dados foram obtidos de amostras de um grupo de corpos-de-prova compreendendo três misturas diferentes ($a/c = 0,3$ a $0,6$) e dois períodos de cura (28 dias e 90 dias) para cada cimento. O valor médio de k calculado foi de 1,75. Este valor mostra que para uma pasta saturada ser livre de água congelável a -15°C , temperatura na qual praticamente toda água está congelada, o conteúdo total de água não deve ser maior que 1,75 vez o conteúdo de água não evaporável. Este dado mostra também, que a fração de água não congelável da água evaporável é cerca de 75% do conteúdo de água não evaporável:

$$H'_t = H_{e(nc)} + H_{ne} \quad (6),$$

Substituindo (6) em (5) vem:

$$H_{e(nc)} + H_{ne} = 1,75 * H_{ne}$$

$$H_{e(nc)} = 0,75 * H_{ne} \quad (7)$$

Sendo: $H_{e(nc)}$ = água evaporável não congelável.

Uma pasta de cimento será livre de água congelável, nas condições acima descritas, somente quando estiver totalmente hidratada.

Para estimativa da quantidade de água congelável em termos de relação a/c , Powers desenvolveu a seguinte relação empírica:

$$H_c = m(a/c - KH_{ne}) \quad (8)$$

Sendo m uma constante empírica de valor médio 1,16. K tem o mesmo significado da equação (5), mas é numericamente menor.

Quando $H_c = 0$

$$H_0' = KH_{nc}$$

onde H_0' é o valor original da relação a/c de uma pasta de cimento Portland livre de água congelável após a hidratação. O valor médio de K determinado empiricamente foi de 1,3.

Os valores de H_0' de acordo com o grau de hidratação da pasta podem ser determinados a partir do aferimento do volume de água não evaporável. Os valores H_0' assim determinados para cimentos de composição média estão em torno de 0,30g por g de cimento para corpos de prova curados por 28 dias, e por volta de 0,32g por g de cimento para corpos-de-prova curados por 90 dias; o conteúdo de água não evaporável é de 0,230 e 0,246 g por g de cimento, respectivamente.

Estes valores indicam os máximos fatores a/c de pastas dos cimentos estudados de modo a não armazenarem água congelável.

Com o propósito de estimativa de água congelável, para temperaturas de cura em torno de 23°C a equação (8) pode ser escrita:

$$H_c = 1,16(H_0 - 1,3H_{ne}) \quad (9)$$

3.4 Situação do gelo no concreto

Os espaços num concreto sem deterioração que podem absorver e armazenar água são:

- 1) Espaços interlamelares (entre as camadas de C-S-H);
- 2) Sistema microscópico de capilaridades na massa do gel;
- 3) Sistema de capilaridades na vizinhança dos agregados.

Alguns estudos de análises de adsorção térmica e de densidade da água evaporável indicaram que numa pasta saturada, a diferença entre a quantidade de água evaporável e a quantidade de água capilar é de 0,75 a 1 vez da quantidade de água não evaporável, sendo esta diferença correspondente à água gel. Medições independentes de água congelável mostraram que 75% da água não evaporável não são congeláveis. Isto prova experimentalmente que a formação de gelo ocorre somente no sistema microscópico de capilaridades na massa gel e não nos espaços interlamelares. As capilaridades da massa gel são originárias dos espaços primeiramente preenchidos por água e não ocupados pelo gel e sendo assim são semelhantes a cavidades, mas aparentemente conectadas.

Em adição a estas evidências experimentais há algumas indicações indiretas de que o gelo não seja provavelmente formado dentro da substância gel. A média da massa específica da água no gel é aproximadamente 0,85. Isto indica que toda ou quase toda a água interlamelar esteja sob ação de forças superficiais da fase sólida e que os espaços que armazenam água são excessivamente pequenos. De fato, há uma razão para acreditar que a relação entre água gel e a substância gel não seja muito diferente da relação solução/parte sólida. A disposição nuclear da água neste estado é muito menor do que aquela armazenada em grandes espaços capilares, quando da pasta saturada, onde a água não está sob a ação de forças superficiais.

O gelo não se forma, a princípio, em macro ou mesmo microscópicas cavidades de um corpo-de-prova em bom estado. Tais cavidades, limitadas por pasta absorvida, podem não conter água até que alguma força, tal como a gerada pela expansão ou resfriamento da água, a conduza da pasta adjacente para dentro da cavidade.

Com o mesmo raciocínio, com a formação de gelo dentro destas cavidades capilares, a água será carregada para as capilaridades do sistema agregado/ pasta absorvida.

3.5 Mecanismo de deterioração

Quando corpos-de-prova de concreto são submetidos à ação do gelo e degelo, em água, dois tipos distintos de processos de deterioração são observados:

(1) Os corpos-de-prova sofrem pequena alteração de massa e aparência e grande perda de resistência e elasticidade;

(2) ou os corpos-de-prova apresentam grandes alterações de massa e aparência e pequena alteração de resistência e elasticidade.

São dois mecanismos extremos. Os corpos-de-prova rompem por um, por outro, ou por ambos. As seções seguintes esclarecerão a ocorrência dos mecanismos de deterioração ora citados, os quais estão relacionados a diversas propriedades e condições de exposição dos elementos de concreto tais como: permeabilidade, grau de saturação, grau de hidratação, porosidade, taxa de resfriamento e temperatura de congelamento.

3.6 Geração da pressão hidráulica

Normalmente a água pode se solidificar (gelo) submetida a pressões acima de 2 atm (200 KPa), mas não à 0° C. A 0° C a pressão não poderá exceder a 1 atm (100 KPa); quanto maior a pressão sobre a água, menor será sua temperatura de solidificação (i.e. sob pressão de 70 MPa, a solidificação da água ocorrerá à -10° C).

Esta observação demonstra a intensidade da pressão que deveria ser exercida por um pistão sobre um cilindro contendo água, sob determinada temperatura, para impedi-la de congelar, e por conseguinte expandir.

Por meio de experimentos, observou-se que um concreto totalmente saturado (saturado com auxílio de um compressor), não suporta as pressões desenvolvidas nas baixas

temperaturas utilizadas em ensaios de gelo e degelo. Isto mostra que o concreto não é elástico o suficiente para suportar as deformações necessárias para aliviar as tensões geradas pela expansão promovida pelo congelamento. Corpos-de-prova de concreto rompem ou apresentam desagregação ao serem submetidos a ciclos de gelo e degelo a partir de um determinado grau de saturação, mesmo não estando totalmente saturados. O valor que determina a saturação a partir da qual ocorrerá a deterioração do concreto é denominado *ponto crítico de saturação*.

Considerando a superfície de um corpo-de-prova em contato com água por algum tempo anterior ao início do ciclo de gelo, observa-se que a camada superficial do corpo-de-prova estará saturada ou próxima da saturação e o conteúdo de água será maior nesta região do que nas camadas mais internas. Uma vez que o resfriamento do concreto ocorre junto à presença da água, o processo de congelamento terá uma seqüência de eventos tal que: primeiramente haverá a formação de gelo próximo à superfície, em seguida a água nos capilares próximos à superfície solidificará, expandindo, e o excesso de água, ainda em estado líquido, migrará para regiões mais internas e assim sucessivamente. A figura 41 ilustra o mecanismo descrito, que representa a seção transversal de um corpo-de-prova.

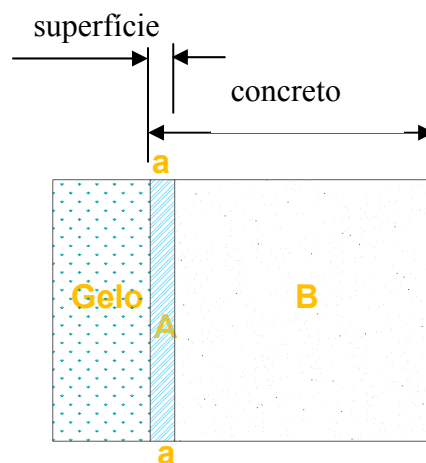


Figura 41. Seção transversal esquemática de um corpo de prova de concreto submetido ao resfriamento.

O plano (a-a) corresponde à superfície do concreto, a região A é a mais próxima do gelo e está saturada, B é a região mais distante da superfície do corpo-de-prova com menor conteúdo de água.

O gelo se formará primeiramente sobre a superfície do corpo-de-prova (plano a-a) a 0°C, onde está sob a pressão atmosférica. A região saturada (A) terá parte de sua água congelada a 0°C e parte às temperaturas inferiores em virtude da pressão superior a uma atmosfera. O excesso de água supergelada migrará para a região mais interna e menos saturada. Se o concreto não oferecesse resistência ao movimento de migração do excesso de água em seus capilares, nenhuma pressão hidráulica seria gerada. Entretanto, a fina rede de capilares no concreto, impõe resistência ao fluxo de água e o movimento desta acarretará numa força de atrito contra as paredes dos capilares. Para análise do fluxo de água no concreto toma-se a Lei de Darcy:

$$Q = K \times \left(\frac{P}{L} \right) \quad (10)$$

Sendo:

Q = vazão de água que percola pelo concreto (m³/s);

K = coeficiente de permeabilidade do concreto (m³/m²);

P = pressão exercida pelo fluxo de água na rede de capilares (m.c.a);

L = espessura da camada (m).

A partir da expressão (10) e considerando-se Q a vazão correspondente à quantidade de água congelável num dado concreto, torna-se possível o cálculo da intensidade da força que o fluxo de água imprimirá nas paredes dos capilares. Por outro lado, será obtida a resistência necessária ao concreto para que a percolação de água congelável em suas capilaridades não cause danos à sua microestrutura.

A fim de melhor exemplificar, aplicando a Lei de Darcy a um concreto de fator a/c 0,60 curado 28 dias, com coeficiente de permeabilidade de $12,20 \times 10^{-12} \text{ m}^3/\text{m}^2$, assumindo uma resistência a tração de 3,5 MPa, e área de percolação igual a 10% da seção transversal, a pressão hidráulica desenvolvida é de 34,5 MPa (3,45 atm).

Isto posto, fica evidente a importância de parâmetros como o coeficiente de permeabilidade, a quantidade de água congelável e o grau de saturação para estabelecer a pressão hidráulica gerada pelo mecanismo de gelo e degelo de concretos.

3.7 Desagregação e Esfarelamento

Em ciclos repetidos de gelo e degelo em água, a espessura da região A (figura 41) aumenta de acordo com a quantidade de água absorvida pelo corpo-de-prova de concreto. Enquanto a espessura da região A aumenta, a resistência à percolação da água para as regiões mais internas, menos saturadas, também aumenta, e quando a região torna-se suficientemente espessa e a pressão hidráulica atingir valor superior ao da resistência do material, partes da região A sofrerão deterioração por desagregação. A espessura da região A no instante em que ocorre a desagregação é denominada de *profundidade crítica de saturação*.

O conceito de profundidade crítica de saturação foi simplificado quando ilustrado na figura 41, já que a região A, na realidade, não apresenta forma e limite definidos em relação à região B; ao contrário as duas regiões são ligadas por uma zona de transição onde há um gradiente numa dada umidade constante.

Uma das implicações desta teoria é o de que se um corpo-de-prova com estrutura uniforme não estiver totalmente saturado, mesmo que submetido à imersão em água antes do início dos ciclos, nenhuma desagregação ou esfarelamento ocorrerá por causa do gelo e

degelo, até que tenha sido absorvida água suficiente para a saturação da profundidade crítica da sua superfície.

A profundidade crítica de saturação dependerá das propriedades do concreto em relação à grandeza da pressão hidráulica gerada e da resistência do material, em função dos fatores que seguem:

A pressão hidráulica dependerá da:

- 1) permeabilidade do material;
- 2) quantidade de água congelável;
- 3) diferença da quantidade de água na região A e o grau de saturação desta região.

Para uma determinada pressão a média de tensão no concreto dependerá da proporção de sólidos por unidade de seção transversal.

O coeficiente de permeabilidade tem forte efeito na intensidade da pressão hidráulica gerada na região de saturação durante o congelamento. A tabela 7 mostra este efeito.

A quantidade de água congelável numa pasta saturada pode ser determinada empiricamente pela fórmula:

$$H_c/c = 1,16 \times \left(H_0/c - 1,30 \times H_{ne}/c \right) \quad (11)$$

Para cimentos curados em média 28 dias, w_n pode ser assumido como sendo 0,22.

Assim,

$$H_c/c = 1,16 \times \left(H_0/c - 0,29 \right)$$

Com o auxílio destas relações montou-se a tabela 7:

Tabela 7 – Efeito do coeficiente de permeabilidade na pressão gerada pelo fluxo de água no concreto.

Propriedades do concreto (estimadas ou experimentais)	Traço 1	Traço 2
Consumo de Cimento (kg/m ³)	380	231
a/c em massa	0,45	0,70
Massa de água congelável na saturação (l/m ³)	68	110
Coeficiente de permeabilidade (m ³ /m ²)	6,06 x 10 ⁻¹³	4,50 x 10 ⁻¹¹
Resistência à tração (MPa)	4,14	2,07

Fonte: Powers (1945)

Sendo a água forçada a percolar por uma camada de concreto de 3,048 x 10⁻⁴m (0,001 ft), com uma taxa de fluxo de 7,055x10⁻⁶m/s(1 in/h), as respectivas pressões hidráulicas geradas, calculadas pela Lei de Darcy são:

Traço 1.....34,6 MPa

Traço 2..... 0,46 MPa

Ilustrando a influência da permeabilidade e da resistência do material na determinação da profundidade crítica de saturação a partir dos valores acima assumidos, tem-se:

A média de tensão em cada concreto:

(pressão hidráulica unitária) X (fração da área em contato com a água em movimento – adotada = 10%)

$$(3461000 / 9,806) * 0,068 = 24 \times 10^3 \text{ kgf/m}^2 = 2,4 \text{ Kgf/cm}^2 = 0,24 \text{ MPa}$$

Para o traço 1 (380 kg cimento/m³).

$$(46000 / 9,806) * 0,110 = 516 \text{ kgf/m}^2 = 0,52 \text{ Kgf/cm}^2 = 0,052 \text{ MPa}$$

Para o traço 2 (231 kg cimento/m³).

Os cálculos foram feitos com base numa profundidade de saturação de 3,048 x 10⁻⁴m (0,001ft). Mesmo sendo a pressão hidráulica gerada, inversamente proporcional à

profundidade de saturação, a profundidade na qual a média da pressão hidráulica gerada atingirá o valor da resistência à tração do material será:

$$(4,14 / 0,24) * 3,048 \times 10^{-4} \text{m} = 5,26 \times 10^{-3} \text{ m} \quad - \text{ para o traço 1 (380 kg cimento/m}^3\text{)};$$

$$(2,07/0,00506) * 3,048 \times 10^{-4} \text{m} = 0,125 \text{ m} \quad - \text{ para o traço 2 (231 kg cimento/m}^3\text{)}.$$

Tais valores são ilustrativos e podem ser diferentes de valores reais, entretanto têm a finalidade do embasamento teórico da hipótese formulada.

A partir destes cálculos pode-se concluir que o traço 1 (380 kg cimento/m³) apresenta desagregação ou esfarelamento bem mais cedo que o traço 2 (231 kg cimento/m³), uma vez que a profundidade crítica do traço 1 é vinte e três vezes menor que a do traço 2. Entretanto há que se pesar a diferença entre as taxas de absorção de cada concreto; o concreto pobre absorve água muito mais rapidamente. No mais, concretos com maiores consumos de cimento não se saturam completamente, a menos que a ação capilar aumente por causa das forças geradas no congelamento. Nota-se também que mesmo se dois concretos forem imersos em água de modo a torná-los saturados (profundidade crítica), a desagregação ou esfarelamento, por unidade de área do concreto pobre, será muito maior que do concreto rico.

Teoricamente, se o volume de água na região A (figura 41) for cerca de 90%, ou menor, toda a expansão poderá ser acomodada sem que haja expulsão do excesso para regiões mais internas. Se o volume de água exceder aos 90% de saturação, então haverá o escape e a desintegração da região A; quanto maior o excesso de água a migrar, num mesmo intervalo de tempo, maior a pressão hidráulica desenvolvida.

Se num dado corpo-de-prova a profundidade crítica de saturação for igual ou maior que metade da espessura do corpo-de-prova, então a desintegração não ocorrerá até que todo o corpo-de-prova esteja saturado. Este corpo-de-prova apresentará pouco ou nenhum dano durante os ciclos necessários para saturá-lo, mas quando esta saturação ocorrer, a desintegração do mesmo será quase que totalmente completa em poucos ciclos. Este fato

justifica a afirmativa inicial daqueles corpos-de-prova que não apresentam danos na aparência ou massa, mas nos ciclos finais, rapidamente perdem toda a elasticidade. Tais corpos-de-prova apresentariam textura grosseira e alta permeabilidade.

3.8 Danos sem desintegração

A profundidade crítica de saturação corresponde à profundidade na qual a região superficial deverá estar saturada para que ocorra a desagregação ou lascamento por causa da ação de congelamento num dado concreto. Outro conceito extensivo a esta definição mostra que o concreto se deteriorará mesmo que ainda haja espaço nesta região superficial para acomodar a expansão provocada pelo congelamento.

Esta ruptura pode ocorrer pela presença de partículas de agregados encharcados nos poros, que rompem por causa da formação de gelo interna e, por conseguinte ao aumento de volume dentro dos poros.

Mesmo que a pasta de cimento não esteja saturada o suficiente para causar ruptura dos poros, poderá ocorrer dilatação dos mesmos. Este efeito para concreto de baixa relação a/c se manifesta num menor grau de saturação do que num concreto de alta relação a/c.

3.9 Influência das cavidades

Normalmente o concreto possui muitas cavidades preenchidas por ar e sem comunicação com a superfície. Estas cavidades são bolhas de ar aprisionado, poros de agregados, e finas fissuras na zona de transição. As fissuras formadas durante o período de exsudação interna são primeiramente preenchidas com água e no decorrer da hidratação da

pasta esvaziam-se parcial ou totalmente. Estas fissuras são maiores e mais numerosas quanto mais pobres os traços de concreto e quanto maior o abatimento do concreto fresco²³.

Todas as cavidades do tipo mencionado, especialmente as de bolhas de ar, são de difícil preenchimento por água. Elas não podem ser preenchidas por ação capilar (por imersão), pois um líquido não flui espontaneamente de uma pequena cavidade para outra maior. Entretanto, a água poderá ser forçada para estas cavidades maiores por pressões externas. Sob condições normais, seria necessária uma pressão acima de 1 atm para possibilitar o preenchimento destas cavidades. A pressão gerada durante o mecanismo do resfriamento é mais do que suficiente para forçar a água a preencher estas cavidades.

Estudos comprovam que se a ação prejudicial ao concreto causada pelo resfriamento provém da pressão hidráulica gerada, a resistência ao movimento da água deve ser a primeira fonte de pressão para todo concreto que contenha ou não espaço para acomodar a expansão da água. Evidências experimentais demonstram que são observados danos nos concretos, mesmo em concretos com volumes de bolhas de ar superiores à expansão causada pelo resfriamento. Portanto, a distância entre as cavidades (i.e. espaçamento crítico – $L_{\text{crítico}}$) além do volume total das mesmas, é fator determinante para o grau de proteção do concreto.

Daí conclui-se que quanto maior o volume total de bolhas de ar, maior expansão será permitida, quanto menor for a média do tamanho das bolhas individuais, melhorando assim o grau de proteção do concreto contra a ação do congelamento. Isto porque, para um mesmo volume de ar, quanto maior o número de bolhas em que estiver distribuído este volume, mais próximas tais bolhas estarão umas das outras.

²³ Nota da autora: a elaboração de um concreto coeso, com adequado teor de argamassa, evita a exsudação interna e por conseguinte reforça a zona de transição agregado/pasta. Mesmo para misturas com elevada medida de consistência é possível evitar o fenômeno da exsudação interna. Leia mais em Liborio (2003).

3.10 Permeabilidade relativa da pasta e agregado

Se as partículas de agregado num corpo-de-prova forem menos permeáveis do que a pasta, então isto provocaria um aumento na intensidade da pressão hidráulica na região onde a pasta estivesse saturada, já que uma parte da água congelável seria bloqueada pelos agregados, em direção à maioria das regiões não saturadas. Sendo assim, os concretos que contenham agregados impermeáveis tendem a romper ao longo das superfícies dos agregados sob ação do congelamento.²⁴

Se o concreto contém agregados não saturados e mais permeáveis que a pasta endurecida, estas partículas geram pressões hidráulicas moderadas, até que os agregados se tornem saturados. Quando as partículas são saturadas, a água excedente migra para as adjacências da pasta durante o processo de congelamento, ou a pressão hidráulica gerada será o suficiente para romper a partícula de agregado e a pasta ao longo de sua superfície. A intensidade da pressão nas partículas saturadas depende da permeabilidade da pasta entre estas e a região não saturada.

3.11 Influência do grau inicial de saturação

Quando o concreto é parcialmente seco, o ponto final de fusão é menor quanto mais seco estiver o corpo-de-prova. O ponto final de fusão é função da pressão de vapor relativa da água armazenada no corpo-de-prova. Desta forma, o grau de saturação não determina somente a intensidade do efeito do congelamento, como também determina a máxima temperatura possível para ocorrer gelo dentro do corpo-de-prova.

²⁴ Nota da autora: o rompimento ao longo da superfície dos agregados mais permeáveis que a pasta de cimento, em concretos submetidos a baixas temperaturas, poderá ser evitado a partir da utilização da técnica de dopagem de agregados (LIBORIO, 2004).

Um corpo-de-prova curado sem ganho ou perda de água (selado após a desforma), apresentará um ponto final de fusão da água capilar menor que o da própria água contida na sua pasta de cimento; quanto menor a relação a/c e maior o grau de hidratação, menor será o ponto final de fusão da água capilar em corpos-de-prova curados desta maneira. Corpos-de-prova selados, totalmente hidratados, e com baixa relação a/c, provavelmente têm pouca água congelável às temperaturas normais a que são submetidos.

Quando os corpos-de-prova são expostos em meios úmidos, há a tendência de absorverem água durante o curso da hidratação, fato este evidenciado pelo ganho de massa. Corpos-de-prova com alta relação a/c são capazes de absorver água suficiente para compensar a retração resultante do período de hidratação; corpos de prova com baixa relação a/c não têm esta capacidade de absorção, exceto nas primeiras idades. Assim a resistência à desintegração da superfície em traços com maior consumo de cimento é influenciada pelo seu grau de umidade ou falta de água. Entretanto vale ressaltar que corpos-de-prova com baixa relação a/c ou a/agl, cujos poros foram refinados por adições minerais (i.e. sílica ativa de ferro silício ou sílica da casca do arroz), apesar de apresentarem índices de absorção menores, a penetração da água por capilaridade atinge alturas significativamente maiores que corpos-de-prova com altas relações a/c ou a/agl. Este fato é explicado pela tensão superficial exercida pelas paredes dos pequenos capilares sobre a água, atraindo-a fortemente e conduzindo-a para regiões mais internas dos elementos de concreto (GIANNOTTI, 2005)²⁵.

²⁵ SILVA, F.G. **Estudo de concretos de alto desempenho frente a ação de cloretos**. 2005. Tese (doutorado) - Interunidades em Ciências e Engenharia de Materiais, EESC/IQSC/IFSC, Universidade de São Paulo, 2005 (em fase de elaboração).

3.12 Fatores que governam a quantidade de água absorvida durante o degelo

A durabilidade de um corpo-de-prova em ensaios de gelo e degelo depende do grau de saturação inicial e da sua capacidade de absorver água. Estes fatores influenciam também seu modo e taxa de degelo.

Se a superfície de um corpo-de-prova congelado estiver coberta com gelo, este não poderá absorver mais água através da sua superfície até que o gelo derreta. Após a fusão do gelo na superfície do corpo-de-prova, a taxa de absorção de água dependerá da pressão negativa dentro dele.

Quando do resfriamento de um corpo-de-prova em contato com gelo, a pressão hidráulica gerada conduz o excesso de água das regiões congeladas para as regiões mais interiores ou para cavidades adjacentes. Quando a temperatura de um corpo-de-prova congelado aumenta, o degelo dentro do corpo-de-prova começa imediatamente, não importando quão baixa esteja a temperatura, e a última porção de gelo, interna ao corpo-de-prova, derreterá em temperatura abaixo do ponto de fusão do gelo que cobria a superfície. Se o aquecimento for conduzido rapidamente pela superfície, a maioria da cobertura de gelo superficial derreterá antes que todo gelo do corpo de prova desapareça, devido ao repentino gradiente térmico. Entretanto, se o aquecimento é conduzido lentamente, uma camada de gelo permanecerá na superfície e manterá a temperatura de 0°C constante por um período considerável.

Sob estas condições de degelo, o aquecimento flui para dentro do corpo-de-prova através do lado de fora das camadas de gelo. Sendo assim, o degelo dentro do corpo-de-prova ocorrerá primeiramente próximo à superfície do corpo-de-prova formando uma camada sem gelo entre duas congeladas: a superficial e a mais interna à camada derretida. Esta camada intermediária estará submetida a uma pressão negativa e à medida que o degelo continua a

água fluirá por esta camada. Contanto que a camada superficial permaneça selada, todo fluxo de água deverá retornar às cavidades das quais foram originalmente expelidas pela formação do gelo. Assim, nestas circunstâncias a distribuição original da água tende a ser restaurada durante o período de degelo. Se houver água disponível na superfície antes que o degelo no interior do corpo-de-prova seja completo, então esta água será absorvida, quer o corpo-de-prova esteja permanentemente deformado ou não. A taxa de absorção dependerá, naturalmente, da diferença de pressão e da permeabilidade do material. Corpos-de-prova com baixa relação a/c absorvem muito pouca água no período de degelo.

O fato é que a fusão do gelo no interior do corpo-de-prova pode preceder à fusão do gelo em sua superfície e isto é um importante fator a ser considerado para a resistência à desagregação de concretos contendo agente incorporador de ar. Por conta desta seqüência de eventos descritos, as cavidades próximas à superfície tendem a ficarem vazias até que haja água disponível para preenchê-las. Se estes fatos não correspondessem à verdade, seria difícil explicar a desagregação da superfície de concretos contendo ar incorporado.

Gelo e degelo em solução de CaCl_2 causam maiores danos que gelo e degelo em água. Com base na hipótese descrita, um corpo-de-prova congelado nesta solução seria capaz de absorver mais líquido durante o período de degelo, uma vez que a desagregação é bem maior que no outro caso. A maior absorção é justificada pelo menor ponto de fusão da solução de CaCl_2 . A 10% desta solução, por exemplo, o ponto de fusão será por volta de $-5,6^\circ\text{C}$. Uma vez que o gelo dentro do corpo de prova derreterá acima desta temperatura, a porção de líquido absorvida durante o período de degelo será relativamente maior na presença da solução, pois o gelo na superfície do corpo de prova durará mais tempo.

3.13 Efeito da espessura da camada externa de gelo

A espessura da camada de gelo formada sobre a superfície do corpo-de-prova é um dos fatores que influenciam o número de ciclos de gelo e degelo necessários para causar um dado grau de desintegração. Os fatos que justificam esta possibilidade são: quanto mais espessa a camada de gelo sobre a superfície do corpo-de-prova, maior será o período em que o corpo-de-prova permanecerá a 0°C, favorecendo os diferenciais de pressão e a absorção da água disponível no meio externo durante o degelo. Para obter resultados confiáveis em ensaios de gelo e degelo onde o corpo-de-prova é envolto por água, há que se ter cuidados especiais quanto à espessura da camada de gelo que se formará sobre a superfície, bem como considerar os mesmos critérios quanto à taxa de aquecimento dos corpos-de-prova.

Para os ensaios com congelamento ao ar e degelo em água, o meio mais favorável para absorção de água do meio externo seria a presença de fina camada de gelo na superfície para mantê-lo isolado durante o degelo. Isto promoveria a aceleração do processo de desintegração da superfície. Entretanto, a ausência de um sal reduz o efeito do congelamento e a pressão interna e externa são aliviadas.

3.14 Origem da pressão negativa no concreto

Quando o resfriamento ocorre numa região saturada e a água é forçada desta região para uma outra, o volume de água na região saturada abaixará em 10%, se não houver expansão do sólido. Se a região para onde a água migrou contiver ar, este será comprimido. Durante o degelo a contração diminui e a pressão na região descongelada cai dentro daquelas cavidades para onde a água migrou forçosamente.

A fim de ilustrar, considere uma região saturada contendo 1 cm^3 , de água líquida, dos quais $2/3 \text{ g}$ seja água congelável. Uma vez que a expansão pelo congelamento será $1/10$ de $2/3$, isto corresponderá a $0,07 \text{ cm}^3$. Quando esta quantidade de água é expulsa da região saturada, esta contrai a um volume de $0,93 \text{ cm}^3$. Quando ocorrer o degelo, esta região estará com um volume de capilares vazios, correspondente ao volume da expansão. Outros estudos mostraram que a perda do volume de água é seguida de pequeno decréscimo do vapor de pressão. Esta perda é constatada pela ação da força capilar em conduzir a água para regiões secas. Se, por exemplo, o vapor é 98% da pressão de saturação, a máxima força capilar é de 28 atm (2760 KPa). Assim, se uma cavidade de ar contendo água tiver uma pressão de vapor relativa de 100% e a região adjacente contiver água tendo vapor de pressão 98%, uma pressão de vapor de 28 atm de compensação teria que ser exercida para prevenir que a água na cavidade adentrasse à região. Este fato explica o efeito capilar determinando a direção e a taxa de água em movimento durante o degelo.

3.15 Taxa de congelamento

A intensidade da pressão hidráulica desenvolvida durante o resfriamento num corpo-de-prova saturado ou não, depende da taxa de movimento da água, ou em outras palavras, da taxa de congelamento.

A taxa de congelamento em qualquer parte do corpo-de-prova depende das condições externas e não é a mesma em todo o corpo. As taxas em geral dependem da taxa de resfriamento, da quantidade de sais ou outras substâncias presente na água congelável, da quantidade de água congelável, da temperatura final de congelamento, etc. A taxa de congelamento num dado ponto do corpo-de-prova depende da distância do ponto à superfície, quanto maior a distância menor a taxa de congelamento. Desde que a intensidade da pressão

hidráulica gerada depende da taxa de congelamento, conclui-se que quanto maior a distância do ponto à superfície menor o efeito do congelamento. Conseqüentemente, se a taxa de congelamento é controlada pela taxa de resfriamento (não super-resfriamento), o tamanho do corpo-de-prova terá uma influência considerável nos resultados de ensaios a gelo e degelo; quanto maior o corpo-de-prova, menor os danos internos causados pela tensão excessiva (sobrepessão).

3.16 Deformações advindas de expansões ou contrações causadas pelo congelamento

Powers e Helmuth (1953) desenvolveram centenas de experimentos para registrar a deformação advinda de expansões ou contrações de corpos-de-prova de pasta de cimento Portland submetidos a diversas temperaturas de congelamento. Combinações foram tais que a temperatura para os ensaios foram constantes ou variaram em torno de 25°C até -25°C. Deformações de ordem tão pequenas quanto 1 $\mu\text{m}/\text{m}$ pôde ser detectada. A temperatura medida teve precisão de 0,1°C. Dados como a variação de comprimento, temperatura e tempo decorrido foram registrados.

Os corpos-de-prova foram compostos por cimento Portland com ou sem incorporador de ar. Eles eram cilindros com 5 cm de comprimento; 2,5 cm de diâmetro externo e 1,25 cm de diâmetro interno. A maioria deles foi feito com cimento Portland comum (C_{PII}). Relações água/cimento de 0,45 a 0,70 foram usadas em massa. As idades dos ensaios foram em torno de 3 semanas a 3 meses para a maioria dos experimentos. Alguns corpos-de-prova foram ensaiados com 2 anos.

Os resultados dos ensaios com corpos-de-prova sem ar incorporado são mostrados na figura 43. O eixo de ordenadas do gráfico inferior representa a alteração de comprimento e o

superior, a alteração de temperatura. A escala das abscissas dá o tempo decorrido a partir do início do ensaio.

Iniciando em temperatura ambiente, o corpo-de-prova foi resfriado a uma taxa de $-0,25^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Neste caso, o corpo-de-prova contraiu linearmente até a temperatura de $-6,6^{\circ}\text{C}$. A partir desta temperatura, ocorreu o congelamento, mostrado pela elevação repentina da temperatura. No instante em que se iniciou o congelamento, o corpo-de-prova começou a expandir rapidamente, e com a continuidade do resfriamento a alteração de volume permaneceu nessa mesma tendência.

A água armazenada no corpo-de-prova representado pela figura 42 ficou super-resfriada²⁶ até -6°C até iniciar o congelamento, ou seja mesmo estando abaixo da temperatura de congelamento sob pressão atmosférica, a água contida na amostra permaneceu em estado líquido. Para corpos-de-prova de concreto, quanto maior o grau de super-resfriamento, maior a expansão inicial. Sem super-resfriamento a expansão inicia gradualmente, e aparentemente neste caso, também começou ao mesmo tempo que o congelamento.

²⁶ O termo super-resfriada ou super-resfriamento refere-se à condição da água em estado líquido mesmo abaixo de 0°C .

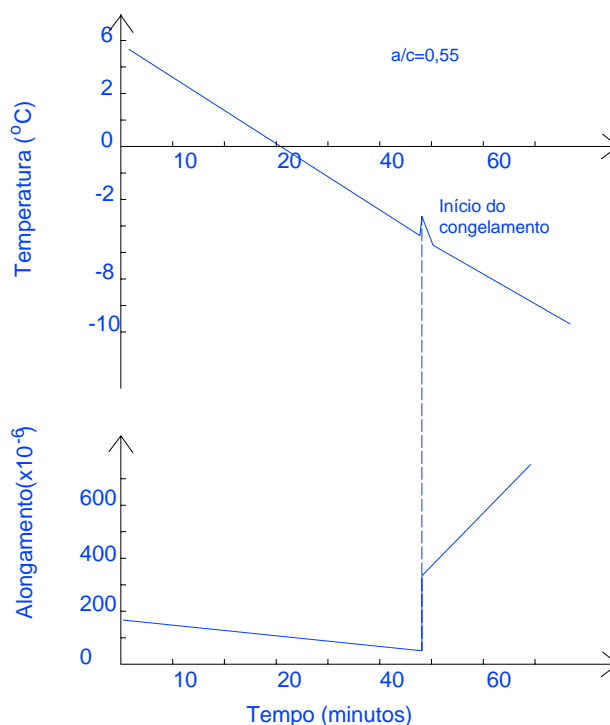


Fig. 42 Congelamento de corpos-de-prova sem ar incorporado: pasta com porosidade 46%
Fonte: Powers e Helmuth (1953)

Para corpos-de-prova não contendo ar incorporado e taxas de congelamento de $-0,25^{\circ}\text{C}/\text{min}$, ou maior, a expansão que ocorre durante o congelamento será menor quanto menor a porosidade da amostra. A porosidade da amostra também influencia a temperatura na qual a expansão pronunciada se inicia.

Powers e Helmuth (1953) concluíram que a expansão instantânea mostrada pela figura 42 parece ser atribuída somente à pressão hidráulica gerada durante o congelamento da água capilar, que é a água local congelada. Por causa da porosidade relativamente elevada da amostra e do super-resfriamento, uma quantidade consideravelmente alta de água foi capaz de congelar ao mesmo tempo (i.e. o único escape da água em excesso foi da parede externa do corpo-de-prova).

Na figura 43 a primeira ascensão da curva tracejada representa a expansão gerada pela pressão hidráulica, embora a profundidade não esteja explícita neste diagrama. Esta parte da curva é interpretada por Powers e Helmuth (1953), entretanto, como uma ilustração do fato de

que a expansão causada pela pressão hidráulica não será sempre a maior no início do processo de congelamento, mesmo sendo o início da expansão coincidente com o início do congelamento. A mais clara indicação neste diagrama é mostrada ao final do período de temperatura constante: quando a temperatura começa a cair, há expansão com taxa relativamente alta e abruptamente.

A figura 43 apresenta resultados com corpos-de-prova com e sem ar incorporado. Neste caso o congelamento começou a $\pm 1^{\circ}\text{C}$, e foi acompanhado por uma pequena expansão (cerca de $7,6\ \mu\text{m}$). À medida que a temperatura continuou a cair, à taxa aproximadamente constante, o corpo-de-prova contraiu. Quando a temperatura atingiu $-8,3^{\circ}\text{C}$, o resfriamento foi interrompido e a temperatura mantida praticamente constante por 22 min. Durante este período, o corpo-de-prova com ar incorporado (curva inferior) continuou contraindo durante os 12 minutos iniciais dos 22 min. Ao retomar o resfriamento, o corpo-de-prova voltou a contrair.

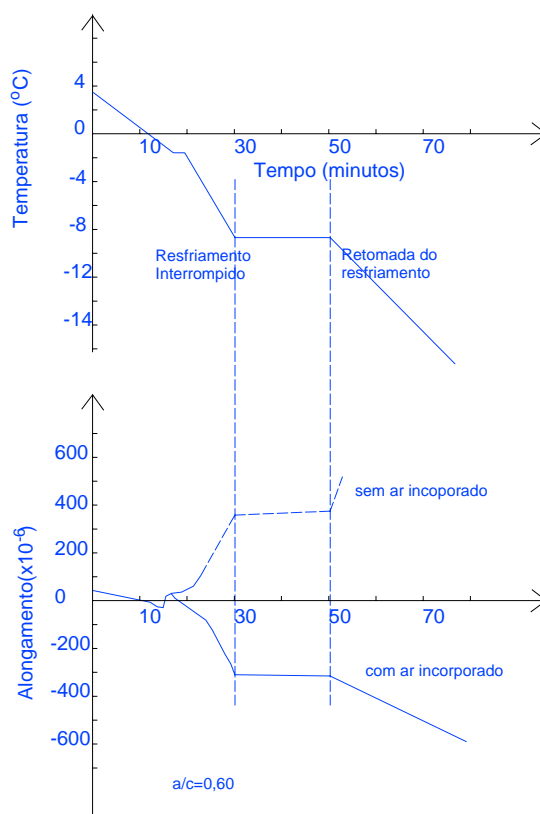


Figura 43. Congelamento de pastas com e sem ar incorporado: pastas com porosidade 45%.
 Fonte: Powers e Helmuth (1953)

A linha tracejada mostra o comportamento de um corpo-de-prova sem ar incorporado, com o mesmo programa de temperatura. O comportamento é semelhante ao mostrado na figura 42, modificado pelo grau de super-resfriamento. Com a queda da temperatura o corpo-de-prova expandiu a uma taxa crescente. Uma vez interrompido o resfriamento e mantida a temperatura constante por um determinado período, o corpo-de-prova sem ar incorporado continuou a expandir lentamente, enquanto o corpo-de-prova com ar incorporado contraiu.

No início do segundo período de resfriamento, o corpo-de-prova sem ar incorporado começou abruptamente a expandir, enquanto que aquele com ar incorporado começou a contrair.

A figura 44 mostra o efeito sobre o corpo-de-prova não contendo ar incorporado, ao ser submetido à temperatura constante após o início do congelamento.

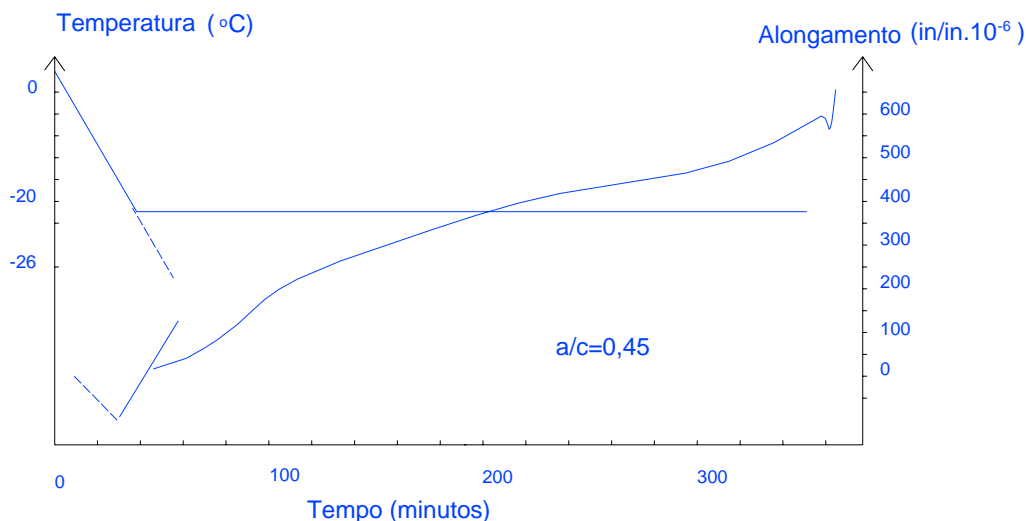


Figura 44. Efeito da temperatura de resfriamento constante em corpo-de-prova sem ar incorporado para uma pasta relativamente densa. Fonte: Powers e Helmuth (1953).

A amostra, relativamente densa, não expandiu até que a temperatura atingisse -19°C . O gráfico inclui um registro de experimento por um período inicial de aproximadamente 30 minutos antes da expansão começar e registrou o comportamento desta amostra por mais 6 h. Nos primeiros 40 min. a temperatura foi caindo, em taxa constante. Quando a temperatura atingiu $-21,3^{\circ}\text{C}$, o resfriamento foi interrompido e mantido constante. Durante o período de temperatura constante o corpo-de-prova continuou a expandir. Finalmente, o resfriamento continuou, entretanto houve uma pequena contração seguida de abrupta e crescente taxa de expansão. A principal constatação a ser feita da observação do gráfico da figura 44 é a expansão durante o período de temperatura constante. Esta mesma tendência é perceptível observando-se a linha tracejada da figura 43; mas por razões associadas à porosidade e dimensão da amostra, o efeito foi pequeno e de curta duração.

Na figura 44, a retomada do resfriamento ao final de 6 horas e o período de temperatura constante deu evidências do congelamento local e da expansão por causa da

pressão hidráulica. Nota-se que a amostra apresentou uma contração momentânea, provavelmente térmica, seguida de expansão abrupta, quando o resfriamento foi reiniciado.

A figura 45 mostra a relação entre a deformação causada pelas expansões ou contrações para determinada variação de temperatura para pastas contendo diferentes quantidades de ar incorporado, o que resulta em diferentes espaçamentos entre bolhas de ar ($L_{\text{crítico}}$).

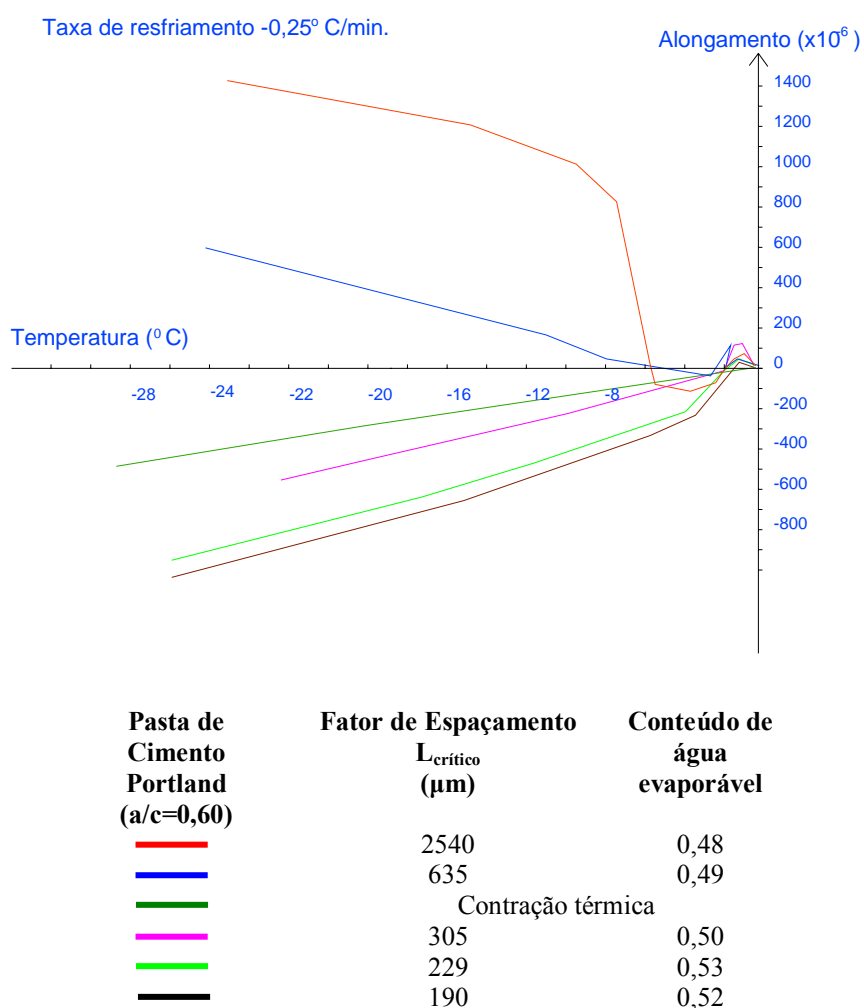


Figura 45. Efeito do ar incorporado. Fonte: Powers e Helmuth (1953).

As pastas representadas pelas diferentes curvas são de mesma porosidade. As curvas superiores representam corpos-de-prova que não contêm ar incorporado. A indicação do fator de espaçamento para cada corpo-de-prova é baseado na geometria do mesmo, nenhum ponto

do corpo-de-prova apresenta fator de espaçamento maior que 0,254 cm por conta de suas dimensões. O fator de espaçamento para corpo-de-prova contendo ar incorporado foi baseado na distância entre as paredes das bolhas de ar.

O fato a ser notado é que para -20°C , ou seja uma temperatura relativamente baixa, a expansão causada pelo congelamento é menor quanto menor o fator de espaçamento. Numa faixa limitada de fatores, os corpos-de-prova expandiram gradativamente e então eles contraíram mais do que poderia ser atribuído pela contração térmica isoladamente.

Na figura 45 a curva superior representa a pasta sem ar incorporado sendo a expansão primeiramente atribuída à pressão hidráulica. Vários experimentos demonstraram que para qualquer tempo decorrido durante a construção desta curva, se a taxa de resfriamento aumentasse repentinamente, a taxa de expansão cresceria analogamente. Esta consideração à mudança na taxa é inerente ao mecanismo de pressão hidráulica e a expansão causada pela difusão para a capilaridade tem comportamento oposto.

Na figura 45 nota-se o efeito de diferentes espaçamentos dos vazios de ar. Entretanto a análise isolada destas curvas não é suficiente para concluir qual o mecanismo está sendo responsável pelas alterações volumétricas: difusão (vide seção 3.16.3) ou pressão hidráulica.

Ao analisar as curvas da figura 45 deve-se observar que as alterações de volume registradas no período do resfriamento dos corpos-de-prova, deverão ou não desaparecer após retorná-los à temperatura ambiente, se respeitado um determinado tempo. Para um corpo-de-prova não apresentar expansão residual o fator de espaçamento deverá ser pequeno o suficiente para causar somente contração do começo ao final do processo de congelamento.

Powers e Helmuth (1953) resumiram os principais fenômenos observados nos ensaios descritos e ilustrados pelas figuras de 41 a 45 como segue:

- a) Em toda pasta saturada sem ar incorporado a expansão começa no instante que o congelamento começa.

- b) Quando o sistema de ar está presente e os espaçamentos são menores, a expansão inicial, se houver, começa com o congelamento, e é seguida de contração.
- c) Quando o resfriamento é interrompido no meio do processo de congelamento e a temperatura é mantida constante, as pastas sem ar incorporado continuam a expandir, e aquelas com espaçamentos de bolhas de ar pequenos continuam a contrair, por períodos limitados.
- d) Quando o resfriamento recomeça, depois de um período de temperatura constante, as pastas sem ar incorporado começam a expandir abruptamente e aqueles corpos-de-prova com ar começam a contrair gradualmente.
- e) No processo de congelamento de pastas saturadas com dada porosidade, a expansão é menor quanto menor o fator de espaçamento entre as bolhas. Com fatores de espaçamento tal qual aqueles encontrados em concreto com ar incorporado, os corpos de prova contraem.

3.16.1 Interpretação dos experimentos

A estrutura da pasta de cimento Portland endurecida é composta por produtos de hidratação e vazios, sendo estes últimos classificados em: poros-gel (18 \AA), responsáveis por 28% da porosidade da pasta; vazios capilares (0,01 a $5 \mu\text{m}$); por vazios de ar aprisionado (3nm); e por vazios de ar incorporado (50 a $200 \mu\text{m}$)

Com tais conhecimentos é possível construir um diagrama no qual a discussão do mecanismo de congelamento é baseado (figura 46).

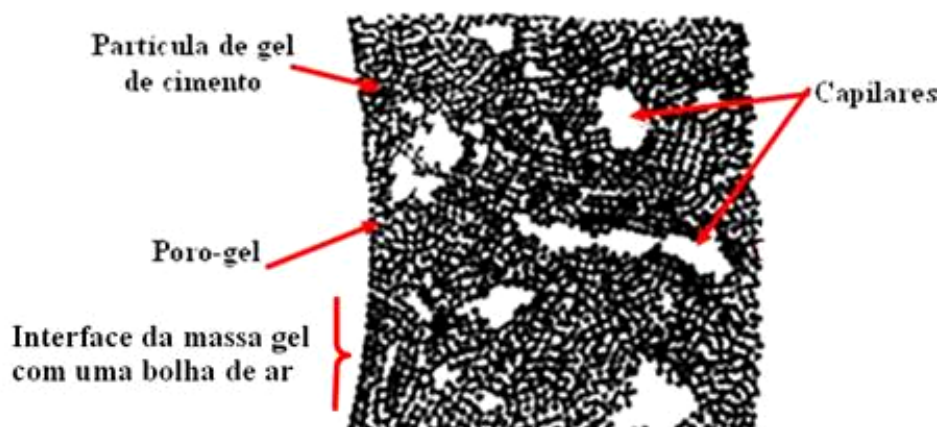


Figura 46: Estrutura da pasta de cimento. Fonte: Powers e Helmuth (1953).

As partículas de gel são indicadas pelas manchas pretas e os poros capilares pelos espaços vazios.

A superfície curvada à esquerda é uma suposta representação da parte da parede de uma bolha de ar e se pretende enfatizar que as bolhas de ar incorporadas ao concreto ou à pasta de cimento Portland são extremamente maiores quando comparadas com as cavidades capilares e os poros-gel da pasta. Se a bolha de ar for desenhada na escala e com o tamanho médio, dificilmente a curvatura poderia ser observada.

Os capilares são mais numerosos e maiores quanto maior a relação a/c e menor o período de cura. Tais capilares são as únicas possibilidades de abrigar gelo dentro dos limites da pasta de cimento.

Dados experimentais mostraram que é muito pequena a quantidade de água que se congela próximo ao ponto normal de congelamento, mas na maioria dos corpos-de-prova a água capilar só se congela a temperaturas bem mais baixas que o normal (0°C). Este comportamento indica que a maioria dos capilares são muito pequenos. Eles são tão pequenos que os cristais de gelo não podem existir exceto quando a temperatura estiver bem abaixo do ponto normal de congelamento. A razão para isto é muito complexa para ser detalhada. Simplificadamente pode-se explicar este fato pela tensão superficial dos produtos de

hidratação do cimento Portland sobre a água presente nas capilaridades ou cavidades. Quanto menor o vazio maior será a tensão superficial de suas paredes sobre a água nele armazenada. Os poros-gel são tão pequenos que não poderão armazenar gelo a menos de -78°C .²⁷

Pelos motivos ora expostos, o congelamento começa à temperaturas mais elevadas nas cavidades maiores, e à medida que a temperatura cai, a água nas cavidades menores progressivamente vai congelando.

Observações anteriores referem-se ao congelamento de corpos-de-prova saturados, no caso em que a energia livre da água não congelada é a máxima. Por causa de forças de absorção e capilaridade e substâncias dissolvidas, principalmente os álcalis, a energia livre da água na pasta de concreto endurecido é função do grau de saturação. Quanto maior o grau de saturação maior a energia livre da água. O mesmo é válido para o gel de cimento. A máxima energia livre da água-gel é menor que a da água pura, por causa da concentração de soluto. Quando a água é retirada da pasta ou do gel, a energia livre da água restante torna-se progressivamente menor. Assim, a mais alta temperatura na qual a água remanescente pode congelar torna-se menor quando a água é extraída da pasta.

O tamanho do capilar limita o tamanho do cristal de gelo e estabelece a menor quantidade de energia livre do cristal no capilar, que excede a energia livre de uma matriz de gelo. (Quando o gelo capilar é submetido à pressão, sua energia livre eleva-se em relação à mínima). A dessecação da pasta diminui a energia livre da água congelável e estabelece a máxima temperatura na qual a água congelável pode ficar em equilíbrio com a matriz de gelo. A temperatura na qual o congelamento pode ocorrer numa dada cavidade capilar é determinada pela energia livre da água congelável, sendo esta função do tamanho da cavidade e do grau de dessecação da amostra.

²⁷ Nota da autora: este fato pôde ser comprovado nesta pesquisa, uma vez que os concretos submetidos à temperatura de -35°C não foram danificados, pois mantiveram sua frequência natural transversal após o período de exposição. Conclui-se que os poros foram desconectados e refinados de modo a exercerem pressão superficial nas águas capilares impedindo o congelamento das mesmas.

3.16.2 Congelamento nos capilares e geração da pressão hidráulica

Como visto anteriormente, numa pasta saturada os poros capilares e os poros-gel estão preenchidos, ou praticamente preenchidos, por água. Quando a temperatura cai a um ponto possível de iniciar o congelamento, os cristais de gelo deveriam aparecer presumidamente nas capilaridades maiores somente. Tais como as capilaridades apontadas na figura 46. Quando a água contida nessa capilaridade começa a mudar para o estado sólido, o volume da água restante excederá a capacidade volumétrica inicial da mesma. Isto ocorre uma vez que 1 cm^3 de água ocupa $1,09 \text{ cm}^3$ de espaço depois de congelar. Portanto, durante a mudança de estado da água, a capilaridade deverá dilatar-se ou o excedente de água deverá ser expelido.

Como indicado na figura 46, a pasta de cimento é um material permeável (mesmo que o coeficiente de permeabilidade seja extremamente baixo), portanto, há a possibilidade da água se acomodar em outra cavidade. Considerando-se a figura 46, como representação da metade da camada entre duas bolhas de ar, observa-se a possibilidade do excesso de água da cavidade escapar para dentro desta bolha. Conclui-se que o crescimento de cristais de gelo em capilares gera uma projeção forçada para as bolhas adjacentes. Obviamente o bombeamento desta água gera pressão hidráulica. Os fatores mais importantes que controlam este bombeamento são:

- a) o coeficiente de permeabilidade do material através do qual a água é forçada;
- b) a distância entre as paredes das capilaridades e das bolhas (vazios);
- c) a taxa na qual o congelamento ocorre.

É evidente que toda bolha de ar envolvida por pasta de cimento deve receber o excesso de água de uma zona ao seu redor cujo deslocamento da água não gerará pressão hidráulica

maior do que a pasta poderá suportar, evitando danos irreversíveis. Teoricamente, a pressão hidráulica aumenta proporcionalmente ao quadrado da distância entre as bolhas.

Entretanto a geração da pressão hidráulica não explica todo o mecanismo da ação do congelamento. É necessário o entendimento do fenômeno que ocorre na capilaridade depois que a água se congela.

3.16.3 Difusão e congelamento da água-gel

Com o congelamento da água na cavidade há que se analisar a relação desta água congelada com a água descongelada nas adjacências (i.e. a água-gel não se congela a menos de -78°C). Estando o gel saturado, a água-gel tem aproximadamente a mesma energia livre que uma matriz de água. Portanto, a água-gel entrará em equilíbrio térmico com o gelo contido no capilar a 0°C se ambos, gelo do capilar e água-gel, estiverem submetidos à pressão de 1 atm e se o capilar for tão grande que se possa desprezar a tensão superficial em suas paredes pela água nele contida. Entretanto, considerando-se a temperatura no capilar abaixo da temperatura de congelamento da água sob pressão atmosférica, a água-gel não estará em equilíbrio termodinâmico com o gelo; e a energia livre da água-gel é maior que a do gelo, sendo a entropia²⁸ desta água também maior. Quando existe uma diferença na entropia como esta, a queda de temperatura conferirá à água um ganho de energia livre maior que para o gelo. Em consequência destes fenômenos a água-gel adquirirá energia potencial suficiente para deslocar-se até os capilares e causar o crescimento dos cristais de gelo nesses capilares.

²⁸ Entropia: da função $-S = \int \frac{dQ}{T}$, sendo dQ a quantidade de calor necessária para que um sistema possa efetuar reversivelmente uma transformação elementar e T a temperatura absoluta, ou seja, num sistema termodinamicamente definido, e reversível, é a razão entre o calor externo trocado com a temperatura absoluta de um sistema considerado.

Como mostrado na figura 46, as paredes das cavidades dos capilares são delimitadas por gel de cimento. Cada camada de gel adsorve um filme de água e este filme separa as partículas gel do gelo, esta separação é microscópica, somente poucos diâmetros de moléculas de água. A figura 47 esquematiza esta fronteira. O corpo de gelo é separado da parede da cavidade por um filme de água não congelado, é a camada de água adsorvida, tal filme é contínuo como nas camadas internas do gel.

As moléculas de água no filme, tendem a ter uma orientação por causa da tensão superficial das partículas de gel. As mesmas moléculas estão submetidas também às forças do cristal de gelo que tendem à orientação das moléculas tais como no cristal de gelo. Assim as moléculas do filme são submetidas à composição de tais forças.

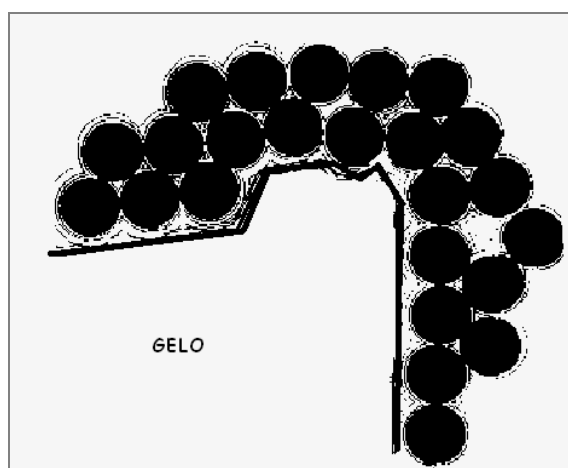


Figura 47. Disposição do filme de água adsorvido pelas partículas gel. Fonte: Powers e Helmuth (1953).

Em temperaturas abaixo de 0°C , o gelo é capaz de capturar algumas das moléculas do filme, reduzindo sua espessura. Com a continuidade da queda de temperatura mais moléculas do filme serão capturadas tornando-o mais fino. Sendo o filme em contato com o gelo idêntico aos adsorvidos nas camadas internas do gel, a sua depleção junto à cavidade capilar pelo gelo gera diferenças entre a energia livre do filme na cavidade e a água-gel. Conseqüentemente, a água flui ao longo da superfície das partículas de gel para a superfície do gelo em

conseqüência da redução da energia potencial criada pela depleção do filme em contato com a cavidade. Este processo é denominado difusão superficial.

Quando o gel perde água, tende a se retrair, não importando se a água é perdida por evaporação ou por congelamento. A tendência do gel em retrair à medida que a água é extraída pelo congelamento e crescimento dos cristais de gelo, ocorre na água do filme e no gelo do capilar a uma dada pressão. Esta pressão aumenta a energia livre do gelo e da água no filme entre o gelo e as partículas gel, e tendem a repor as moléculas do filme com a água do gel. Entretanto a pressão de expansão no filme é suficiente para produzir dilatação. Por exemplo, se o gel estivesse saturado e poro capilar contivesse gelo à -5°C , a pressão no filme entre o gelo e a partícula-gel seria em torno de 8,3 MPa. Esta pressão certamente causaria o rompimento da pasta. Assim a expansão pode ser causada pela difusão da água-gel para o poro capilar.

3.16.4 Difusão da água para as bolhas ou vazios de ar incorporado

Com as mesmas considerações da termodinâmica empregadas para a conceituação da difusão da água-gel para as capilaridades explica-se a difusão das águas-capilares para as bolhas de ar ou vazios de ar incorporado.

A quantidade de gelo nos vazios de ar não é igual a sua capacidade. Sob certas circunstâncias os vazios de ar na pasta de cimento tornam-se cheios, ou parcialmente cheios de água anteriormente ao congelamento. Na prática tais circunstâncias são raras, atestado pelo sucesso do uso de ar incorporado em concretos. Para este estudo será adotada a hipótese que os vazios de ar não contêm água, a menos daquela oriunda do processo de congelamento, ou uma pequena quantidade anterior ao processo que não influenciará na eficiência da proteção.

Conseqüentemente, quando os cristais de gelo crescem e o gel contrai, o gelo nos

vazios de ar pode estar sob pressão insignificante. Este seria o caso quando o gelo está presente na forma de discretos cristais de gelo ou como finas camadas de revestimento dos vazios, apresentando rigidez desprezível. Se a camada torna-se suficientemente espessa, oferecerá resistência à contração do vazio. Entretanto essa resistência não terá a mesma grandeza de quando a cavidade estiver totalmente preenchida. O ponto a ser analisado é a comparação entre a pressão do capilar com gelo e a pressão na cavidade da bolha de ar.

Desde que a pressão no capilar é maior que a pressão na cavidade da bolha de ar, sua energia livre correspondente é maior. Deste modo os cristais de gelo nos capilares têm maior quantidade de energia livre para as mesmas condições de pressão e temperatura comparadas ao gelo nas cavidades de bolhas de ar.

A conseqüência desta diferença de energia livre pode ser melhor compreendida pela figura 46. Considerando o capilar menor, mais próximo da parede da cavidade da bolha de ar, e supondo que a temperatura tenha atingido o ponto necessário para que a água nela contida esteja congelada, e devido à proximidade com a cavidade, admite-se que o excesso de água deste capilar tenha sido forçada para a cavidade, onde juntamente com o excesso de água de outros capilares próximos tenham formado uma fina camada de gelo na fronteira desta cavidade. Supõe-se que a pressão hidráulica tenha sido aliviada e que o gelo na cavidade, a água-gel e o gelo no capilar estejam sob mesmas condições de pressão. Refrigerando-se rapidamente esta região e mantendo a temperatura constante, nota-se o comportamento ilustrado pela figura 48.

O diagrama da figura 48 mostra as alterações de energia livre para a água-gel, o gelo capilar e o gelo na cavidade enquanto a temperatura é mantida constante. A curva superior representa a energia livre da água-gel num ponto particular, denominado A, localizado mais próximo da capilaridade que da cavidade. O tempo, T_0 , corresponde ao tempo no qual iniciou-se a difusão. Neste instante, o gelo contido no capilar e o gelo da cavidade estão sob a mesma

pressão, mas a energia livre do capilar é maior que a da cavidade, pois o cristal de gelo do capilar é muito menor.

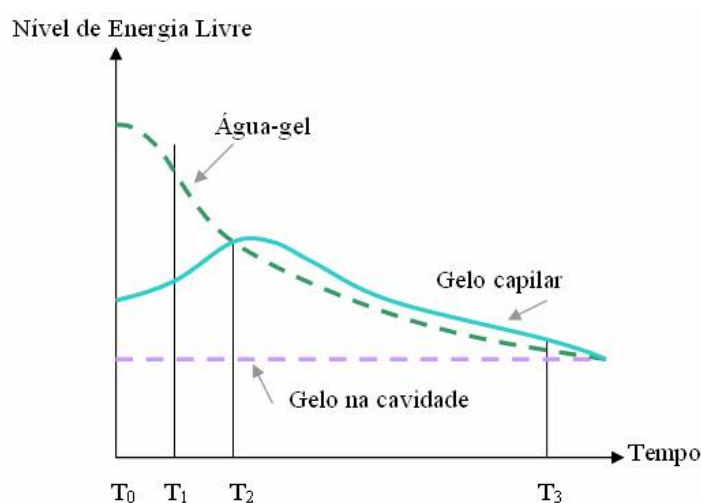


Figura 48. Alterações do nível de energia livre até o equilíbrio termodinâmico para o ponto A (POWERS e HELMUTH, 1953).

A energia livre da água-gel é maior que as outras duas (i.e. gelo capilar e gelo na cavidade), pois na queda de temperatura, esta ganhou mais energia do que os corpos de gelo nas outras situações por estarem sob maior tensão superficial.

No instante inicial a posição da curva (energia livre x tempo) do gelo formado no capilar dependerá do seu tamanho. Quanto menor o cristal de gelo, menor será a diferença entre a sua energia livre e a da água-gel, e maior será esta diferença em relação à cavidade. A figura 48 representa, portanto, as condições de um determinado capilar.

No início a energia livre da água-gel é o dobro da energia livre do capilar e da cavidade, e uma vez que estes vazios são limitados pelo gel, a difusão ocorrerá inicialmente em ambas as direções. À medida que a difusão ocorre, a água-gel no ponto A não é imediatamente afetada. Depois de um determinado intervalo de tempo, T_0 até T_1 , a quantidade de água-gel no ponto A começa a diminuir e a energia livre decresce.

Durante o intervalo de T_0 até T_1 , o gelo capilar aumenta e, por meio do mecanismo já descrito, exerce pressão sobre as paredes desse capilar. Como consequência, a energia livre do gelo contido no capilar aumenta durante este intervalo.

A cavidade também recebe água durante este intervalo, mas com a temperatura constante e sob uma pressão desprezível, sua energia livre permanece constante.

Durante o intervalo de tempo T_1 e T_2 a energia livre da água-gel continua a decrescer por causa da dessecação do gel. Ao mesmo tempo a energia livre do gelo do capilar aumenta até igualar-se à energia residual da água-gel. Neste tempo a difusão através do ponto A para a capilaridade cessa. A partir deste instante, a água contida no gel move-se somente em direção à cavidade.

No intervalo de tempo T_2 a T_3 o sistema fica próximo ao equilíbrio. Em todo este período a energia livre do gelo do capilar é maior em relação à cavidade e à água-gel. Sendo assim, o gelo-capilar perde água para o gel e eventualmente para a cavidade. No equilíbrio, o gel apresenta um determinado grau de dessecação, e o gelo nos capilares é acomodado nas cavidades o suficiente para aliviar a pressão.

O gelo-capilar aumenta em aproximadamente 1,09 vezes o volume de água recebida, durante o intervalo T_0 a T_2 . As partes do gel das quais a água é retirada tendem a contrair, mas mesmo sem restrições, esta contração é bem menor que o volume de água retirado ou perdido. Sendo assim, o maior efeito é a expansão.

O aumento simultâneo do volume do gelo de uma ou outra cavidade pode ou não resultar em forças de expansão, em todas ou em parte delas. O efeito isolado da perda da água-gel para as cavidades é a contração. Ambos os efeitos coexistem durante o intervalo de tempo T_0 a T_2 , que inicia o período da difusão para a capilaridade e cavidade; mas no intervalo de tempo seguinte, quando a difusão da água-gel ocorre em direção somente da cavidade, o efeito é de contração no gel, do começo ao fim. A expansão atribuída à difusão é

possível enquanto o gelo capilar estiver recebendo água-gel, embora possa cessar a expansão enquanto ainda estiver ocorrendo difusão para algumas cavidades.

Na pasta de cimento Portland com determinadas propriedades, a quantidade de água-gel que pode entrar no capilar, por difusão e congelamento, será máxima quando a pasta não possuir cavidades de ar incorporado e se a distância entre as paredes dos capilares e/ou cavidades estiverem muito afastadas ($L_{\text{crítico}}$). Neste caso, o cristal de gelo crescerá até atingir o equilíbrio com o gel. Se a tensão gerada pela pressão hidráulica ou pelo crescimento dos cristais de gelo romper o gel e assim aliviar a pressão sobre o gelo, o crescimento será limitado somente pela quantidade de água congelável no sistema, a uma determinada temperatura.

Por outro lado, se a pasta contém ar incorporado e o capilar é adjacente à bolha, a energia livre da água-gel entre o capilar e o vazio de ar incorporado deve decrescer rapidamente. O período de difusão para o capilar terá menor duração. Se o capilar estiver distante do vazio de ar, a depleção da água-gel ao redor do capilar, por difusão para um vazio de ar, terá maior duração e a difusão para a capilaridade será prolongada. Em termos das relações mostradas na figura 48, isto significa que quanto mais afastada o capilar estiver do vazio de ar, maior duração terá o período T_0 a T_2 e maior será a proporção de água congelável recebida pelo capilar.

Extrapolando os dados das figuras 44 à figura 48, Powers e Helmulth explicaram a expansão causada pela difusão. Estes dados são oriundos do estudo de uma amostra de pasta de cimento Portland relativamente densa, na qual uma quantidade razoável de água não se congelou até que a temperatura atingisse -19°C . Depois de iniciado o congelamento, o corpo-de-prova expandiu por 10 minutos, durante o tempo que o resfriamento continuou. Esta expansão é atribuída à pressão hidráulica. Ao final dos 10 minutos, o resfriamento foi interrompido e a temperatura mantida constante por 6 horas. No início deste período de

temperatura constante, a amostra continha uma quantidade limitada de gelo nas capilaridades em contato com a água-gel à temperatura de -21°C , correspondendo ao tempo T_0 da figura 48. O gelo-capilar, nestas condições, está sob pressão, mas não sob pressão suficiente para elevar sua energia livre para aquela da água-gel. Neste caso o gelo das cavidades (i.e. vazios de ar incorporado) é representado por qualquer gelo que esteja sobre a superfície externa do corpo de prova. Este gelo está tão distante de qualquer parte interior que tenha efeito num corpo-de-prova tão impermeável como este. Como o gelo-capilar cresce, a pressão sobre ele aumenta e isto o submete a uma correspondente aumento da energia livre. Tal fato é observado pela expansão durante o período de temperatura constante correspondente na figura 48 à ascensão da curva de energia do gelo capilar.

Este processo de difusão é consideravelmente lento. Por esta razão, quando a temperatura decresce a uma taxa de $\frac{1}{4}^{\circ}\text{C}/\text{min.}$ ou mais, experimento tal como o mostrado pela figura 45 pode se completar antes que uma quantidade significativa de água sofra difusão. O fenômeno da difusão está presente somente quando a temperatura é mantida constante por um período consideravelmente longo ou quando as cavidades estão dispostas próximas uma das outras. Este fenômeno é mais evidente em resfriamentos bem lentos.

Relacionando a curva superior da figura 43 ao diagrama da figura 48 mostrou-se a influência das cavidades no processo do congelamento. Como já constatado a expansão inicial é atribuída à pressão hidráulica. À medida que a temperatura cai, mais água nos capilares é congelada e tende a causar expansão, enquanto, ao mesmo tempo, os gelos já existentes nos capilares tendem a extrair a água do gel. Com as cavidades afastadas por alguns micrometros de distância ($200\ \mu\text{m}$) o gelo nelas contido, não estará sob pressão, e a difusão da água-gel ocorrerá a taxas relativamente altas. Tão logo o congelamento se inicie, a relação entre o gelo-capilar, o gelo nas cavidade e a água-gel deverá ser tal qual indicado pela figura 48, no

intervalo T_2 a T_3 para a maioria das capilaridades na pasta que circundam as cavidades. Por esta razão, o efeito dominante será a contração.

O processo de difusão deve sempre estar associado à queda de temperatura a baixas taxas. Conseqüentemente, quando o resfriamento é interrompido, e a temperatura permanecer constante, este fato é seguido por uma contração contínua. Tal fenômeno pode ser verificado pela figura 43, na curva inferior. A taxa de contração decresce da maneira ora referida. Ao final do período de temperatura constante, provavelmente restará pequeno potencial entre o gelo da cavidade e a água-gel. Quando o resfriamento é retomado, o potencial volta a crescer, provavelmente linearmente com o decréscimo da temperatura. Tal qual esperado, a contração continua gradualmente a uma taxa diretamente proporcional ao crescimento do potencial. A continuidade suave da curva de contração quando da retomada do resfriamento é contrastada pela abrupta expansão observada na pasta sem ar incorporado quando submetida ao mesmo procedimento (curva tracejada).

Esta diferença no comportamento é uma das mais claras evidências entre as alterações de volume controladas pela difusão e aquelas controladas pela pressão hidráulica.

Sob certas condições a tendência dos capilares em expandir pelo congelamento é aproximadamente igual expansão excedente à contração atribuída à difusão dos cristais de gelo. Enquanto o corpo-de-prova estiver submetido a tais condições (contração balanceada pela expansão) não há alterações de volume com a queda de temperatura. Outra importante consideração está relacionada ao fato de que se a taxa de resfriamento variar, o corpo-de-prova não responderá de maneira distinta a um ou outro mecanismo.

3.17 Conclusões sobre a teoria do congelamento proposta por Powers e Helmuth (1953)

Ao congelar-se a água capilar, gera-se pressão hidráulica e conseqüentemente a expansão. Para qualquer temperatura abaixo daquela necessária para formação do gelo em um capilar ou numa cavidade, desencadeará o processo de difusão da água-gel, provocando o crescimento dos cristais de gelo. Ambos os processos podem ocorrer simultaneamente em diferentes partes da pasta. Desde que a difusão é lenta, a expansão é atribuída à pressão hidráulica quando o congelamento é rápido.

Os vazios de ar presentes nas pastas, limitam a pressão hidráulica de acordo com a distância entre estes vazios ($L_{\text{crítico}}$). O gelo pode extrair água da pasta causando sua contração. Uma vez que o gelo nos capilares tem maior nível de energia livre que o gelo nos vazios de ar (cavidades), o gelo destas cavidades podem eventualmente extrair água dos capilares, produzindo somente contração. A expansão por causa do crescimento dos cristais de gelo nos capilares é prevenido com um adequado fator de espaçamento, do mesmo modo que o mecanismo da pressão hidráulica.

Durante o degelo, a água que havia sido extraída da pasta pelo gelo nas cavidades flui para sua posição inicial. Na pasta sem ar incorporado, o gelo nos capilares derrete progressivamente, e a água extraída do gel durante o congelamento é restituída.

A função das cavidades incorporadas à pasta é limitar a pressão hidráulica e o tempo durante o qual os cristais de gelo podem crescer nos capilares pela difusão da água-gel. O fator de espaçamento controla a eficiência do sistema de ar para os dois mecanismos: pressão hidráulica e difusão.

3.18 Sinergia dos constituintes do concreto em ambientes com baixas temperaturas

A teoria elaborada por Powers e Helmuth para a ação do congelamento ou do gelo e degelo em elementos de concreto promove o entendimento das solicitações a que são submetidos: pressão hidráulica e ou difusão da água-gel e água capilar.

Com base ainda nestes estudos, atribuiu-se a durabilidade do concreto em ambientes com baixas temperaturas a um adequado sistema de poros incorporados ao concreto por meio de agentes incorporadores de ar, sendo que dois principais parâmetros asseguram tal eficiência: a distância média entre as paredes das bolhas de ar (espaçamento crítico - $L_{\text{crítico}}$) e o volume total de ar incorporado.

Pigeon, Marchand e Pleau (1996) baseados nas teorias propostas por Powers (1945) e Powers e Helmuth (1953) discorrem sobre a durabilidade do concreto ao congelamento afirmando que o parâmetro mais importante para resistência ao congelamento de concretos é a distância de qualquer ponto na pasta à parede do poro mais próximo. A partir de dados de ensaio em laboratório e resultados de pesquisas em campo, relatam que 200 μm parece ser um bom parâmetro de projeto para espaçamento crítico para a maioria dos concretos. Enfatizam entretanto que mesmo com uma quantidade considerável de estudos e resultados de pesquisas em campo demonstrando a influência positiva do ar incorporado à resistência a desagregação de concretos submetidos ao gelo e degelo na presença de agentes degelantes, a aplicabilidade do espaçamento crítico para estes casos continua uma questão em aberto. Assinalam ainda que pesquisas continuarão sendo desenvolvidas para novas tecnologias e conhecimentos, mas as soluções para muitos dos problemas de durabilidade ao congelamento já são conhecidas: boa qualidade do concreto, sistema de ar adequado, e boa qualidade na fabricação e manuseio do concreto.

Powers (1949) utilizando-se de técnicas matemáticas e de análises microscópicas pelo método de contagem das bolhas de ar, do seu diâmetro e da distância entre elas sobre uma reta na seção transversal de uma lâmina, demonstrou ser o volume total de $6\pm 1\%$ de ar e o espaçamento crítico igual ao diâmetro das bolhas, premissas para um sistema de ar eficiente na proteção do concreto quando solicitado pela ação do congelamento ou do gelo e degelo.

Nesta seção, a sinergia entre os constituintes do concreto, bem como a influência e participação de cada um no desempenho do concreto quando submetido a baixas temperaturas foi considerada nessa abordagem de experimentos que envolveram: diferentes tamanhos de agregados, a eficiência da sílica ativa em diversas porcentagens, a dosagem dos superplastificantes, dos tipos de cimentos, além das condições de exposição, redosagem e influência da temperatura.

Macinnis e Lau (1971) desenvolveram um programa de ensaio para observar a influência da dimensão máxima do agregado na resistência do concreto ao congelamento, variando as relações a/agl e o grau de saturação e reproduzindo diversas condições de exposição do concreto. O parâmetro medido para determinar o desempenho do concreto foi a expansão dos corpos-de-prova. Para a elaboração do concreto utilizaram-se agregados com diâmetro máximo variando de 9,5 mm a 25 mm e relações a/agl de 0,45, 0,50, 0,55 e 0,60; o teor de ar incorporado foi de 7% e o grau de saturação variou de 80 a 100%. O ciclo de gelo e degelo consistiu em resfriar os corpos de prova de 21°C a $4,4^{\circ}\text{C}$ em 12 horas e então com uma taxa de $-2,8^{\circ}\text{C/h}$, resfriá-los até -18°C .

Desse estudo Macinnis e Lau (1971) assinalaram as seguintes conclusões:

- i. Os limites para a relação a/agl abaixo dos quais as misturas contendo 7% de ar incorporado não apresentaram expansão em função da dimensão máxima do agregado foram: 0,60 para $D_{max} = 6,4\text{mm}$; 0,50 para $D_{max} = 9,5\text{mm}$; 0,45 para $D_{max} = 19,1\text{mm}$.

- ii. As misturas apresentaram expansão com graus de saturação entre 80 e 90%. Teoricamente só ocorreria expansão acima de 90%, entretanto a distribuição não uniforme da água nos capilares pode ter sido a causa da expansão em misturas com graus menores que a saturação crítica teórica.
- iii. Estes resultados são aplicáveis somente a concretos feitos com agregados de boa qualidade e com baixa permeabilidade.

A ação da sílica ativa com diferentes relações a/agl em concretos submetidos a baixas temperaturas foi estudada por Piegon, Gagné e Foy (1987) os quais elaboraram quatro séries de ensaio, designadas pelas letras de A a D conforme a descrição a seguir:

Série A: Concreto com adição de sílica, relação a / agl = 0,5, submetidos a ciclos de gelo e degelo - Procedimento B da ASTM C666²⁹ (gelo ao ar e degelo em água); conteúdo de ar de 1,6% a 7,5% no concreto fresco.

Série B: Concreto com adição de sílica, a/agl = 0,3, submetidos a ciclos de gelo e degelo. Procedimento B da ASTM C666; conteúdo de ar de 1,8% a 5,4% no concreto fresco;

Série C: Concreto sem adição de sílica, relação a/agl = 0,3, submetidos a ciclos de gelo e degelo - Procedimento A da ASTM C666 (gelo e degelo em água); conteúdo de ar de 1,8 a 5,4% no concreto fresco;

Série D: Concreto sem adição de sílica, relação a/agl = 0,3, submetidos a ciclos de gelo e degelo - Procedimento A da ASTM C666; conteúdo de ar de 2,3 a 3,8% no concreto fresco;

O cimento utilizado para as quatro séries foi o cimento Portland Tipo I da ASTM (CP I, NBR 5732³⁰, Blaine 3523 cm²/g). O consumo de cimento variou para as séries sendo que para a série A variou de 392 a 479 kg/m³; para a série B e C variou de 618 a 646 kg/m³ e para a série D variou de 626 a 676 kg/m³.

²⁹ AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C666-92**: Standard test method for resistance of concrete to rapid freezing and thawing. Philadelphia: ASTM, 1992.6p.

³⁰ ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5732 (EB 1)**: Cimento Portland Comum – Especificação. São Paulo: ABNT, 1994.p.

Foram medidas as alterações de massa, de comprimento e velocidade de pulso por ultra-som, com o intuito de verificar a durabilidade destes concretos ao congelamento.

Piegon, Gagné e Foy (1987) determinaram para estes concretos valores máximos para o espaçamento entre as bolhas (espaçamento crítico - $L_{\text{crítico}}$) de modo a não ocorrerem danos causados pelo congelamento sendo de: 400 μm para série A; 400 a 500 μm para a série B; 300 μm para a série C e 400 μm para a série D. Destes estudos, também relacionaram as seguintes observações:

- i. Para concreto com $a/\text{agl} = 0,5$, a redução da permeabilidade, devido ao uso de sílica, aumentou a resistência à movimentação da água no concreto, aumentando a pressão efetiva gerada, diminuindo assim o espaçamento crítico, (comparação com resultados de outros estudos, onde o espaçamento crítico para concretos de mesma composição, porém sem sílica, foi medido em 500 μm);
- ii. Para concretos submetidos a ciclos de gelo em água (séries C e D) a superfície desagregada durante os ensaios parece estar diretamente relacionada à permeabilidade;
- iii. Os concretos com relação $a/\text{agl} = 0,3$ submetidos a ciclos de gelo e degelo sob 100% de U.R. podem ser totalmente destruídos se apresentarem valores de espaçamento maiores que os críticos.

Sabir (1997) realizou ensaios de gelo e degelo em concretos com e sem incorporador de ar, contendo diferentes dosagens de sílica ativa (5 e 10%) em substituição ao cimento Portland comum³¹. O desempenho dos concretos expostos a 210 ciclos de gelo e degelo foi monitorado e avaliado por meio de observações da massa, comprimento, frequência natural e velocidade de vibração dos corpos de prova antes e após submetê-los aos ciclos. Os materiais empregados foram: cimento Portland com área específica de 350 a 390 m^2/kg e peso específico de 3,14 g/cm^3 ; sílica ativa com área específica de 15000 - 20000 m^2/kg e peso

³¹ Não há informações se a substituição é em massa ou volumétrica.

específico de $2,2 \text{ g/cm}^3$; agregados miúdo e graúdo com peso específico de $2,70 \text{ g/cm}^3$ e $2,65 \text{ g/cm}^3$ respectivamente; aditivo superplastificante do tipo polímero sulfonado; resina de madeira como incorporador de ar. As dosagens foram determinadas de modo a produzir um abatimento de 50mm e teor de ar de $5 \pm 1,5 \%$ e o fator a/agl foi de 0,50 para todas as misturas.

As principais observações deste estudo resultaram nas seguintes conclusões:

- i. O emprego da sílica ativa (5 a 10%) em concreto leva a uma melhora na resistência a compressão e flexão independente do uso ou não de aditivos incorporadores de ar.
- ii. A exposição a 210 ciclos de gelo e degelo reduziu a resistência à compressão e flexão de 10 a 20% e as maiores reduções foram observadas nos concretos com sílica ativa.
- iii. A incorporação de sílica ativa no concreto leva à redução na durabilidade ao congelamento além daqueles obtidos nos concretos comuns. No exame da superfície externa dos corpos de prova, entretanto, os concretos com sílica ativa apresentaram quantidade consideravelmente menor de material desagregado.
- iv. Significativa perda de massa foi observada quando do prolongamento do período de exposição ao gelo e degelo, mas o concreto com sílica ativa mostrou-se benéfico neste aspecto. A perda de massa foi acompanhada por expansão.
- v. Longos períodos de exposição levaram a significativa redução na velocidade de vibração, indicando considerável prejuízo interno.

Li, Langan e Ward (1991) também elaboraram um programa de pesquisa com o intuito de avaliar a atuação de diferentes dosagens de sílica ativa (0%, 5% e 10%) em pastas, argamassa e concretos de cimento Portland submetidos a baixas temperaturas. Os materiais empregados e as particularidades das misturas foram as seguintes:

- a) Cimento portland CSA tipo 10 (C_3S -62,61%; C_2S - 12,06%; C_3A - 4,76%; C_4AF - 8,98%);
- b) Sílica com 94% de SiO_2 ;

- c) Agregados: areia de rio com módulo de finura 2,96 e calcário britado com dimensão máxima de 14 mm;
- d) Aditivo superplastificante: formaldeído naftaleno sulfonado;
- e) Redutor de água não especificado.
- f) a/agl: de 0,33 a 0,24 ;
- g) Consumo de aglomerante: 550, 600 e 650 kg/m³.
- h) Os corpos de prova foram curados em ambientes com U.R 95±3% e temperatura de 23±1°C até os ensaios. A durabilidade ao congelamento das misturas foi ensaiada de acordo com a norma ASTM C 666, procedimento A, e a resistência a agentes degelantes foi ensaiada pela ASTM C 672³².

Os principais resultados desta investigação foram assim elencados:

- i. A resistência ao gelo e degelo da pasta contendo sílica foi mais baixa que a da argamassa. Sem sílica, a pasta foi mais resistente que a argamassa. Em ambos, argamassa e concreto, a sílica aumentou a resistência à compressão.
- ii. A dependência da resistência ao gelo e degelo com a relação a/agl é evidente na pasta, argamassa e concreto. Para relação a/agl 0,24, durabilidade excelente ao gelo e degelo para todas as misturas. Outros fatores além da a/agl tiveram pouca influência na durabilidade das misturas ao gelo e degelo.
- iii. Para qualquer a/agl maior que 0,24, a pasta, a argamassa e o concreto resistiram pouco ao gelo e degelo. O dano na pasta foi caracterizado pela desagregação, enquanto que na argamassa e no concreto poucas fissuras levaram à ruptura final.
- iv. A resistência à desagregação do concreto sem ar incorporado foi excelente para relações a/agl menor que 0,27. Para relações a/agl 0,30 e 0,33, considerável desagregação foi observada.

³² AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C672-92**: Standard test method for scaling resistance of concrete surfaces exposed to deicing chemicals. Philadelphia: ASTM, 1992.3p.

Pigeon, P.Plante e M.Plante (1989) iniciaram uma série de estudos para analisar a estabilidade das bolhas de ar em concretos submetidos a baixas temperaturas, sendo o primeiro tema a influência da sílica ativa. Prosseguiram a este primeiro tema P.Plante, Pigeon e Saucier (1990) analisando a influência de superplastificantes e tipos de cimentos; Saucier, Pigeon e P.Plante (1990) investigaram a dosagem desses concretos em campo; a ação da redosagem na estabilidade das bolhas foi estudada por Pigeon, Saucier e P. Plante (1990) e encerraram esta série de estudos Saucier, Pigeon e Cameron (1991) pesquisando a atuação da temperatura sobre a estabilidade das bolhas. Os concretos analisados foram propostos com os seguintes materiais:

- a) aditivos superplastificantes: naftaleno, lignina, e dois a base de melanina;
- b) aditivos incorporadores de ar: resina Vinsol, sal de hidrocarbono sulfonado e um detergente sintético;
- c) aditivo redutor de água: lignosulfonato de cálcio
- d) cimento Portland: CSA 10, C e D, e CSA tipo 20 E, cujas propriedades relativas à área Blaine, % de C_3A , álcalis em Na_2O_{eq} e filer de calcário são respectivamente: 372, 336 e 320 m^2/kg ; 6,1, 8,4 e 5,6%; 0,7, 0,9 e 0,8%; 2, 5, 1 e 0,6%; 3, 0 e 0%.
- e) sílica ativa: composta de mais de 95% de SiO_2 ;
- f) agregados: dimensão máxima para o agregado graúdo foi 19 mm; o módulo de finura do agregado miúdo foi de 2,3.

Para analisar a estabilidade do sistema de ar durante a mistura e agitação, quatro corpos-de-prova foram moldados para cada mistura sendo: um depois de 10 minutos do contato inicial do cimento e água, um depois de 25 minutos, outro depois de 55 minutos e outro após 85 minutos. Todas as misturas foram feitas com a/agl de 0,45, proporção entre agregado miúdo e graúdo de 40/60, teor de ar incorporado de 5 a 8% no concreto fresco e relação 1: m, com m variando de 4,72 a 5,45.

Desta série de estudos as principais considerações são elencadas a seguir:

- i. Para analisar a estabilidade do sistema de ar, um índice de estabilidade foi definido pelos autores, como sendo a diferença entre o menor fator de espaçamento e o maior valor para uma série de três ou quatro conjuntos de misturas, medidos em intervalos de até 90 minutos após o contato inicial do cimento com a água. O limite, adotado arbitrariamente mas com base prática e razoável é de 100; quando o índice ultrapassar este limite, o sistema de ar é considerado instável. Misturas com sistema de ar instável são normalmente caracterizadas por uma baixa quantidade inicial de conteúdo de ar, e subsequente perda de ar;
- ii. A adição de superplastificantes provoca aumento no conteúdo de ar, o que não significa num decréscimo do fator de espaçamento. Tal fato é explicado pelo aumento das bolhas de ar e diminuição da área específica do sistema de ar.
- iii. Acredita-se que o único modo de avaliar a estabilidade do sistema de ar em misturas com superplastificantes é desenvolver preliminarmente ensaios para cada combinação de cimento – superplastificante e incorporador de ar.
- iv. Os superplastificantes podem algumas vezes desestabilizar os sistema de bolhas significativamente, o fenômeno depende de problemas ainda não compreendidos de compatibilidade com outros aditivos e o cimento. Menores dosagens de superplastificantes parecem ser menos prejudiciais do que as altas dosagens.
- v. A estabilidade do fator de espaçamento em misturas com superplastificantes é influenciada pelo tipo de agente incorporador de ar. Na média, o uso de agentes incorporadores a base de detergente sintético mostraram inicialmente maior estabilidade no sistema de ar incorporado.
- vi. Adição de grande quantidade de sílica (acima de 10%) não influencia a estabilidade dos sistemas de bolhas de ar;

- vii. A redosagem do concreto com adição de água para aumentar o abatimento em 50mm, apesar de não ser prática recomendada, não influencia o fator de espaçamento mesmo tendo aumentado o conteúdo de ar no concreto.
- viii. É possível corrigir um sistema de ar inadequado pela adição de mais agente incorporador de ar após 45 minutos do contato inicial da água com o cimento, mas para obter o menor fator de espaçamento, a quantidade de aditivo a ser adicionada deve ser significativamente maior que a dosagem normal (>30 a 50%) para causar um efetivo aumento do conteúdo de ar;
- ix. Variações no conteúdo de ar de 1 a 2% não significam necessariamente variação do fator de espaçamento;
- x. A temperatura da mistura não influencia o fator de espaçamento obtido com uma dada dosagem de incorporador de ar mesmo com os maiores volumes obtidos em misturas com temperaturas menores.

Gagné, Boisvert e M. Pigeon (1996) estudaram o efeito da dosagem de superplastificante nas propriedades mecânicas, permeabilidade, e durabilidade ao gelo e degelo para concretos de alta resistência, com e sem sílica. Analisaram concretos cujas propriedades da mistura e dos materiais são as descritas a seguir:

- a) $a/agl = 0,30$;
- b) consumo de cimento: 440 kg/m^3 ;
- c) $1:m = 1:4$;
- d) Abatimento: entre 70 e 230 mm;
- e) Cimentos: CSA tipo 10 (CP I, NBR 5732), com finura Blaine $3600 \text{ cm}^2/\text{g}$; outro contendo 7,5% sílica com finura Blaine de $5400 \text{ cm}^2/\text{g}$ (sílica adicionada durante o processo de montagem do cimento).
- f) Aditivo superplastificante: naftaleno sulfonado;

g) Agente incorporador de ar: base de ácido graxo.

Destes experimentos resultaram as seguintes observações:

- i. A resistência a compressão simples, a flexão, a porosidade e a permeabilidade rápida a cloretos em concretos de alta resistência feitos com sílica, não foram afetados pela consistência do concreto fresco (abatimento = 80 a 240 mm) ou pela dosagem de superplastificante (0,9 a 1,4% relativo à massa de aglomerante);
- ii. Para elevadas consistências (220 ± 20 mm), no caso dos concretos de alta resistência feitos com cimento tipo CSA 10 e com alta dosagem de superplastificantes podem ter maior redução nas resistências à compressão e à flexão, que concretos com menores consistências. As resistências medidas foram menores para todas as idades (1, 28 e 91 dias) com o acréscimo de superplastificante;
- iii. Os resultados dos ensaios de permeabilidade indicaram que os concretos feitos sem sílica ativa podem apresentar permeabilidade de 3 a 5 vezes maiores quando a consistência for maior que 200 mm, o que corresponde a uma dosagem de superplastificante de 1,10 %;
- iv. A durabilidade ao gelo e degelo de concretos feitos com cimento tipo CSA 10 e agente incorporador de ar não foi afetada pelo abatimento ou pela dosagem de superplastificante. Entretanto, concretos sem incorporadores de ar contendo alta dosagem de superplastificante apresentaram menor durabilidade do que aqueles feitos com pequenas dosagens;
- v. A sílica parece ser muito efetiva na prevenção de perda de resistência e aumento da permeabilidade em concretos de alta resistência com elevado abatimento.

A investigação da correlação entre o período de cura em água saturada com cal antes de submeter corpos-de-prova de concreto aos ensaios de gelo e degelo normalizados pela ASTM C666, bem como a possibilidade de obter concretos de alto desempenho resistentes ao

congelamento, sem a adição de agentes incorporadores de ar foi objeto de estudo de Cohen, Zhou e Dolch (1992). O programa de ensaio consistiu em elaborar corpos-de-prova de concretos, cujas propriedades de mistura e dos materiais estão descritas a seguir e variar o período de cura em 7, 14, 21 e 56 dias antes de os submeterem ao congelamento:

- a) Cimento ASTM tipo I (CP I, NBR 5732);
- b) Sílica de ferro silício com $\rho = 2,2 \text{ g/cm}^3$ e $\text{BET} = 24300 \text{ m}^2/\text{kg}$, de massa específica e área específica respectivamente;
- c) Agregado graúdo com diâmetro máximo de 12 mm e agregado miúdo com módulo de finura igual a 2,89, ambos de boa qualidade;
- d) Aditivos: naftaleno sulfonado (reductor de água) e resina a base de vinsol neutralizado (agente incorporador de ar).
- e) $a/\text{agl} = 0,35$;
- f) Teor de sílica: 10% de sílica em substituição volumétrica ao cimento Portland;
- g) Abatimento no tronco de cone: 160 a 200 mm;
- h) $1:m = 1:4,8$.

Os resultados obtidos sobre a resistência ao congelamento dos concretos foram baseados em ensaios de ressonância de frequência, velocidade de pulso por ultra – som, resistência a compressão, alteração de massa e comprimento sendo assim descritos:

- i. O ar incorporado melhora a resistência ao congelamento dos concretos com e sem sílica;
- ii. Sob ciclos de gelo e degelo os concretos com e sem sílica comportam-se de maneira diferente. Os concretos com sílica e sem ar incorporado, foram menos duráveis que os concretos sem sílica e sem ar incorporado; tal comportamento demonstrou que o refinamento de poros obtido pela adição de sílica ativa, dificultou a movimentação da água congelável nos capilares do concreto, aumentando a pressão hidráulica e,

conseqüentemente, aumentando os danos por gelo e degelo. A variação da dosagem do aditivo redutor de água para esses concretos, também influenciou o desempenho de ambos;

- iii. A variação do período de cura para os concretos com ar incorporado, com ou sem sílica, influenciou os resultados de resistência ao congelamento;
- iv. Concretos sem ar incorporado e sem sílica tiveram melhor durabilidade ao congelamento quando aumentado o período de cura para 21 dias;
- v. Concretos sem ar incorporado e com sílica tiveram os piores resultados relativos à durabilidade quando curados por 14 ou 21 dias e melhores resultados para 7 e 56 dias. Estes fatos foram atribuídos à permeabilidade inicial como sendo um fator de alívio para pressão hidráulica gerada pelo congelamento, em se tratando da idade de 7 dias, bem como à redução de água congelável e maior resistência mecânica do concreto aos 56 dias;
- vi. O dano às propriedades mecânicas do concreto sem ar incorporado e com sílica, foi observada principalmente pela queda do módulo dinâmico e não da resistência à compressão.

Com o objetivo de averiguar o efeito dos ciclos de gelo e degelo em concretos com dosagens típicas de barragens em diversas situações de exposição, Nishizawa, Nagayama e Watanabe (1998) criaram um programa de pesquisa cujas propriedades da mistura e materiais constituintes são assim descritas:

- a) $a/agl = 0,80$.
- b) Consumo de cimento: 209 kg/m^3 .
- c) Abatimento no tronco de cone: $80 \pm 10 \text{ mm}$.

d) Cimento Portland: massa específica, $\rho = 3,16 \text{ g/cm}^3$ e área específica BET = $3320 \text{ cm}^2/\text{kg}$.

Os corpos-de-prova foram submetidos a diferentes condições de exposição e temperatura, em idades variadas, conforme as séries descritas:

Série I – idade: 14, 28, 42 e 91 dias; submetidos a ciclos de gelo e degelo submersos em água; temperatura mínima dos ciclos -18°C ;

Série II - idade: 14, 28, 42 e 91 dias; submetidos a ciclos de gelo e degelo submersos em água; temperatura mínima dos ciclos -4°C ;

Série III - - idade: 14, 28, 42 e 91 dias; submetidos a ciclos de gelo e degelo selado; temperatura mínima dos ciclos -18°C ;

Os resultados revelaram que o dano ao concreto pelo congelamento foi mais influenciado pela condição ambiente de exposição à água. Nos ensaios submersos, a água pode penetrar facilmente nos novos poros (fissuras) criadas pelo mecanismo de deterioração devido ao ciclo de gelo e degelo, acelerando a deterioração do corpo. Por outro lado, as águas nos capilares são expulsas com facilidade e alivia a pressão interna nos corpos selados.

Concluiu-se também que a temperatura mínima final tem grande influência na durabilidade ao congelamento; a taxa de resfriamento é mais lenta quando a temperatura mínima é maior, e água nas cavidades que não estiver congelada pode se mover e aliviar a pressão do gelo. Por esta razão o dano em concretos por congelamento é maior quanto menor a temperatura mínima do ciclo.

Outra observação é de que quanto maior resistência à tração do concreto menor será o dano, quando submetido a ciclos de gelo e degelo, além do que o fator de maior influência na durabilidade do concreto ao congelamento, para este estudo, foi a condição de exposição do concreto (submerso ou selado).

Gagné et al. (1992) submeteram concretos de alto desempenho a ciclos de gelo e degelo e à ação de agentes degelantes com o intuito de estabelecer as propriedades necessárias

do sistema de ar incorporado para garantir a sua durabilidade, investigando e esclarecendo a influência da relação a/agl na resistência ao congelamento destes concretos. As principais características das misturas e dos materiais constituintes foram assim descritos:

- a) a/agl: 0,30, 0,26 e 0,23;
- b) Teor de sílica: 6% em massa de cimento.;
- c) Teor de ar incorporado: ajustado de modo a obter diferentes fatores de espaçamento a saber: 100 - 250 μ m, para altas dosagens; 250 – 500 μ m, para dosagens moderadas; 500 – 800 μ m, para concretos sem ar incorporado;
- d) Quatro períodos de cura foram adotados: 1, 3, 7 e 28 dias;
- e) Cimento de alta resistência inicial contendo 63% de C₃S, 12% de C₂S, 8% de C₃A, 5% de C₄AF, e 5450 cm²/g de finura Blaine;
- f) Sílica com mais de 95% de SiO₂;
- g) Agregados: calcário dolomítico muito duro; areia de rio com módulo de finura 2,1;
- h) Aditivo superplastificante: naftaleno;
- i) Aditivo incorporador de ar a base de detergente sintético.

Os ensaios foram realizados de acordo com as normas ASTM C666 e C672 para resistência aos ciclos de gelo e degelo e desagregação pela ação de agentes degelantes, respectivamente, possibilitando aos pesquisadores as seguintes conclusões:

- i. A resistência à compressão para os concretos com relações a/agl de 0,30, 0,26 e 0,23 foram 78 a 87, 90 a 93 e 91 a 97 MPa respectivamente, aos 28 dias.
- ii. A maior alteração de comprimento para os corpos-de-prova ensaiados foi de 542 x 10⁻⁶ m, submetidos a 300 ciclos e em alguns casos a 1000 ciclos de gelo e degelo. Esta alteração não provocou micro fissuras internas, resultado este confirmado pelos ensaios de velocidade de pulso em ultra-som, onde ao final dos ciclos a

velocidade inicial permaneceu inalterada; isto provou também que a hidratação evoluiu lentamente mesmo durante os ciclos de gelo e degelo.

- iii. Todos os corpos-de-prova permaneceram intactos após os ensaios de perda de massa por desagregação por causa da ação de sais degelantes.
- iv. O fator mais importante para a durabilidade ao congelamento não é a porosidade total do concreto ou da pasta, mas o tamanho e a distribuição dos poros capilares, uma vez que seus tamanhos e distribuições determinam a quantidade de água congelável e a permeabilidade da pasta.

Okamoto e Uomoto (1998) com o objetivo de esclarecerem os mecanismos de danos a uma determinada argamassa submetida a ciclos de gelo e degelo, avaliaram tal comportamento pelas mudanças de comprimento, massa e a distribuição dos poros observados no programa de pesquisa cujas particularidades a respeito dos materiais e da mistura podem ser assim sumarizadas:

- a) Agregados: agregado miúdo de massa específica $\rho = 2,63 \text{ g/cm}^3$;
- b) Cimento Portland: ASTM tipo 1 (CP I, NBR 5372);
- c) Aditivos: redutor de água e incorporador de ar - policarboxílicos;
- d) $1:m = 2$;
- e) $a/agl = 0,65$ e $0,30$.

Os corpos foram curados em água de cal saturada a $20 \pm 1^\circ\text{C}$ por 13 dias após permanecerem 24 horas em câmara úmida e posterior desmoldagem. Os corpos-de-prova foram selados quando expostos aos 50 ciclos de gelo e degelo com temperatura alvo de -20°C .

A realização destes ensaios permitiram observar um aumento na taxa de deformação residual durante os ciclos de gelo e degelo causado pelo aumento dos capilares de diâmetro entre $0,1$ a $1 \mu\text{m}$, efeito do dano local e diminuição da taxa de poros saturados. Outra importante observação foi de que mesmo sob as condições de gelo e degelo, uma quantidade

de micro poros com diâmetros abaixo de $0,05 \mu\text{m}$, diminuiu para os casos curados em água a 20°C concluindo-se que em poros menores que $0,05 \mu\text{m}$ a água não congela a -20°C , dando continuidade ao processo de hidratação do cimento e por conseguinte diminuição da porosidade.

CAPÍTULO 4 - Análise experimental

Uma vez estabelecido, como objetivo desta pesquisa, colaborar para o desenvolvimento do sistema de guarda de alimentos a frio, tendo como material alternativo o concreto, apresenta-se uma análise experimental, a partir da aplicação dos métodos de projeto de concreto de alto desempenho adaptados a essa problemática, e do entendimento das teorias sobre o mecanismo do congelamento nos concretos, a qual irá projetar, ensaiar e interpretar o desempenho de um concreto exposto à temperatura de $-35\pm 2^{\circ}\text{C}$.

Procede-se ao projeto pela análise de cada um dos componentes do concreto, premissa para a dosagem que contempla parâmetros relativos à trabalhabilidade e viabilidade econômica, justificada pelo fato de almejar um concreto constituído de materiais disponíveis em mercado e cuja relação custo/benefício seja efetivamente atrativa. Por este motivo optou-se por um concreto com consistência de 100 ± 10 mm e relação a/agl entre 0,40 e 0,45. Tais parâmetros balizaram a escolha do traço dos concretos a serem ensaiados para ambientes com baixas temperaturas.

A necessidade, bem como a eficiência de um sistema de ar composto por um conjunto de bolhas de ar incorporadas intencionalmente ao concreto por meio de aditivos incorporadores de ar é analisada, sendo para tal, experimentados concretos com ar incorporado e sem ar incorporado, utilizando-se as dosagens suficientes para incorporar 6 ± 1 % de ar com base na revisão bibliográfica desta pesquisa.

Os ensaios dos concretos submetidos a baixas temperaturas não devem ser destrutivos, uma vez que os corpos-de-prova devem retornar ao ambiente de exposição à temperatura alvo (i.e. câmara-fria). A determinação da frequência natural dos corpos-de-prova, cujo ensaio é descrito no item 4.4, permite esta análise.

A frequência natural é a taxa de oscilação livre provocada pela aplicação de uma força externa, ou seja, é o número de vezes que o corpo desloca-se da posição de referência à posição deformada num determinado período.

O ensaio para análise do desempenho dos corpos-de-prova de concreto submetidos a baixas temperaturas é, portanto, do tipo dinâmico ou seja está relacionado ao modo de vibração.

A rigidez (elasticidade), a capacidade de receber o impacto (amortecimento) e a massa de determinado corpo são os parâmetros mecânicos que governam um sistema de vibração mecânica. A maneira com que tais parâmetros interagem define o modo de vibração mecânica de um determinado corpo.

A figura 49 ilustra simplificada cada um destes parâmetros.

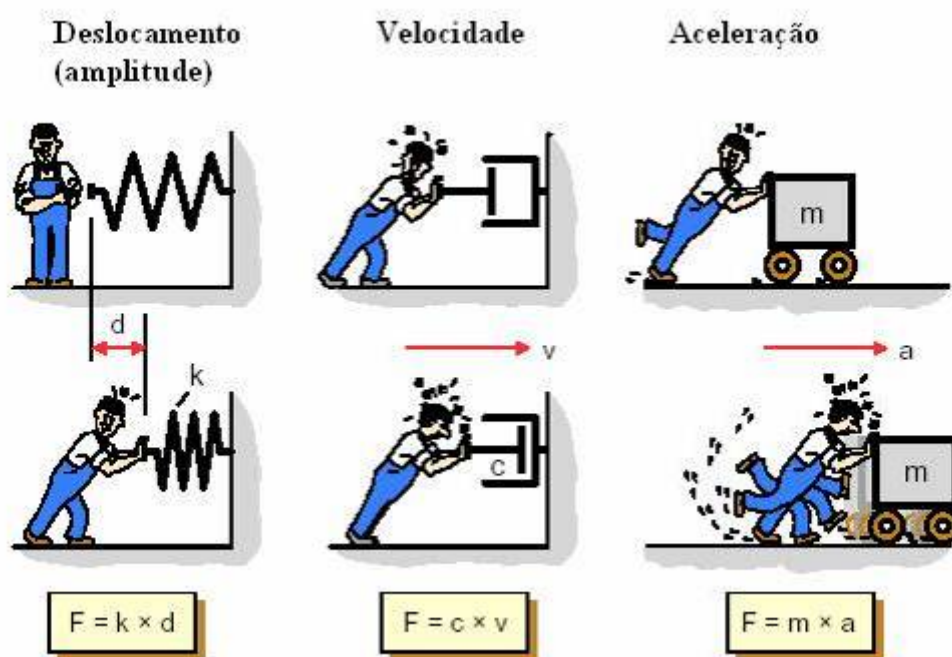


Figura 49 – Parâmetros mecânicos do modo de vibração. Fonte: Kjaer (1988).

Sendo os símbolos da figura 49 representantes das seguintes grandezas físicas:

F = força;

d = deslocamento ou amplitude;

m = massa do corpo;

v = velocidade

K = constante da mola;

c = coeficiente de atrito viscoso;

a = aceleração

Todo sistema mecânico quando submetido a uma força constante reage com deslocamento, velocidade e aceleração constantes. Ao ser colocado em movimento, um corpo dará continuidade a este movimento com frequência e amplitude constantes, definindo-se a partir deste conceito o sistema oscilatório o qual configura uma curva do tipo senoidal. A senóide descrita por um movimento oscilatório de um corpo com determinada massa e rigidez (elasticidade) é descrita em função do período (T) e do deslocamento ou amplitude (D). A frequência é o inverso do período ou seja, corresponde ao número de oscilações no período, e sua unidade é o hertz (Hz). A figura 50 ilustra estes conceitos.

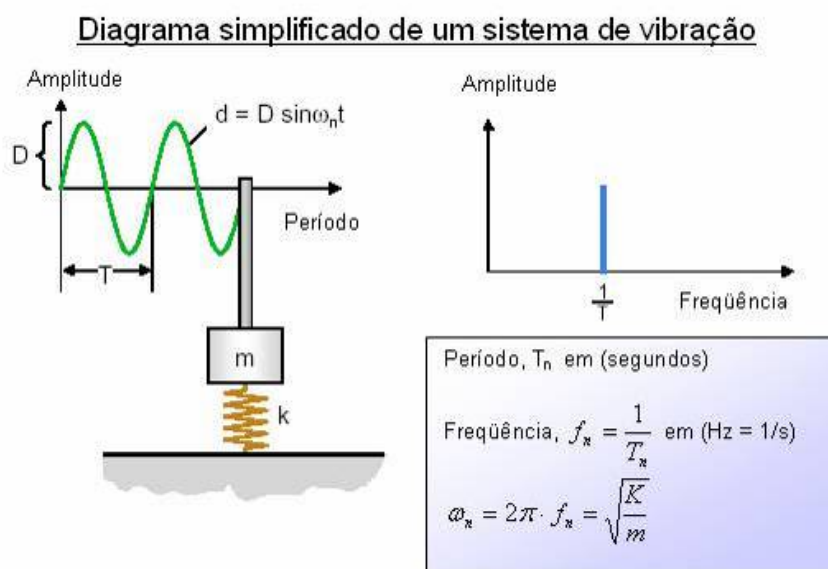


Figura 50 – Diagrama simplificado do sistema de vibração. Fonte: Kjaer (1988).

Multiplicando-se a frequência por 2π obtém-se a frequência angular (ω_n) a qual é proporcional à raiz quadrada da constante de mola (K) dividida pela massa (m). A frequência de oscilação é chamada de frequência natural (f_n). A senóide que descreve o movimento oscilatório é expressa pela fórmula:

$$d = D \sin \omega_n t \text{ e } \omega_n = 2\pi \cdot f_n = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

Sendo:

d = deslocamento instantâneo;
 D = máximo deslocamento;
 ω_n = frequência angular;
 T = período;
 f_n = frequência natural;
 K = constante da mola (elasticidade);
 m = massa

Pode-se relacionar a frequência natural de um corpo qualquer com a sua integridade física, uma vez que esta é proporcional à sua rigidez (elasticidade). Para esta pesquisa, ao submeter os corpos-de-prova a baixas temperaturas, caso haja danos causados pelo congelamento, a rigidez dos mesmos será afetada por conta da fissuração interna e anunciada pela alteração da frequência natural.

O congelamento pode causar deformações advindas de expansão ou contração dos corpos-de-prova a ele submetidos, dependendo do mecanismo predominante: geração de pressão hidráulica ou difusão da água contida nos poros-gel e nos capilares, respectivamente. As deformações causadas por estes fenômenos são monitoradas por meio de pares de extensômetros mecânicos fixados na superfície dos corpos-de-prova e cujas leituras são aferidas com a utilização de um relógio medidor (Tensotast), cuja base se encaixa nos pares de extensômetros mecânicos fixados à superfície do corpo-de-prova. Neste caso, utilizou-se um Tensotast da marca Huggenbergh, com precisão de milésimo de milímetro (figura 51).

A análise experimental baseada nos dados fornecidos pelos ensaios ora descritos e pautada na revisão bibliográfica descreve o desempenho dos dois tipos de concretos propostos (i.e. com e sem ar incorporado) frente a baixas temperaturas e fornece elementos para a discussão do comportamento de concretos em tais ambientes.

As seções seguintes apresentam em ordem cronológica os passos da parte experimental desta pesquisa.

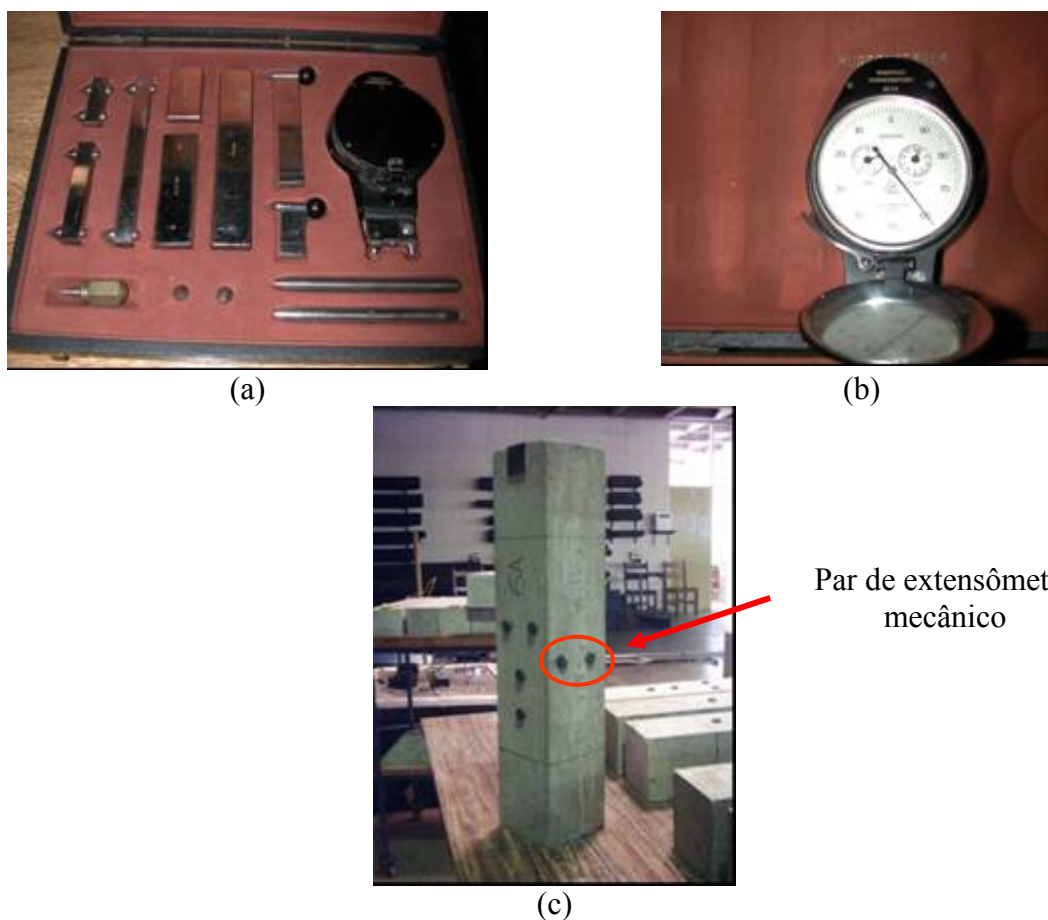


Figura 51. (a) Relógio medidor Tensotast e conjunto de barras de calibração; (b) Tensotast; (c) Corpo-de-prova instrumentado com extensômetros mecânicos.

4.1 Análise dos materiais

As propriedades do concreto de alto desempenho estão diretamente relacionadas com as especificações de cada um de seus componentes. Sendo assim é imprescindível a correta e detalhada determinação das propriedades dos seus elementos para permitir a comparação do concreto elaborado por esta pesquisa com outros resultados, além do seu próprio entendimento, obtendo dados necessários para interpretar e aprimorar os parâmetros medidos: resistência, frequência natural e deformações advindas de expansões ou contrações.

A importância da determinação das propriedades de forma criteriosa destes componentes está também pautada no fato de que os resultados obtidos pela mistura proposta são produtos da interação e sinergia existente entre cada componente.

Desta forma, a Tabela 8 elenca os ensaios para cada um dos constituintes do CAD para ambientes com baixas temperaturas realizados nesta pesquisa.

Tabela 8 – Análise dos materiais componentes do CAD sob baixas temperaturas.

ENSAIO	IMPORTÂNCIA	NORMA E/OU CRITÉRIO
CIMENTO		
Massa específica	Dosagem e requisito para cálculo da área específica	NBR NM 23/98 – Determinação da massa específica
Área específica	Velocidade de reação de hidratação; porosidade da pasta de cimento na zona de transição.	NBR NM 76/98 – Ensaio de Finura por Permeabilidade ao Ar Blaine
Perda ao fogo	Determinação da extensão da carbonatação e hidratação da cal livre e do óxido de magnésio devido à exposição do cimento ao ar.	NBR NM18/98 – Ensaio de Perda ao Fogo.
CIMENTO		
Composição de óxidos	Cálculo das % dos produtos de hidratação.	Bogue (1955; apud Mehta e Monteiro; 1994)
Resistência à compressão	Resistência mecânica de argamassas, e concretos.	NBR 7215/96 – Determinação da Resistência à compressão.
SÍLICA DE Fe-Si		
Massa específica	Dosagem e requisito para cálculo da área específica	NBR NM 23/98 – Determinação da massa específica
Área específica	Velocidade de reação de hidratação; porosidade da pasta de cimento na zona de transição.	NBR NM 76/98 – Ensaio de Finura por Permeabilidade ao Ar Blaine
ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE E INCORPORADOR DE AR		
Massa específica	Dosagem	NBR 11768 / 92 Aditivo para concreto de cimento Portland.
Teor de sólidos	Redução na a/agl da mistura e comparação do desempenho dos vários aditivos disponíveis em mercado	NBR 11768 / 92 Aditivo para concreto de cimento Portland.
Reatividade (Kantro)	Estabelecer uma combinação compatível de cimento e aditivo, otimizando e racionalizando a mistura.	Liborio (2003)
AGREGADO MIÚDO		
Massa específica e teor de umidade	Cálculo da dosagem	NBR 9776/87 – Massa Específica de Agregado Miúdo – Frasco de Chapman NBR 9775/87 – Determinação da umidade superficial em agregados miúdos por meio do frasco de Chapman

continua

continuação

ENSAIO	IMPORTÂNCIA	NORMA E/OU CRITÉRIO
Granulometria	Trabalhabilidade do concreto fresco; economia	NBR 7217/87 Composição dos Agregados
Angulosidade	Trabalhabilidade do concreto fresco; qualidade da mistura	Liborio (2003)
AGREGADO GRAÚDO		
Massa específica e absorção	Cálculo da dosagem; durabilidade ao gelo e degelo	NBR 9937/87 Massa Específica e Absorção de Agregado Graúdo.
Granulometria	Trabalhabilidade do concreto fresco; economia	NBR 7217/87 Composição dos Agregados
Coefficiente volumétrico	Trabalhabilidade do concreto fresco; qualidade da mistura	Liborio (20043)

conclusão**4.1.1 Cimento Portland**

Para a composição dos aglomerantes, a partir de cimento Portland CP II E 32 e de sílica ativa proveniente de ligas de ferro-silício ou silício metálico, a determinação da massa específica é fundamental para a dosagem especificada de 10% de sílica ativa em substituição volumétrica ao cimento, bem como para a composição do próprio traço. Outras caracterizações como: área específica, perda ao fogo, resistência à compressão e análise química do cimento são imprescindíveis a título de se verificar a qualidade e desempenho do produto adquirido.

Os resultados de caracterização do cimento CP II 32 E e da sílica de ferro silício foram obtidos por Valdirene Maria Silva, doutoranda do LMABC do Departamento de Estruturas da EESC, USP e foram aqui aproveitados por se tratarem dos mesmos materiais utilizados nessa pesquisa.

O cimento Portland do tipo CP II 32 E apresentou os resultados para ensaios de massa específica $\rho = 3,04 \text{ g/cm}^3$ e área específica BET = $3316 \text{ cm}^2/\text{g}$, (V. SILVA, 2005)³³.

³³ SILVA, Valdirene Maria. **Análise experimental de vigas de concreto armado, sob tensão, em escala natural e reduzida, submetidos à ação da carbonatação**. 2005. Tese (Doutorado) - Departamento de Estruturas, EESC, Universidade de São Paulo, 2005 (em andamento).

A perda ao fogo, determinada segundo os critérios da NBR NM 18/28, foi de 4,98% (V.SILVA, 2005).

A determinação da resistência à compressão de pastas feitas com CP II 32 E resultou nos valores expressos na tabela 9.

Tabela 9 – Resistência à compressão de pastas de cimento Portland tipo CP II 32 E

Idade “j” (dias)	f _{cj} (MPa)
1 dia	13,6
7 dias	32,1
28 dias	41,2

Fonte: V.Silva (2005).

A análise química do cimento CP II E 32 expressa em porcentagens de óxidos está na tabela 10.

Tabela 10 – Composição química do CP II E 32 em óxidos (%)

Óxido	Porcentagem (%)
SiO ₂	21,86
Al ₂ O ₃	4,96
Fe ₂ O ₃	1,83
TiO ₂	0,16
CaO	63,57
MgO	1,46
Na ₂ O	0,23
K ₂ O	0,69
P ₂ O ₅	0,25
MnO	Traços
Cr ₂ O ₅	Traços

Fonte: V.Silva (2005)

Aplicando-se as equações de Bogue³⁴ (1955 apud Mehta e Monteiro, 1994) para estimar a composição potencial ou teórica dos compostos do cimento Portland a saber:

$$\% C_3S = 4,07 C - 7,60S - 6,72 A - 1,43F - 2,85 \bar{S}$$

$$\% C_2S = 2,87 S - 0,75 C_3S$$

$$\% C_3A = 2,65 A - 1,69 F$$

$$\% C_3AF = 3,04 F$$

³⁴ BOGUE, R.H. **The chemistry of Portland cement**. New York: Reinhold Publishing Corporation, 1955.

Obteve-se o resultado apresentado na tabela 11:

Tabela 11 – Composição do CP II E 32 a partir da análise química

Composto do CP II 32 E	Porcentagens (%)
C ₂ S	20,0
C ₃ S	56,7
C ₃ A	10,1
C ₃ AF	5,6

4.1.2 Sílica de Fe-Si

A sílica de Fe-Si utilizada para o desenvolvimento desta pesquisa apresentou os resultados a saber: massa específica $\rho = 2,16 \text{ g/cm}^3$ e área específica BET = 20000 cm²/g (V.SILVA, 2005).

4.1.3 Aditivos: superplastificante e incorporador de ar

O projeto para a elaboração do CAD sob baixas temperaturas foi desenvolvido com o uso de aditivos incorporador de ar e superplastificante.

Dois superplastificantes do tipo policarboxilatos de terceira geração foram testados separadamente com o cimento Portland CP II E 32, e combinados com dois incorporadores de ar a base de resina sintética. Os aditivos ensaiados estão caracterizados na tabela 12.

Tabela 12 – Características dos aditivos

Aditivo	Natureza	Massa específica (g/cm³)	Teor de sólidos (%)
Superplastificantes			
Adva cast – Grace ®	Policarboxilato	1,080	30
Glenium 51 – Degussa ®	Policarboxilato	1,067	28,5
Incorporadores de Ar			
Microair EC - Degussa ®	Resina sintética	1,027	13
Microair 883 - Degussa ®	Resina sintética	1,025	13

Fonte: Degussa® e Grace®

Para possibilitar a otimização no uso dos aditivos e o melhor desempenho na pasta de cimento, foram realizados os ensaios de Kantro para cada combinação entre superplastificante e incorporador de ar, bem como para cada superplastificante isoladamente.

Os dados para o ensaio de Kantro foram os seguintes: $a/agl = 0,40$; adição de 10% de sílica de ferro silício em substituição volumétrica ao cimento. A seqüência de mistura dos constituintes da pasta obedeceu a ordem descrita a seguir:

1. Água e aglomerante: misturados por 30s em velocidade baixa;
2. Repousar a pasta por 30s;
3. Adicionar os aditivos e misturar por 60s em velocidade alta;
4. Repousar a pasta por 60s;
5. Misturar a pasta por 90s em velocidade baixa;
6. Misturar a pasta por 90s em velocidade alta.

Os resultados obtidos pelas diversas misturas foram plotados em gráficos que relacionaram a área de espalhamento, o teor de superplastificante e os aditivos incorporadores de ar (AIA), em três dosagens, são apresentados nas figuras de números 52 a 55.

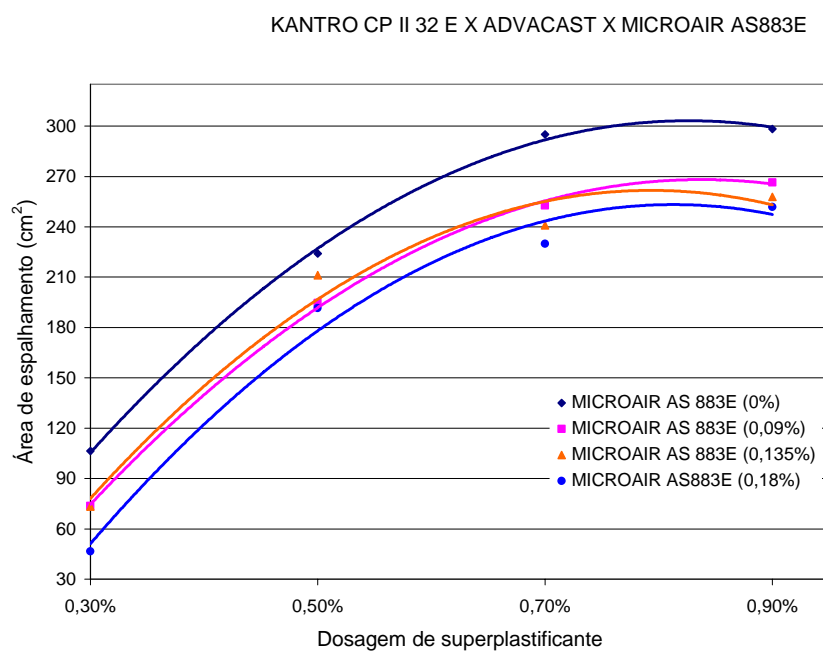


Figura 52. Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Advacast (Grace®) e o incorporador de ar Microair AS883E (Degussa®).

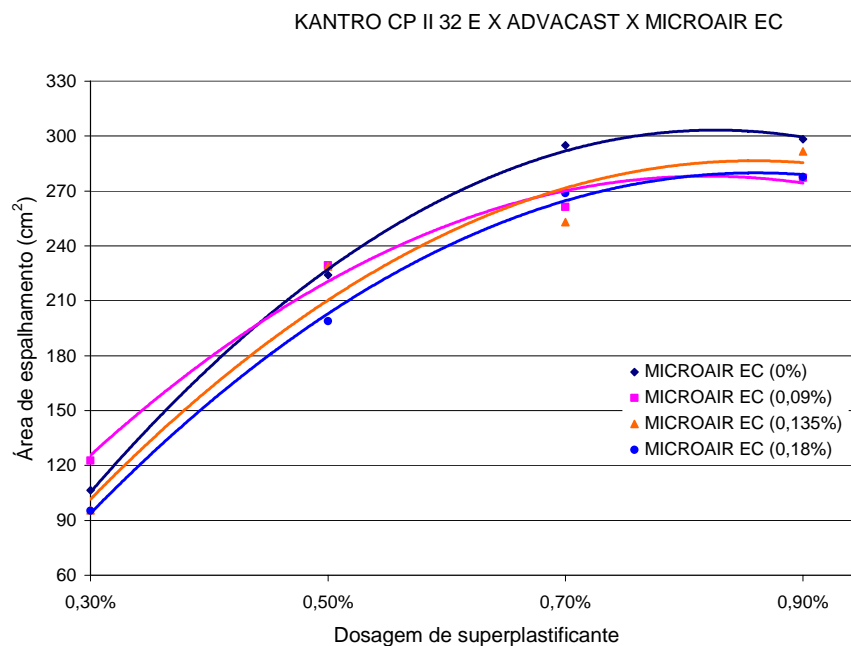


Figura 53. Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Advacast (Grace®) e o incorporador de ar Microair EC (Degussa®).

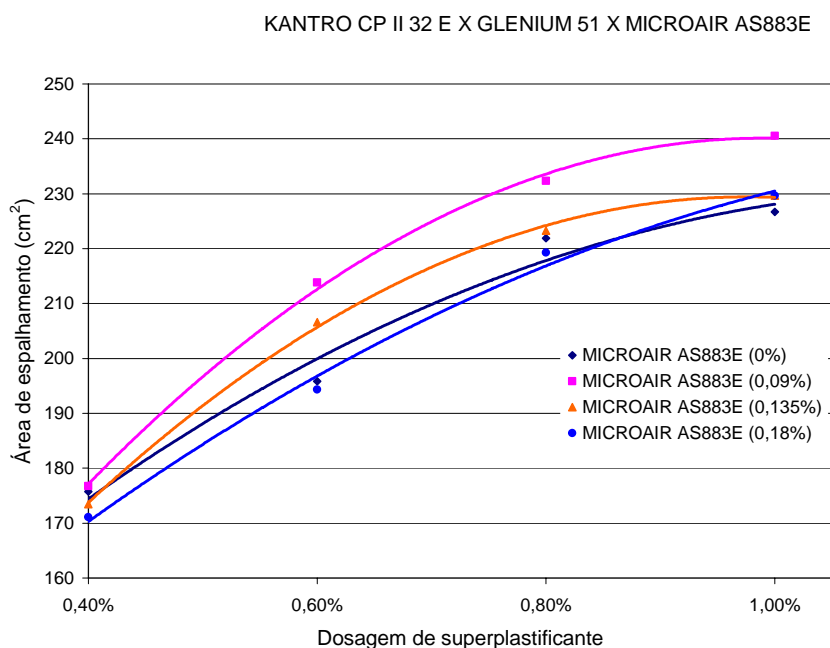


Figura 54. Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Glenium 51 (Degussa®) e o incorporador de ar Microair AS883E (Degussa®).

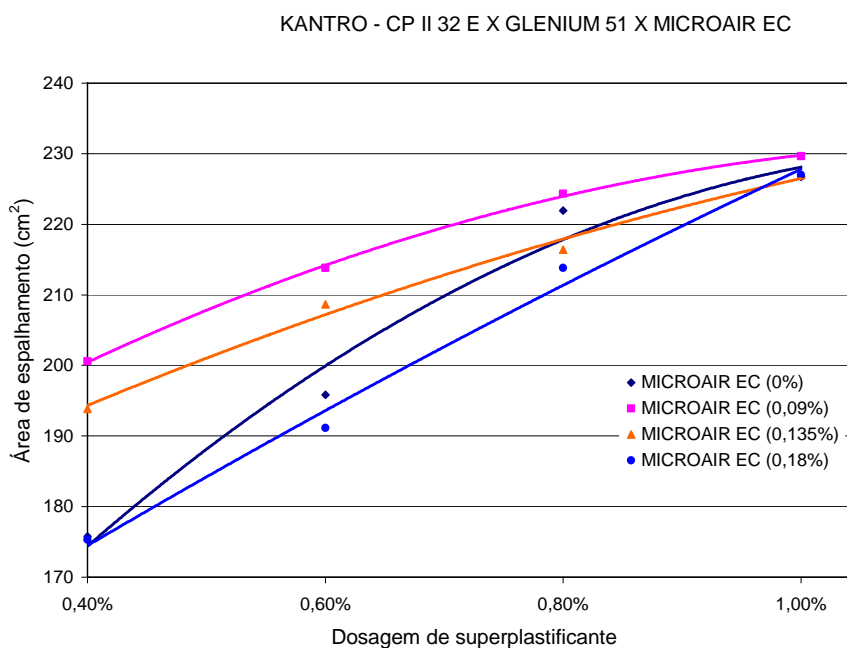


Figura 55. Reatividade do cimento Portland CP II 32 E com o superplastificante Glenium 51 (Degussa®) e o incorporador de ar Microair EC (Degussa®).

A reatividade do aditivo superplastificante Advacast da Grace mostrou maior eficiência, ou seja maior área de espalhamento quando adicionado aos aglomerantes (300 mm^2), entretanto apresentou efeito adverso quando acrescido à mistura, qualquer um dos dois

tipos de incorporadores de ar, diminuindo sua área de espalhamento em 50 mm² para o MICROAIR AS 883E e 40 mm² para o MICROAIR EC. Esta inibição contraria as hipóteses feitas para o uso do aditivo incorporador de ar, uma vez que os mesmos melhoram a trabalhabilidade pela presença de bolhas de ar que funcionam como verdadeiros rolamentos internos à mistura, lubrificando e facilitando sua homogeneização. Por esta razão a escolha dos aditivos restringiu-se à melhor sinergia entre o superplastificante Glenium 51 (Degussa Construction Chemicals Brasil) e os incorporadores de ar, MICROAIR EC e MICROAIR AS883 (Degussa). Embora a reatividade entre os aglomerantes e o superplastificante da Grace produzisse área de espalhamento em torno de 25% maior, mesmo para o concreto sem ar incorporado, utilizou-se o aditivo da Degussa para efeito de comparação na redução de superplastificante quando da utilização de um aditivo incorporador de ar.

Neste caso, a área de espalhamento de 240 mm², obtida pela composição Glenium 51 e MICROAIR AS883, foi maior que a obtida pela composição Glenium 51 e MICROAIR EC, de 230 mm².

A dosagem final do superplastificante e do aditivo incorporador de ar foi ajustada quando do estudo dos traços, sendo balizada pela consistência, quantidade de ar incorporado, e viabilidade econômica. Por isso, não se utilizou a quantidade máxima de superplastificante, determinada pelo ponto de saturação (0,8%), o que certamente propiciaria misturas com menor relação a/agl.

No estudo do traço constatou-se que a dosagem de 0,5% de superplastificante Glenium 51 para o concreto sem ar incorporado e, de 0,25% de superplastificante Glenium 51 e 0,045% MICROAIR AS 883E de incorporador de ar, foram suficientes para atender as condições de projeto no que diz respeito a trabalhabilidade, consistência e teor de ar incorporado.

4.1.4 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado para elaboração do CAD para baixas temperaturas, desenvolvido por esta pesquisa, foi uma areia extraída de cavas na região de São Carlos.

A massa específica determinada por meio do frasco de Chapman para este agregado foi calculada em $2,63 \text{ g/cm}^3$. O teor de umidade superficial foi determinado para cada uma das dosagens, também por meio do frasco de Chapman.

O número de angulosidade determinado segundo critérios propostos por Liborio (2003) foi de -1, representando que o número de vazios do agregado utilizado é menor em 1% a de um agregado esférico. Esta condição interfere favoravelmente na trabalhabilidade e na estabilidade do sistema de ar. Além destas vantagens, este número de angulosidade representa que o agregado possui um empacotamento adequado, por este motivo não foi necessário a composição entre dois tipos de agregados miúdos.

A tabela 13 e a figura 56 representam o ensaio granulométrico para a determinação da faixa granulométrica do agregado miúdo, bem como o diâmetro máximo e o seu módulo de finura, de acordo com a NBR 7217: 1987.

Tabela 13 – Ensaio granulométrico do agregado miúdo (NBR 7217/87).

Peneiras # (mm)	% Retida	% Retida acumulada
9,5	0	0
6,3	2	2
4,8	1	3
2,4	4	7
1,2	7	14
0,6	12	26
0,3	54	80
0,15	18	98
FUNDO	2	100
Diâmetro máximo característico = 4,8mm		
Módulo de Finura = 2,3		

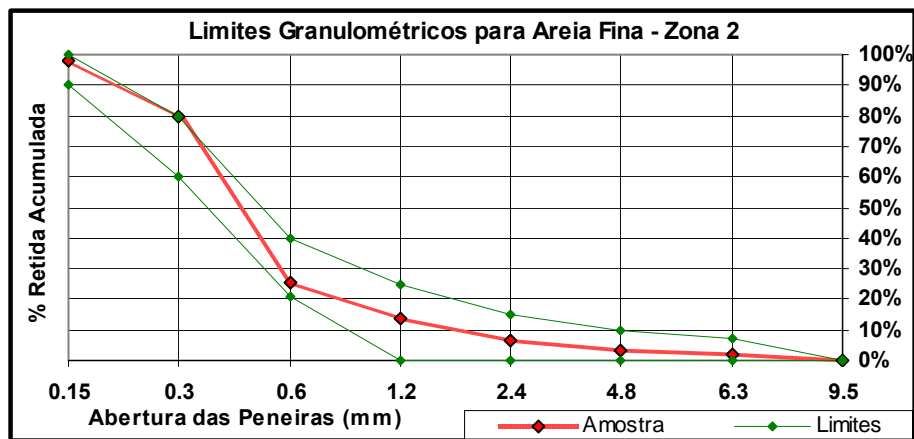


Figura 56. Representação gráfica do ensaio granulométrico.

4.1.5 Agregado graúdo

Com o intuito de se obter o menor índice de vazios, e por conseguinte um empacotamento dos agregados graúdos na mistura optou-se pela composição de duas britas: 19 mm (brita 1) e brita intermediária de 12,5 mm. O ensaio de empacotamento determinou a mistura de 70% de brita 1 - 19,0 mm e 30% da brita intermediária - 12,5 mm, como aquela de menor índice de vazios.

Esse ensaio consistiu em misturar os dois tipos de agregados graúdos até se obter, para um mesmo volume, a maior massa. Deste modo, determinou-se a proporção ideal entre os dois agregados, cuja composição propicia o menor índice de vazios, ou melhor empacotamento.

A granulometria de cada um está representada pelas tabelas 14 e 15 e figura 57.

A curva granulométrica referente à composição ótima, com 70% de brita 1 - 19 mm e 30% de brita intermediária - 12,5 mm está representada na figura 57 e Tabela 16.

Tabela 14 – Ensaio granulométrico do agregado graúdo – brita intermediária - 12,5 mm (NBR 7217/: 1987)

Peneiras # (mm)	% Retida	% Retida acumulada
12,5	4,3	4
9,5	23,9	28
6,3 ³⁵	45,9	74
4,8	16,8	91
2,4	7,6	98
1,2	0,9	99
0,6	0,2	99
0,3	0,1	100
0,15	0,1	100
FUNDO	0,3	100
Diâmetro máximo característico = 12,5mm		
Módulo de Finura = 6,15		

Tabela 15 – Ensaio granulométrico do agregado graúdo – brita 1 - 19 mm (NBR 7217/87)

Peneiras # (mm)	% Retida	% Retida acumulada
19	0	0
12,5	22,4	22
9,5	39,3	62
6,3	32,6	94
4,8	4,8	99
2,4	0,6	100
1,2	0	100
0,6	0	100
0,3	0	100
0,15	0	100
FUNDO	0	100
Diâmetro máximo característico = 19,0mm		
Módulo de Finura = 6,59		

³⁵ Peneira intermediária

Tabela 16 – Ensaio granulométrico da mistura ótima – (70% com brita 1 - 19 mm e 30% com brita intermediária - 12,5mm) (NBR 7217: 1987)

Peneiras # (mm)	% Retida	% Retida acumulada
19	0	0
12,5	23,0	23
9,5	25,8	49
6,3	22,8	72
4,8	10,6	82
2,4	9,3	91
1,2	0	91
0,6	0	91
0,3	0	91
0,15	0	91
FUNDO	8,6	100

Diâmetro máximo característico = 19,0mm
Módulo de Finura = 5,9

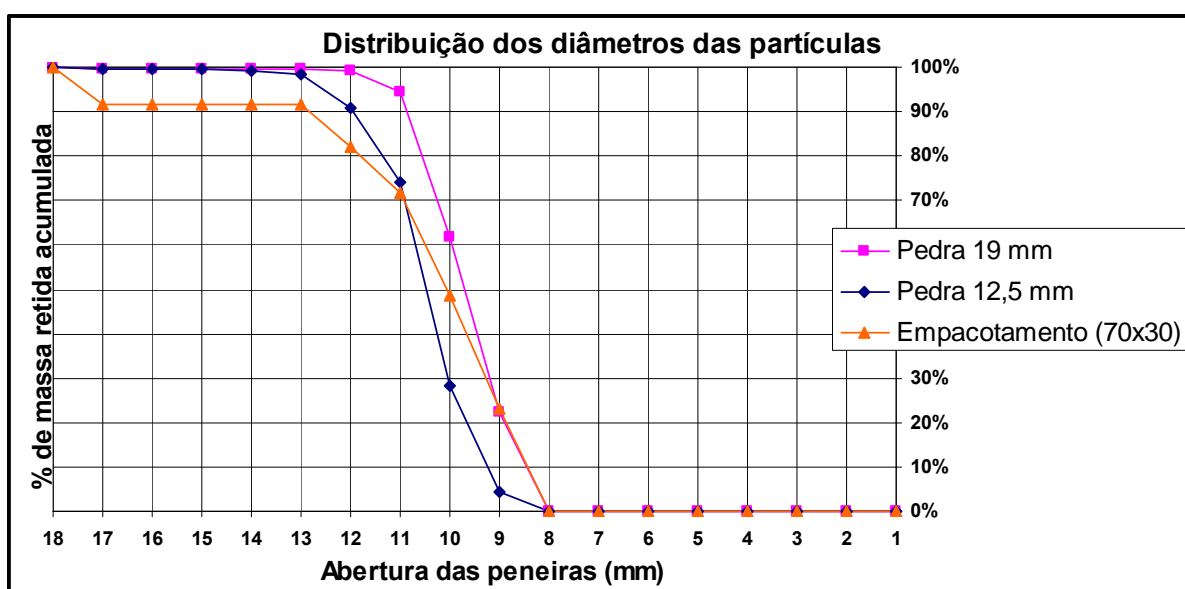


Figura 57. Curvas granulométricas dos agregados graúdos

A massa específica e absorção para os agregados graúdos, determinados de acordo com a NBR 9937: 1987, foram respectivamente de 2,88 g/cm³ e 0,3% para ambos.

O baixo índice de absorção denota ser o agregado graúdo, muito pouco poroso e pouco permeável. Essas qualidades são benéficas para a durabilidade de concretos submetidos a baixas temperaturas. Portanto, este agregado não terá água congelável armazenada em seus

poros, que poderia gerar pressão hidráulica ao congelarem, afetando o próprio agregado, bem como a interface agregado/argamassa no concreto.

O coeficiente volumétrico da composição com brita 1 - 19 mm, e a brita intermediária - 12,5 mm foi calculado em 0,2. Esse valor de coeficiente volumétrico caracteriza agregados de forma alongada. Deste modo, constatou-se a necessidade de medidas para correção dos efeitos dessa propriedade, ou seja, a forma alongada, que submete o agregado à flexão, analogamente a uma viga bi-apoiada, bem como ao imbricamento dos materiais impedindo ou dificultando a mistura. A dopagem dos agregados com sílica ativa fortalece a superfície do agregado conferindo-lhe propriedades de uma viga continuamente apoiada. A mistura dos agregados graúdos com a sílica ativa e 10% da água de amassamento previamente à adição dos demais materiais durante a dosagem do concreto, foi o método utilizado para promover a dopagem dos agregados.

4.2 Dosagem do CAD para ambientes com baixas temperaturas

Com base na análise qualitativa dos constituintes do CAD para ambientes com baixas temperaturas: aglomerantes, aditivos, adições e agregados, procederam-se as dosagens de duas misturas: (1) concreto com 6 ± 1 % de ar incorporado e (2) concreto sem ar incorporado.

As relações 1:m, com m definido como o total de agregados, e a/agl foram obtidas pelo ábaco de dosagem (figura 58) cuja determinação resultou do processo proposto por Helene (1997) e adaptado por Liborio (2003).

Este método consiste em dosar três misturas 1:m que fornecerão dados relativos ao consumo de cimento, relação a/agl, e a resistência mecânica. A partir dos três dados para cada

propriedade é possível traçar as curvas de cada um destes parâmetros, as quais comporão o ábaco de dosagem.

Uma vez que os materiais são os mesmos para os três traços, o teor de argamassa é determinado para a primeira mistura dosada e todas as outras misturas são produzidas com a mesma consistência. De acordo com a aplicação do concreto, adota-se a medida de abatimento determinada pelo tronco de cone (NBR NM 67: 1998)³⁶, sendo nesta pesquisa adotada em 100 ± 10 mm.

Dois procedimentos podem ser adotados para este método de dosagem: (1) fixar a relação a/agl ou (2) a dosagem de aditivos (superplastificante e incorporador de ar). Adotou-se o mesmo teor de superplastificante e incorporador de ar para a realização das dosagens.

A escolha do teor de superplastificante é feita a partir da análise do ensaio de Kantro, adotando-se para a dosagem inicial o ponto de saturação. Entretanto tal valor deve ser ajustado às propriedades almejadas para o concreto, tais como: consistência, durabilidade e permeabilidade. Em face a estas questões, determinou-se o teor de 0,5% para as misturas sem agente incorporador de ar. Para as misturas com incorporador de ar, o teor de superplastificante foi ajustado para obter a consistência de 100 ± 10 mm e o volume total de ar em 6 ± 1 %, sendo determinados experimentalmente os teores de 0,25 % de superplastificante e 0,045 % para incorporador de ar. O teor de ar incorporado foi ajustado utilizando-se o método gravimétrico regulamentado pela NBR 9833: 1987.

Além da análise de cada um dos materiais, diversas alternativas a respeito da seqüência de mistura dos materiais são feitas, sendo que a mais adequada para o caso em estudo pode ser descrita conforme as etapas a seguir:

1. Mistura dos agregados graúdos com a sílica ativa e 10% da água de amassamento, misturando por 2 minutos;

³⁶ NBR NM 67:1998 – Consistência pelo abatimento do tronco de cone.

2. Acréscimo do agregado miúdo, do cimento Portland CP II 32 E, 70% da água de amassamento, misturando por 5 minutos;
3. Adição do superplastificante e do incorporador de ar, para o concreto com ar incorporado, e 10% da água de amassamento, misturando por 2 minutos;
4. Acréscimo de 10% da água, misturando por 2 minutos.

Esta seqüência de mistura propiciou a dopagem dos agregados graúdos, além de permitir que transcorresse o tempo necessário para o início da reação de hidratação do cimento Portland para então a adição do superplastificante e do incorporador de ar, direcionando a ação dos aditivos à superfície dos aglomerantes já adsorvidos nas paredes dos agregados, evitando assim, que parte do volume destes tensoativos fosse desperdiçada ao ser envolvida por agregados ainda não revestidos por pasta de cimento.

Com os dados obtidos na dosagem delineou-se o ábaco de dosagem da figura 58, a partir do qual optou-se pelo traço definitivo do concreto sem ar incorporado e do concreto com ar incorporado.

A massa específica do concreto sem ar incorporado foi $\rho = 2,46 \text{ g/cm}^3$; para o concreto com ar incorporado foi de $\rho = 2,32 \text{ g/cm}^3$.

A consistência de ambos os concretos ensaiados a baixas temperaturas foi a mesma, entretanto a trabalhabilidade do concreto com ar incorporado foi melhor, fato este atribuído à presença de bolhas de ar que facilitam a mistura, o lançamento e o adensamento do concreto. Estas características do concreto com ar incorporado foram confirmadas quando da moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos, e principalmente dos corpos-de-prova prismáticos.

Logo após a moldagem, a superfície exposta dos corpos-de-prova foi saturada por água e coberta por um filme plástico de modo a evitar as retrações: plástica, autógena e por secagem.

Tanto os concretos dosados com o intuito da construção do ábaco de dosagem, como os concretos a serem ensaiados a baixas temperaturas, foram curados em câmara úmida após serem desmoldados, sendo que os corpos-de-prova cilíndricos foram curados até as datas de 1, 7 e 28 dias quando foram ensaiados para determinação da resistência a compressão, e os corpos-de-prova prismáticos foram curados até a idade de 28 dias.

O teor de argamassa³⁷ adequado para obtenção de uma mistura coesa, com bom acabamento superficial, e de fácil manipulação, foi determinado em 56%.

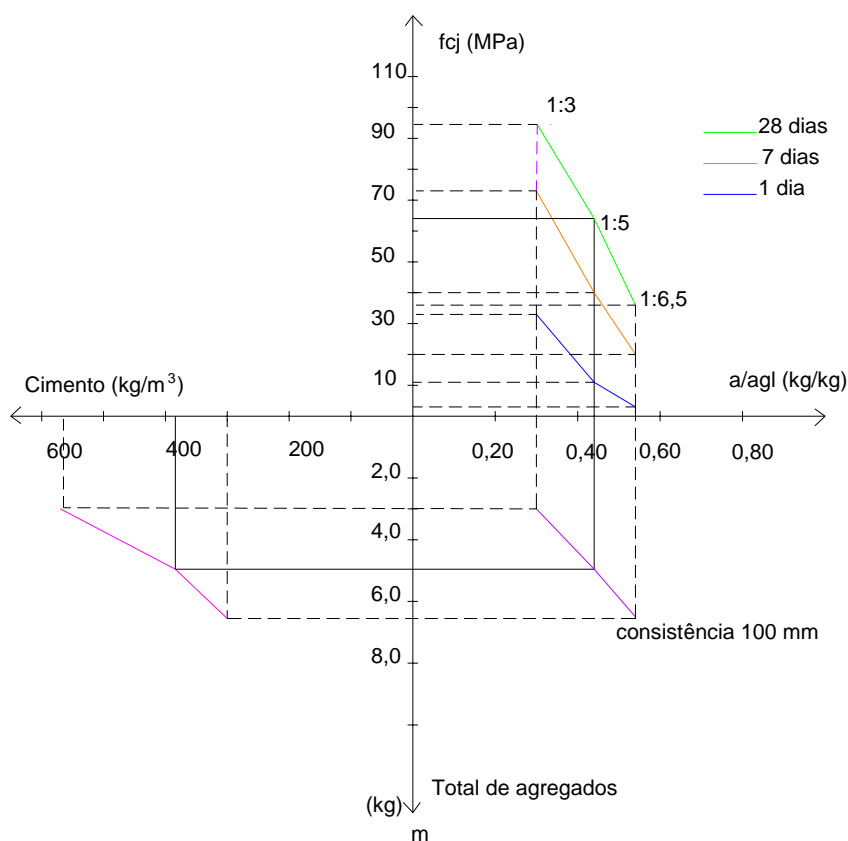


Figura 58. Ábaco de dosagem para determinação do traço do CAD para ambientes com baixas temperaturas.

³⁷ Define-se teor de argamassa como sendo. $\alpha = (1+a)/(1+a+p)$, onde α é o teor de argamassa, "a" é a parte em areia e "p" a parte em pedra em um traço unitário em massa.

Os traços pilotos, 1:3, 1:5 e 1:6,5, a partir dos quais se construiu o ábaco de dosagem apresentado na figura 58, foram compostos de acordo com as proporções estabelecidas na tabela 17.

Tabela 17. Composição dos traços pilotos para dosagem do CAD para ambientes com baixas temperaturas.

Traços Pilotos			
1:m	1:3	1:5	1:6,5
1:a:p	1:1,24:1,76	1:2,36:2,64	1:3,2:3,3
a/agl	0,3	0,42	0,47
Consumo de cimento (kg/m ³)	570	385	303
% SP		0,5	
Teor de argamassa (%)		56	
Consistência (mm)		100±10	
Aglomerante foi composto com 10% de sílica ativa em substituição volumétrica ao cimento Portland CP II 32 E			

Com a definição dos parâmetros do projeto para o CAD para ambientes com baixas temperaturas, tais como: consistência, dosagem de aditivos, composição do aglomerante, teor de argamassa, consumo de cimento, relação a/agl e a relação 1:m, foram definidos os traços de concretos a serem submetidos a baixas temperaturas, como mostra a tabela 18.

Tabela 18.- Traços para estudo do CAD para ambientes com baixas temperaturas

Concretos submetidos à baixas temperaturas		
Parâmetros	Referência (sem aditivo incorporador de ar)	Concreto com aditivo incorporador de ar
1:M		1:5
1:a:p:a/agl		1:2,36:2,64:0,42
% S.P.	0,5	0,25
% A.I.A*	-	0,045
Teor de ar incorporado (%)	2	7
Consumo de cimento (kg/m ³)	384	379
Teor de argamassa (%)		56
Consistência (mm)		100±10

* Aditivo incorporador de ar

4.3 Ensaios de resistência à compressão simples

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados com base na norma NBR 5739:1994. Ensaíram-se os concretos pilotos para a composição do ábaco de dosagem

e os concretos submetidos a baixas temperaturas, sendo que a determinação da resistência à compressão axial dos dois últimos traços citados receberam tratamento estatístico.

Os resultados estão expressos nas tabelas 19 e 20.

Tabela 19 – Resistência à compressão simples para os concretos pilotos (ábaco de dosagem)

Resistência à compressão simples (MPa)			
Traço Piloto	f_{c1}	f_{c7}	f_{c28}
1:3	33	73	95
1:5	11	40	64
1:6,5	3	20	36
Consistência 100±10mm			

Tabela 20 – Resistência a compressão simples para os concretos que serão submetidos à temperatura de -35±2°C.

Resistência à compressão simples (MPa)			
Traço	f_{ck1}	f_{ck28}	f_{ck63}
1:5 (controle)	10	53	61
1:5 (c/AIA)	8	38	43
Consistência 100±10mm			

O resultado da resistência à compressão dos concretos de referência e com ar incorporado confirmou a relação citada por Powers (1949), Metha e Monteiro (1994), Neville (1997), Aïtcin (2000) e outros de que a cada 1% de ar incorporado a resistência à compressão diminui em 5%, portanto para os concretos ensaiados nesta pesquisa houve redução de 30% da resistência mecânica por conta da incorporação de 6±1% de ar, sendo esta relação confirmada nas idades de 28 e 63 dias (figura 59). Para a idade de 1 dia a diferença foi de 20%.

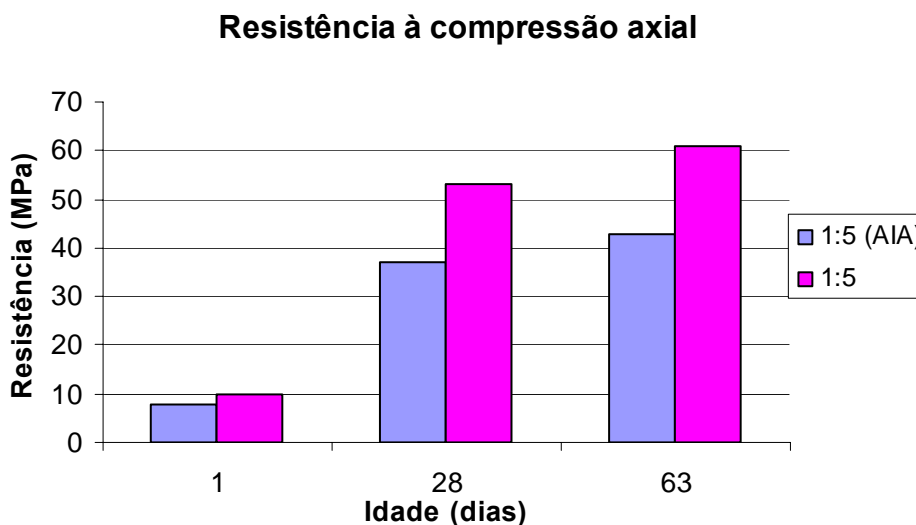


Figura 59 - Resistência à compressão axial para o concreto sem ar incorporado (1:5) e para o concreto com ar incorporado 1:5 (AIA - Aditivo Incorporador de Ar).

4.4 Ensaios para obtenção da frequência natural

A determinação da frequência natural de corpos-de-prova de concreto segue as recomendações da ASTM C215-91 (Standard test method for fundamental transverse, longitudinal, and torsional frequencies of concrete specimens) por meio de dois métodos:

1. Método da ressonância forçada: o corpo-de-prova é submetido a uma vibração provocada por um transmissor eletro-mecânico. A resposta do corpo-de-prova à vibração é captada por um sonorizador de superfície. A frequência do corpo-de-prova varia e a frequência natural corresponde à máxima amplitude captada pelo sonorizador. A obtenção das frequências: transversal, longitudinal e torsional, depende da localização apropriada do sonorizador superficial no corpo-de-prova.
2. Método da ressonância por impacto: o corpo-de-prova é submetido a um impacto com o uso de um martelo, e a resposta desse impacto, a frequência, é captada por um acelerômetro de superfície e essa resposta é registrada. A frequência natural é determinada por meio da interpretação da leitura do registro do acelerômetro por um

programa de processamento de sinal digital ou pela contagem dos pontos iguais a zero registrados na forma de ondas. A obtenção das frequências transversal, longitudinal e torsional depende da locação apropriada do acelerômetro superficial no corpo-de-prova.

O método utilizado nesta pesquisa é o da ressonância por impacto, esquematizado pela figura 60.

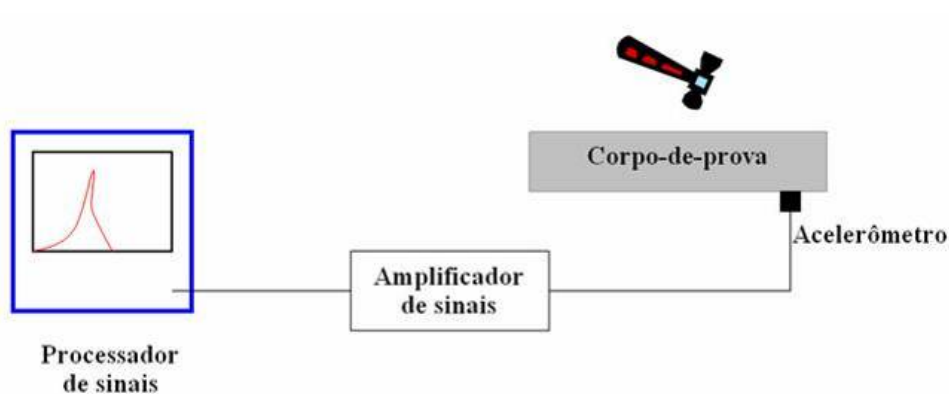


Figura 60. Esquema dos equipamentos para realização do ensaio de ressonância por impacto.

Foram utilizados dezoito corpos-de-prova, sendo 9 em concreto com ar incorporado e 9 para o concreto sem ar incorporado, que foram ensaiados para determinação da frequência natural. Oito corpos-de-prova de cada série foram acondicionados na câmara fria e um corpo-de-prova foi mantido em temperatura ambiente a fim de permitir as comparações entre as frequências naturais obtidas para concretos submetidos a baixas temperaturas e concretos sob condições normais de temperatura.

A curva de resfriamento dos corpos-de-prova está representada na figura 61, sendo a taxa de resfriamento calculada em $-0,11^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

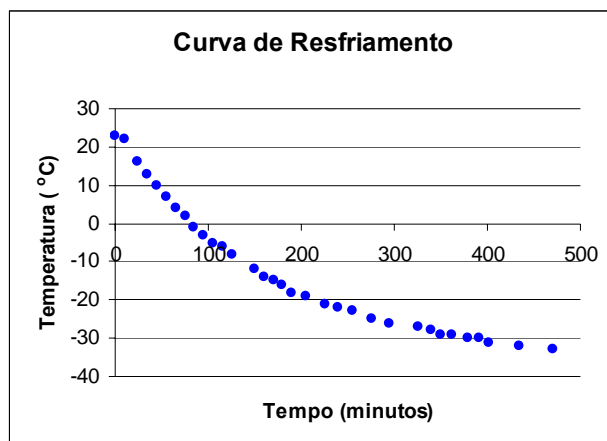


Figura 61. Curva de resfriamento dos corpos-de-prova

A figura 62 mostra o ensaio para a determinação da frequência transversal natural do corpo-de-prova.



(a)



(b)



(c)



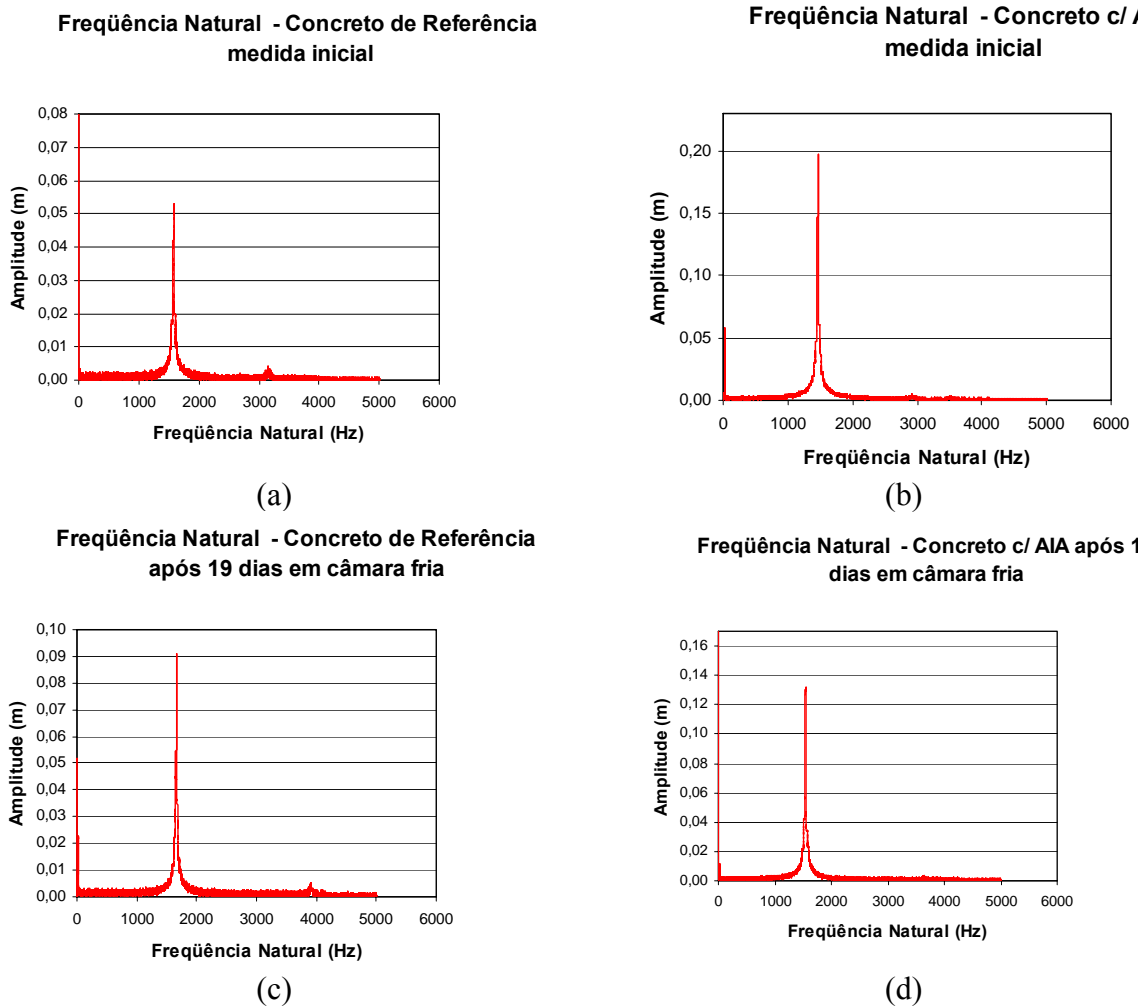
(d)



(e)

Figura 62. (a) Sistema processador de sinais para leitura da frequência natural; (b) ensaio de corpo-de-prova para determinação da frequência natural; (c) Detalhe do acelerômetro (captador de sinais); (d) Termômetro para aferição da temperatura interna do corpo-de-prova e; (e) da câmara fria.

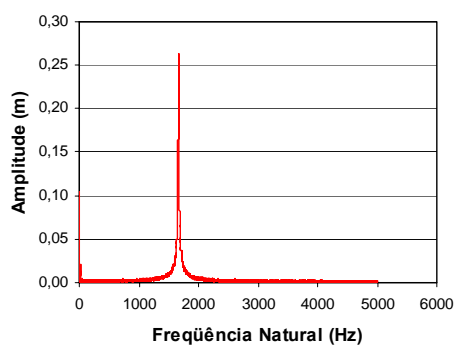
Os valores das freqüências naturais foram obtidos a partir da leitura de um gráfico cartesiano do tipo (X,Y), sendo o eixo das abscissas a freqüência natural e o eixo das ordenadas a amplitude, elaborado pelo sistema de conversão de sinais. A figura 63 ilustra os gráficos correspondentes às leituras iniciais, intermediárias, finais e após o descongelamento de um corpo-de-prova de cada série.



continua

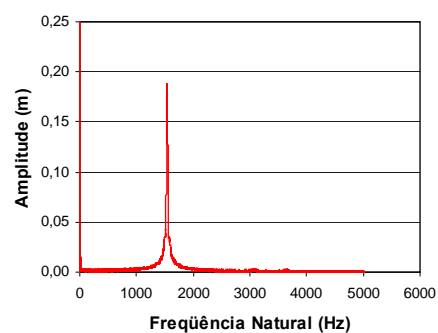
continuação

**Frequência Natural - Concreto de Referência
após 35 dias em câmara fria**



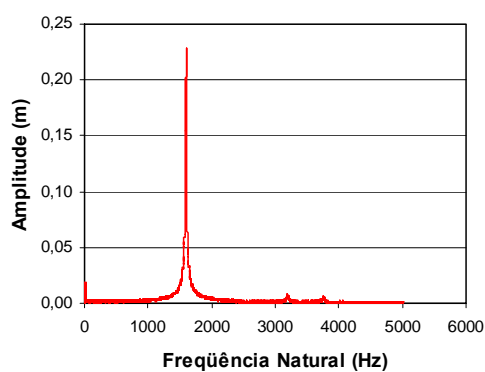
(e)

**Frequência Natural - Concreto c/ AIA após 35
dias em câmara fria**



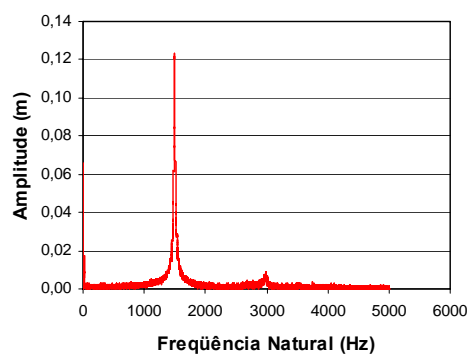
(f)

**Frequência Natural - Concreto de Referência
após descongelamento**



(g)

**Frequência Natural - Concreto c/ AIA após
descongelamento**



(h)

conclusão

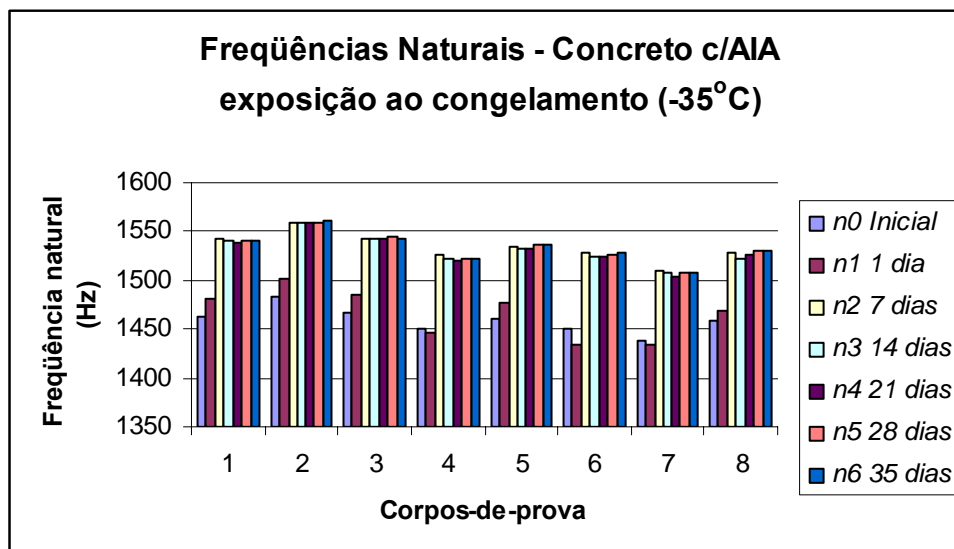
Figura 63. Curvas para obtenção da frequência natural em diversas idades para os concretos ensaiados a baixas temperaturas.

Os resultados obtidos por estes ensaios estão expressos na tabela 21 para as duas séries: concretos com ar incorporado e sem ar incorporado. O corpo-de-prova de cada série mantido fora da câmara fria, está identificado pela sigla (CTRL), a fim de permitir as comparações entre as frequências naturais obtidas para concretos submetidos a baixas temperaturas e concretos sob condições normais de temperatura.

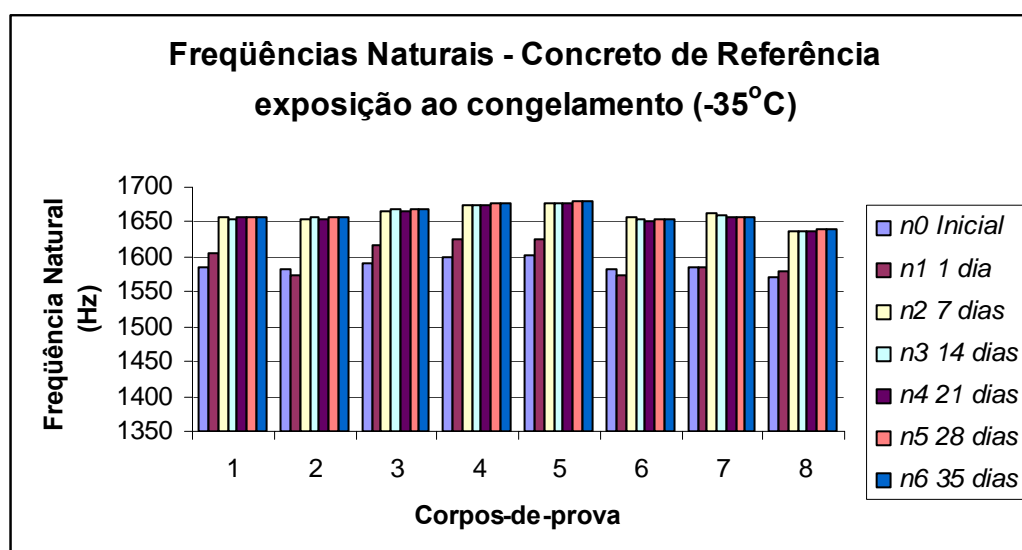
Tabela 21 – Frequência transversal natural para corpos-de-prova prismáticos 10 cm x 10 cm x 50 cm submetidos à baixa temperatura.

Série	CP	Temperatura °C	n_0	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	n_6
			Hz Inicial	Hz 1 dia	Hz 7 dias	Hz 14 dias	Hz 21 dias	Hz 28 dias	Hz 35 dias
Concreto c/6±1 de ar incorporado	CTRL	23±2	1466	1464	1465	1458	1452	1456	1453
	1	-35±2	1462	1482	1542	1540	1538	1541	1536
	2	-35±2	1483	1502	1559	1558	1559	1560	1560
	3	-35±2	1467	1485	1543	1542	1543	1545	1542
	4	-35±2	1450	1446	1526	1523	1520	1523	1519
	5	-35±2	1461	1478	1534	1533	1533	1537	1538
	6	-35±2	1451	1434	1528	1525	1524	1527	1519
	7	-35±2	1439	1434	1510	1508	1504	1508	1505
	8	-35±2	1459	1469	1528	1523	1526	1530	1530
Série	CP	Temperatura °C	n_0	n_1	n_2	n_3	n_4	n_5	n_6
			Hz Inicial	Hz 1 dia	Hz 7 dias	Hz 14 dias	Hz 21 dias	Hz 28 dias	Hz 35 dias
Concreto sem ar incorporado	CTRL	23±2	1593	1588	1589	1580	1576	1579	1582
	1	-35±2	1586	1606	1656	1655	1656	1656	1655
	2	-35±2	1582	1574	1655	1657	1654	1656	1654
	3	-35±2	1590	1617	1666	1669	1666	1669	1667
	4	-35±2	1600	1626	1675	1673	1673	1676	1676
	5	-35±2	1602	1624	1678	1678	1676	1679	1678
	6	-35±2	1582	1575	1657	1655	1650	1654	1650
	7	-35±2	1586	1586	1664	1661	1658	1658	1650
	8	-35±2	1570	1580	1637	1637	1638	1640	1640

A figura 64 mostra graficamente a evolução da frequência natural para cada corpo-de-prova .



(a)



(b)

Figura 64 – Valores de frequência (n) para os corpos-de-prova de concreto ensaiados à -35°C: (a) concreto com ar incorporado (6±1%); (b) concreto de referência.

A título de facilitar a comparação entre os desempenhos dos dois concretos, a figura 65 ilustra a frequência média para os corpos-de-prova ensaiados para cada idade de exposição congelamento.

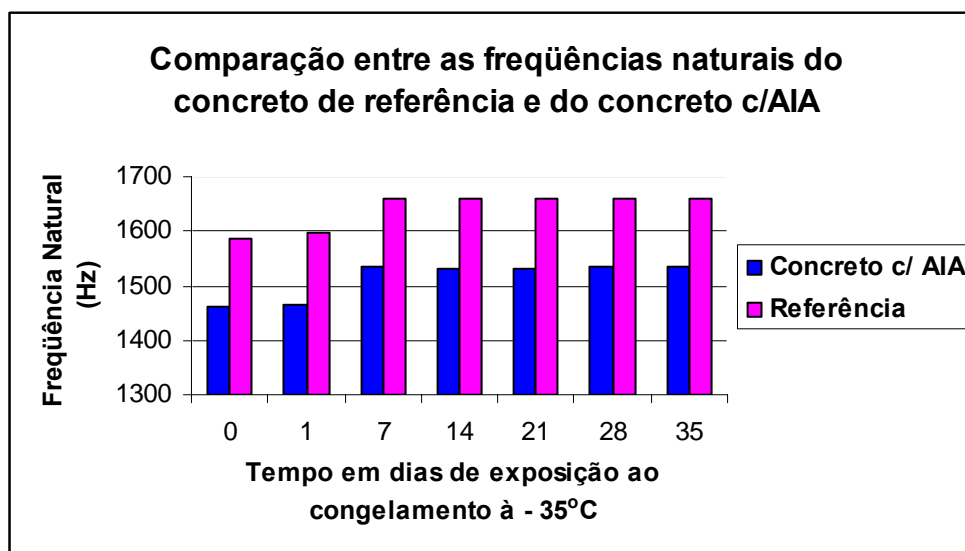


Figura 65. Frequência natural média para os concretos ensaiados à -35°C.

A frequência natural está diretamente relacionada à rigidez (capacidade de se deformar) do material: quanto maior a rigidez, maior a frequência. Portanto, sendo o concreto com ar incorporado menos rígido que o concreto de referência, a sua frequência natural é menor.

De acordo com as teorias desenvolvidas por Powers (1949) e Powers e Helmulth (1953), um sistema de ar com conteúdo de $6\pm 1\%$, bem como uma adequada distribuição destas bolhas protegem o concreto da ação do gelo e degelo, sendo que para concretos que não continham ar incorporado, ao serem submetidos à ação do gelo e degelo, ou mesmo do congelamento, este seria submetido a esforços de tração causados pela difusão da água-gel ou água capilar ou pelo crescimento dos cristais de gelo.

Entretanto os resultados mostraram que tanto o concreto com ar incorporado como o concreto sem ar incorporado não só resistiram ao processo do congelamento, como tiveram suas frequências naturais aumentadas.

Este aumento foi de 5% para o concreto com ar incorporado e de 4,5% para o concreto de referência, sendo que estes valores cresceram até o 7º dia de exposição ao congelamento, e então permaneceram constantes.

O aumento na frequência pode ser atribuído ao fato de que a água congelável nos concretos passou para o estado sólido aumentando a rigidez e conseqüentemente a frequência, além do fato de que com o aumento do volume da água, mais poros foram preenchidos e também contribuíram para este aumento.

Portanto para estas condições de congelamento ambos os concretos ensaiados resistiram ao mecanismo de deterioração e conservaram suas propriedades mecânicas.

Sendo observada a estabilização dos valores das frequências naturais, fez-se a leitura no trigésimo quinto dia de exposição, a baixa temperatura, e os corpos-de-prova foram deixados à temperatura ambiente até entrarem em equilíbrio termodinâmico, ou seja, atingirem a temperatura ambiente.

A evolução do descongelamento dos corpos-de-prova ao longo do tempo está representada pela figura 66, sendo a taxa de descongelamento calculada em $0,17^{\circ}\text{C}/\text{min}$.

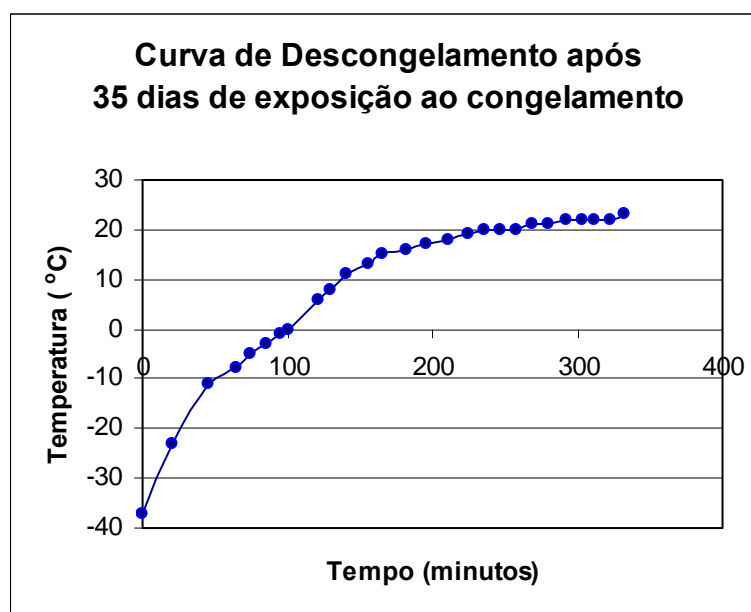


Figura 66. Curva de descongelamento dos corpos-de-prova após 35 dias de exposição ao congelamento

Procedeu-se à leitura da frequência natural após o descongelamento, sendo os resultados expressos na tabela 22.

Tabela 22 - Frequência transversal natural de corpos-de-prova prismáticos 10 cm x 10 cm x 50 cm após 35 dias de exposição à baixa temperatura.

Série	CP	Temperatura °C	<i>n</i> Hz Inicial	<i>n</i> Hz Final
Concreto c/6±1 de ar incorporado	CTRL	23±2	1466	1458
	1	23±2	1462	1473
	2	23±2	1483	1496
	3	23±2	1467	1472
	4	23±2	1450	1466
	5	23±2	1461	1475
	6	23±2	1451	1474
	7	23±2	1439	1445
	8	23±2	1459	1466
Concreto sem ar incorporado	CTRL	23±2	1593	1582
	1	23±2	1586	1588
	2	23±2	1582	1596
	3	23±2	1590	1599
	4	23±2	1600	1601
	5	23±2	1602	1608
	6	23±2	1582	1586
	7	23±2	1586	1600
	8	23±2	1570	1577

Os resultados da tabela 22 estão representados graficamente pela figura 67.

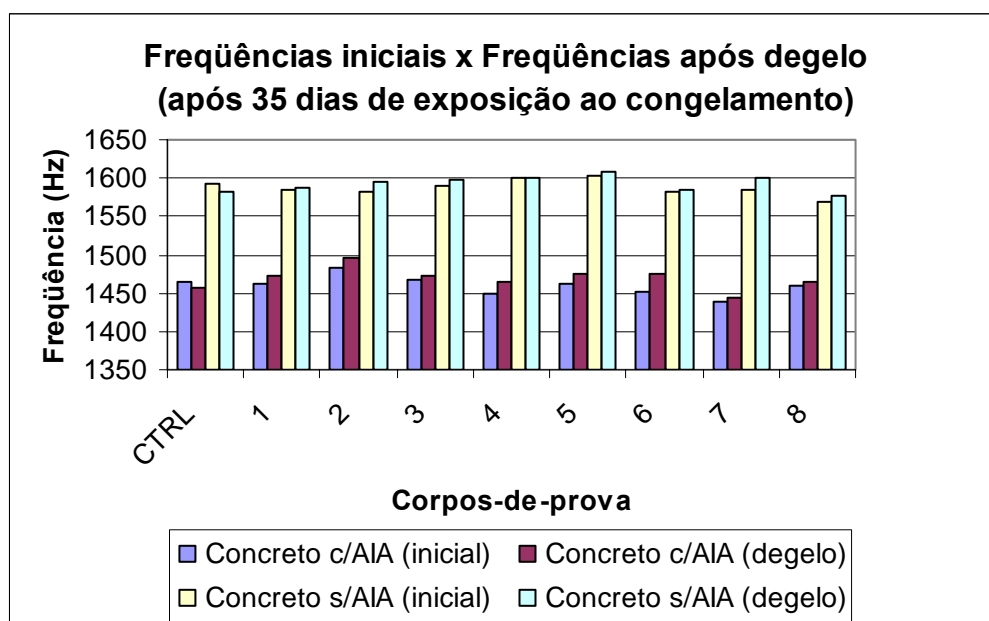


Figura 67. Frequência natural após o período de 35 dias de exposição ao congelamento.

Com estes resultados, comprovou-se a sanidade de todos os corpos-de-prova submetidos à temperatura de -35°C , para ambos os concretos: com ar incorporado e sem ar incorporado.

4.5 Ensaios para determinação das deformações advindas de expansões ou contrações

Dois corpos-de-prova de cada série foram instrumentados com 3 pares de bases de 50 mm de extensômetro mecânico cujo aparelho para leitura, Tensotast - Huggenberger, permite leituras com de até 0,001mm. As bases foram posicionadas paralelas aos três eixos do corpo-de-prova de modo a obter medidas de contração ou expansão nas três direções (x, y, z). As medidas para constatação das deformações advindas de expansões ou contrações foram lidas nos mesmos intervalos de determinação da frequência natural transversal.

A figura 68 ilustra um corpo-de-prova de concreto instrumentado com as bases do extensômetro mecânico e um procedimento de leitura.



Figura 68. (a) Corpo-de-prova instrumentado com as bases do extensômetro mecânico; (b) Procedimento de leitura.

Os corpos-de-prova foram acomodados na câmara-fria de modo a não terem restrições às deformações, ou seja, em qualquer das três direções foi garantida a liberdade de movimentos.

Os resultados das leituras obtidas pelo Tensotast estão expressos na tabela 23.

Tabela 23.- Medidas de Tensotast para corpos-de-prova prismáticos.

Série	CP	Eixo	Inicial mm	3 dias mm	7 dias mm	14 dias mm	21 dias mm	28 dias mm	35 dias mm
Concreto c/6±1% de ar incorporado	1	X	3,095	3,083	3,086	3,091	3,089	3,091	3,088
		Y	2,417	2,408	2,407	2,408	2,409	2,415	2,414
		Z	2,426	2,413	2,416	2,415	2,417	2,440	2,466
	2	X	2,425	2,415	2,416	2,420	2,413	2,415	2,418
		Y	2,409	2,401	2,401	2,406	2,465	2,468	2,449
		Z	2,399	2,392	2,389	2,387	2,367	2,464	2,407
Concreto sem ar incorporado	1	X	2,380	2,371	2,370	2,375	2,370	2,377	2,371
		Y	2,410	2,401	2,402	2,406	2,404	2,441	2,449
		Z	2,458	2,454	2,463	2,457	2,404	2,468	2,421
	2	X	2,431	2,422	2,467	2,436	2,434	2,482	2,442
		Y	2,521	2,515	2,521	2,540	2,519	2,576	2,535
		Z	2,427	2,418	2,429	2,420	2,433	2,494	2,449

Convertendo-se estas leituras em deformações unitárias, ou seja subtraindo-se cada leitura do valor inicialmente registrado e dividindo-se pelo comprimento total do eixo obtêm-se os valores expressos na tabela 24.

Tabela 24- Deformações unitárias medidas pelo Tensotast

Série	CP	Eixo	3 dias	7 dias	14 dias	21 dias	28 dias	35 dias
$\varepsilon = \Delta L / L$ (%)								
Concreto c/6±1% de ar incorporado	1	X	-0,024	-0,018	-0,008	-0,012	-0,008	-0,014
		Y	-0,090	-0,100	-0,090	-0,080	-0,020	-0,030
		Z	-0,130	-0,100	-0,110	-0,090	0,140	0,400
	2	X	-0,020	-0,018	-0,010	-0,024	-0,020	-0,014
		Y	-0,080	-0,080	-0,030	0,0560	0,590	0,400
		Z	-0,070	-0,100	-0,120	-0,320	0,650	0,080
Concreto sem ar incorporado	1	X	-0,018	0,004	-0,014	0,012	0,134	0,044
		Y	-0,090	-0,080	-0,040	-0,060	0,310	0,390
		Z	-0,040	-0,050	-0,010	-0,540	0,100	-0,370
	2	X	-0,012	0	0,038	-0,004	0,110	0,028
		Y	-0,060	0	0,190	-0,020	0,550	0,140
		Z	-0,090	-0,020	-0,070	0,060	0,670	0,220

Após o descongelamento, as medidas de Tensotast apresentaram os valores expressos na tabela 25, as quais foram aferidas 2 dias após a retirada dos corpos-de-prova da câmara fria.

Tabela 25- Medidas obtidas com o Tensotast para corpos-de-prova após o descongelamento.

Série	CP	Eixo	Inicial mm	Final mm	ΔL mm	$\varepsilon = \Delta L / L$ ‰
Concreto c/6±1% de ar incorporado	1	X	3,095	3,115	0,020	0,040
		Y	2,417	2,440	0,023	0,230
		Z	2,426	2,437	0,011	0,110
	2	X	2,425	2,437	0,012	0,024
		Y	2,409	2,428	0,019	0,190
		Z	2,399	2,401	0,002	0,020
Concreto sem ar incorporado	1	X	2,380	2,396	0,016	0,032
		Y	2,410	2,430	0,020	0,200
		Z	2,458	2,463	0,005	0,050
	2	X	2,431	2,454	0,023	0,046
		Y	2,521	2,542	0,021	0,210
		Z	2,427	2,455	0,028	0,280

Para melhor visualizar os resultados referentes às deformações advindas das contrações e expansões, ocorridas nos corpos-de-prova submetidos a baixas temperaturas, as figuras de 69 a 72 ilustram graficamente a situação.

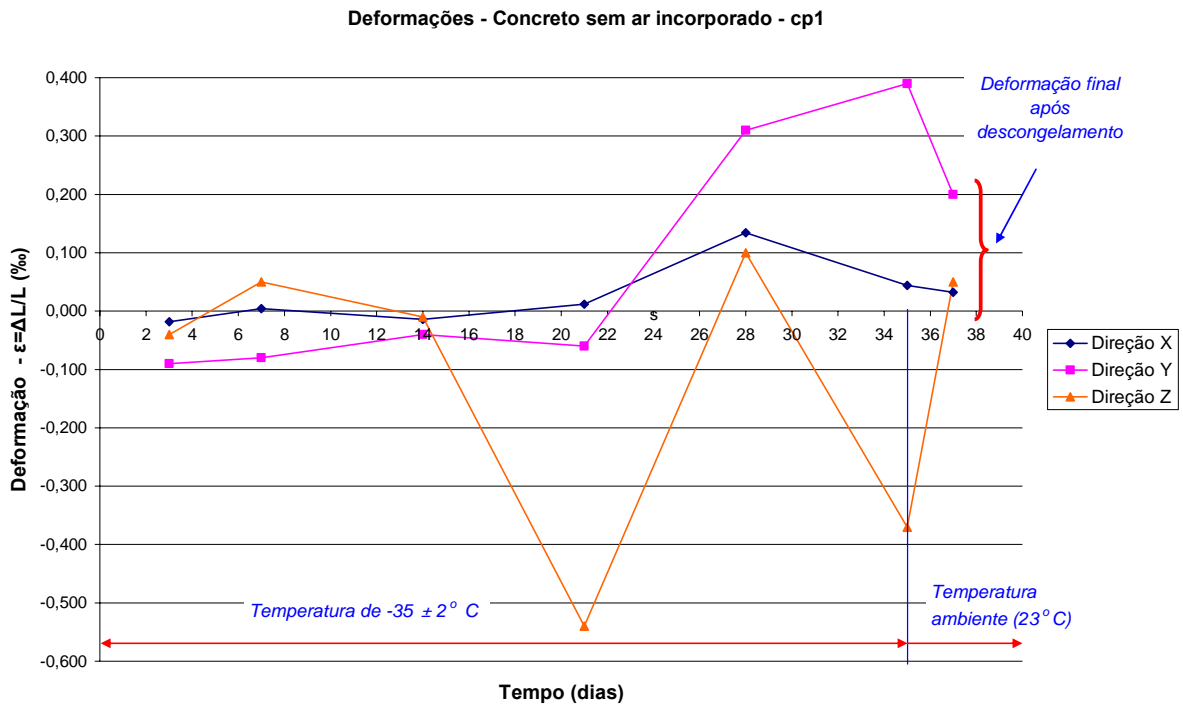


Figura 69. Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 1 de concreto sem ar incorporado.

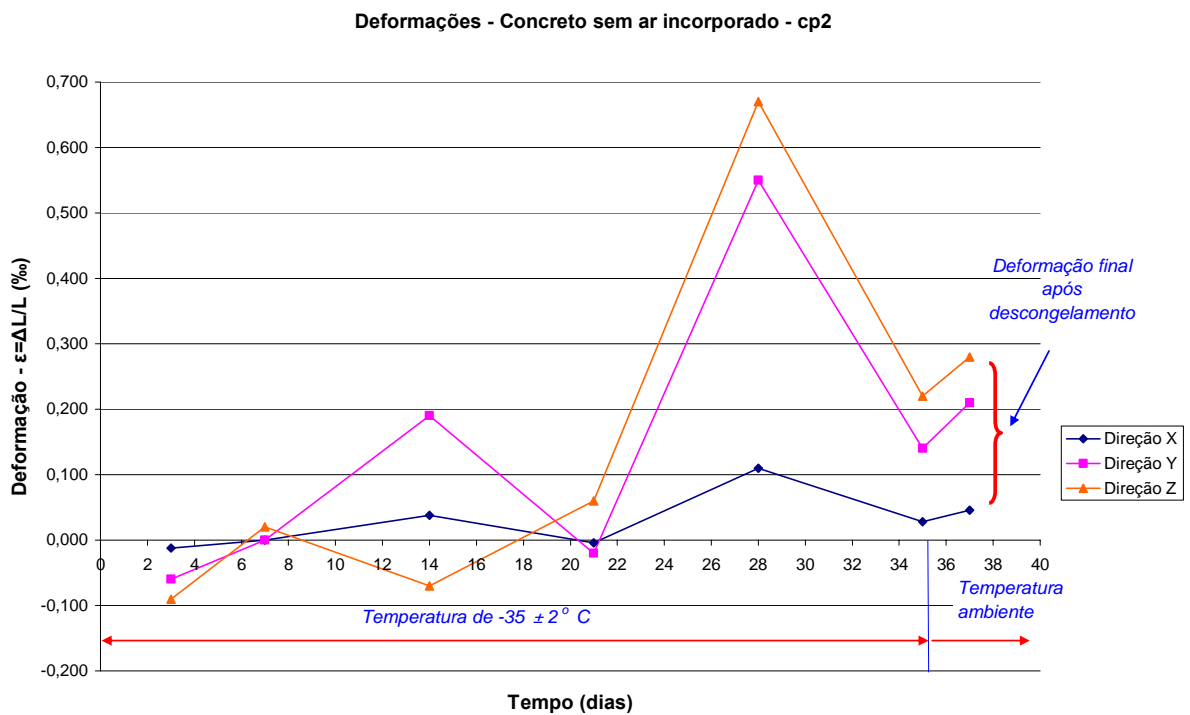


Figura 70. Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 2 de concreto sem ar incorporado.

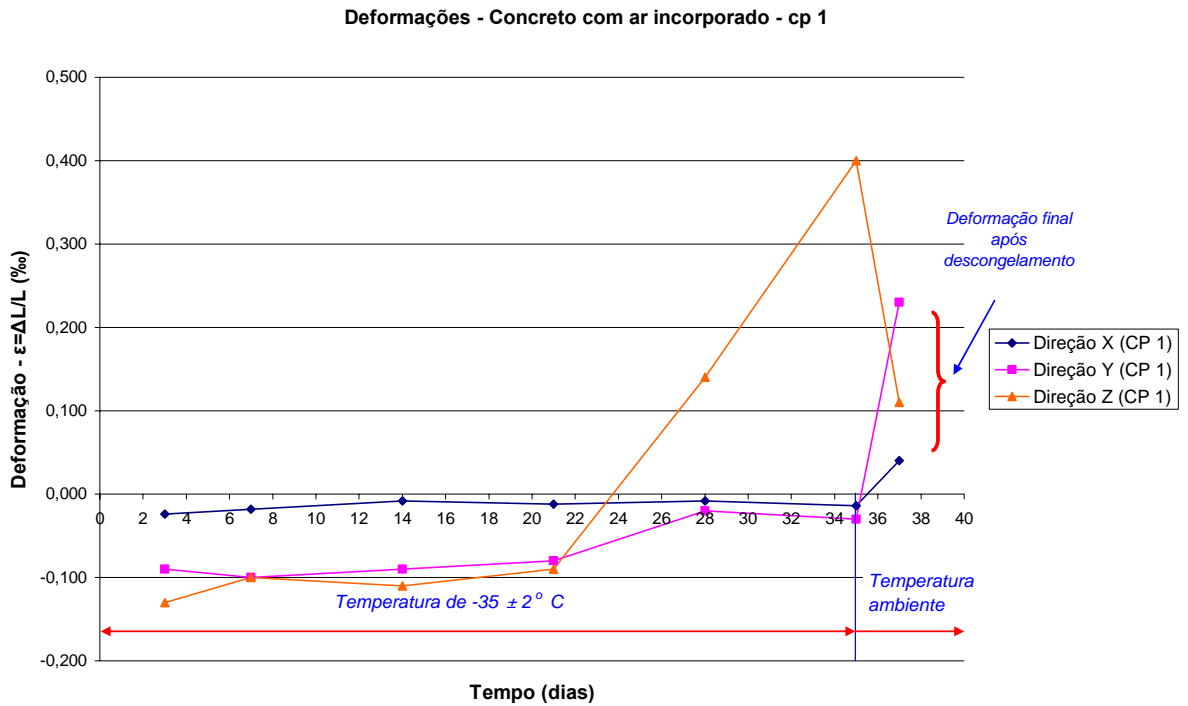


Figura 71. Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 1 de concreto com ar incorporado.

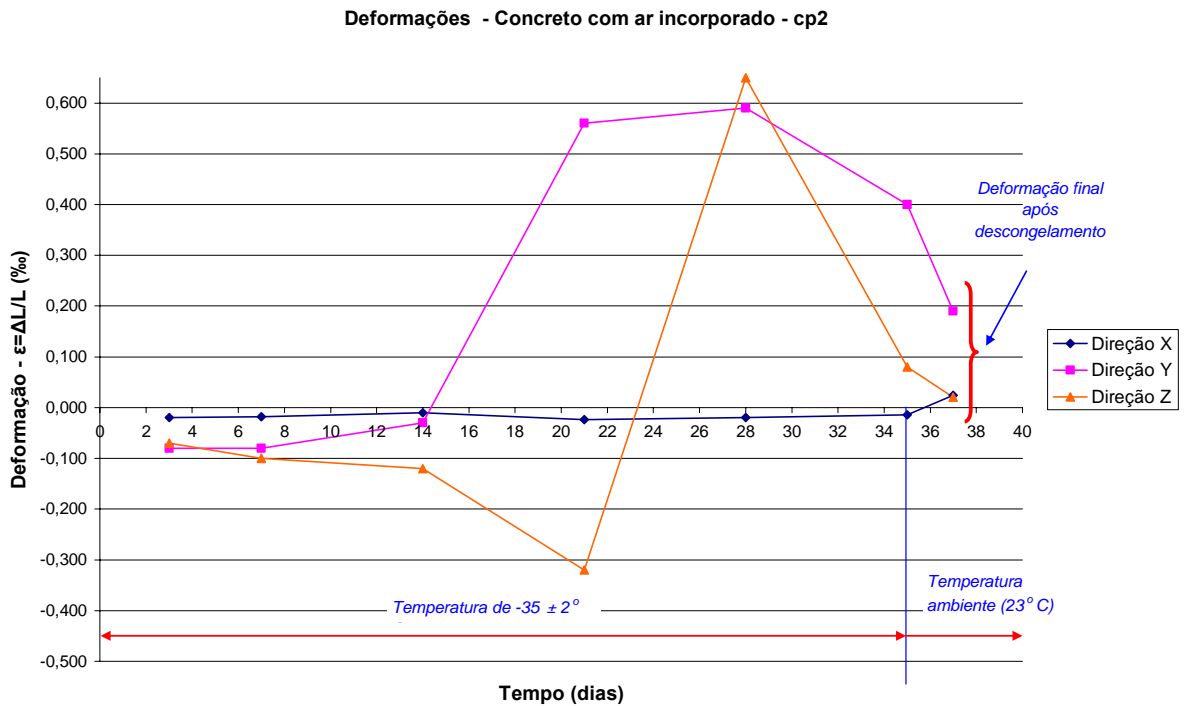


Figura 72. Deformações advindas de expansões e contrações registradas para o corpo-de-prova n° 2 de concreto com ar incorporado.

Portanto, pela análise destes resultados observou-se que todos os corpos-de-prova sofreram, tanto contrações quanto expansões, durante o período em que estiveram expostos à temperatura de -35°C .

Entretanto, os corpos-de-prova de concreto feitos com a adição de ar incorporado, apresentaram expansões em idade mais avançada que os corpos-de-prova que não continham ar incorporado. A primeira expansão registrada para o concreto sem ar incorporado, deu-se no sétimo dia de exposição ao congelamento, enquanto que para o concreto com ar incorporado, este fato foi registrado ao vigésimo primeiro dia de exposição.

Os valores máximos para as deformações ocorridas para o concreto sem ar incorporado foram de 0,54‰ de contração e 0,67‰ de expansão, ocorridos durante a exposição ao congelamento. Para o concreto com ar incorporado, os valores máximos foram de 0,32‰ de contração e 0,65‰ de expansão.

Ao serem retirados da câmara fria e deixados em ambiente de laboratório e, após atingirem o equilíbrio térmico, os corpos-de-prova com ar incorporado apresentaram a maior deformação residual de 0,23‰ de expansão, e os corpos-de-prova sem ar incorporado permaneceram com a maior deformação residual de 0,28‰ de expansão.

Para ambos os concretos, com ar incorporado e sem ar incorporado, a deformação residual não foi prejudicial ao desempenho dos mesmos, uma vez que a frequência transversal natural, determinada após o descongelamento dos corpos-de-prova, manteve-se igual à frequência inicialmente aferida, antes de expô-los ao congelamento.

CAPÍTULO 5 - Discussão dos resultados

Com a exposição dos resultados referentes aos ensaios de determinação da frequência transversal natural para os corpos-de-prova, feitos com concreto com ar incorporado e sem ar incorporado, pode-se concluir que ambos são duráveis quando expostos a ambientes com temperaturas de até -35°C .

Entretanto, no decorrer do período de exposição ao congelamento, registraram-se deformações advindas ora de expansões, ora de contrações. Tais deformações não foram danosas ao concreto uma vez que os ensaios provaram que as suas propriedades elásticas foram mantidas ao final do período, bem como após o descongelamento dos corpos-de-prova.

A partir da interpretação do comportamento do concreto neste programa de ensaio permite-se relacionar os mecanismos de deterioração frente a ação do congelamento, atribuídos à geração da pressão hidráulica e à difusão da água-gel e água capilar, por meio do entendimento da teoria proposta por Powers (1949) e Powers e Helmulth (1953).

Dessa forma, a taxa de resfriamento de $0,11^{\circ}\text{C}/\text{min}$. à qual foram submetidos os corpos-de-prova - considerada lenta, a temperatura de -35°C - constante durante o período de exposição, além da temperatura abaixo da necessária para congelar a água em condições normais de temperatura e pressão, são fatores que inferem ao fenômeno da difusão da água-gel e água capilar o comportamento dos concretos avaliados.

Corroboram para esta conclusão o fato de que todos os corpos-de-prova contraíram inicialmente. Os corpos-de-prova com ar incorporado apresentaram expansão somente a partir do 21º dia de exposição, e os corpos-de-prova sem ar incorporado iniciaram a expansão no 7º dia.

Portanto, inicialmente, além da parcela de contribuição da contração térmica para esta deformação, a depleção da água-gel, oriunda do fenômeno da difusão, causou a retração constatada.

As durações distintas para os períodos de contração para os concretos com e sem ar incorporado, podem ser explicadas por conta do tempo necessário para que a energia livre da água-gel e do gelo capilar fossem igualadas. No concreto com ar incorporado, a proximidade do filme de água adsorvida no gel, com os vazios de ar, propiciou o equilíbrio nos níveis de energia mais rapidamente, evitando o crescimento do gelo capilar e por conseguinte a ruptura da pasta. Já no concreto sem ar incorporado, a depleção da água-gel para capilares bem menores que as bolhas de ar, incorre em maior tensão superficial e conseqüente aumento do nível de energia do gelo capilar, colaborando para o seu crescimento o que causa a deformação das paredes do capilar.

Mesmo a presença de vazios de ar no concreto com ar incorporado não foi suficiente para contrapor as forças de crescimento dos cristais de gelo ou a pressão hidráulica gerada durante a depleção da água-gel para os capilares e para os vazios de ar, de modo a evitar a expansão, embora este fato não tenha sido desfavorável para o bom desempenho dos concretos quando expostos ao congelamento (i.e. as deformações não afetaram a rigidez dos corpos-de-prova).

Para que nenhuma deformação residual (expansão) fosse registrada, e então somente ocorresse contração do início ao fim do período de exposição ao congelamento, para o concreto com ar incorporado, a distribuição dos vazios deve ser o fator a ser melhorado. Já para o concreto sem ar incorporado, o reforço da argamassa com o intuito de melhorar a resistência à tração do concreto, deve ser verificado.

Embora a taxa de resfriamento, a temperatura alvo e a condição de temperatura constante a que foram expostos os corpos-de-prova serem fatores determinantes para a

predominância do fenômeno da difusão, outros aspectos foram de notada importância para evitar os prejuízos causados pela geração de pressão hidráulica nos concretos estudados.

Entre eles pode-se destacar a quantidade de água congelável. A relação a/agl de 0,42, aqui proposta, está bem além da relação de 0,24, demonstrada por Powers (1949) e mais tarde confirmada por Li, Lang e Ward (1991), dentre outros, como sendo a máxima relação a/agl para concretos sem ar incorporado a condição para resistirem ao congelamento. No entanto, mesmo o concreto sem ar incorporado foi durável ao congelamento, evidenciando a eficiência no processo de hidratação, que consumiu a água congelável. Além disso, o refinamento de poros é certamente fator determinante para a durabilidade ao congelamento, posto que a diminuição dos poros causa aumento da tensão superficial na água armazenada ou conduzida até esses vazios, o que implica em menor temperatura de congelamento.

Atribuindo-se às adições minerais (i.e. sílica ativa de ferro silício) o refinamento de poros deve-se enfatizar o reforço da matriz de cimento pela maior quantidade de C-S-H produzida em virtude da reação pozolânica desencadeada por estas adições - Melo (2000), sendo esta propriedade também benéfica à durabilidade ao congelamento.

A evolução na tecnologia do concreto, possibilitada pela montagem de aglomerantes, favorece o desempenho dos concretos frente às adversidades, que é fato incontestável e de suprema importância para o alto desempenho, haja vista a diferença entre os aglomerantes disponíveis hoje e há tempos atrás. Os aglomerantes utilizados por Powers, para desenvolver as teorias ora apresentadas, para concretos com relação a/agl de 0,30, permitiam que toda água congelável nele armazenada (i.e. água capilar e água contida nas cavidades), congelasse a $-15\text{ }^{\circ}\text{C}$. Em 1998, Ukamoto e Uomoto elaboraram argamassas com relação a/agl 0,30, e à temperatura de $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$, e constataram que a água congelou-se somente nos poros maiores que $0,05\text{ }\mu\text{m}$.

A ausência de danos que afetassem a rigidez (i.e. medida pela frequência transversal natural) dos concretos, com e sem ar incorporado quando submetidos à temperatura de -35°C , causados principalmente pela geração de pressão hidráulica, atribuída ao movimento da água capilar, são evidências do refinamento de poros. Por analogia ao trabalho de Ukamoto e Uomoto (1998) conclui-se que boa parte dos poros desses concretos são menores que $0,05\ \mu\text{m}$.

Outrossim, o fenômeno da pressão hidráulica foi minimizado pelo avançado grau de hidratação, alcançado com o período de cura de 28 dias em câmara úmida. Além disso, ações direcionadas à prevenção das retrações autógena, plástica e por secagem, logo após o lançamento e até a desmoldagem e acomodação dos corpos-de-prova em câmara úmida, foram imprescindíveis para a durabilidade do concreto frente a baixas temperaturas.

Outros fatores foram relevantes na obtenção da durabilidade do concreto frente a baixas temperaturas, os quais concorreram para a elaboração de um concreto coeso, pouco permeável e com melhoria da zona de interface pasta/agregado, foram alcançados por meio de um método adequado de dosagem e mistura do concreto.

CAPÍTULO 6 - Conclusões e prosseguimento de pesquisa

6.1 Conclusões

O objetivo de colaborar com o equacionamento da problemática do crescimento populacional por meio de uma proposta viável economicamente, e com vantagens tecnológicas com vistas à durabilidade para a armazenagem de gêneros alimentícios em baixas temperaturas foi alcançado na finalização desta pesquisa, demonstrando-se que o concreto é um excelente material alternativo para a construção de sistemas de guarda e conservação de alimentos.

O levantamento dos estudos relacionados à utilização de concretos em ambientes com baixas temperaturas conjuntamente com as análises aqui realizadas, demonstraram ser o comportamento destes materiais regidos pelas teorias desenvolvidas por Powers e Helmulth, sendo os trabalhos destes pesquisadores referenciados em todos os trabalhos que abordam este tema, haja vista a coletânea de artigos citados e sumarizados no capítulo 3.

A incorporação de ar no concreto para torná-lo durável frente às baixas temperaturas baseou-se nas teorias ora citadas. Deste modo, esta pesquisa propôs o estudo de dois concretos com as mesmas relações a/agl e 1:m, teor de argamassa e consistência, diferenciando-os pela presença ou não de aditivo incorporador de ar e pelo teor de superplastificante.

O resultado do experimento de submeter os concretos com e sem ar incorporado ao congelamento demonstrou que ambos foram resistentes a ambientes nestas condições.

O comportamento do concreto sem ar incorporado contrariou portanto as teorias ora propostas, bem como se diferenciou de todos os concretos, objetos de estudo dos trabalhos referenciados nesta pesquisa, os quais constataram ser necessária a incorporação de $6\pm 1\%$ de

ar ou adotar relação a/agl menor que 0,24 para que o concreto seja durável em baixas temperaturas.

Com base nos resultados finais e nas observações constatadas durante o procedimento experimental enumeram-se as principais conclusões desta pesquisa, como segue:

1. A dopagem de agregados graúdos com sílica ativa mostrou-se eficiente na produção de concreto de alto desempenho. A determinação do coeficiente volumétrico, demonstrou ser o agregado utilizado do tipo lamelar; adotando a dopagem com sílica ativa produziu-se o concreto de alto desempenho, cujo plano de ruptura não atingiu os agregados, demonstrando assim a eficiência da dopagem;
2. O método adotado para determinação da dosagem mostrou-se eficiente e satisfatório, proporcionando aos concretos ensaiados propriedades indispensáveis à produção de CAD: coesão, trabalhabilidade e ausência de segregação e exsudação;
3. Além da importância da determinação do teor máximo de aditivos utilizado com eficiência adequada, o ensaio de Kantro mostrou-se de relevada importância para a análise de sinergia entre dois tipos de aditivos;
4. O teor de incorporador de ar é menor em relação ao uso de superplastificantes, em torno de 10 vezes. A incorporação de $6 \pm 1\%$ de ar (0,045% de aditivo incorporador de ar) reduziu em 50% (de 0,5% para 0,25%) a quantidade de superplastificante para atingir a consistência desejada de 100 ± 10 mm;
5. Os concretos ensaiados apresentaram a mesma medida de consistência, entretanto notou-se que o concreto com ar incorporado apresentou melhor trabalhabilidade. Portanto com a incorporação de ar, concretos com menores medidas de consistência poderão apresentar mesma trabalhabilidade, fato este que possibilita a redução de água de amassamento e conseqüente aumento da durabilidade;

6. Confirmou-se a redução de 5% da resistência em concretos para idades de 28 dias, com mesma medida de consistência a cada 1% de ar incorporado;
7. A determinação do teor de ar incorporado no concreto fresco pelo método gravimétrico mostrou-se confiável, pois após o endurecimento do concreto as massas dos corpos-de-prova com e sem ar incorporado guardaram as devidas proporções constatadas pela diferença nas massas específicas, determinadas quando ainda no estado fresco;
8. Os concretos produzidos a partir da tecnologia desenvolvida por Liborio (2003) e o grupo de pesquisadores do Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento (LMABC) da EESC da USP são resistentes ao congelamento, dispensando a incorporação de ar para atingirem o alto desempenho nestas condições;
9. A frequência natural, parâmetro relacionado à rigidez do material e por conseguinte à sua sanidade, medida antes e após o período de congelamento, não variou para os corpos-de-prova com e sem ar incorporado;
10. Durante o período de congelamento as frequências naturais aumentaram em torno de 4,5% e 5% para os corpos-de-prova sem e com ar incorporado respectivamente, fato este atribuído ao congelamento da água e preenchimento de poros o que aumenta a rigidez do material;
11. A medida da frequência natural após o descongelamento dos corpos-de-prova igual à medida anterior ao congelamento confirma a hipótese de que a configuração inicial da água capilar e da água-gel é restabelecida;
12. A utilização de acelerômetro para a obtenção das frequências naturais demonstrou ser adequada às análises empreendidas nessa pesquisa;

13. O período de cura de 28 dias dos corpos-de-prova propiciou elevado grau de hidratação, consumindo boa parte da água congelável o que colaborou para a sanidade final dos corpos-de-prova.

6.2 Prosseguimento de pesquisa

Os aspectos abordados na presente pesquisa suscitaram novas necessidades investigativas sobre concretos para ambientes com baixas temperaturas.

Os ensaios realizados nesta fase trataram do comportamento do concreto descarregado, ou seja, sem a aplicação de cargas. Portanto, faz-se necessário o estudo do concreto nessas mesmas condições climáticas, porém sob tensão, observando-se questões relativas à fluência e ao comportamento reológico do concreto.

O desgaste à abrasão tem importância significativa para aplicação de concretos em pisos de câmaras justificando a necessidade de ensaios para a verificação do desempenho frente a este tipo de solicitação.

As alterações volumétricas, constatadas com o uso do dilatômetro, conduzirão ao melhor entendimento do comportamento do concreto em baixas temperaturas, assim como facilitarão o reconhecimento dos mecanismos predominantes nos diversos períodos de exposição quer sejam causado pela pressão hidráulica quanto pela difusão da água-gel ou capilar.

A análise da microestrutura propiciará determinações de importantes fatores na ação do congelamento como: quantidade de água congelável, permeabilidade, porosidade, uniformidade dos sistemas de vazios, em função do grau de hidratação de cimentos.

A elaboração de ciclos gelo-degelo, também permitirá a observação de desempenho de concretos, em elementos-de-piso.

A incorporação de ar como artifício para melhorar a resistência em concretos com baixo consumo de cimento pela possibilidade de melhorar as características do concreto a ser lançado, constitui mais uma linha de pesquisa a ser explorada.

Referências bibliográficas³⁸

1. AİTCIN, P.C. **Concreto de alto desempenho**. Tradução de Geraldo G. Serra. São Paulo: Pini, 2000. 667 p.
2. AİTCIN, P.C. The durability characteristics of high performance concrete: a review. **Cement & Concrete Composites**, [S.I], v.25, n.4-5, p.409-420, 2003.
3. AİTCIN, P.C.; NEVILLE, A. How the water-cement ratio affects concrete strength. **Concrete International**. [S.I], v.25, n.8, p. 51-58, august 2003.
4. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for resistance of concrete to rapid freezing and thawing**: C 666-92. Philadelphia: ASTM, 1992. 6 p.
5. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for air entraining admixtures for concrete**: C 290 - 95. Philadelphia: ASTM, 1995. 3 p.
6. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for fundamental transverse, longitudinal, and torsional frequencies of concrete specimens**: C 215-91. Philadelphia: ASTM, 1991.6 p.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Manual de ensaios de: agregados, concreto fresco e concreto endurecido**. 2. São Paulo: ABCP, 2000. 119 p.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Manual de ensaios físicos de cimento**.3. São Paulo: ABCP, 2000. 91 p.
9. BARNES, B.D.; DIAMOND, S.; DOLCH, W.L. Macro morphology of the interfacial zone around aggregates in Portland cement mortar. **Journal of the American Ceramic Society**, [S.I], v.62, n.1-2, p.21-24, jan-feb 1979.

³⁸ De acordo com:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6023: informação e documentação: referências: elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

10. BENTUR, A.; COHEN, M.D. Effect of condensed silica fume on the microstructure of the interfacial zone in Portland cement mortars. **Journal of the American Ceramic Society**, [S.I.], v.70, n.10, p. 738-743, October 1987.
11. BENTZ, P.; GARBOCZ, E.J. Percolation of phases in a three-dimensional cement paste micro structural model. **Cement and Concrete Research**, [S.I.], v.21, n.2-3, p.325, 1991.
12. BRASIL. Comissão Nacional de Normas, e Padrões para Alimentos. **Resolução CNNPA n. 35, 27 de dezembro de 1977**. Brasília, dezembro, 1977.
13. CALISKAN, S. Aggregate/mortar interface: influence of silica fume at the micro- and macro-level. **Cement & Concrete Composites**, [S.I.], v.25, n.4-5, p.557-564, 2003.
14. COHEN, M.D.; ZHOU, Y.; DOLCH, W.L. Non-air-entrained high strength concrete – is it frost resistance? **ACI Structural Journal**, [S.I.],v.89, n.2, p.406-415, july-august 1992.
15. COSTENARO, F.L. **Desenvolvimento de concreto de alto desempenho com adições de cinza e sílica da casca do arroz**. 2003. 151f. Dissertação (Mestrado) - Interunidades em Ciências e Engenharia de Materiais, EESC / IQSC/ IFSC, Universidade de São Paulo, 2003.
16. CORDON, W.A. **Properties, evaluation, and control of engineering materials**. New York: McGraw-Hill Book Company,1979.
17. DEJA, J. Freezing and de-icing resistance of blast furnace slag concretes. **Cement & Concrete Composites**, [S.I.], v.25, n.3, p.357-361.
18. ENÜSTÜN, V.; SOO, K.S.; BERGESON, K.L. Frost susceptibility of concrete in near-saturated states. **Journal of Materials in Civil Engineering**, [S.I.], v.6,p. 290-306, 1994.
19. FAGURY, S.C. **Concreto e pastas de elevado desempenho: contribuição aos estudos de reparos estruturais e ligações entre concreto novo e velho, com tratamento da zona de interface**. 2002. 143 f.+ anexos. Dissertação (Mestrado) - Interunidades em Ciências e Engenharia de Materiais, EESC / IQSC/ IFSC, Universidade de São Paulo, 2002.

20. FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Structural Concrete**: textbook on behaviour, design and performance v. 2. Switzerland: FIB, 1999. 305 p.
21. FOY, C.; PIGEON, M.; BANTHIA, N. Freeze-thaw durability and deicer salt resistance of a 0,25 water-cement ratio concrete. **Cement and Concrete Research**. [S.I], v.18, n.4, p.605- 614, 1988.
22. GAGNÉ, R. et al. Frost durability of high performance concretes. In: MALIER, Y. **High performance concrete**: from material to structure. London: E & FN Spon, 1992, cap.16, p. 239 -251.
23. GAGNÉ, R.; BOISVERT, A.; PIGEON, M. Effect of superplasticizer dosage on mechanical properties, permeability, and freeze-thaw durability of high-strength concretes with and without silica fume. **ACI Materials Journal**. [S.I], v.93, n.2, p. 111 – 120, march-april 1996.
24. GATNER, E.M.; GAIDIS, J.M. Hydration mechanisms, I. In: SKALNY, J. **Materials science of concrete**. U.S.A.: The American Ceramic Society, Inc., 1989, p.95-125.
25. HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**.2. São Paulo: Pini, 1992. 349 p.
26. HOVER, K.C. Some recent problems with air-entrained concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, [S.I], v.11, n.1, p. 67-72, summer 1989.
27. INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUTURAL. **Hormigón Estructural: normas técnicas**. 5. Madrid: EHE, 2001, 475 p.
28. KJAER, B.O. Introduction to shock & vibration. **Bruel and Kjaer technical review**. [S.I.], v.7674, n.12-1, 1988.
29. KLIEGER, P. Effect of entrained air on strength and durability of concrete with various sizes of aggregates. **Concrete International**. [S.I], v. 25, n.11, p. 27-45, november 2003. Landmark Series.

30. LANGAN, B.W.; WARD, M.A. Freezing and thawing: comparison between non-air-entrained and air-entrained high-strength concrete. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI SP-149**. [S.I]: ACI, 1991, cap.31, p.545-560.
31. LI, Z.; CHAU, C.K; LI, F. Effects of the natural polymer-based durability-enhancing admixtures on the frost resistance of concrete. **Magazine of Concrete Research**, [S.I], v.53, n.2, p. 73-84, april 2001.
32. LIAO, K.Y. et al. A study on characteristics of interfacial transition zone in concrete. **Cement & Concrete Research**, [S.I], v.34, n.6, p. 977-989, june 2004.
33. LIBORIO, J.B.L. Concreto de alto desempenho – uma tecnologia simples para produção de estruturas duráveis. **Revista Tèchene**, [S.I], dezembro 2003.
34. LIBORIO, J.B.L; CASTRO, A.L. A importância da avaliação ecológica de pastas com e sem sílica ativa para produção de concretos estruturais com cimento Portland para obras marítimas. In: **Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica**, 2004, Rio Grande/RS. Anais...Rio Grande/RS, 2004. CDROM.
35. MACINNIS, C.; LAU, E.C. Maximum aggregate size effect on frost resistance of concrete. **Journal American Concrete Institute**. [S.I], v.68, n.2, p. 144-149, february 1971.
36. MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994. 573 p.
37. MELO, A.B. **Influência de cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland**. 2000. 245f. + anexos. Tese (Doutorado) - Interunidades em Ciências e Engenharia de Materiais, EESC / IQSC/ IFSC, Universidade de São Paulo, 2000.
38. MINDESS, S. Interfaces in concrete. In: SKALNY, J. **Materials science of concrete**. U.S.A.: The American Ceramic Society, Inc., 1989, p.163-179.

39. NEVES FILHO, L.C. **Refrigeração**. Disponível em :
<<http://revistadofrio.com.br/artigostecnicos>. Acesso em: janeiro. 2005.
40. NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. Tradução Eng. Salvador E. Giammusso. 2.
São Paulo: Pini, 1997. 828 p.
41. NISHIZAWA, I.; NAGAYAMA,K.; WATANABE, K. Influence of several freeze-thaw conditions on durability of concrete. In: CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS, 2., 1998, Tromsø, Norway. **Proceedings...**London and New York: E & FN Spon, 1998. p. 411 – 420.
42. OKAMOTO, S.; UOMOTO, T. Frost damage mechanism and pore structure of concrete. In: CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS, 2., 1998, Tromsø, Norway. **Proceedings...**London and New York: E & FN Spon, 1998. p. 429 – 437.
43. OKKENHAUG, K.; GJØRV, O. Frost resistance of hardened concrete. **Concrete International**, [S.I], v.25, n.9, p.49-54, 2003.
44. PENTALLA, V.E. Effects of freezing rate on the strains and ice formation in concrete mortar. In: CONCRETE UNDER SEVERE CONDITIONS, 2., 1998, Tromsø, Norway. **Proceedings...**London and New York: E & FN Spon, 1998. p. 478 - 488.
45. PIGEON, M.; GAGNÉ, R.; FOY, C. Critical air-void spacing factors for low water-cement ratio concretes with and without condensed silica fume. **Cement and Concrete Research**. [S.I], v.17, n.6, p.896-906, 1988.
46. PIGEON, M.; MARCHAND, J.; PLEAU, R. Frost resistant concrete. **Construction and Building Materials**. [S.I], v.10, n. 5, p.339 – 348, 1996.
47. PIGEON, M.; SAUCIER, F; PLANTE, P. **Air-void stability IV**: retempering. **ACI Materials Journal**, [S.I], v. 87, n.3, p.252-259, may - june 1990.

48. PIGEON, P.; PLANTE, P., PLANTE, M. **Air-void stability I**: influence of silica fume and others parameters. **ACI Materials Journal**, [S.I], v. 86, n.5, p.482-490, september-october 1989.
49. PLANTE, P.; PIGEON, M.; SAUCIER, F. **Air-void stability II**: influence of superplasticizers and cement. **ACI Materials Journal**, [S.I], v. 86, n.6, p.581-589, november-december 1989.
50. POWERS, T.C. A working Hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. **Journal of the American Concrete Institute**. Michigan, v.16, n.4, p. 245-273, february 1945.
51. POWERS, T.C. The air requirement of frost-resistance concrete. **Proceedings Highway Research Board**, [S.I], v.29, p.184-211, 1949.
52. POWERS, T.C. **The properties of fresh concrete**. New York, London, Sydney, Toronto: John Wiley & Sons, Inc., 1968. 664 p.
53. POWERS, T.C.; BROWNYARD, T.L. Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste: part I **Concrete International**, [S.I], v.25, n.8, p. 59-70, august 2003. Landmark Series.
54. POWERS, T.C.; BROWNYARD, T.L. Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste: part II. **Concrete International**, [S.I], v.25, n.9, p. 31-42, September 2003. Landmark Series.
55. POWERS, T.C.; HELMUTH, R.A. Theory of volume changes in hardened Portland-cement past during freezing. **Proceedings Highway Research Board**, [S.I], v.32, p.285-297, 1953.
56. ROBERTS, L.R.; GRACE, W.R. Microsilica in concrete, I. In: SKALNY, J. **Materials science of concrete**. U.S.A.: The American Ceramic Society, Inc., 1989, p.197-222.

57. SABIR, B.B. Mechanical properties and frost resistance of silica fume concrete. **Cement and Concrete Composites**. [S.I], v.19, p. 285- 294, 1997.
58. SAUCIER, F.; PIGEON, M.; CAMERON, G. **Air-void stability V**: temperature, general analysis, and performance index. **ACI Materials Journal**, [S.I], v. 88, n.1, p.25-36, january - february 1991.
59. SAUCIER, F.; PIGEON, M.; PLANTE, P. **Air-void stability III**: field tests of super plasticized concretes. **ACI Materials Journal**, [S.I], v. 87, n.1, p.3-11, january - february 1990.
60. SCRIVENER, K.L. The microstructures of concrete. In: SKALNY, J. **Materials science of concrete**. U.S.A.: The American Ceramic Society, Inc., 1989, p.127-161.
61. SCRIVENER, K.L.; CRUMBIE, A.; LAUGENSEN, P. The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete. **Interface Science**, [S.I], v.12, p.411-421, 2004.
62. SELNA, D.; MONTEIRO, P.J.M. Cathedral of our lady of the angels. **Concrete International**, [S.I], v.23, n.11, p.27-33, november 2001.
63. SILVA, I.J. **Contribuição ao estudo dos concretos de elevado desempenho**: propriedades mecânicas, durabilidade e microestrutura. 2000. 279 f. Tese (Doutorado) – Interunidades em Ciências e Engenharia de Materiais, EESC / IQSC/ IFSC, Universidade de São Paulo, 2000.
64. SILVA, I.J.; LIBÓRIO, J.B.L. O efeito da sílica ativa no desenvolvimento da microestrutura de concretos de alto desempenho e sua interferência na estrutura porosa de pasta e concreto de cimento Portland. In: SIMPÓSIO INTERUNIDADES EM CIÊNCIAS E ENGENHARIA DOS MATERIAIS, 2., 1999, São Carlos. **Resumos...**São Carlos: USP, 1999. p.102-103.

65. SILVA, V.M. **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa**. 2002. 170 f.+ anexos. Dissertação (Mestrado) - Interunidades em Ciências e Engenharia de Materiais, EESC / IQSC/ IFSC, Universidade de São Paulo, 2002.
66. SILVA, V.S. **Aderência de chapiscos em concretos estruturais - melhoria da microestrutura da zona de interface pela adição da sílica da casca do arroz**. 2004 . 229 f . Tese (Doutorado) - Interunidades em Ciências de Materiais, EESC/IQSC/IFSC, Universidade de São Paulo, 2004.
67. VIEIRA, G.A. **Paletes, transporte e armazenagem**. Disponível em : <<http://revistadofrio.com.br/artigostecnicos>. Acesso em: janeiro. 2005.
68. WONG, T.H. et al. Study of water movement in concrete. **Magazine of Concrete Research**, [S.I], v.53, n.3, p. 205-220, june 2001.
69. YANG, R.; SHARP, J.H. Hydration characteristics of Portland cement after heat curing II: evolution of crystalline aluminate-bearing hydrates. **Journal of the American Ceramic Society**, [S.I], v.84, n.5, p. 1113-1119, may 2001.

Anexo - Dados de ensaio

A.1 Ensaios de reatividade de aditivos e aglomerantes

Os dados das tabelas de 1 a 16 foram utilizados para construção dos gráficos constantes nas figuras de 52 a 55, correspondentes ao ensaio de Kantro.

Tabela 1 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Advacast

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,30%	106	116,4	746,1
2	0,50%	224	168,9	735,7
3	0,70%	295	193,8	717,1
4	0,90%	298	194,9	719,9

Tabela 2 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Advacast X Microair EC (0,09%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,30%	123	125,0	721,0
2	0,50%	229	170,9	734,5
3	0,70%	261	182,4	721,2
4	0,90%	277	187,9	722,3

Tabela 3 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Advacast X Microair EC (0,135%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,30%	95	110,2	696,7
2	0,50%	229	170,7	734,9
3	0,70%	253	179,5	727,7
4	0,90%	292	192,7	727,2

Tabela 4 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Advacast X Microair EC (0,180%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,30%	95	110,1	677,9
2	0,50%	199	159,1	715,6
3	0,70%	269	185,0	728,0
4	0,90%	278	188,0	725,6

Tabela 5 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Advacast X Microair AS 883E (0,09%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,30%	74	96,8	633,1
2	0,50%	195	157,4	715,2
3	0,70%	253	179,4	720,0
4	0,90%	266	184,2	726,3

Tabela 6 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Advacast X Microair AS 883E (0,135%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,30%	73	96,6	658,9
2	0,50%	211	164,0	696,6
3	0,70%	241	175,1	714,3
4	0,90%	258	181,2	725,3

Tabela 7 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Advacast X Microair AS 883E (0,18%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,30%	47	77,0	641,1
2	0,50%	192	156,2	633,3
3	0,70%	230	171,1	670,3
4	0,90%	252	179,1	704,9

Tabela 8 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Glenium 51

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,40%	176	149,6	728,7
2	0,60%	196	157,9	735,4
3	0,80%	222	168,1	729,6
4	1,00%	227	169,9	728,7

Tabela 9 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Glenium 51 X Microair EC (0,09%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,40%	201	159,8	729,2
2	0,60%	214	165,0	725,3
3	0,80%	224	169,0	728,2
4	1,00%	230	171,0	731,8

Tabela 10 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Glenium 51 X Microair EC (0,135%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,40%	194	157,1	723,5
2	0,60%	209	163,0	726,7
3	0,80%	216	166,0	724,2
4	1,00%	227	170,0	729,9

Tabela 11 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Glenium 51 X Microair EC (0,18%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,40%	175	149,4	700,7
2	0,60%	191	156,0	729,2
3	0,80%	214	165,0	731,8
4	1,00%	227	170,0	725,5

Tabela 12 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Gleniun 51 X Microair AS 883E

(0,09%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,20%	101	113,4	655,9
2	0,40%	177	150,0	722,8
3	0,60%	214	165,0	728,2
4	0,80%	232	172,0	728,9
5	1,00%	241	175,0	729,0

Tabela 13 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Gleniun 51 X Microair AS 883E

(0,135%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,20%	118	122,6	658,9
2	0,40%	173	148,6	696,6
3	0,60%	207	162,2	714,3
4	0,80%	223	168,6	725,3
5	1,00%	230	171,0	729,4

Tabela 14 - Dados para ensaio de Kantro: CP II 32 E X Gleniun 51 X Microair AS 883 E

(0,18%)

Mistura	Dosagem SP (%)	Área de Espalhamento (cm ²)	Espalhamento (mm)	Massa de Pasta (g)
1	0,20%	78	99,4	641,1
2	0,40%	171	147,6	633,3
3	0,60%	194	157,3	670,3
4	0,80%	219	167,1	704,9
5	1,00%	230	171,0	728,7

A.2 Ensaio com o agregado miúdo

Dados para cálculo do número de angulosidade do agregado miúdo:

1. Massa específica $\rho = 2,63 \text{ g/cm}^3$

2. Volume do recipiente $V = 3 \text{ l}$
3. Massa da areia (para o recipiente de 3 l) = 5,359 kg
4. Volume da areia $V_A = 5,359/2,63 = 2,04 \text{ l}$
5. Índice de vazios $X\% = (2,04 \times 100)/3 = 68\%$
6. Número de angulosidade $N.A = 67\% - X\% = 67\% - 68\% = -1\%$

A.3 Ensaio com o agregado graúdo

Tabela 15 - Empacotamento da brita 19 mm com a brita 12,5 mm

% de brita 19 mm	Massa de brita 19 mm (kg)	Massa de brita 12,5mm (kg)	% de brita 12,5 mm	Massa da Mistura (kg)
100	16,105	-	-	16,105
90	16,105	1,789	10	16,683
80	16,105	2,237	20	17,582
70	16,105	2,876	30	17,784
60	16,105	3,835	40	17,747
50	16,105	5,368	50	17,575

Dados para o ensaio de absorção do agregado graúdo:

1. Massa do agregado seco $A = 2,971 \text{ kg}$
2. Massa do agregado submerso $B = 1,950 \text{ kg}$
3. Massa do agregado após período de 24 h submerso $C = 2,980 \text{ kg}$
4. Massa específica $\rho = \frac{A}{B - C} = \frac{2,971}{2,980 - 1,950} = 2,88 \text{ g/cm}^3$
5. Absorção (%) = $\frac{C - A}{A} = \frac{2,980 - 2,971}{2,971} = 0,3\%$

Dados para a determinação do coeficiente volumétrico C_v :

Tabela 16 - Diâmetro médio dos agregados de um lote com 250 g (composição ótima - 70% de brita 19 mm 30% de 12,5 mm)

Diâmetro médio de um lote com 250g de agregados (70% brita 19mm e 30% brita 12,5mm)	Medidas - D=mm (diâmetro) e D ³ =mm ³)											
	D	D ³	D	D ³	D	D ³	D	D ³	D	D ³	D	D ³
26,8	19248,83	16,9	4826,81	16,1	4173,28	8,6	636,06	9,4	830,58	21,3	9663,60	
31,8	32157,43	17,4	5268,02	14,6	3112,14	10,7	1225,04	12,2	1815,85	20,1	8120,60	
24,1	13997,52	23,3	12649,34	11,5	1520,88	17,4	5268,02	12,8	2097,15	12,6	2000,38	
18,6	6434,86	18,3	6128,49	17,8	5639,75	15,2	3511,81	13,4	2406,10	12	1728,00	
25,2	16003,01	18	5832,00	16,1	4173,28	13,8	2628,07	13,8	2628,07	12,8	2097,15	
21,3	9663,60	17,9	5735,34	18,5	6331,63	15,3	3581,58	12,9	2146,69	13,7	2571,35	
24,9	15438,25	20,4	8489,66	15,8	3944,31	15,3	3581,58	13,5	2460,38	20,4	8489,66	
17,3	5177,72	19,6	7529,54	17,5	5359,38	13,3	2352,64	13,6	2515,46	12,1	1771,56	
20,6	8741,82	19,3	7189,06	16,6	4574,30	11,1	1367,63	14,9	3307,95	12	1728,00	
21,9	10503,46	19,3	7189,06	12,2	1815,85	10,2	1061,21	10,3	1092,73	12,7	2048,38	
18,9	6751,27	16,6	4574,30	15,8	3944,31	13,5	2460,38	10,3	1092,73	13,4	2406,10	
21,3	9663,60	16,8	4741,63	19,3	7189,06	19,7	7645,37	12,1	1771,56	12,1	1771,56	
10,6	1191,02	16,6	4574,30	10,6	1191,02	17,8	5639,75	10,1	1030,30	12,5	1953,13	
9,5	857,38	12,8	2097,15	14,7	3176,52	17,5	5359,38	14,5	3048,63	9,2	778,69	
21,8	10360,23	13,1	2248,09	14,7	3176,52	16,6	4574,30	20,6	8741,82	12,9	2146,69	
21,6	10077,70	15,1	3442,95	10,7	1225,04	17,4	5268,02	15,1	3442,95	13,5	2460,38	
18,2	6028,57	21,6	10077,70	16,5	4492,13	12	1728,00	15,9	4019,68	16,7	4657,46	
19,7	7645,37	15,5	3723,88	12,1	1771,56	12,2	1815,85	13,6	2515,46	12,6	2000,38	
27,3	20346,42	17,4	5268,02	12,9	2146,69	17,2	5088,45	14	2744,00	10,6	1191,02	
20,9	9129,33	17,1	5000,21	13,7	2571,35	8,6	636,06	11,4	1481,54	7,2	373,25	
23,9	13651,92	20	8000,00	12,4	1906,62	17,1	5000,21	15,4	3652,26	10,8	1259,71	
19,2	7077,89	18,5	6331,63	9,7	912,67	18,9	6751,27	13,8	2628,07	10,7	1225,04	
23,6	13144,26	17,6	5451,78	12,1	1771,56	11,9	1685,16	12,2	1815,85	9,3	804,36	
22	10648,00	19,5	7414,88	11,4	1481,54	13,4	2406,10	13,4	2406,10	13,1	2248,09	
23,1	12326,39	23,9	13651,92	13,5	2460,38	11,7	1601,61	12,5	1953,13	15,2	3511,81	
20,1	8120,60	16,4	4410,94	10,2	1061,21	9,5	857,38	11,4	1481,54	6,2	238,33	
17,9	5735,34	16,9	4826,81	11,5	1520,88	13,5	2460,38	12,5	1953,13	7,4	405,22	
19,7	7645,37	16,2	4251,53	13,4	2406,10	13,3	2352,64	14,7	3176,52			
19,5	7414,88	14,3	2924,21	14,5	3048,63	15,7	3869,89	12,2	1815,85			
20,6	8741,82	16,2	4251,53	16,2	4251,53	17,4	5268,02	15,7	3869,89			

$$\sum D^3 = 827648;$$

Massa da amostra = 248,6 g

Densidade do agregado $\rho = 2,88 \text{ g/cm}^3$

Volume da amostra $V = 86319,4 \text{ mm}^3$

$$C_v = \frac{V}{\sum D^3 \times \pi / 6} = \frac{86319,4}{827648 \times \pi / 6} = 0,2$$

A.4 Dosagem dos concretos

Tabela 17 - Determinação do teor de argamassa para os concretos do ábaco de dosagem - ensaio realizado para o traço 1:m, m = 5.

INSUMOS	a/c 0,4200 A+P = M 5,0000 Teor de arg.(α) 0,5200		a/c 0,4200 A+P = M 5,0000 Teor de arg.(α) 0,5400		a/c 0,4200 A+P = M 5,0000 Teor de arg.(α) 0,5600		a/c 0,4200 A+P = M 5,0000 Teor de arg.(α) 0,5800	
	Traço Unitário	10%SFS	Traço Unitário	10%SFS	Traço Unitário	10% SFS	Traço Unitário	10%SFS
	Aglomerante							
Cimento	1,0000	0,9000	1,0000	0,9000	1,0000	0,9000	1,0000	0,9000
Sílica		0,0711		0,0711		0,0711		0,0711
PEDRA 19	2,0160	2,0160	1,9320	1,9320	1,8480	1,8480	1,7640	1,7640
PEDRA 12,5	0,8640	0,8640	0,8280	0,8280	0,7920	0,7920	0,7560	0,7560
AREIA 4,8MM	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
AREIA 0,6MM	2,1200	2,1200	2,2400	2,2400	2,3600	2,3600	2,4800	2,4800
Água	0,4200	0,4200	0,4200	0,4200	0,4200	0,4200	0,4200	0,4200
SP	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050
AIA	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
Consumo de Cimento(kg/m ³)	387		386		385		385	

Tabela 18 - Resistência à compressão simples para o concreto 1:m, m = 3 do ábaco de dosagem

Idade	F _{cj} MPa	Força KN
1 dia	32,7	256,9
1 dia	34,1	267,7
3 dias	51,7	406
3 dias	53,1	416,9
7 dias	73,8	579
7 dias	73,4	576
14 dias	66,5	522
14 dias	89,2	700
21 dias	55,8	438,2
21 dias	75,5	592,8
28 dias	97,4	764,3
28 dias	94,4	741

Tabela 19 - Resistência à compressão simples para o concreto 1:m, m = 5 do ábaco de dosagem

Idade	F _{cj} MPa	Força KN
1 dia	10,5	82,4
1 dia	11,8	92,7
3 dias	23,1	181,1
3 dias	29,2	229,2
7 dias	40,8	320,4
7 dias	40,9	321,4
14 dias	51,9	407,2
21 dias	55,4	434,9
21 dias	56,9	446,8
28 dias	65,5	514,5
28 dias	62,6	491,6

Tabela 20 - Resistência à compressão simples para o concreto 1:m, m = 6,5 do ábaco de dosagem

Idade	F _{ej} MPa	Força KN
1 dia	3,4	26,4
1 dia	3,1	24,4
3 dias	12,9	101,5
3 dias	12,8	100,5
7 dias	20,1	157,4
7 dias	20,0	156,8
14 dias	27,1	213
14 dias	22,6	177,1
21 dias	31,7	249
21 dias	33,7	264,3
28 dias	36,8	288,5
28 dias	36,3	284,6

Tabela 21 - Resistência à compressão simples para o concreto 1:m, m = 5, ensaiado à temperatura de -35°C (resultados tratados estatisticamente)

Idade	F _{ej} MPa	Força KN
1 dia	10,5	82,1
1 dia	10,4	81,6
1 dia	10,3	81,2
1 dia	10,3	81,2
1 dia	10,4	81,6
1 dia	10,6	83,1
1 dia	10,7	83,8
28 dias	57,6	452,5
28 dias	55,9	438,4
28 dias	56,0	439,4
28 dias	55,8	438,2
28 dias	63,8	500,7
28 dias	61,5	483,1
28 dias	60,8	477,6
63 dias	67,6	530,8
63 dias	66,8	524,44
63 dias	69,3	544,1
63 dias	69,1	542,6
63 dias	68,2	535,2
63 dias	66,1	519,2

Tabela 22 - Resistência à compressão simples para o concreto 1:m, m = 5, com ar incorporado, ensaiado à temperatura de -35°C (resultados tratados estatisticamente)

Idade	F _{ej} MPa	Força KN
1 dia	8,0	62,5
1 dia	8,0	62,9
1 dia	7,4	58,4
1 dia	8,4	65,6
1 dia	7,9	62,3
1 dia	8,2	64,2
1 dia	7,9	61,9
28 dias	38,5	302,1
28 dias	41,0	321,7
28 dias	42,1	330,6
28 dias	40,3	316
28 dias	45,5	357,4
28 dias	40,01	314,7
63 dias	49,5	388,2
63 dias	47,7	374,6
63 dias	45,1	354,3
63 dias	44,6	350,4