

VALDIRENE MARIA SILVA

**Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço,
construídas em escala natural e reduzida**

**Tese apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São
Paulo, como parte dos requisitos para a
obtenção do título de Doutor em
Engenharia de Estruturas.**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Jefferson B. L. Liborio

**São Carlos – SP
2007**

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

Silva, Valdirene Maria

S586a Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço,
construídas em escala natural e reduzida / Valdirene Maria Silva. — São
Carlos, 2007.

Tese (Doutorado) — Escola de Engenharia de São Carlos-
Universidade de São Paulo, 2007.

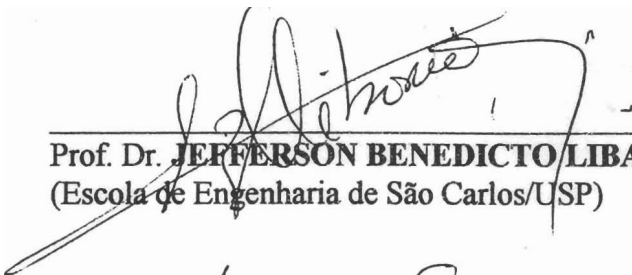
Área: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Jefferson B. L. Liborio.

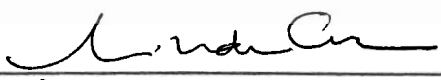
FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **VALDIRENE MARIA SILVA**

Tese defendida e julgada em 30/01/2007 perante a Comissão Julgadora:


Prof. Dr. **JEFFERSON BENEDICTO LIBARDI LIBÓRIO** (Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

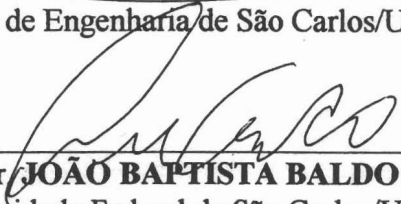
Reprovado


Prof.ª Dr.ª **ANA LUCIA HOMCE DE CRESCER EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

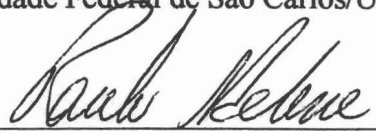
APROVADA


Prof. Dr. **JOSÉ SAMUEL GIONGO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovada


Prof. Dr. **JOÃO BAPTISTA BALDO**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Aprovada


Prof. Titular **PAULO ROBERTO DO LAGO HELENE**
(Escola Politécnica/USP)

aprovada


Prof. Associado **MARCIO ANTONIO RAMALHO**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)


Prof.ª Titular **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Aos meus pais, Livertino e Geraldina,
pessoas as quais o meu amor é incondicional.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Jefferson B. L. Liborio, por acreditar em meu potencial e proporcionar-me a oportunidade de crescer profissionalmente.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pela bolsa de estudo concebida.

Ao Programa de Pós-Graduação do departamento de Engenharia de Estruturas e a Escola de Engenharia de São Carlos, por possibilitar-me a realização desta pesquisa.

Ao meu esposo Valentim Capuzzo Neto pelo amor e companheirismo.

Aos meus familiares que sempre acreditaram em mim.

Ao Prof. Toshiaki Takeya pela competência profissional e suas importantes contribuições a este trabalho.

Ao Prof. Mário de Castro por sua contribuição nas análises estatísticas realizadas.

A todos os amigos do Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento (LMABC): José Américo, Alessandra, Fernanda Giannotti, Vanessa, Sandra, Rafaelle, Tiago, Wilson, Jorge e Marcos pela ajuda, companheirismo, descontração e, principalmente, pela amizade.

Ao Marcelo Antonio Sartorio pela amizade e por ajudar no desenvolvimento do trabalho experimental.

A todos os colegas que contribuíram de forma direta ou indireta na realização desta tese, em especial ao Francisco Sales Trajano Filho, à Luciana Pelaes Mascaro e à Alessandra Feuzicana.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	xiv
LISTA DE ABREVIATURAS	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS	xviii
RESUMO	xix
ABSTRACT	xx
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Justificativas	3
1.3. Objetivos	4
1.4. Metodologia	4
1.5. Organização do trabalho	6
2. A CARBONATAÇÃO E SUAS INFLUÊNCIAS	7
2.1. Estimativa da profundidade de carbonatação por meio de equações	14
2.2. Medidas da profundidade de carbonatação	19
2.3. Influência das adições minerais na carbonatação	20
2.4. Formações mineralógicas do carbonato de cálcio	22
2.5. Concentração de dióxido de carbono	23
2.6. Redução no valor do pH pelo CO ₂ , e suas conseqüências	25
2.7. Comportamento da carbonatação em regiões fissuradas	30
2.8. Estruturas de concreto armado expostas ao meio ambiente durante o período da construção	34
3. DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	37
3.1. Alguns fatores que influenciam na durabilidade das estruturas de concreto	39
3.1.1. Cobrimento nominal da armadura	39
3.1.2. Fissuras no concreto	40
3.1.3. Zona de interface	45
4. MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS	49
4.1. Modelos Estruturais	53
4.1.1. Modelo com completa semelhança	53

4.1.2. Modelo com semelhança de primeira ordem	54
4.1.3. Modelo distorcido	54
4.1.4. Fatores de escala para modelos de concreto armado	55
4.2. Confiabilidade dos modelos físicos	56
4.3. Alguns trabalhos em modelos físicos	57
5. PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
5.1. Caracterização dos materiais	60
5.2. Dosagem dos concretos	61
5.3. Propriedades dos concretos	62
5.4. Confeção das vigas de concreto armado em escala natural e reduzida	64
5.5. Instrumentação das vigas	66
5.6. Carregamento das vigas	68
5.7. Câmara de carbonatação acelerada	72
5.8. Determinação da profundidade de carbonatação	73
5.9. Análise microestrutural	75
5.9.1. Difractometria de raios-X (DRX)	75
5.9.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM)	75
5.9.3. Microscopia eletrônica de varredura (MEV)	75
6. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES	77
6.1. Propriedades mecânicas do concreto	77
6.1.1. Resistência à compressão simples	77
6.1.1.1. Comparação da resistência à compressão simples entre corpos-de-prova referentes à escala natural e reduzida	80
6.1.2. Resistência à tração por compressão diametral	82
6.1.2.1. Comparação da resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova referentes à escala natural e reduzida	84
6.1.3. Módulo de elasticidade	85
6.2. Comportamento estrutural das vigas de concreto armado em escala natural e reduzida	89
6.2.1. Vigas em escala natural	89
6.2.1.1. Viga 1	89
6.2.1.2. Viga 2	91
6.2.1.3. Viga 3	92

6.2.2. Vigas em escala reduzida	92
6.2.2.1. Modelo 1	93
6.2.2.2. Modelo 2	94
6.2.2.3. Modelo 3	95
6.3. Carbonatação em corpos-de-prova e vigas de concreto armado	96
6.3.1. Carbonatação da viga 1	96
6.3.2. Carbonatação da viga 2	99
6.3.3. Carbonatação da viga 3	101
6.3.4. Carbonatação do Modelo 1	103
6.3.5. Carbonatação do Modelo 2	105
6.3.6. Carbonatação do Modelo 3	107
6.3.7. Comparação das profundidades de carbonatação determinadas em corpos-de-prova e nas vigas em escala natural e reduzida	109
6.3.8. Análise estatística da profundidade de carbonatação determinada nas vigas em escala natural e reduzida	113
6.4. Frente de carbonatação nas fissuras	115
6.4.1. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras da viga 1	116
6.4.2. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras da viga 2	130
6.4.3. Determinação da frente carbonatação nas fissuras da viga 3	146
6.4.4. Análise dos resultados da carbonatação em fissuras das vigas 1, 2 e 3	163
6.4.5. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras do modelo 1	165
6.4.6. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras do modelo 2	170
6.4.7. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras do modelo 3	175
6.4.8. Análise dos resultados da carbonatação em fissuras dos modelos 1, 2 e 3	180
6.4.9. Análise estatística da abertura das fissuras e ajuste de equações que representa a tendência da carbonatação na fissura	182
6.5. Verificação da corrosão nas barras de aço da armadura	185
6.6. Influência da variação da concentração de dióxido de carbono na profundidade de carbonatação	187
6.7. Análise microestrutural	190
6.7.1. Difractometria de raios-X (DRX)	190
6.7.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM)	192
6.7.3. Microscopia eletrônica de varredura	195
6.7.3.1. Morfologia do carbonato de cálcio	196

6.7.3.2. Microestrutura na região fissurada	199
6.7.3.3. Microestrutura da zona de interface pasta/agregado	204
6.7.3.4. Microestrutura da zona de interface aço/pasta	210
6.7.3.5. Microestrutura das amostras de barras de aço em regiões com pontos de corrosão	212
6.7.3.6. Microestrutura de amostras polidas	217
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO	223
7.1. Considerações finais	223
7.2. Conclusão	225
7.3. Sugestões para futuras pesquisas	227
7.4. Transferência para o meio técnico	228
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	230
BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	238
ANEXO A - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	246
ANEXO B - DIMENSIONAMENTO E RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS DAS VIGAS E DOS MODELOS	256
ANEXO C - PROCEDIMENTOS ADOTADOS NO PROGRAMA EXPERIMENTAL	274

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Gráfico tridimensional da relação entre profundidade de carbonatação, resistência mecânica e porosidade. Fonte: Atis (2004).	9
Figura 2.2	Representação esquemática da frente de carbonatação. Fonte: Richardson (1988).	10
Figura 2.3	Mecanismo sugerido para a carbonatação acelerada. Fonte: Bertos et al. (2004).	12
Figura 2.4	Mecanismo de reação química. Fonte: Richardson (1988).	12
Figura 2.5	Micrografias dos compostos da pasta de cimento hidratada. (a) Cristais de C-S-H, Silva (2004); (b) Cristais de CH, Monteiro (sd-a).	13
Figura 2.6	Morfologia do carbonato de cálcio, Castro (2003).	13
Figura 2.7	Curva teórica experimental da profundidade de carbonatação em função do tempo de exposição para o traço 1:3,0. Fonte: Silva (2002)	16
Figura 2.8	Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Fonte: Helene (1997).	18
Figura 2.9	Intensidade de carbonatação e pH da água de poros de concreto submetido à carbonatação durante 8 e 16 semanas. Fonte: Chang e Chen (2006).	20
Figura 2.10	Transformação da vaterita em calcita. Fonte: http://www.mpikg.mpg.de/kc/coelfen/ - acessado em 06/10/2006 às 10h00min.	23
Figura 2.11	Microestrutura da aragonita. Fonte: www.keele.ac.uk/depts/ch/groups/csg/cas/ - acessado em 06/10/2006 às 10h30min.	23
Figura 2.12	Diagrama simplificado de Pourbaix para o sistema água-ferro a 25°C e 1 atm. Fonte: Pourbaix e Zoubov (1974), adaptado.	26
Figura 2.13	Célula de corrosão eletroquímica. Fonte: Helene e Cunha (2001).	27
Figura 2.14	Diferentes tipos de lepitocrocita (γ -FeOOH) encontradas como produto de corrosão. Fonte: (a) Antunes et al. (2003) e (b) Koleva et al. (2006).	28
Figura 2.15	Modelo de vida útil. Fonte: CEB 152 (1983).	29
Figura 2.16	Observação em fissura com 0,35 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	30
Figura 2.17	Observação em fissura com 0,05, 0,02 e 0,01 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	30
Figura 2.18	Observação em fissura com 0,8 e 0,3 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	31
Figura 2.19	Observação em fissura com 0,3, 0,2, 0,1 e 0,05 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	31
Figura 2.20	Observação em fissura com 0,4, 0,1, 0,25 e 0,15 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	31
Figura 2.21	Observação em fissura com baixa profundidade de carbonatação. Fonte: Richardson (1988).	31

Figura 2.22	Observação em fissura com 0,6 e 0,25 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	32
Figura 2.23	Observação em fissura com 0,4 e 0,25 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	32
Figura 2.24	Observação em fissura com 0,25 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	32
Figura 2.25	Observação em fissura com 0,15 e 0,25 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	32
Figura 2.26	Observação em fissura com 0,10 e 0,08 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	33
Figura 2.27	Observação em fissura com 0,5 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	33
Figura 2.28	Observação em fissura carbonatada. Fonte: Richardson (1988).	33
Figura 2.29	Observação em fissura com 0,15 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).	33
Figura 2.30	Corpo-de-prova extraído de um segmento de seção de pilar (concreto $f_{ck}=20\text{MPa}$), idade de 18 meses – instante de aplicação de revestimento de argamassa. Fonte: Silva (2004).	35
Figura 3.1	Representação esquemática dos ciclos de fissuração, corrosão e fissuração do concreto. Fonte: Monteiro (sd - b).	38
Figura 3.2	Distribuição média dos poros na zona de interface entre a pasta e o agregado - concreto com relação água/cimento de 0,4. Fonte: Nemati e Gardoni (2005).	45
Figura 3.3	Distribuição das fases presentes na hidratação da pasta de cimento ao longo da zona de interface pasta/agregado. Fonte: Bentz e Stutzman (1994)	46
Figura 3.4	Atuação da sílica ativa na zona de interface entre a pasta e o agregado. (a) e (b) concreto sem adição de sílica ativa antes e após a hidratação respectivamente. (c) e (d) concreto com adição de sílica ativa antes e após a hidratação respectivamente. Fonte: Bentur e Odler apud Castro (2003).	46
Figura 3.5	Dopagem dos agregados. Fonte: Liborio et al. (2005).	47
Figura 3.6	Zona de interface entre a pasta de cimento e um grão de areia. (a) argamassa sem adição de sílica ativa, (b) argamassa com adição de sílica ativa. Fonte: Bentur e Cohen (1987).	48
Figura 4.1	Modelo de material com completa semelhança. Fonte: Harris e Sabnis (1999).	53
Figura 4.2	Modelo de material com distorção. Fonte: Harris e Sabnis (1999).	54
Figura 4.3	Relação da resistência à compressão x diâmetros dos corpos-de-prova. Fonte: Harris e Sabnis (1999).	56
Figura 4.4	Pilar do vertedouro de barragem - Ilha Solteira. (a) Pilar instrumentado para ensaio, (b) modelo físico reduzido - Laboratório de Engenharia de Estruturas – EESC-USP, (c) protótipo em escala natural.	58
Figura 5.1	Separação da argamassa (por peneiramento) do concreto utilizado na moldagem das vigas em escala reduzida.	62
Figura 5.2	Representação esquemática dos ensaios realizados em corpos-de-prova.	63

Figura 5.3	Detalhamento da armadura da viga em escala natural, unidade em cm.	65
Figura 5.4	Detalhamento da armadura de fretagem e da posição do tubo de P.V.C. em ângulo para posterior passagem de cordoalha de aço.	65
Figura 5.5	Detalhamento da armadura da viga em escala reduzida e seu posicionamento na forma metálica.	66
Figura 5.6	Detalhamento da instrumentação, unidade em cm.	67
Figura 5.7	Detalhamento da instrumentação do concreto e da armadura referentes às vigas em escala natural.	67
Figura 5.8	Posicionamento dos extensômetros localizados no meio do vão das vigas em escala reduzida. (a) barras de aço longitudinais tracionadas; (b) região comprimida do concreto.	67
Figura 5.9	Aplicação do carregamento em uma viga de concreto armado em escala natural.	68
Figura 5.10	Detalhamento do carregamento e da condição estática do ensaio.	68
Figura 5.11	Detalhe do encunhamento da cordoalha de aço de protensão e macaco de aplicação de carregamento.	69
Figura 5.12	Esquema estático do ensaio das vigas em escala natural.	69
Figura 5.13	Sistema utilizado para realizar as leituras de carga e deformação.	70
Figura 5.14	Aplicação do carregamento nas vigas em escala reduzida.	71
Figura 5.15	Esquema estático do ensaio das vigas em escala reduzida	71
Figura 5.16	Câmara de carbonatação acelerada.	72
Figura 5.17	Desenho esquemático da câmara de carbonatação acelerada.	72
Figura 5.18	Detalhe dos dispositivos para controle da quantidade de CO ₂ na câmara de carbonatação - (a) Pressostato eletrônico programável, (b) solenóide, (c) transdutor diferencial.	73
Figura 5.19	Técnica utilizada na extração de corpos-de-prova - (a) Viga de concreto armado; (b) Detalhe do corpo-de-prova extraído da viga; (c) Ilustração do ensaio de tração por compressão diametral dos corpos-de-prova extraídos; (d) Exemplo da técnica utilizada na verificação da profundidade de carbonatação.	74
Figura 5.20	Verificação da profundidade de carbonatação nas vigas em escala reduzida.	74
Figura 6.1	Resistência à compressão simples dos concretos referentes às vigas em escala natural (a) e escala reduzida (b).	78
Figura 6.2	Comparação da resistência à compressão simples dos concretos, referentes às vigas em escala natural, submetidos à cura úmida e a carbonatação.	79
Figura 6.3	Comparação da resistência à compressão simples dos concretos, referentes às vigas em escala reduzida, submetidos à cura úmida e a carbonatação.	79
Figura 6.4	Resistência à compressão simples dos corpos-de-prova submetidos à cura úmida referentes aos concretos utilizados na confecção das vigas em escala natural (a) e escala reduzida (b).	80
Figura 6.5	Resistência à compressão simples dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.	81
Figura 6.6	Resistência à compressão simples dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.	81

Figura 6.7	Resistência à compressão simples, considerado o fator de escala, para obter os valores referentes aos corpos-de-prova 150 mm x 300 mm.	82
Figura 6.8	Resistência à compressão simples, considerado o fator de escala, para obter os valores referentes aos corpos-de-prova 150 mm x 300 mm.	82
Figura 6.9	Resistência à tração por compressão diametral dos concretos utilizados na confecção das vigas em escala natural (a) e vigas em escala reduzida (b).	83
Figura 6.10	Resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova submetidos à cura úmida referentes aos concretos utilizados na confecção das vigas em escala natural (a) e escala reduzida (b).	84
Figura 6.11	Resistência à tração por compressão diametral dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.	84
Figura 6.12	Resistência à tração por compressão diametral dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.	84
Figura 6.13	Módulo de elasticidade nas idades de 7, 28 e 56 dias obtidas em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 56 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes à viga 1.	85
Figura 6.14	Módulo de elasticidade nas idades de 7, 28 e 56 dias obtidas em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 56 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes à viga 2.	86
Figura 6.15	Módulo de elasticidade nas idades de 7, 28 e 56 dias obtidas em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 56 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes à viga 3.	86
Figura 6.16	Módulo de elasticidade nas idades de 7, 28 e 45 dias obtidas em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 45 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes ao modelo 1.	86
Figura 6.17	Módulo de elasticidade nas idades de 7, 28 e 45 dias obtidas em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 45 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes ao modelo 2.	87
Figura 6.18	Módulo de elasticidade nas idades de 7, 28 e 45 dias obtidas em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 45 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes ao modelo 3.	87
Figura 6.19	Comparação dos módulos de elasticidade referentes às vigas 1, 2 e 3, aos 3, 7, 28 e 56 dias de idade e submetidos à câmara úmida – (a) vigas (b) modelos.	88
Figura 6.20	Módulo de elasticidade aos 56 dias de idade de corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, câmara de carbonatação e ao meio ambiente – (a) vigas, (b) modelos.	88

Figura 6.21	(a) Força vertical x deslocamento da viga 1; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão da viga 1; (c) Força vertical x deformação média das três barras de aço tracionadas da camada inferior; (d) Força vertical x deformação média das duas barras de aço tracionadas da camada superior.	90
Figura 6.22	(a) Força vertical x deslocamento da viga 2; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão da viga 2; (c) Força vertical x deformação média das três barras de aço tracionadas da camada inferior; (d) Força vertical x deformação média das duas barras de aço tracionadas da camada superior.	91
Figura 6.23	(a) Força vertical x deslocamento da viga 3; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão da viga 3; (c) Força vertical x deformação média das três barras de aço tracionadas da camada inferior; (d) Força vertical x deformação média das duas barras de aço tracionadas da camada superior.	92
Figura 6.24	(a) Força vertical x deslocamento do modelo 1; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão do modelo 1; (c) Força vertical x deformação média das barras de aço tracionadas.	94
Figura 6.25	(a) Força vertical x deslocamento do modelo 2; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão do modelo 2; (c) Força vertical x deformação média das barras de aço tracionadas.	95
Figura 6.26	(a) Força vertical x deslocamento do modelo 3; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão do modelo 3; (c) Força vertical x deformação média das barras de aço tracionadas.	96
Figura 6.27	Profundidade da carbonatação medida em corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, pré-condicionados por 21 dias e submetidos à carbonatação acelerada por 28 dias– Viga 1.	97
Figura 6.28	Desenho esquemático da viga 1 de concreto armado indicando as posições de extração dos corpos-de-prova com suas respectivas numerações.	98
Figura 6.29	Profundidade da carbonatação dos corpos-de-prova extraídos da viga 1.	98
Figura 6.30	Profundidade da carbonatação medida em corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, pré-condicionados por 21 dias e submetidos à carbonatação acelerada por 28 dias– Viga 2.	99
Figura 6.31	Desenho esquemático da viga 2 de concreto armado indicando o posicionamento da extração dos corpos-de-prova com suas respectivas numerações.	101
Figura 6.32	Profundidade da carbonatação dos corpos-de-prova extraídos da viga 2.	101
Figura 6.33	Profundidade da carbonatação medida em corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, pré-condicionados por 21 dias e submetidos à carbonatação acelerada por 28 dias– Viga 3.	102
Figura 6.34	Desenho esquemático da viga 3 de concreto armado indicando o posicionamento da extração dos corpos-de-prova com suas respectivas numerações.	102

Figura 6.35	Profundidade da carbonatação dos corpos-de-prova extraídos da viga 3.	102
Figura 6.36	Profundidade de carbonatação de corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, após 10 dias em pré-condicionamento e 28 dias na câmara de carbonatação – Modelo 1.	103
Figura 6.37	Profundidade da carbonatação de corpos-de-prova extraídos do modelo 1.	104
Figura 6.38	Profundidade de carbonatação de corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, após 10 dias em pré-condicionamento e 28 dias na câmara de carbonatação – Modelo 2.	105
Figura 6.39	Profundidade da carbonatação de corpos-de-prova extraídos do modelo 2.	106
Figura 6.40	Profundidade de carbonatação de corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, após 10 dias em pré-condicionamento e 28 dias na câmara de carbonatação – Modelo 3.	107
Figura 6.41	Profundidade da carbonatação de corpos-de-prova extraídos do modelo 3.	108
Figura 6.42	Comparação dos resultados de carbonatação determinados em corpos-de-prova e vigas em escala natural e reduzida.	110
Figura 6.43	Comparação dos resultados da frente de carbonatação determinada em corpos-de-prova e nas regiões tracionadas e comprimidas das vigas em escala natural e reduzida.	110
Figura 6.44	Profundidade de carbonatação determinada (a) em corpos-de-prova e (b) vigas em escala natural e reduzida; (c) vigas em escala natural e em escala reduzida extrapolada.	111
Figura 6.45	Profundidade da carbonatação nas regiões tracionadas e comprimidas das vigas em escala natural (a) e reduzida (b). Nota: os valores à esquerda de 1, 2 e 3 correspondem às extremidades das vigas, enquanto que os valores à direita de 1, 2 e 3 correspondem ao vão central.	113
Figura 6.46	Profundidade da frente de carbonatação nas vigas em escala natural e reduzida – valores extrapolados.	115
Figura 6.47	(a) Detalhes dos cortes realizados nas vigas; (b) retirada do concreto na região da fissura; (c) região da viga em que o concreto foi retirado e (d) representação do posicionamento das seções AA e BB.	116
Figura 6.48	Profundidade da frente de carbonatação medida na seção BB das vigas 1, 2 e 3.	163
Figura 6.49	Profundidade da frente de carbonatação medida na posição da fissura em espessuras de cobrimento de 2,0 cm e 2,5 cm, para as vigas 1, 2 e 3.	164
Figura 6.50	Profundidade da frente de carbonatação medida ao longo de todo o comprimento da fissura e na espessura de 3,0 cm de cobrimento, para as vigas 1, 2 e 3.	164
Figura 6.51	Profundidade da frente de carbonatação medida na seção BB dos modelos 1, 2 e 3.	181
Figura 6.52	Profundidade da frente de carbonatação versus abertura de fissura de acordo com o tipo de viga (viga 1-preto, viga 2-vermelho, viga 3-azul) e sua posição ao longo do comprimento (● - extremidade; □ - vão central)	183

Figura 6.53	Ajuste de equações para quantificar a profundidade de carbonatação versus abertura de fissura (a) viga 1, (b) viga 2 e (c) viga 3.	184
Figura 6.54 –	(a) Localização do corpo-de-prova extraído da viga, (b) Corpo-de-prova fissurado no qual se observam as diferenças entre a frente de carbonatação a partir da superfície superior e ao longo da fissura.	185
Figura 6.55	Concreto manchado com pontos de corrosão da barra de aço inferior (a) abertura de fissura $w = 0,13$ mm, (b) abertura de fissura $w = 0,13$ mm.	186
Figura 6.56	Concreto manchado com pontos de corrosão da barra de aço inferior (a) abertura de fissura $w = 0,14$ mm, (b) abertura de fissura $w = 0,11$ mm e (c) abertura de fissura $w = 0,14$ mm.	186
Figura 6.57	Profundidade de carbonatação determinada em corpos-de-prova referentes aos concretos da viga 1 (referência), viga 2 (10% SFS) e viga 3 (10% SCA) submetidos a diferentes concentrações de CO_2 .	187
Figura 6.58	Tendência de comportamento do coeficiente de carbonatação em função da concentração de dióxido de carbono.	189
Figura 6.59	Difratograma da pasta de cimento referente à viga e modelo 1 – Sem adição de sílica ativa.	190
Figura 6.60	Difratograma da pasta de cimento referente à viga e modelo 2 - Com 10% de sílica de ferro silício ou silício metálico.	191
Figura 6.61	Difratograma da pasta de cimento referente à viga e modelo 3 – Com 10% de adição da sílica da casca de arroz.	191
Figura 6.62	Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1 referente à viga e modelo 1.	193
Figura 6.63	Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 2 referente à viga e modelo 2.	193
Figura 6.64	Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 3 referente à viga e modelo 3.	193
Figura 6.65	Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1, 2 e 3 que foram submetidas à cura úmida.	194
Figura 6.66	Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1, 2 e 3 que foram submetidas ao meio ambiente.	194
Figura 6.67	Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1, 2 e 3 que foram submetidas à carbonatação.	195
Figura 6.68	Carbonato de cálcio no poro.	196
Figura 6.69	Carbonato de cálcio no poro.	196
Figura 6.70	Carbonato de cálcio no poro.	197
Figura 6.71	Carbonato de cálcio no poro.	197
Figura 6.72	Carbonato de cálcio.	197
Figura 6.73	Carbonato de cálcio.	197
Figura 6.74	Pasta carbonatada.	197
Figura 6.75	Pasta carbonatada.	197
Figura 6.76	Pasta carbonatada.	198
Figura 6.77	Pasta carbonatada.	198
Figura 6.78	Frente de carbonatação em fissura, viga 3.	199
Figura 6.79	Frente de carbonatação em fissura, viga 3.	199

Figura 6.80	Frente de carbonatação em fissura, viga 3.	199
Figura 6.81	Frente de carbonatação em fissura, viga 3.	199
Figura 6.82	Frente de carbonatação em fissura, viga 3.	199
Figura 6.83	CaCO ₃ na região próxima à fissura, viga 3.	199
Figura 6.84	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	200
Figura 6.85	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	200
Figura 6.86	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	200
Figura 6.87	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	200
Figura 6.88	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	201
Figura 6.89	Pasta carbonatada, viga 2.	201
Figura 6.90	Imagem do hidróxido de cálcio na posição da fissura.	202
Figura 6.91	Início da frente de carbonatação na fissura, viga 3.	202
Figura 6.92	Início da frente de carbonatação na fissura, viga 3.	202
Figura 6.93	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	202
Figura 6.94	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	202
Figura 6.95	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	203
Figura 6.96	Frente de carbonatação em fissura, viga 2.	203
Figura 6.97	Microestrutura da zona de interface agregado/pasta.	204
Figura 6.98	Microestrutura da zona de interface agregado/pasta.	204
Figura 6.99	Zona de interface pasta/agregado.	204
Figura 6.100	Zona de interface pasta/agregado.	204
Figura 6.101	Carbonato de cálcio na zona de interface pasta/agregado.	205
Figura 6.102	Carbonato de cálcio na zona de interface pasta/agregado.	205
Figura 6.103	Micrografia do agregado miúdo.	205
Figura 6.104	Corpo-de-prova de concreto carbonatado, mostrando que a tendência da difusão da frente de carbonatação é de ocorrer na zona de interface pasta/agregado.	206
Figura 6.105	Região da pasta de cimento em que foi retirado o agregado.	207
Figura 6.106	Região da pasta de cimento em que foi retirado o agregado.	207
Figura 6.107	EDS em linha para verificar os elementos presentes na pasta de cimento em que foi retirado o agregado.	208
Figura 6.108	EDS em linha para verificar os elementos presentes na região da pasta de cimento com e sem agregado.	209
Figura 6.109	Zona de interface pasta/barras de aço.	210
Figura 6.110	Zona de interface pasta/barras de aço.	210
Figura 6.111	Zona de interface pasta/barras de aço.	210
Figura 6.112	Zona de interface pasta/barras de aço.	210
Figura 6.113	Detalhe do concreto do cobrimento.	211
Figura 6.114	Detalhe do concreto do cobrimento.	211
Figura 6.115	Região da pasta de cimento em que foi sacada a barra de aço.	211
Figura 6.116	Amostra da barra de aço que foi despassivada devido à carbonatação e sua corrosão.	212
Figura 6.117	Imagens de barras de aço extraídas do interior da viga e com diferentes magnificações.	213
Figura 6.118	Imagens de barras de aço extraídas do interior da viga com camada de passivação.	213
Figura 6.119	Imagens de barras de aço extraídas do interior da viga.	214
Figura 6.120	Imagens da barra de aço corroída.	214
Figura 6.121	Imagens da barra de aço corroída.	215
Figura 6.122	Imagem da barra de aço corroída.	216

Figura 6.123	Imagem da zona de transição da ocorrência da corrosão.	216
Figura 6.124	Imagens da barra de aço corroída.	216
Figura 6.125	Imagem de corrosão da barra de aço.	217
Figura 6.126	Amostra polida da pasta de cimento referente à viga 1 que foi submetida à cura úmida.	218
Figura 6.127	Amostra polida da pasta de cimento referente à viga 2 (SFS) que foi submetida à cura úmida.	218
Figura 6.128	Amostra polida de pasta de cimento referente a viga 3 (SCA) que foi submetida à cura úmida.	219
Figura 6.129	Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 1 que foi submetida ao meio ambiente.	219
Figura 6.130	Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 2 (SFS) que foi submetida ao meio ambiente.	219
Figura 6.131	Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 3 (SCA) que foi submetida ao meio ambiente.	220
Figura 6.132	Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente à viga 1 que foi submetida à carbonatação.	220
Figura 6.133	Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 2 (SFS) que foi submetida à carbonatação.	220
Figura 6.134	Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 3 (SCA) que foi submetida à carbonatação.	221
Figura 6.135	Imagem de amostra polida de pasta de cimento carbonatada com precipitação do CaCO_3 no poro. (a) pasta com SFS e (b) pasta com SCA.	221
Figura 6.136	Imagem de amostra polida de pasta de cimento mostrando a escória, o cimento anidro e o hidróxido de cálcio (CH).	221

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Propriedades e efeitos relacionados com a carbonatação.	8
Tabela 2.2	Características do concreto alteradas devido à carbonatação.	14
Tabela 2.3	Valores dos coeficientes de cura e exposição.	17
Tabela 2.4	Valores do fator de idade “n” em função da exposição.	17
Tabela 2.5	Principais indicadores de pH utilizados para determinar a profundidade de carbonatação.	19
Tabela 2.6	Efeito de algumas condições de exposição no processo de carbonatação.	24
Tabela 3.1	Fatores que influenciam no ataque químico de concretos.	38
Tabela 3.2	Classificação de abertura de fissuras.	41
Tabela 3.3	Diferentes tipos de fissuras que podem surgir no concreto.	41
Tabela 3.4	Resumo dos diferentes tipos de fissuras.	44
Tabela 3.5	Grau de hidratação necessário para que ocorra a descontinuidade dos poros.	47
Tabela 4.1	Classificação dos modelos físicos reduzidos.	51
Tabela 4.2	Fatores de escala para estruturas diferenciadas.	52
Tabela 4.3	Resumo dos fatores de escala para modelos de concreto armado.	55
Tabela 5.1	Resumo dos ensaios realizados.	59
Tabela 5.2	Composição dos traços de concretos com CP II E 32.	61
Tabela 5.3	Consumo de materiais por metro cúbico utilizados.	62
Tabela 5.4	Relação entre óxidos, utilizada na identificação dos produtos hidratados de cimento Portland.	76
Tabela 6.1	Valores de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural.	78
Tabela 6.2	Valores de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala reduzida.	78
Tabela 6.3	Valores de resistência à compressão simples, ajustados pelos fatores de escala.	81
Tabela 6.4	Valores de resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural.	83
Tabela 6.5	Valores de resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala reduzida.	83
Tabela 6.6	Módulo de elasticidade dos concretos referentes às vigas em escala natural.	85
Tabela 6.7	Módulo de elasticidade dos concretos referentes às vigas em escala reduzida.	85
Tabela 6.8	Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos na viga 1.	99
Tabela 6.9	Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos na viga 2.	100
Tabela 6.10	Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos na viga 3.	103
Tabela 6.11	Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos no modelo 1.	105
Tabela 6.12	Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos no modelo 2.	107
Tabela 6.13	Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos no modelo 3.	109

Tabela 6.14	Profundidade da frente de carbonatação determinada em corpos-de-prova moldados e em vigas de escala natural e reduzida.	109
Tabela 6.15	Valores da profundidade da frente de carbonatação determinados em corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural e reduzida e fatores de escala determinados.	114
Tabela 6.16	Valores médios da profundidade da frente de carbonatação determinados nas vigas em escala natural, vigas em escala reduzida, valores extrapolados das vigas em escala reduzida para escala natural e análise estatística.	114
Tabela 6.17	Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB.	118
Tabela 6.18	Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB.	131
Tabela 6.19	Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB.	147
Tabela 6.20	Posicionamento das fissuras no modelo 1, abertura das fissuras, exposição do concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB.	166
Tabela 6.21	Posicionamento das fissuras no modelo 2, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB.	170
Tabela 6.22	Posicionamento das fissuras no modelo 3, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB.	176
Tabela 6.23	Valores médios da profundidade de carbonatação determinados na seção BB das vigas em escala natural, dos modelos, valores extrapolados dos modelos para as vigas em escala natural e variação percentual dos resultados..	181
Tabela 6.24	Estatística descritiva das aberturas de fissuras de acordo com os posicionamentos na extremidade ou no vão central da viga em escala natural ou reduzida.	182
Tabela 6.25	Profundidades das frentes de carbonatação determinadas em corpos-de-prova e calculadas pelas equações ajustadas, quando a abertura da fissura vale zero.	184
Tabela 6.26	Valores de profundidade da frente de carbonatação e do coeficiente de carbonatação determinados em corpos-de-prova referentes aos concretos que foram utilizados nas vigas 1, 2 e 3 e submetidos a diferentes concentrações de CO ₂ .	187
Tabela 6.27	Determinação da idade necessária para o corpo-de-prova atingir a profundidade de carbonatação estabelecida. Os valores presentes nas linhas em negrito correspondem aos valores experimentais e os demais se referem às idades calculadas.	188
Tabela 6.28	Produtos identificados nos difratogramas e suas respectivas nomenclaturas.	190
Tabela 6.29	Resultados provenientes do ensaio de PIM das pastas de cimento hidratadas e carbonatadas.	192

Tabela 6.30	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.68, 4.69, 4.76 e 4.77.	198
Tabela 6.31	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.80 a 4.82.	200
Tabela 6.32	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.84 a 4.88.	201
Tabela 6.33	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.91 a 4.95.	203
Tabela 6.34	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.98 a 4.102.	205
Tabela 6.35	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.105 a 4.107.	208
Tabela 6.36	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente à figura 4.108.	209
Tabela 6.37	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.109 a 4.115.	212
Tabela 6.38	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente à figura 4.118.	214
Tabela 6.39	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.119 a 4.120.	215
Tabela 6.40	Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 4.121 a 4.124.	216
Tabela 6.41	Distribuição das fases presentes na pasta de cimento hidratada pelos tons de cinza, Silva (2000).	217

LISTA DE ABREVIATURAS

a/agl	- Relação água/aglomerante
a/c	- Relação água/cimento
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- American Concrete Institute
AFt	- Etringita
BSE	- Elétrons retroespalhados
CEB	- Comité Euro-International du Béton
CCDM	- Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais
C ₂ S	- Silicato dicálcico ou belita
C ₃ A	- Aluminato tricálcico
C ₃ S	- Silicato tricálcico ou alita
C ₄ AF	- Ferro aluminato tetracálcico
CaO	- Óxido de cálcio
C.U.	- Cura úmida
Ca(OH) ₂	- Hidróxido de cálcio ou portlandita
CaCO ₃	- Carbonato de cálcio ou calcita
CH	- Hidróxido de cálcio ou portlandita
C-S-H	- Silicato de cálcio hidratado
CO ₂	- Dióxido de carbono
DRX	- Difractometria de raio-X
EHT	- Tensão de aceleração
EDS	- Espectrografia por dispersão de energia
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
f _{ck}	- Resistência característica do concreto
f _t	- Resistência à tração por compressão diametral
HCO ₃ ⁻	- Ácido carbônico
KOH	- Hidróxido de potássio
MEV	- Microscopia eletrônica de varredura
M.A.	- Meio ambiente
Mag	- Magnificação
M.At. [*]	- Massa atômica
NaOH	- Hidróxido de sódio
PIM	- Porosimetria por intrusão de mercúrio
REF	- Referência
SFS	- Sílica ativa de ferro silício ou silício metálico
SCA	- Sílica extraída da casca de arroz
SE	- Elétrons secundários
SP	- Superplastificante
USP	- Universidade de São Paulo
UR	- Umidade relativa
WD	- Distância de trabalho
γ-Fe ₂ O ₃	- Filme de óxido aderente na superfície da armadura
γ-FeOOH	- Lepidocrocita
α-FeOOH	- Goetita
Fe ₃ O ₄	- Magnetita

LISTA DE SÍMBOLOS

a	-	Areia
C	-	Consumo de cimento (kg/m^3)
Ca	-	Cálcio
e	-	Índice de vazios
F	-	Dimensão da força
k	-	Coeficiente de carbonatação
L	-	Dimensão do comprimento
M	-	Modelo
m	-	Areia + pedra
p	-	Brita
p	-	Nível de significância
R^2	-	Coeficiente de correlação
Si	-	Silício
S_e	-	Fator de escala de deformação
S_l	-	Fator de escala de comprimento
S_σ	-	Fator de escala de tensão
V	-	Viga
w_k	-	Abertura da fissura
x	-	Profundidade carbonatada
x^*	-	Profundidade de carbonatação extrapolada
ρ	-	Massa unitária
ρ_s	-	Massa específica real

RESUMO

SILVA, V.M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida.** 2007. 279 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

Este trabalho apresenta uma análise do comportamento da frente de carbonatação em vigas de concreto armado sob tensão, em escala natural e reduzida, com a máxima condição de subarmação. As vigas foram construídas com e sem adição da sílica da casca de arroz e sílica de ferro silício ou silício metálico. Para cada viga em escala natural (agregado graúdo com $D_{máx.} = 19$ mm) foi moldada uma em escala reduzida com o mesmo traço de concreto para estabelecer os mesmos parâmetros de comparação. As vigas foram curadas durante 7 dias e posteriormente submetidas à flexão, com o carregamento aplicado nos terços ($L/3$ da viga). Realizou-se o pré-condicionamento para a estabilização da umidade interna das vigas que foram expostas durante 28 dias em um ambiente com concentração de 50% de dióxido de carbono, umidade relativa de $65 \pm 5\%$ e temperatura ambiente. Foram determinados: resistências à compressão simples axial, resistência à tração por compressão diametral, módulos de elasticidade e profundidade da frente de carbonatação em corpos-de-prova cilíndricos. A profundidade da frente de carbonatação em corpos-de-prova foi determinada para diferentes concentrações de dióxido de carbono. Também foi verificada a carbonatação ao longo das vigas em escala natural e reduzida e nas posições das fissuras. Para a previsão da profundidade da frente de carbonatação nas vigas, foram ajustadas equações para a representação da carbonatação na região das fissuras. Os resultados obtidos mostraram a eficiência da espessura do cobrimento, a eficácia dos modelos físicos reduzidos para realizar estudos de carbonatação e a tendência da carbonatação em elementos estruturais na condição de serviço. A frente de carbonatação difere na posição das fissuras, evidenciando um comportamento diferente quando comparado com corpos-de-prova. A análise microestrutural ilustrou o comportamento da frente de carbonatação em vigas de concreto armado, complementando o estudo experimental. Com base nos resultados obtidos pode-se afirmar que a simples adoção de concretos de alto desempenho para construção de elementos estruturais não é suficiente nas peças que contenham fissuras e que sejam submetidas a atmosferas ambientais agressivas.

Palavras-Chave: Carbonatação, fissura, cobrimento, durabilidade, concreto de alto desempenho, concretos.

ABSTRACT

SILVA, V.M. **Carbonation action in reinforced concrete beams under stress regime carried out on full and small scales.** 2007. 279 f. Thesis (Doctoral) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

This work reports on the behavior of carbonation in reinforced concrete beams under stress regime on full and small scales having the lowest possible frame. The beams were made with and without adding silica from rice husk and silica fume (Fe-Si). For each beam on a full scale (coarse aggregate with $D_{\text{máx.}} = 19 \text{ mm}$) another beam on a small scale was made with the same mix of concrete to maintain the same comparison parameter. The beams were cured for 7 days and subsequently submitted to flexure by applying a two-point loading ($L/3$ of beam). Humidity stabilization to stabilize internal humidity of beams exposed for 28 days in an environment with a concentration of 50% carbon dioxide, $65 \pm 5\%$ of relative humidity and room temperature was carried out. The following was determined: axial compression strength, tensile splitting strength, Young's modulus and carbonation depth in cylindrical specimens. The carbonation depth was determined in specimens with unlike carbon dioxide concentration. Moreover, carbonation along beams on full and small scales and in cracks was observed. To estimate the carbonation depth of the beams, equations were adjusted to represent the carbonation in cracks. The results show the efficiency in the thickness of the cover, efficiency of small-scale models for studies concerning carbonation and behavior of carbonation in the serviceability of structural elements. The carbonation depth differs in the position of cracks, showing behavior which is unlike the one compared to specimens. The microstructure analyses show the behavior of carbonation depth in reinforced concrete beams complementing the experimental study. The results show that it is not sufficient to use high performance concretes in structural elements for elements with cracks and in aggressive atmospheres.

Keywords: carbonation, crack, cover, durability, high performance concrete, concretes.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

Um dos objetivos da construção civil é otimizar a aplicação dos materiais na produção do concreto. Para cada tipo de obra uma determinada característica do concreto a ser empregado é requerida. Este pode ser bombeável, auto-adensável, projetável ou coeso e pode ser executado com diferentes tipos de aditivos e adições, tais como: superplastificante, plastificante, retardador, acelerador, sílica ativa, cinzas, escórias, materiais reciclados e outros. Dentre as exigências e os materiais existentes é necessário saber produzir o concreto para que este seja resistente, economicamente viável e durável para o meio ambiente no qual será inserido.

A durabilidade das estruturas de concreto pode ser comprometida devido às seguintes causas: deficiência de projeto, falhas de execução e ausência de manutenção preventiva dos edifícios. Devido às deficiências de projeto inicia-se no Brasil, no século XXI, a preocupação de especificar no projeto todas as características do concreto que será utilizado. É inadmissível justificar a existência de um problema patológico em função do meio ambiente ou das condições de serviço de uma estrutura, uma vez que estes cuidados deveriam ser considerados durante a concepção do projeto.

Tendo em vista a necessidade de construir estruturas de concreto mais resistentes e duráveis inicia-se a aplicação do concreto de alta resistência e/ou alto desempenho. Este é um concreto emergente que está sendo introduzido na construção civil do país. Seu custo comparativo com o concreto convencional é maior, mas se tiver seu potencial devidamente utilizado torna-se econômico, e sua produção requer profissionais qualificados. Atualmente, este concreto é aplicado em obras de engenharia com maior preocupação no controle tecnológico. O ganho de resistência mecânica com o concreto de alto desempenho proporcionou algumas vantagens e desvantagens no projeto estrutural.

A vantagem da aplicação do concreto de alto desempenho e alta resistência está relacionada com o dimensionamento de pilares e com a durabilidade da estrutura. Os pilares podem ser dimensionados com a área da seção transversal menor, quando comparado com o pilar dimensionado com concreto convencional. Esta redução na seção transversal dos pilares proporciona um ganho de área construída e uma redução no custo final da obra, devido à redução do tamanho das formas, diminuição da mão-de-obra, quantidade de concreto e conseqüente redução do peso próprio da estrutura. A baixa porosidade desse concreto dificulta a penetração dos agentes agressivos para o interior do elemento estrutural, e consequentemente aumentando a vida útil da estrutura.

A desvantagem em trabalhar com o concreto de alta resistência está relacionada à sua maior fragilidade, que assume maior importância quando se tratam de peças submetidas à compressão centrada ou excêntrica. A maioria das propostas de dimensionamento com o concreto de alta resistência sugere adotar encurtamento último menor que o relativo aos concretos de baixa resistência. Outro problema é que o cobrimento dos pilares de concreto de alta resistência destaca antes que a capacidade de carga axial teórica do elemento seja atingida, ACI 441R (1996). Vale ressaltar que a NBR 6118:2003 - *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento* é aplicável para concretos de até 50 MPa, acima deste limite é necessário a utilização de normas internacionais no dimensionamento.

Os problemas de patologia em concreto, em uma grande maioria, teriam sido solucionados com a aplicação do concreto de alto desempenho, caso os elementos estruturais não fossem submetidos à flexão. Tendo em vista que o concreto possui uma baixa resistência à tração, quando este é submetido a esse tipo de solicitação desencadeia-se a formação de fissuras. A presença destas fissuras proporciona um caminho preferencial para a difusão dos agentes agressivos e da umidade, aumentando significativamente sua permeabilidade.

Uma das patologias mais freqüentes em estruturas de concreto armado é a corrosão das armaduras, aproximadamente 30% das anomalias existentes. Um dos fatores que contribui para a existência da corrosão é a carbonatação, que reduz o pH do concreto e despassiva a armadura. Esta quando despassivada e na presença de umidade desencadeia o processo de corrosão, comprometendo a segurança e durabilidade da estrutura.

Devido a essa problemática, este trabalho investiga o comportamento da difusão da frente carbonatação em vigas de concreto armado submetidas à flexão, sob tensão, e na condição fissurada.

1.2. JUSTIFICATIVA

Atualmente, grande parte das pesquisas sobre durabilidade de concreto é desenvolvida em corpos-de-prova e parte delas está direcionada para a compreensão do fenômeno da carbonatação e suas variáveis intervenientes como: cura, composição e adensamento do concreto, tipo de cimento, adições, fator água/cimento e porosidade. As previsões do desempenho de estruturas de concreto armado submetidas ao ambiente agressivo são realizadas através da extrapolação dos resultados de ensaios em corpos-de-prova.

No entanto, um elemento estrutural em serviço funciona como um sistema, no qual a interação entre os componentes desse sistema nem sempre apresenta o mesmo comportamento que o material isolado. Com a utilização do concreto de alto desempenho muitos projetistas supõem que a obra terá uma durabilidade elevada e essa conclusão deve-se a resultados obtidos em corpos-de-prova. Portanto, existe a necessidade de realizar estudos de durabilidade em elementos estruturais de concreto armado sob tensão. Vale ressaltar que não foi encontrada nenhuma pesquisa a respeito na literatura técnica nacional e internacional.

Sabe-se que a vida útil dos elementos estruturais em serviço é influenciada pela intensidade do carregamento, pela geometria da peça, pelas variações das condições ambientais e pelo grau de fissuração e suas respectivas aberturas. No entanto, o comportamento dessas variáveis em função dos materiais envolvidos não é conhecido. Outro fato importante a ser lembrado, é que os modelos teóricos existentes para previsão da profundidade de carbonatação, também não consideram tais variáveis.

Em 2003 a norma de Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118:2003, foi revisada em relação à versão de 1978 e foram estabelecidos novos parâmetros de durabilidade da estrutura em função das classes de agressividade ambiental, tais como: relação água/cimento, classe do concreto, cobrimento e abertura de fissuras. Por ser uma publicação recente existem poucos resultados de pesquisas sobre durabilidade das estruturas de concreto para cada classe de agressividade ambiental.

São poucos os trabalhos divulgados a respeito da corrosão da armadura e da carbonatação em concretos constituídos com e sem adição de sílica ativa em elementos estruturais sob tensão e fissurados. Além disso, é pouco investigada a avaliação da profundidade de carbonatação em função da abertura de fissuras, o comportamento desta ao longo do comprimento da fissura e na posição da armadura.

A utilização de modelos físicos reduzidos é consagrada no estudo das características mecânicas de estruturas de concreto, no entanto esta alternativa de pesquisa não é usual para

verificação da carbonatação. Portanto, há a necessidade de pesquisar a validade do emprego dessa técnica. O objetivo de trabalhar com modelos em escala reduzida é o de facilitar o manuseio do elemento estrutural, utilizar equipamentos menores e reduzir o custo para desenvolver pesquisas.

Desta forma, existe a necessidade de pesquisar o comportamento do concreto de alto desempenho em vigas de concreto armado fissuradas e submetidas à carbonatação. Verificar as recomendações da NBR 6118:2003 com relação aos parâmetros de durabilidade das estruturas de concreto. Também é interessante investigar a viabilidade de utilizar modelos físicos reduzidos que possibilitem estudos futuros de carbonatação.

1.3. OBJETIVOS

Esta tese tem como objetivo geral estudar o comportamento da carbonatação em vigas de concreto armado submetidas à flexão, mantida sob tensão.

Os objetivos específicos do presente trabalho são:

- Verificar a carbonatação nas fissuras ocorridas nas vigas em situação de serviço.
- Estudar a carbonatação em corpos-de-prova de concreto com e sem adição de sílicas ativa e comparar com os resultados obtidos nas vigas.
- Analisar os resultados de carbonatação em corpos-de-prova que foram submetidos a diferentes concentrações de dióxido de carbono.
- Comparar os resultados de carregamento e de carbonatação em vigas confeccionadas em escala natural e reduzida para estabelecer parâmetros de comparação.
- Verificar, para a condição do ensaio das vigas em escala natural, os parâmetros referentes à durabilidade em relação a classe de agressividade ambiental da NBR 6118:2003.
- Registrar ou não a ocorrência da corrosão da armadura após ciclos de molhagem e secagem.
- Verificar o comportamento microestrutural no concreto carbonatado, nas fissuras e na zona de interface concreto x armadura.

1.4. METODOLOGIA

Para realizar esta tese foi seguida a seguinte metodologia: revisão bibliográfica da literatura referente ao assunto em estudo, desenvolvimento do programa experimental e análise dos resultados.

Na revisão bibliográfica foram avaliados os principais fatores que influenciam na carbonatação do concreto, a durabilidade das estruturas de concreto e os modelos físicos reduzidos. Com esta revisão percebeu-se que apesar das diversas pesquisas sobre carbonatação em concreto, poucos estudos sobre o seu comportamento em estruturas de concreto armado solicitadas foram realizados. Verificou-se nas últimas décadas que a durabilidade das estruturas de concreto é importante assim como o seu desempenho mecânico, sendo a durabilidade incorporada nos critérios das normas vigentes. Também foi observado que os modelos físicos reduzidos são utilizados para analisar o comportamento mecânico dos elementos estruturais e que a verificação da durabilidade não é abordada.

Para o desenvolvimento do programa experimental caracterizaram-se todos os materiais utilizados. Realizou-se um estudo de dosagem de concretos com diferentes tipos de adições, mantendo-se a mesma consistência e mesmo consumo de cimento. Com os traços de concreto definidos, foram confeccionadas as vigas de concreto armado em escala natural e reduzida e foram determinadas as propriedades mecânicas do concreto.

As vigas foram submetidas a um carregamento e em seguida foram inseridas em um ambiente de carbonatação acelerada. Durante o período de carbonatação as vigas permaneceram solicitadas. No caso da escala natural o carregamento foi aplicado por meio de protensão externa, proporcionando um conjunto com mobilidade e dimensões apropriadas para inserir em um ambiente com controle da concentração de dióxido de carbono. Para a criação deste ambiente foi confeccionada e calibrada uma câmara de carbonatação acelerada. Por seu tamanho reduzido, as vigas em escala reduzida foram solicitadas por meio de um dispositivo apropriado de ensaio desenvolvido nessa pesquisa e inseridas em uma câmara de carbonatação com menores dimensões.

A profundidade de carbonatação foi determinada tanto em corpos-de-prova quanto em vigas de concreto armado em escala natural e reduzida. No caso dos corpos-de-prova foi avaliada a influência da concentração do dióxido de carbono em 50%, 1% e meio ambiente, na profundidade de carbonatação. As medidas de carbonatação em vigas, com 50% de concentração, foram realizadas nas regiões com e sem fissuras e nas regiões tracionadas e comprimidas das mesmas. Objetivando verificar o comportamento microestrutural da carbonatação em concreto foram realizados ensaios de difratometria de raios-X (DRX), porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM) e microscopia eletrônica de varredura (MEV). Os resultados foram analisados estatisticamente e mostraram o comportamento real da difusão do dióxido de carbono em corpos-de-prova e em elementos estruturais solicitados.

1.5. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta tese consiste de cinco capítulos e três anexos. No capítulo 1 apresenta-se a introdução com as generalidades, a justificativa do trabalho, os objetivos gerais e específicos da tese, a metodologia seguida e a organização do trabalho.

As revisões bibliográficas sobre carbonatação, durabilidade das estruturas de concreto e modelos físicos reduzidos constam nos capítulos 2, 3 e 4 respectivamente.

O capítulo 5 consiste da programação experimental, que envolve a metodologia utilizada.

No capítulo 6 são apresentados os resultados e discussões do estudo experimental realizado.

As conclusões da tese, as sugestões para trabalhos futuros e a transferência para o meio técnico estão no capítulo 7.

Finalmente são apresentados: as referências bibliográficas; a bibliografia complementar; o anexo A com a caracterização dos materiais; o anexo B com o dimensionamento e os resultados teóricos e experimentais das vigas e dos modelos e o anexo C com procedimentos adotados no programa experimental.

Capítulo 2 A CARBONATAÇÃO E SUAS INFLUÊNCIAS

A carbonatação é definida como a neutralização da fase líquida intersticial saturada de hidróxido de cálcio e de outros compostos alcalinos hidratados, contidos na pasta de cimento do concreto, pelo dióxido de carbono (CO_2) que para uma faixa de umidade precipitam como carbonato de cálcio, RILEM (1988).

A carbonatação acontece naturalmente em estruturas de concreto expostas à ação do dióxido de carbono, este difunde na superfície do concreto e, em presença da umidade dos poros, forma a frente de carbonatação.

A intensidade da umidade é fundamental para a ocorrência da carbonatação, porque não ocorrerá carbonatação em altas ou baixas intensidades de umidade. Segundo Verbeck apud ACI 201.2R¹ (1992) e Roy et al. (1999) a melhor taxa de umidade para ocorrer a carbonatação é entre 50% e 75%. Para umidade relativa abaixo de 25% a carbonatação é considerada insignificante e quando superior a 75%, a umidade presente nos poros restringe a penetração do dióxido de carbono.

A incidência da chuva dificulta o avanço da frente de carbonatação porque o dióxido de carbono é impedido de se difundir devido à saturação dos poros, enquanto no período de estiagem, o processo de carbonatação é normal.

Okochi et al. (2000) observaram que a carbonatação é mais intensa nas amostras protegidas da chuva do que nas expostas. Isso se explica porque as faces expostas estão sujeitas à carbonatação apenas no período de estiagem e as faces protegidas estão sujeitas durante todo o período do ano.

¹ VERBECK G.J. (1958). **Carbonation of hydrated portland cement**. American Society for Testing and Materials - Special Technical Publication, pp. 17-36.

A carbonatação está diretamente relacionada à penetração do dióxido de carbono, por meio dos poros, para o interior do concreto. O qual na presença da umidade transforma-se em ácido carbônico (HCO_3^-), que é reativo.

O ingresso do dióxido de carbono nos poros do concreto, em concentrações normais atmosféricas — com variação de 0,03% a 1,0% em volume — é causado pela difusão². Essa difusão realiza-se por meio de poros capilares interconectados (rede capilar), microfissuras ou bolhas de ar. Determinados agregados são porosos e também podem fazer parte do sistema de transporte, Richardson (1988).

Inicialmente, o dióxido de carbono não se difunde ao interior do concreto porque a tendência é de se combinar, ainda na superfície, com os álcalis e o hidróxido de cálcio. Posteriormente, a tendência é de o CO_2 penetrar mais profundamente no concreto, dando continuidade ao processo de carbonatação. Vale ressaltar que o avanço da frente de carbonatação está diretamente relacionado à facilidade que o CO_2 encontra para difundir-se.

Na tabela 2.1 são apresentadas algumas propriedades químicas dos materiais cimentícios quando carbonatados.

Tabela 2.1 – Propriedades e efeitos relacionados com a carbonatação.

Propriedades	Efeito
Conteúdo de Ca^{++}	A carbonatação ocorre em materiais com Ca^{++} disponível. Quanto maior a concentração de cálcio, menor a frente de carbonatação.
Relação Ca/Si	Quanto maior a relação Ca/Si , maior o grau de carbonatação.
Permeabilidade	Quanto maior a permeabilidade dos materiais cimentícios maior a penetração do CO_2 , o que facilita a carbonatação.

* Dados referidos por Bertos et al. (2004).

A relação água/cimento é responsável pelo tamanho e continuidade dos poros presentes no concreto. Ao reduzir-se essa relação há uma diminuição na profundidade de carbonatação, uma vez que a continuidade capilar dos poros é minorada devido à alteração da microestrutura da pasta de cimento e os poros podem, até mesmo, serem desconectados.

Para Al-Khaiat e Fattuhi (2002) a redução da relação água/cimento e o aumento do período de cura resulta em concretos com menor profundidade de carbonatação.

Ho e Lewis (1987), Dhir et al. (1989), Monteiro e Nepomuceno (1997), Veiga et al. (1998), Seidler e Dal Molin (2002) e Silva (2002) verificaram que a relação água/cimento é um dos fatores que influenciam na qualidade final do concreto quanto à resistência mecânica

² Definição segundo Houaiss. “Difusão - migração de átomos ou moléculas num sistema físico (sólido, líquido ou gás), em geral devido a sua própria agitação térmica, muitas vezes também causada pela influência de um gradiente de temperatura, pressão, ou por um potencial químico ou elétrico”.

e a resistência à carbonatação. Quanto maior a relação água/cimento maior será a porosidade, a permeabilidade e a profundidade de carbonatação do concreto.

Atis (2004), estudando a relação entre carbonatação, resistência à compressão e porosidade, verificou haver a tendência de quanto maior for a resistência à compressão, menor a porosidade e, conseqüentemente, menor a profundidade de carbonatação. Mas o aumento da porosidade resulta no aumento da profundidade de carbonatação para uma resistência à compressão constante, ou seja, a resistência mecânica não é parâmetro único para o controle da carbonatação. Portanto a permeabilidade e a interconexão de poros devem ser consideradas ao avaliar a carbonatação em diferentes concretos, figura 2.1.

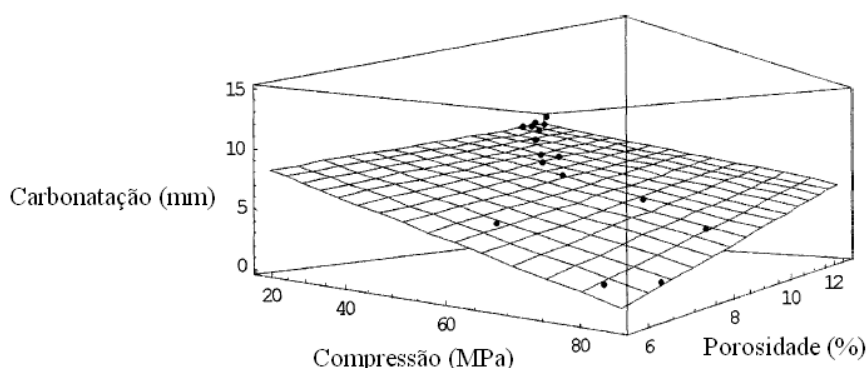


Figura 2.1 – Gráfico tridimensional da relação entre profundidade de carbonatação, resistência mecânica e porosidade. Fonte: Atis (2004).

Sarott et al. (1992) e Hobbs (1999) verificaram que o fator água/cimento interfere significativamente na porosidade e permeabilidade e, conseqüentemente, no coeficiente de difusão.

Helene (1993) afirma que a penetração do dióxido de carbono no concreto dá-se preponderantemente pela difusão e que os mecanismos de absorção capilar e migração de íons não se aplicam ao caso.

Segundo o CEB 152 (1983), a difusão é o processo pelo qual um líquido ou um gás percola em um substrato devido à diferença de concentração, resultando na migração de uma zona de maior para uma de menor concentração. As diferenças de umidade e de temperatura contribuem no processo de difusão.

Uma representação esquemática da difusão do dióxido de carbono, na porosidade, da pasta de cimento, está representada na figura 2.2. A linha que separa as duas zonas de diferentes pH é chamada frente de carbonatação. A difusão da frente de carbonatação avança lentamente do exterior para o interior do concreto, provocando alterações nas propriedades físico-químicas do material. Quando a frente de carbonatação atinge a armadura tem-se o

rompimento da camada de óxido sub microscópica passivante, o que é denominado despassivação da armadura. Segundo Taylor (1997) o filme passivante é instável para baixos valores de pH, o qual é resultante da carbonatação, lixiviação ou ação de cloretos.

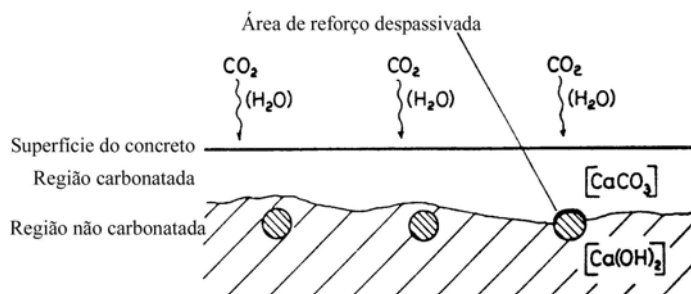
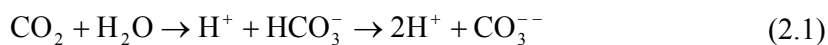


Figura 2.2 –Representação esquemática da frente de carbonatação. Fonte: Richardson (1988).

O dióxido de carbono, quando em contato com o concreto e na presença da umidade presente nos poros, desencadeia a frente de carbonatação. O que facilita a reação do ácido carbônico é a grande disponibilidade de álcalis na pasta do cimento, Mehta e Monteiro (1994). A pasta de cimento hidratada é composta por um volume de aproximadamente 20 a 25% de hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) e 50 a 60% de silicato de cálcio hidratado (C-S-H). O hidróxido de cálcio é mais susceptível à carbonatação que o silicato de cálcio hidratado porque tal composto é altamente solúvel em meios ácidos.

Afridi et al. (2001) estudando o comportamento do Ca(OH)_2 em argamassas sem adições e submetidas à carbonatação, constatou que esses cristais são fracos e incapazes de resistir a tensões e conseqüentemente tem-se o surgimento de fissuras devido às reações de carbonatação. Segundo Taylor (1997) a carbonatação contribui significativamente na retração do concreto e causa fissuras superficiais, sendo esse efeito mais evidente em corpos-de-prova de menores dimensões.

Nas Equações (2.1) a (2.3) estão descritas as reações responsáveis pela carbonatação através do hidróxido de cálcio. Inicialmente, é necessário que o CO_2 se difunda através dos poros do concreto em direção à região de menor concentração e na presença da umidade dos poros se transforme em ácido carbônico.



Os cristais de Ca(OH)_2 se dissolvem na fase aquosa dos poros do concreto.

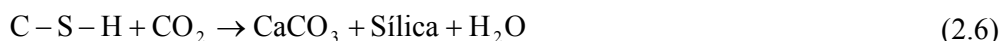
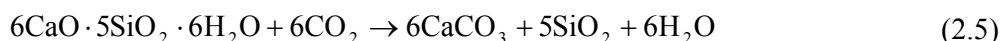
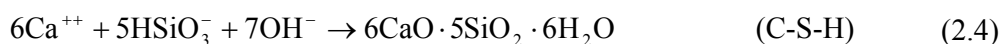


Portanto, ocorre o desencadeamento da reação do Ca(OH)_2 com o CO_2 , ambos dissolvidos, originando o carbonato de cálcio e reduzindo o valor do pH e o volume dos poros.



Papadakis et al. (1992) verificaram que a taxa de carbonatação não depende apenas da concentração do hidróxido de cálcio, mas também, do silicato de cálcio hidratado que contém CaO . Segundo Taylor (1997) o hidróxido de cálcio e o silicato de cálcio hidratado carbonatam simultaneamente.

Reardon et al. (1989), Mollah et al. (1993) e Kobayashi et al. (1994) estudaram a carbonatação do silicato de cálcio hidratado e observaram a dissociação da fase C-S-H e a formação de CaCO_3 , sílica e água. Está representada na Equação (2.4) a formação do C-S-H, na Equação (2.5) os produtos formados devido à carbonatação desse silicato e na Equação (2.6) uma representação resumida da reação. Quanto à formação do C-S-H, Nishikawa e Suzuki (1994) verificaram que ela pode ser analisada quantitativamente através de métodos analíticos.



Taylor (1997) descreve que silicato de cálcio hidratado é descalcificado, portanto tem-se uma redução na relação Ca/Si e a precipitação de um gel de sílica.

Bertos et al. (2004) propõem um resumo das reações que ocorrem durante a carbonatação de materiais cimentícios conforme ilustrado na figura 2.3:

1. Difusão do CO_2 .
2. Penetração do CO_2 através do sólido.
3. Dissolução do $\text{CO}_{2(\text{g})}$ em $\text{CO}_{2(\text{aq})}$. Limite de transferência de camada.
4. Transformação do $\text{CO}_{2(\text{aq})}$ em H_2CO_3 . Essa é uma taxa de deterioração lenta.
5. Ionização do H_2CO_3 para H^+ , HCO_3^- , CO_3^{2-} . Essa reação é instantânea, fazendo o pH cair em aproximadamente 3 unidades, geralmente de 11 para 8.
6. Hidratação das fases C_3S e C_2S . O processo é cíclico, essa fase é rápida e extensiva e a reação é exotérmica. Os grãos de silicatos são cobertos por uma camada livre de gel de silicato de cálcio hidratado, o qual é rapidamente dissolvido liberando íons de Ca^{2+} e SiO_4^{4-} .
7. Nucleação do CaCO_3 e C-S-H. Limite de transferência de camada.

8. Precipitação da fase sólida. Inicialmente podem ser formadas vaterita e aragonita, mas no final dessa fase do CaCO_3 resulta calcita. Carbonatos de cálcio amorfos podem ser encontrados no produto final.

9. Carbonatação secundária. O gel de C-S-H formado é progressivamente descalcificado, formando o silicato hidratado (S-H) e o CaCO_3 .

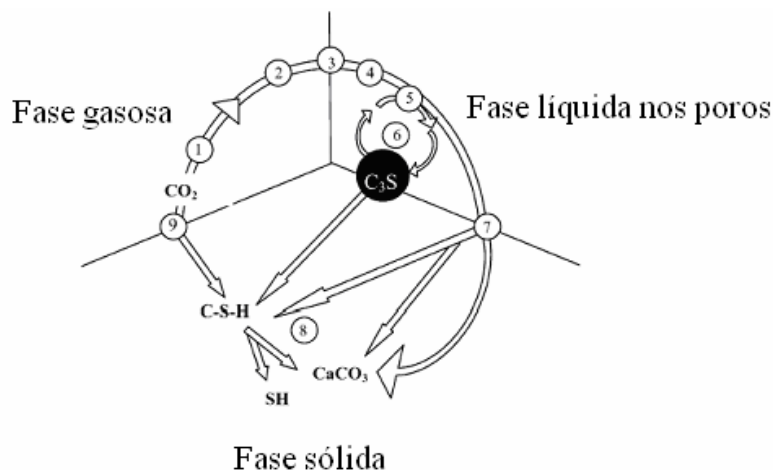


Figura 2.3 – Mecanismo sugerido para a carbonatação acelerada. Fonte: Bertos et al. (2004).

Richardson (1988) reporta que tanto o hidróxido de cálcio quanto o silicato de cálcio hidratado, na presença do dióxido de carbono, originam o carbonato de cálcio CaCO_3 o qual, na presença do CO_2 e água, forma o bicarbonato $[\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2]$, Equação (2.7). Uma quantidade desse bicarbonato é lixiviada da superfície do concreto e uma parte penetra e combina-se com hidróxido de cálcio formando o carbonato de cálcio, Equação (2.8) e figura 2.4.

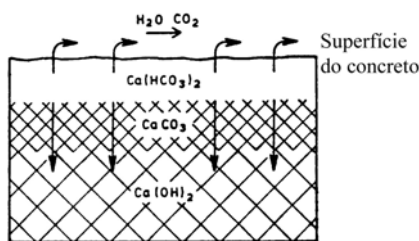


Figura 2.4 - Mecanismo de reação química. Fonte: Richardson (1988).

A resistência da pasta carbonatada aumenta com o avanço da carbonatação devido ao preenchimento dos poros com CaCO_3 , Ngala e Page (1997). Segundo Taylor (1997) a carbonatação proporciona a redução na permeabilidade do concreto.

Richardson (1988) refere que a carbonatação aumenta a resistência mecânica devido à transformação da portlandita em calcita.

De acordo com Fernandez Paris (1973), os cristais de CaCO_3 depositam-se a uma determinada distância da posição inicial do Ca(OH)_2 cristalino, preenchendo os vazios. Esse fato explica, em parte, o aumento da compactidade da pasta carbonatada. Há também o aumento do volume na ordem de 11% quando se desencadeia a carbonatação, porque o volume molecular da portlandita é menor que o da calcita.

Segundo Bertos et al. (2004) cada mol de hidróxido de cálcio com massa específica de 2,24 g/mL e volume molar de 33,0 mL é transformado em carbonato de cálcio com massa específica de 2,71 g/mL e 36,9 mL de volume molar, proporcionando um aumento volumétrico do sólido de 11,8%.

Na figura 2.5 são apresentadas as micrografias de alguns compostos da hidratação do cimento e na figura 2.6 as micrografia do carbonato de cálcio. A micrografia do CH apresentada na figura 2.5b ocorre quando a relação a/c é alta ($> 0,5$). Estas micrografias ilustram as mudanças que ocorrem na pasta de cimento hidratado sob o efeito da carbonatação.

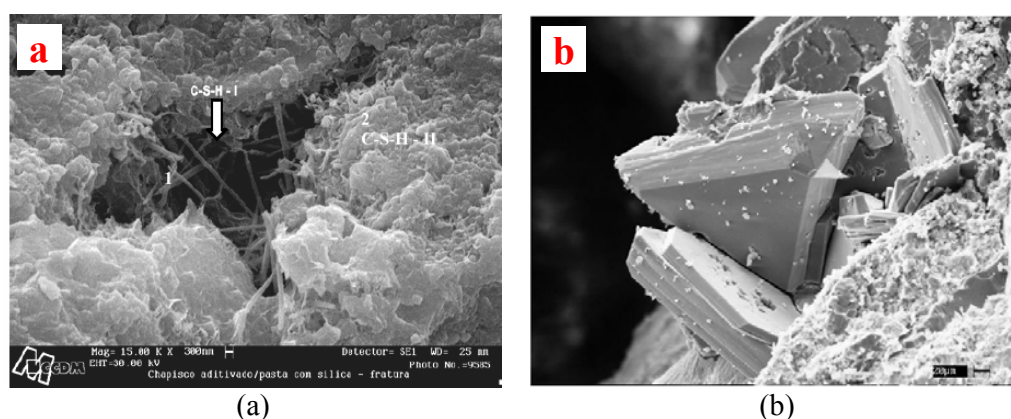


Figura 2.5 – Micrografias dos compostos da pasta de cimento hidratada. (a) Cristais de C-S-H, Silva (2004); (b) Cristais de CH, Monteiro (sd-a).

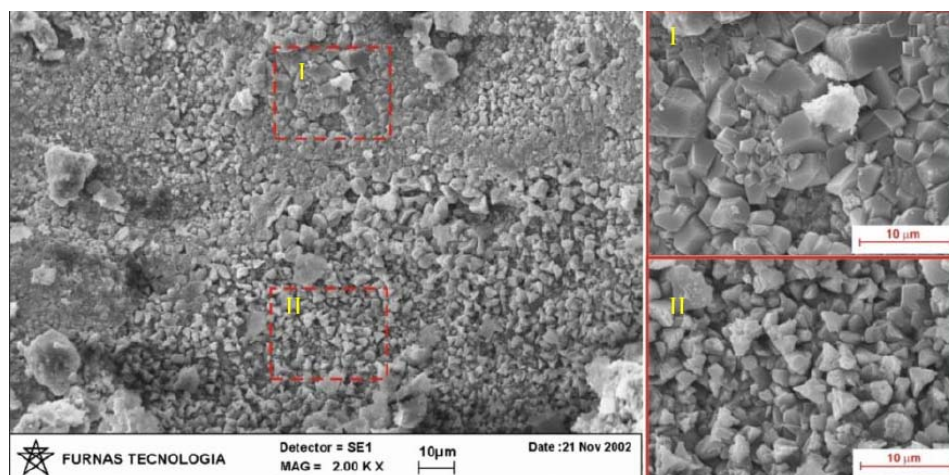


Figura 2.6 – Morfologia do carbonato de cálcio. Fonte: Castro (2003).

Ao estudar a mudança da microestrutura de amostras carbonatadas Bertos et al. (2004) observou que o volume dos poros pode reduzir em até 26%. Na tabela 2.2 são apresentadas algumas características do concreto, alteradas devido à ação da carbonatação.

Tabela 2.2 – Características do concreto alteradas devido à carbonatação.

Características	Conseqüências
Permeabilidade	Alterada com o volume e a densidade.
Porosidade	Tende a baixar porque, nos poros previamente grandes precipita-se o carbonato de cálcio que tem volume molar maior que do hidróxido de cálcio inicial.
Poros	O carbonato de cálcio precipitado tem baixa solubilidade, o que tampona os poros. Portanto devido à expansão volumétrica envolvida na reação, irão surgir microfissuras na região carbonatada.

* Dados referidos por Bertos et al. (2004).

De acordo com ACI 201.2R (1992) todos os constituintes do cimento Portland hidratado são susceptíveis à carbonatação. O resultado pode ser benéfico ou prejudicial dependendo do tempo, taxa e extensão com que ocorreu a exposição ambiental.

2.1. ESTIMATIVA DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO POR MEIO DE EQUAÇÕES

Foram desenvolvidas várias formulações matemáticas para estimar a profundidade de carbonatação ao longo do tempo. Essas formulações são utilizadas para o prognóstico de uma estrutura de concreto, cujo coeficiente de carbonatação seja conhecido.

Segundo Richardson (1988), a primeira lei de Fick, Equação (2.9), é definida para materiais isotrópicos. Ela não é válida para o concreto porque o fluxo é restrito à estrutura porosa permeável e isso impõe as seguintes restrições: a distancia percorrida pelas moléculas através da estrutura porosa será superior à espessura do corpo-de-prova em estudo, devido ao trajeto sinuoso dos poros; e o diâmetro dos poros pode ser tão pequeno que restringe o movimento molecular aleatório.

Segundo o autor (op. cit.) o ingresso do dióxido de carbono no concreto é um fenômeno de difusão, mas a permeabilidade relativa da estrutura porosa do concreto é caracterizada frequentemente por ensaios de fluxo induzido sob pressão, lei de Darcy - Equação (2.10). Esta equação é válida para medidas de permeabilidade a água, sendo necessárias modificações para aplicações relacionadas ao fluxo de gases devido a compressibilidade dos mesmos, Equação (2.11).

$$Q = -D \cdot A \cdot \frac{dc}{dx} \quad (2.9)$$

$$Q = -K \cdot A \cdot \frac{dp}{dx} \quad (2.10)$$

$$k = \frac{K \cdot \mu}{\gamma} \quad (2.11)$$

Em que:

Q = taxa de transferência do material;
 D = coeficiente de difusão;
 K = coeficiente de permeabilidade;
 A = área da seção pela qual o fluxo acontece;
 dc/dx = gradiente de concentração;
 dp/dx = gradiente de pressão;
 c = concentração;
 p = pressão;
 x = espessura;
 k = permeabilidade intrínseca;
 μ = viscosidade;
 γ = massa específica.

A equação mais freqüentemente usada é a proposição de que a profundidade de carbonatação é proporcional à raiz quadrada do tempo de exposição, Verbeck, apud Fernandez Paris³ (1973), Equação (2.12).

$$x = K \cdot \sqrt{t} \quad (2.12)$$

Na qual:

K = coeficiente de carbonatação que depende do material e do ambiente (mm/ano^{0.5});
 x = profundidade carbonatada (mm);
 t = tempo de exposição (ano).

Smolczyk apud Nunes⁴ (1998), propõe que a carbonatação em função do tempo seja obtida pela Equação (2.13).

$$x = K \cdot \sqrt[n]{t - t_0} \quad (2.13)$$

Em que:

x = profundidade carbonatada (mm);
 K = coeficiente de carbonatação (mm/ano^{0.5}) ;
 t = tempo de exposição (ano);
 t₀ = período de retardamento;
 n = parâmetro que depende do tipo de cimento, geralmente próximo de 1,7 para cimentos Portland e de 2,0 para cimentos Portland com adições.

³ VERBECK G.J. (1958). **Carbonation of hydrated portland cement**. American Society Testing Material - Special Technical Publication, pp. 17-36.

⁴ SMOLCZYK, H.G. (1969). In: **The V. International Symposium on the Chemistry of Cement**, Tokyo, Proceedings.

Silva (2002) realizou um ajuste teórico experimental da profundidade de carbonatação em função do tempo de exposição. Nesse ajuste, a pesquisadora obteve o menor erro possível e representou o comportamento de estabilização da carbonatação para idades elevadas e tempo de início da carbonatação diferente de zero. O ajuste confirma a validade da equação estudada por Smolczyk apud Nunes⁴ (1998). A Equação (2.14) foi a ajustada e a figura 2.7 é um exemplo gráfico das curvas teórica e experimental de argamassa executada com o cimento CP V ARI RS, com 10% de sílica ativa adicionada por substituição volumétrica ao cimento Portland e traço 1:3,0. O ajuste teórico e experimental desse traço proporcionou um coeficiente de carbonatação de 0,37 mm/dias^{0,5}, o tempo para iniciar a carbonatação foi de 6 dias e o R² de 0,998.

$$x = K \cdot \sqrt{t - t_0} \quad (2.14)$$

Em que:

- x - profundidade carbonatada;
- K - coeficiente de carbonatação;
- t - tempo de exposição;
- t_0 - tempo para início da carbonatação.

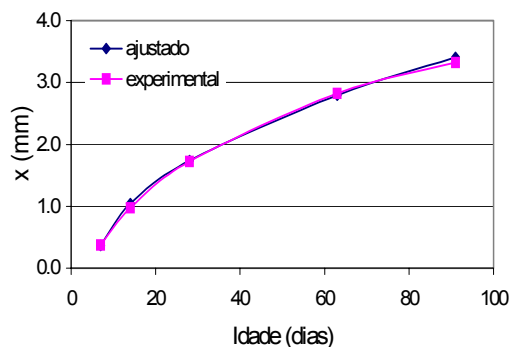


Figura 2.7 – Curva teórica experimental da profundidade de carbonatação em função do tempo de exposição para o traço 1:3,0. Fonte: Silva (2002)

Ho e Lewis (1987) adaptaram a Equação (2.12) para casos em que ocorreu uma carbonatação inicial, Equação (2.15).

$$x = x_0 + C \cdot t^{0.5} \quad (2.15)$$

Sendo: x = profundidade de carbonatação;

x_0 = profundidade de carbonatação inicial, que é normalmente pequena;

C = taxa de carbonatação;

t = tempo durante o qual a carbonatação ocorre.

Carmona (2005) estudando os modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação, avaliou vários métodos, dentre eles o método do CEB (1996) conforme expostos pelas equações 2.16, 2.17 e 2.18.

$$x = k_{\text{CO}_2} \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \cdot \sqrt{t} \quad (2.16)$$

$$k_{\text{CO}_2} = \sqrt{\frac{2 \cdot D_{\text{CO}_2} \cdot C_s \cdot k_1 \cdot k_2}{a}} \quad (2.17)$$

$$D_{\text{CO}_2} = 10^{-\left(7 + 0,025 \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{10}\right)} \quad (2.18)$$

Sendo: x = Profundidade de carbonatação (m)

k_{CO_2} = Coeficiente de carbonatação ($\text{m/s}^{0,5}$)

t_0 = Tempo de cura (s)

t = Tempo (s)

n = Fator de idade

D_{CO_2} = Coeficiente de difusão do CO_2 no concreto carbonatado (m^2/s)

C_s = Concentração de CO_2 no ar (kg/m^3)

a = Teor de CaO em 1 m^3 de concreto (kg/m^3)

$C_s/a = 7 \times 10^{-6}$

k_1, k_2 = Coeficientes de cura e exposição

f_{ck} = Resistência característica do concreto (MPa).

Tabela 2.3 – Valores dos coeficientes de cura e exposição.

Tipo de exposição	Cura	k_1, k_2
Interior	Boa	1,0
Interior	Má	2,0
Exterior	Boa	0,5

* Dados referidos por CEB (1996) apud Carmona (2005).

Tabela 2.4 – Valores do fator de idade “n” em função da exposição.

Tipo de exposição	n
Interior	0,0
Exterior protegida	0,1
Exterior não protegida	0,4

* Dados referidos por CEB (1996) apud Carmona (2005).

Helene (1997) propõe a utilização de um ábaco que correspondente a uma estrutura sujeita a um ambiente agressivo na qual predomina a ação do dióxido de carbono, figura 2.8. Caso sejam utilizados cimentos Portland com escórias de alto forno ou com pozolanas as espessuras mínimas características de cobrimento de concreto à armadura, devem ser aumentadas em pelo menos 20% e 10%, respectivamente.

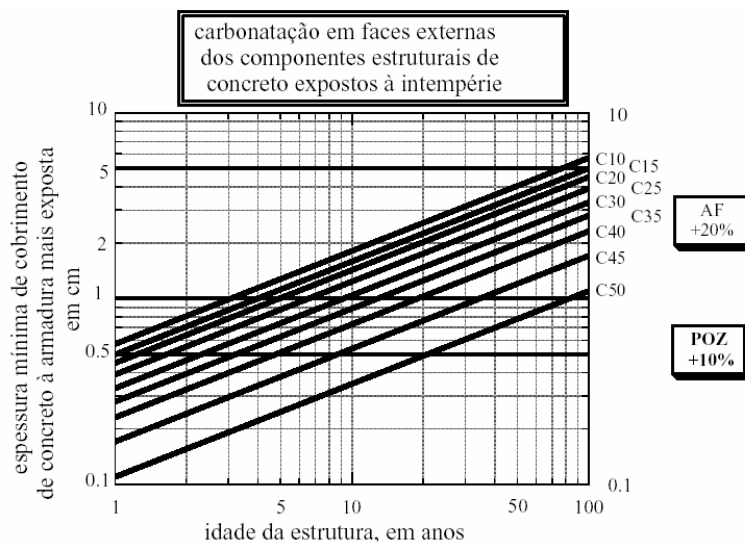


Figura 2.8 – Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Fonte: Helene (1997).

Atis (2003) estudando o efeito da carbonatação em concretos confeccionados com e sem adição de cinza volante realizou uma regressão linear para obter a equação 2.19. Esta correlaciona a profundidade de carbonatação com o valor da resistência à compressão axial do concreto e possui um $R^2 = 0,90$.

$$x = -0,18 \cdot f_c + 16,18 \quad (2.19)$$

Sendo: x = profundidade de carbonatação (mm);
 f_c = resistência à compressão axial (MPa);
 concentração de $\text{CO}_2 = 5\%$.

A profundidade de carbonatação varia em função da resistência à compressão e da porosidade do concreto. Sendo assim, Atis (2004) obteve uma equação com R^2 igual a 0,96 que relaciona a profundidade de carbonatação, resistência à compressão simples e porosidade, equação 2.20.

$$x = 5,32 - 0,112 \cdot f_c + 0,822p \quad (2.20)$$

Em que: x = profundidade de carbonatação (mm);
 f_c = resistência à compressão axial (MPa);
 p = porosidade em percentagem;
 concentração de $\text{CO}_2 = 5\%$.

Nas referências sobre carbonatação são apresentados vários métodos que podem ser utilizados para previsão da profundidade de carbonatação, os quais não serão abordados no presente trabalho.

2.2. MEDIDAS DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Várias são as possibilidades de ensaios para determinar a profundidade de carbonatação; difração de raios-X, análise térmica diferencial, espectroscopia por infravermelho, termogravimetria, microscopia eletrônica de varredura e indicadores ácido/base.

Para a determinação da profundidade de carbonatação por meio de indicadores de pH podem ser utilizadas as soluções de fenolftaleína, timolftaleína e amarelo de alizarina. Na tabela 2.5 são apresentados os indicadores de pH e o intervalo de mudança de cor.

Tabela 2.5 – Principais indicadores de pH utilizados para determinar a profundidade de carbonatação.

Indicador de pH	Intervalo de mudança de cor
Fenolftaleína	Incolor - vermelho carmim pH 8,0 – 9,8
Timolftaleína	Incolor - azul pH 9,3 – 10,5
Amarelo de alizarina GG	Amarelo claro - amarelo escuro pH 10,0 – 12,0
Amarelo de alizarina R	Amarelo - vermelho alaranjado pH 10,1 – 12,0

Fonte: <http://antoine.frostburg.edu/chem/senese/101/acidbase/indicators.shtml> - acessado em 29/10/2006 às 16h.

Comparando os intervalos de mudança de cor (faixa de pH) da fenolftaleína, da timolftaleína e do amarelo de alizarina observa-se que a fenolftaleína é o indicador capaz de determinar valores de pH mais baixos. De um modo geral, a fenolftaleína é o indicador de pH mais empregado no meio científico devido à facilidade de uso, rapidez na realização do ensaio, custo baixo e precisão relativamente boa.

A RILEM (1984) recomenda a utilização de uma solução com 1% de fenolftaleína, em 70% de álcool etílico e 29% de água destilada. Essa solução deve ser borrifada, na forma de névoa, na superfície dos corpos-de-prova ou estruturas inspecionadas. Na região não carbonatada observa-se uma coloração vermelho carmim, enquanto a região carbonatada permanece incolor. Recomenda-se a realização de várias medidas em diferentes localizações para obtenção de um valor médio, uma vez que a frente de carbonatação não é uniforme.

A solução indicadora de pH deve ser aspergida na região recém fraturada do concreto, para evitar que o hidróxido de cálcio reaja com o CO₂ presente na atmosfera. A leitura da profundidade de carbonatação deve ser realizada com equipamento de precisão (leitura de 0,1 mm) e não deve ser realizada em superfície serrada, molhada e com presença de pó.

Segundo Chang e Chen (2006) quando o pH da solução aquosa presente nos poros for menor que 7,5 o grau de carbonatação do corpo-de-prova é 100%, para pH entre 7,5 e 9,0 o grau de carbonatação está entre 50 e 100%, quando pH está entre 9,0 e 11,5 o grau de carbonatação varia de 0 a 50% e para pH superior a 11,5 o corpo-de-prova não está carbonatado. O grau de carbonatação em função do valor de pH e um equacionamento que os correlacionam podem ser observados na figura 2.9.

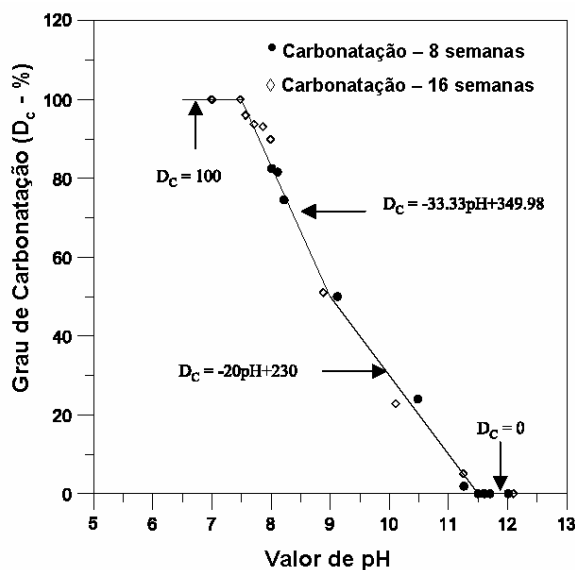


Figura 2.9 – Intensidade de carbonatação e pH da água de poros de concreto submetido à carbonatação durante 8 e 16 semanas. Fonte: Chang e Chen (2006).

Segundo Richardson (1988) para concreto não carbonatado e carbonatado o valor de pH é de aproximadamente 12,6 e 8,3 respectivamente.

Segundo Chang e Chen (2006), a camada passivante protetora da armadura ($\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$) é uma estrutura densa e estável para $pH > 11,5$. Com a redução no valor do pH da água dos poros do concreto tem-se a despassivação da armadura, portanto a fenolftaleína é considerado um bom indicador para verificar se a armadura está despassivada e se pode iniciar a corrosão.

2.3. INFLUÊNCIA DAS ADIÇÕES MINERAIS NA CARBONATAÇÃO

A idéia de se utilizar adições minerais foi a tentativa de confeccionar concretos com qualidades superiores e com menores teores de cimento, uma vez que a fabricação desse é responsável por 5% da emissão de dióxido de carbono na atmosfera, o que agrava o efeito estufa do planeta e o desequilíbrio dos ecossistemas, Davidovits (1991).

As adições minerais proporcionam a reação pozolânica que transforma hidróxido de cálcio (CH) em silicato de cálcio hidratado (C-S-H). Essa reação deveria provocar uma

carbonatação mais lenta devido à menor permeabilidade do concreto; no entanto isso não é observado devido à redução de CH, Bier apud Neville⁵ (1997).

Bakharev et al. (2001) verificaram que concretos sem adição de escória são menos vulneráveis à carbonatação porque contêm maior quantidade de cálcio, advindos do C_3S , C_2S , CH e C-S-H.

Atis (2003), Ho e Lewis⁶, Kasai et al.⁷, Byfors⁸, Ogha e Nagataki⁹ apud Atis (2003), Al-Amoudi e Maslehuddin (1991) e verificaram que a adição de cinza volante nos concretos proporciona aumento na profundidade de carbonatação.

Helene (1997) propõe que se for utilizado cimento Portland com adições de escória de alto forno ou pozolanas a espessura do cobrimento deve ser aumentada de 20% e 10% respectivamente. Segundo Helene (2004), para reduzir a profundidade de carbonatação são preferíveis o uso dos cimentos tipo CP I e CP V sem adições.

Segundo Xuequan et al. (1999) a profundidade de carbonatação dos concretos executados com adições de escória de alto forno e cinza volante é quase duas vezes maior que a profundidade de carbonatação obtida em concretos sem adições. Isto está relacionado à redução da alcalinidade advinda da diminuição da quantidade de cimento na mistura.

O avanço da frente de carbonatação é proporcional à alcalinidade total disponível na pasta, relacionada à composição química do cimento. O cimento Portland comum possui maior reserva alcalina que os cimentos com adições minerais, porque é maior a concentração de hidróxidos alcalinos na solução dos poros do primeiro, o que propicia mais lenta difusão de dióxido de carbono. Isso se deve ao fato de o ácido carbônico reagir com o CH presente para, então, prosseguir a difusão para o interior do concreto, Matsutato et al. (1992) e Silva (2002).

Portanto a utilização de altos teores de adições minerais, em substituição ao cimento Portland, consome o hidróxido de cálcio proveniente da hidratação e propicia maior velocidade de carbonatação.

⁵ BIER, Th. A. (1987). **Influence of type of cement and curing on carbonation progress and pore structure of hydrated cement paste**, Materials Research Society Symposium.

⁶ HO, DWS, LEWIS, RK.(1983) Carbonation of concrete incorporating fly ash or a chemical admixture. **Proceedings of the First International Conference on The Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and other Mineral By-Products in Concrete**. Montebello, Canada: SP-79, 1983: pp. 333–346.,

⁷ KASAI Y, MATSUI I, FUKUSHIMA Y, KAMOHARA H.(1983) Air permeability and carbonation of blended cement mortars. **Proceedings of the First International Conference on The Use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and Other Mineral By-Products in Concrete**, Montebello, Canada; SP-79, 1983, pp. 435–450.

⁸ BYFORS, K (1985). Carbonation of concrete with silica fume and fly ash. **Nordic Concrete Research**, Publication No. 4, Oslo; 1985:pp. 26–35.

⁹ OGHSA, H, NAGATAKI, S.(1989) Prediction of carbonation depth of concrete with fly ash. **Proceedings of the Third International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete**. Trondheim, Norway; SP-114, 1989: pp. 275–294.

2.4. FORMAÇÕES MINERALÓGICAS DO CARBONATO DE CÁLCIO

Durante a carbonatação o carbonato de cálcio pode precipitar como vaterita, aragonita ou calcita. Segundo Janotka et al. (1996) e Alcocel et al. (2000), no processo de cristalização do carbonato de cálcio prevalece a formação da calcita. A morfologia da calcita é caracterizada por pequenos cristais prismáticos, firmemente empacotados ($< 3 \mu\text{m}$), Bertos et al. (2004).

Segundo Andac e Glasser (1999) a densidade da aragonita, da calcita e da vaterita variam no intervalo de 2,94 à 2,95; 2,71 à 2,94 e 2,64 g/cm^3 , respectivamente. A vaterita tem a menor densidade, seguida pela calcita e aragonita. Assumindo um fluxo constante de Ca e CO_2 na zona de precipitação do carbonato de cálcio, a habilidade de obstruir os poros diminui com o aumento da densidade. Portanto, como a vaterita possui a menor densidade, ela é a que mais contribui com a diminuição da porosidade.

Para Massazza (1987), o dióxido de carbono reage inicialmente com os álcalis e hidróxido de cálcio presentes na solução, preenchendo os poros da pasta de cimento e, eventualmente, formando a calcita.

Segundo Fernandez Paris (1973) a presença de sulfatos, estrôncio e magnésio proporcionam a precipitação da vaterita, com uma pequena quantidade de aragonita. Na ausência desses sais a calcita precipita.

Para a formação da aragonita é necessária uma concentração de íons de magnésio na proporção entre 0,1 à 0,26 mol/L e a concentração de íons de cálcio deve ser menor que a proporção entre 0,16 à 0,25 mol/L. O excesso de íons de cálcio ou magnésio favorecem a formação da calcita, Ahn et al. (2004).

Para Fernandez Paris (1973) o carbonato de cálcio é precipitado na forma de vaterita ou aragonita e, com o decorrer do tempo, devido à presença de dissoluções de CaCO_3 , serão transformadas em calcita.

Segundo Richardson (1988), na carbonatação algumas vateritas são formadas primeiro, mas gradualmente são convertidas em calcita. Uma possível explicação para isto poderia ser o variado grau de hidratação da pasta de cimento. A carbonatação do C_3S hidratado produz calcita, enquanto o C_3S não hidratado produz vaterita. A quantidade de vaterita poderá diminuir se a hidratação do cimento não for interrompida. Essas reações transformam a vaterita em aragonita e, finalmente, em calcita com cristalização inferior.

Nunes (1998) também afirma que a carbonatação do C_3S na forma anidro tende a formar cristais de vaterita e, quando hidratado, seus produtos reagem formando calcita.

Segundo Alcocel et al. (2000) a calcita é encontrada em todos os estágios da carbonatação. Nas micrografias da figura 2.10 pode ser observada a transformação da vaterita em calcita e na figura 2.11 tem-se uma micrografia da aragonita.

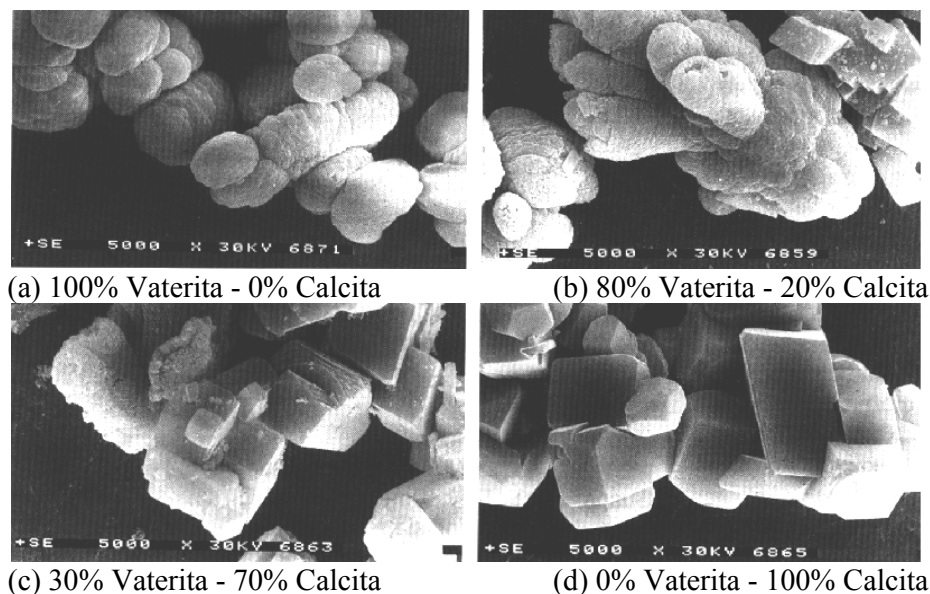


Figura 2.10 - Transformação da vaterita em calcita.

Fonte: <http://www.mpikg.mpg.de/kc/coelfen/> - acessado em 06/10/2006 às 10h00min.



Figura 2.11 – Microestrutura da aragonita.

Fonte: www.keele.ac.uk/depts/ch/groups/csg/cas/ - acessado em 06/10/2006 às 10h30min.

2.5. CONCENTRAÇÃO DE DIÓXIDO DE CARBONO

A carbonatação é um fenômeno natural e pode ocorrer em ambientes com elevada e baixa concentrações de CO_2 . O teor de CO_2 em um ambiente rural é cerca de 0,03% em volume, em ambientes marítimos 0,03%, em lugares fechados de 0,05% a 0,1%, em laboratório não ventilado 0,1%, em grandes cidades e regiões industrializadas é esperado de 0,3% a 1,0%, em garagens e viadutos 0,2% e em um silo de grão 1,0%, Richardson (1988).

A carbonatação do concreto é relativamente lenta, devido aos baixos níveis de concentração de CO_2 na atmosfera, mas a velocidade de difusão da frente de carbonatação

aumenta consideravelmente com o aumento de concentração de CO_2 presente no meio ambiente em contato com a superfície do concreto. Conseqüentemente, quando se deseja obter resultados em um pequeno intervalo de tempo, utilizam-se ensaios de carbonatação acelerada com nível de concentração de CO_2 maior que o encontrado no meio ambiente.

A taxa de carbonatação depende da qualidade do concreto e da concentração do dióxido de carbono. Para água com mais de 20 partes por milhão (ppm) de dióxido de carbono pode resultar em rápida carbonatação da pasta de cimento hidratado, enquanto que para 10 ppm ou menos pode resultar uma carbonatação significativa Terzaghi apud ACI 201.2R¹⁰ (1992).

Atualmente não existe padronização nos ensaios de carbonatação, um dos poucos fatores comuns entre as diversas pesquisas existentes é o controle da umidade relativa entre 50 a 70%. Na tabela 2.6 são apresentadas algumas condições presentes nos ensaios acelerados e que não são padronizados.

Tabela 2.6 – Efeito de algumas condições de exposição no processo de carbonatação.

Condição	Efeitos
Pressão parcial de CO_2	Quanto maior a quantidade de CO_2 na fase gasosa, maior é a taxa de carbonatação. No entanto, o aumento da pressão de CO_2 não proporciona maior carbonatação.
Umidade relativa	A carbonatação é mais rápida para umidade relativa entre 50 e 70% e decresce para altos e baixos níveis de umidade relativa.
Temperatura	Temperaturas elevadas diminuem a solubilidade do CO_2 em água, diminuindo a carbonatação. A reação da carbonatação é exotérmica, o que promove a formação de CaCO_3 meta-estável. Para obter a calcita, forma mais estável do carbonato de cálcio, a temperatura deve ser mantida de 0 a 10°C.

* Dados referidos por Bertos et al. (2004).

Os ensaios de laboratório são efetuados em curtos intervalos de tempo, assim, a correspondente concentração de CO_2 nessa micro-região, em contato com o corpo-de-prova, é maior. Existe a preocupação da correlação entre os ensaios realizados em curtos períodos de tempo e os naturais de longa duração, Figueiredo (1994) e Reardon et al. (1989). Devido a essa preocupação existente no meio acadêmico, Ho e Lewis (1987) encontraram gradiente de 1,03 para os resultados obtidos com 5 anos de estocagem em laboratório e os resultados obtidos após uma semana em uma atmosfera com 4% de dióxido de carbono.

¹⁰ TERZAGHI, R.D. 1948. Concrete Deterioratin in a Shipway, In: ACI Journal, V. 44, n° 10, June, pp. 977-1005, *Proceeding*.

TERZAGHI, R.D. 1949. Concrete Deterioratin Due to Carbonic Acid, In: *Journal*, Boston Society of Civil Engineers, V. 36.

Para as pesquisas de carbonatação acelerada ainda não foi estipulado um nível de concentração de dióxido de carbono para a realização dos ensaios, portanto cada pesquisador adota a concentração desejada. Segue uma relação de alguns pesquisadores e a concentração de dióxido de carbono adotada: Papadakis et al. (1992) 50%, Nunes (1998) 15%, Claisse et al. (1999) 5%, Roy et al. (1999) 6%, Martins et al. (2001) 100%, Atis (2003) 5%, Chang e Chen (2006) 20%, dentre outros.

2.6. REDUÇÃO NO VALOR DO PH PELO CO₂, E SUAS CONSEQUÊNCIAS

O fator prejudicial da carbonatação em concreto é a redução do valor do pH. Em condição natural, a solução intersticial aquosa do concreto tem pH em torno de 12. Esta alcalinidade proporciona proteção eletroquímica de caráter passivo sobre o aço.

O ingresso e reação do dióxido de carbono causam a diminuição do pH para aproximadamente 8,3, quando o concreto está completamente carbonatado e, nessa condição, a armadura fica completamente despassivada, podendo ter início a corrosão se as condições ambientais forem propícias.

Andac e Glasser (1999) estudaram a carbonatação de concretos e verificaram um valor mínimo de 9,0 para o pH.

Jung et al. (2003) ao investigarem a vida útil das estruturas de concreto encontraram que a profundidade carbonatada determinada com uma solução de fenolftaleína apresenta pH entre 8,3 e 9,5, enquanto a corrosão da armadura pode ocorrer com pH menor ou igual a 11,5.

A passivação de uma armadura é entendida como a resistência à corrosão, proporcionada por uma película fina de um filme de óxido ($\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$) estável e aderente na superfície da armadura. O Fe_2O_3 é o produto que favorece a formação desse filme passivante, o qual pode ser quebrado na presença da carbonatação e de íons cloreto.

O diagrama de Pourbaix indica as regiões em que o metal encontra-se na zona de passivação ou despassivação relacionando valores de potencial padrão - E° (V) e de pH, para temperatura de 25°C e pressão de 1 atm, figura 2.12.

Segundo Helene e Cunha (2001) a faixa usual de potencial de corrosão do ferro no concreto é da ordem de +0,1V a -0,4V.

De acordo com o diagrama de Pourbaix, a região compreendida entre as linhas “a” e “b” representa o domínio de estabilidade termodinâmica da água. Abaixo da linha “a” a água tende a decompor-se por redução, de acordo com a equação 2.21, acima da linha “b” a água tende a decompor-se por oxidação de acordo com a equação 2.22:

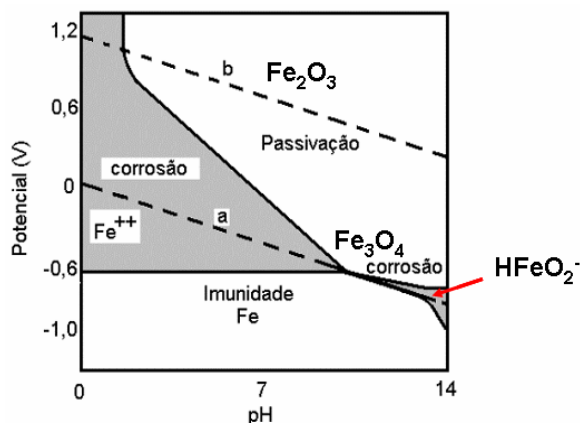


Figura 2.12 - Diagrama simplificado de Pourbaix para o sistema água-ferro a 25°C e 1 atm. Fonte: Pourbaix (1974), adaptado.

No diagrama de Pourbaix podem ser observadas três fases distintas:

- A região de imunidade em que é termodinamicamente desfavorável a ocorrência da corrosão, porque quando o potencial é menor que - 0,6 V o ferro não reage, independente do valor do pH. Segundo Brito (1997), na prática, esse potencial baixo só é conseguido através de proteção catódica;
- Na região de passivação os óxidos e hidróxidos de ferro são estáveis; e existe formação de películas passivantes;
- Nas zonas de corrosão tem-se a combinação de pHs e potenciais que propiciam uma situação de corrosão. Segundo Pourbaix (1974) para valores de pH acima de 12,5 o potencial se encontra na região de corrosão, o ferro é corroído com a redução do hidrogênio.

Somente o oxigênio dissolvido na água é capaz de sofrer redução quando à temperatura ambiente. O oxigênio presente na atmosfera não é capaz de se reduzir, portanto, para que a corrosão tenha início é necessária a presença de umidade relativa.

A corrosão do aço no concreto é um processo eletroquímico em um meio aquoso e à temperatura ambiente; para que ocorra a corrosão são necessários: condutor que é a barra de aço da armadura; eletrólito que é a solução intersticial aquosa a qual irá conduzir os íons; oxigênio que dissolvido na água presente nos poros do concreto irá propiciar a formação dos produtos de corrosão; e a diferença de potencial que formará uma região anódica e outra catódica entre dois pontos aleatórios da armadura, figura 2.13. Segundo Helene e Cunha

(2001), a diferença de potencial pode ser causada pela diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão do concreto e/ou no aço, impurezas no metal, heterogeneidades inerentes ao concreto, pela carbonatação ou pela presença de íons.

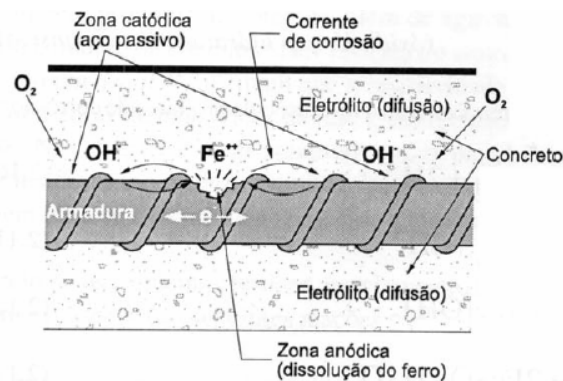


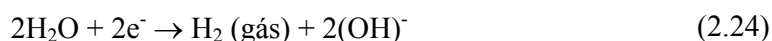
Figura 2.13 – Célula de corrosão eletroquímica. Fonte: Helene e Cunha (2001).

Conforme observado na figura 2.13 as reações químicas envolvidas no processo corrosivo são:

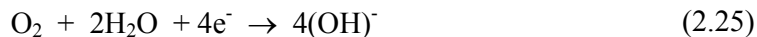
Reação de oxidação ou anódica - também chamada reação de corrosão, propriamente dita, Equação (2.23).



Reação de redução ou catódica – com o H^+ proveniente da dissociação da água, Equação (2.24).



Reação de redução ou catódica - com o oxigênio do ar dissolvido na água, Equação (2.25).



Na corrosão eletroquímica os elétrons livres presentes na região anódica através da barra de aço migram para a região catódica, onde reagem com alguma substância presente no eletrólito, de forma a produzir uma reação catódica. Os íons ferro, dissolvidos na solução porosa, migram em direção ao cátodo enquanto os íons hidroxila migram em direção ao ânodo; ambos reagem e precipitam conforme a Equação (2.26).



A corrosão é acompanhada por um considerável aumento no volume do metal original, essa é a causa principal da expansão e fissuração do concreto na posição da armadura. Esse aumento de volume foi encontrado até sete vezes o volume inicial do metal, o que origina fortes tensões de tração no concreto Helene (1986) e Liborio (1990). Estas tensões de tração

podem ser acentuadas a ponto de acarretar o destacamento do cobrimento do concreto e comprometer a vida útil da estrutura.

Antunes e Costa (2002) relata que as pesquisas sobre corrosão indicam que os principais produtos formados são: lepidocrocita (γ -FeOOH), goetita (α -FeOOH) e magnetita (Fe_3O_4). A lepidocrocita normalmente é o produto inicial da corrosão e para maior tempo de exposição tem-se a sua transformação em goetita. A transformação da lepidocrocita em magnetita é mais freqüente em ambientes marinhos. Na figura 2.14 (a) e (b) são apresentadas micrografias de produtos de corrosão publicados por Antunes et al. (2003) e Koleva et al. (2006) respectivamente.

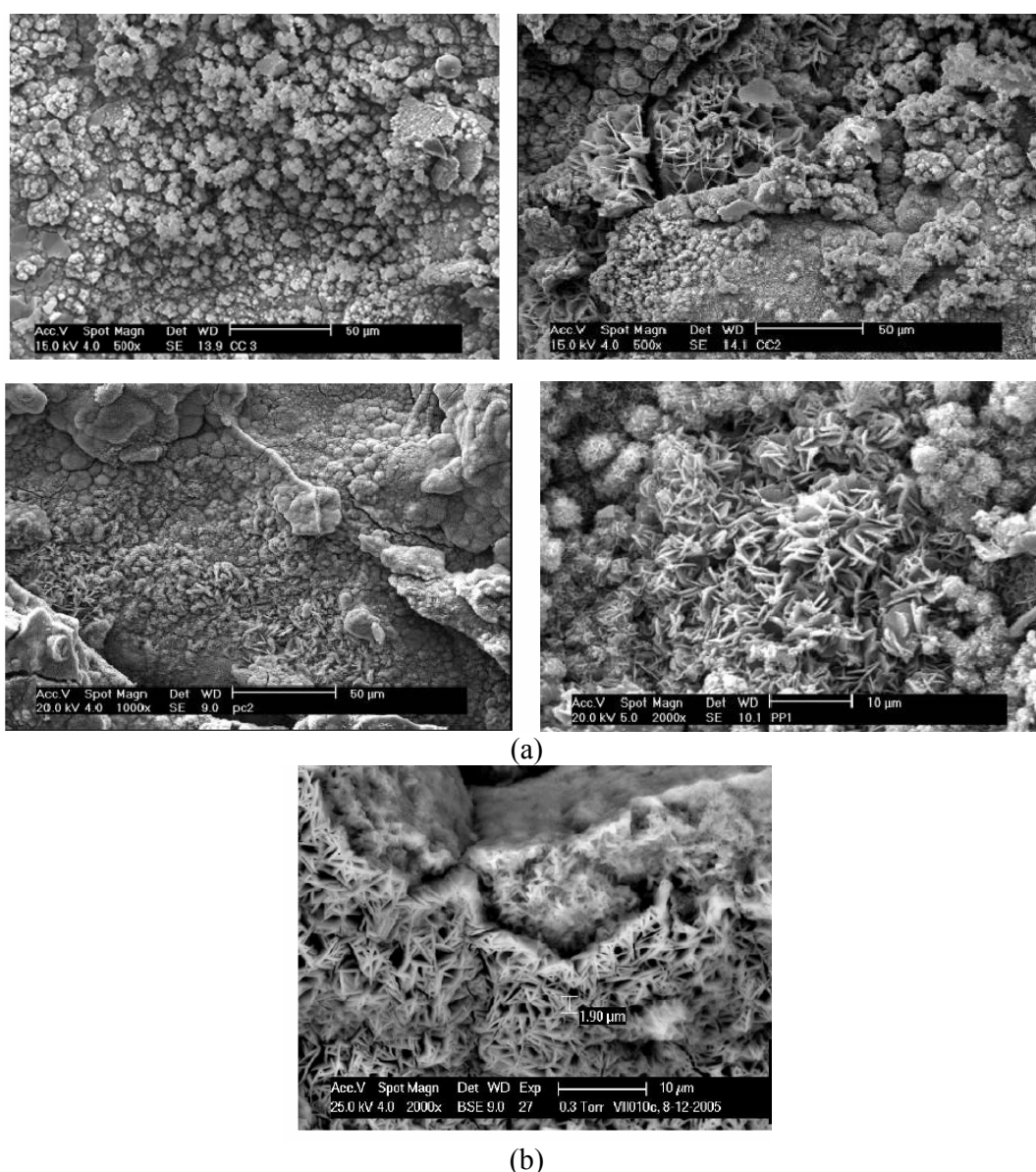


Figura 2.14 – Diferentes tipos de lepidocrocita (γ -FeOOH) encontradas como produto de corrosão. Fonte: (a) Antunes et al. (2003) e (b) Koleva et al. (2006).

De acordo com CEB 152 (1983) o mecanismo de corrosão é subdividido em processo de iniciação e propagação. A iniciação corresponde ao período de tempo que vai da execução da estrutura até a ação dos agentes agressivos de atravessar o cobrimento do concreto e despassivar a armadura. A propagação consiste no desenvolvimento da corrosão até que se alcance um nível inaceitável, figura 2.15.

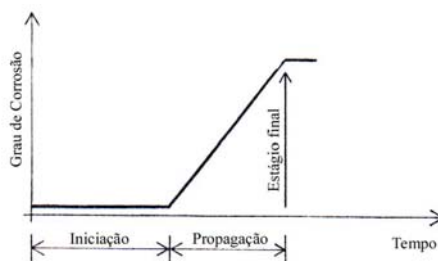


Figura 2.15 – Modelo de vida útil. Fonte: CEB 152 (1983).

Como pode ser observado na figura 2.15, na fase de iniciação, a corrosão é quase imperceptível e não provoca danos à estrutura; na fase de propagação ocorre um acúmulo progressivo da corrosão que provoca a deterioração da estrutura.

Segundo Helene (1993), a vida útil de projeto corresponde ao período de tempo que vai da execução da estrutura à penetração de agentes agressivos e despassivação da armadura. Vida útil de serviço ou utilização corresponde ao período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto ou ocorre fissuração do concreto de cobrimento ou, ainda, quando há destacamento deste. Vida útil total é o período de tempo que vai até a ruptura e colapso parcial ou total da estrutura.

Vários inibidores de corrosão da armadura têm sido estudados com o objetivo de minimizar e até mesmo eliminar o problema da corrosão. Alonso et al. (1996) que ensaiou $\text{Na}_2\text{PO}_3\text{F}$ como inibidor de corrosão da armadura de concreto carbonatado, constatou sua eficiência, uma vez que houve significativa redução da taxa de corrosão das barras de aço. A ação desse inibidor está atribuída à formação de camadas passivadoras de Fe_3O_4 , $\gamma\text{Fe}_2\text{O}_3$ e $\text{FePO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$.

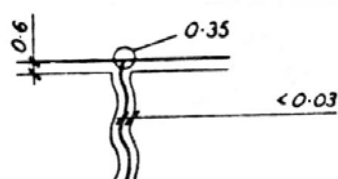
Vale ressaltar que todo material tem uma vida útil e que esses inibidores de corrosão podem de início atuar de forma significativa, mas ao longo do tempo podem sofrer deteriorações e, desse modo a armadura ficará desprotegida.

2.7. COMPORTAMENTO DA CARBONATAÇÃO EM REGIÕES FISSURADAS

Segundo Andac e Glasser (1999) não está bem estabelecida uma relação exata entre porosidade e permeabilidade, mas em alguma região a porosidade pode ser aumentada com a presença de fissuras, o que contribuirá para o aumento da permeabilidade.

Richardson (1988) apresenta uma coletânea de 120 casos de carbonatação em fissuras existentes nas estruturas de concreto armado. Neste estudo, o autor apresenta a forma de propagação da frente de carbonatação, as propriedades físicas de cada concreto (resistência à tração, densidade, índice de vazios, coeficiente de difusão e coeficiente de permeabilidade), o tempo de exposição (variando de 10 a 85 anos), o ambiente (urbano, suburbano, rural e litoral) e as características de exposição (ambiente externo e interno). Destaca-se o fato de, em grande parte dos casos analisados, as peças estruturais apresentarem-se fissuradas; assim, para esses casos o autor referiu o tamanho da abertura e a profundidade de carbonatação.

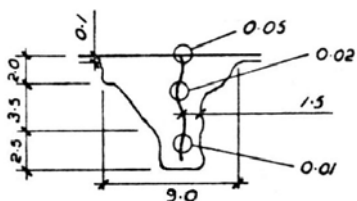
Na figura 2.16 tem-se que a profundidade de carbonatação normal à fissura é menor que 0,03 mm. A espessura da fissura é de 0,35 mm e o concreto é altamente impermeável.



- Ambiente = suburbano externo
- Idade = 15 anos
- Profundidade de carbonatação média = 0,6 mm
- Densidade = 2400 kg/m^3
- Índice de vazios = 0,0%.

Figura 2.16 – Observação em fissura com 0,35 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).

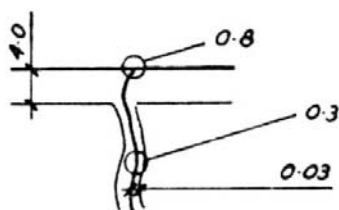
Observa-se na figura 2.17 que o comprimento da fissura é de 7,5 mm. A profundidade de carbonatação na superfície do concreto é baixa, mas aumenta ao longo da fissura. A carbonatação normal à fissura é 1,5 mm, e a espessura da fissura é pequena.



- Ambiente = litoral externo
- Idade = 28 anos
- Profundidade de carbonatação média = 0,1 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = 11,5 mm
- Densidade = 2330 kg/m^3
- Resistência à tração = $4,60 \text{ N/mm}^2$
- Índice de vazios = 0,5%
- Coeficiente de difusão = $80,11 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$
- Coeficiente de permeabilidade = < 1

Figura 2.17 – Observação em fissura com 0,05, 0,02 e 0,01 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).

A profundidade de carbonatação normal à fissura é de 0,03 mm ao longo de toda fissura. A figura 2.18 mostra a carbonatação de fissuras com abertura relativamente alta.

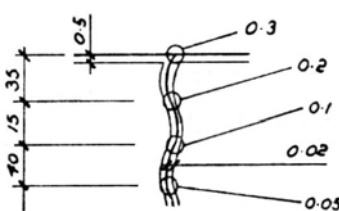


- Ambiente = suburbano externo
- Idade = 26 anos
- Profundidade de carbonatação média = 4,0 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = 5,0 mm
- Densidade = 2360 kg/m³
- Índice de vazios = 0,5%

Figura 2.18 – Observação em fissura com 0,8 e 0,3 mm de abertura.

Fonte: Richardson (1988).

Uma fissura com abertura de 0,3 mm e comprimento de 100 mm até a espessura de 0,05 mm é representada na figura 2.19. A profundidade de carbonatação normal à fissura é de 0,02 mm.

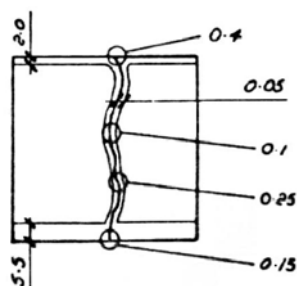


- Ambiente = suburbano externo
- Idade = 19 anos
- Profundidade de carbonatação média = 0,5 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = 2,0 mm
- Densidade = 2290 kg/m³
- Índice de vazios = 2,0%

Figura 2.19 – Observação em fissura com 0,3, 0,2, 0,1 e 0,05 mm de abertura.

Fonte: Richardson (1988).

Na figura 2.20 está representado um elemento de concreto que possui uma face exposta ao ambiente externo com profundidade de carbonatação de 2,0 mm e a outra face exposta, em ambiente interno com profundidade de carbonatação de 5,5 mm. A abertura da fissura varia de 0,4 mm a 0,1 mm e a carbonatação normal à fissura é de 0,05 mm.



- Ambiente = rural
- Idade = 46 anos
- Profundidade de carbonatação média = 2,0 mm externo e 5,5 mm interno
- Profundidade de carbonatação máxima = 7,0 mm externo e 6,5 mm interno
- Densidade = 2330 kg/m³
- Índice de vazios = 0,5%

Figura 2.20 – Observação em fissura com 0,4, 0,1, 0,25 e 0,15 mm de abertura.

Fonte: Richardson (1988).

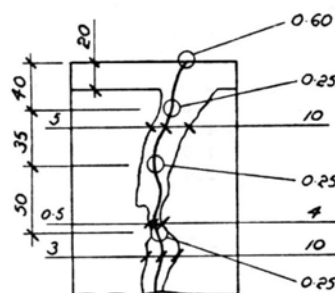
Uma profundidade carbonatada de 0,05 mm normal a fissura é mostrada na figura 2.21.



- Ambiente = litoral externo
- Idade = 82 anos
- Profundidade de carbonatação média = 0,4 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = não existente
- Densidade = 2320 kg/m³
- Índice de vazios = 2,0%

Figura 2.21 – Observação em fissura com baixa profundidade de carbonatação. Fonte: Richardson (1988).

A figura 2.22 mostra uma fissura de origem térmica ou de retração por secagem. A abertura da fissura é de 0,6 mm e permanece no interior do concreto com uma abertura constante de 0,25 mm. A profundidade de carbonatação é de 20 mm no interior da caldeira e a profundidade carbonatada normal à fissura é de 5,0 mm, com uma variação mínima de 3,0 mm e máxima de 11,0 mm.

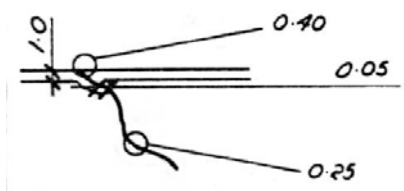


- Ambiente = suburbano interno
- Idade = 22 anos
- Profundidade de carbonatação média = 20,0 mm
- Profundidade de carbonatação Máxima >20,0 mm
- Densidade = 2230 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

Figura 2.22 – Observação em fissura com 0,6 e 0,25 mm de abertura.

Fonte: Richardson (1988).

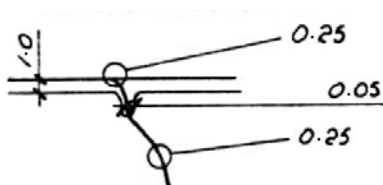
Nas figuras 2.23, 2.24 e 2.25 estão representadas fissuras nas quais as profundidades de carbonatação são muito pequenas, consideradas desprezíveis.



- Ambiente = urbano externo
- Idade = 70 anos
- Profundidade de carbonatação média = 1,0 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = 2,5 mm
- Densidade = 2260 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

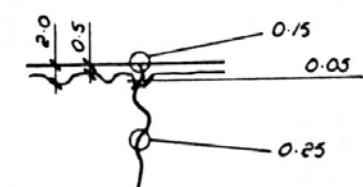
Figura 2.23 – Observação em fissura com 0,4 e 0,25 mm de abertura.

Fonte: Richardson (1988).



- Ambiente = urbano externo
- Idade = 70 anos
- Profundidade de carbonatação média = 1,0 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = não existente
- Densidade = 2240 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

Figura 2.24 – Observação em fissura com 0,25 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).

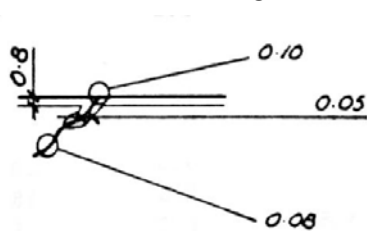


- Ambiente = urbano externo
- Idade = 70 anos
- Profundidade de carbonatação média = 0,5 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = 2,0 mm
- Densidade = 2280 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

Figura 2.25 – Observação em fissura com 0,15 e 0,25 mm de abertura.

Fonte: Richardson (1988).

Uma fissura muito fina e com profundidade de carbonatação normal a essa fissura de 0,05 mm é mostrada na figura 2.26.

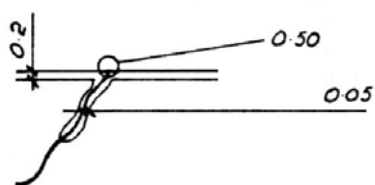


- Ambiente = urbano externo
- Idade = 27 anos
- Profundidade de carbonatação média = 0,8 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = não existente
- Densidade = 2330 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

Figura 2.26 – Observação em fissura com 0,10 e 0,08 mm de abertura.

Fonte: Richardson (1988).

Uma profundidade de carbonatação normal à fissura de 0,05 mm é mostrada na figura 2.27.



- Ambiente = urbano externo
- Idade = 27 anos
- Profundidade de carbonatação média = 0,2 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = não existente
- Densidade = 2330 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

Figura 2.27 – Observação em fissura com 0,5 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).

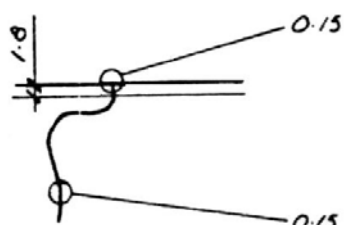
A figura 2.28 mostra uma profundidade de carbonatação de 1,5 mm na superfície do concreto e 0,2 mm normal à fissura.



- Ambiente = urbano externo
- Idade = 27 anos
- Profundidade de carbonatação média = 1,5 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = 3,0 mm
- Densidade = 23290 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

Figura 2.28 – Observação em fissura carbonatada. Fonte: Richardson (1988).

Não há evidência de carbonatação ao longo da fissura, figura 2.29.



- Ambiente = urbano externo
- Idade = 17 anos
- Profundidade de carbonatação média = 1,8 mm
- Profundidade de carbonatação máxima = não existente
- Densidade = 2330 kg/m³
- Índice de vazios = 1,0%

Figura 2.29 – Observação em fissura com 0,15 mm de abertura. Fonte: Richardson (1988).

O comportamento do dióxido de carbono em uma fissura é diferente do comportamento do mesmo em contato com a superfície do concreto exposto à atmosfera. A difusão do CO₂ na superfície do concreto é ilimitada, enquanto em uma fissura, será limitada

pela sua dimensão, pela taxa de penetração do dióxido de carbono e pelas condições ambientais da fissura. Devido a essas condições é que se observaram diferenciadas profundidades carbonatadas em diferentes tipos de fissuras.

O coeficiente de difusão do CO₂ na fissura dependerá da umidade relativa que pode variar com o tempo e com a profundidade da fissura e, também, com o transporte através do vento e da chuva, de pó e sujeiras para dentro da fissura.

Considerada a fissura no contexto de durabilidade, Richardson (1988) afirmou que o parâmetro importante é a taxa segundo a qual o dióxido de carbono penetra além da fissura, porque o CO₂ tem que atacar duas superfícies de concreto e, assim, a intensidade do ataque pode ser reduzida mais adiante.

A presença da fissura proporciona um caminho preferencial para a difusão da frente de carbonatação, o que facilita o avanço do dióxido de carbono até a região da armadura.

Uma importante expressão teórica foi estudada por Schiessl¹¹ apud Richardson (1988) para o cálculo da profundidade de penetração da frente de carbonatação em uma fissura, Equação 2.27.

$$y = D \cdot \sqrt{w \cdot t} \quad (2.27)$$

Na qual:

y = profundidade de penetração da frente de carbonatação abaixo de uma fissura;
D = um parâmetro que depende do coeficiente de difusão do CO₂ efetivo da fissura;
w = largura da fissura;
t = tempo de exposição.

Castel et al. (1999), estudaram o comportamento de uma viga carregada frente à ação da carbonatação e verificaram que o surgimento de fissuras, devido ao carregamento mecânico, aumenta a difusão de agentes agressivos.

Segundo Andac e Glasser (1999) a presença de fissuras favorece a difusão do dióxido de carbono e conseqüentemente o carbonato de cálcio precipita em uma região mais interna do concreto.

2.8. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO EXPOSTAS AO MEIO AMBIENTE DURANTE O PERÍODO DA CONSTRUÇÃO

Um cuidado relevante a ser observado durante a execução de uma estrutura de concreto armado é o período em que essa ficará exposta ao meio ambiente até a execução do revestimento.

¹¹ SCHIESSL, P. 1975. Admissible crack width in reinforced concrete structures. In: Inter-Association Colloquium on Behaviors in Service of Concrete Structures, v. II, June, pp. 739-753, Proceeding.

Silva (2004) estudando a aderência de argamassas em segmento de pilar de concreto verificou que o tempo em que o substrato fica exposto ao meio ambiente pode desencadear a difusão da frente de carbonatação. A figura 2.30 mostra um concreto com resistência característica de 20 MPa. Esse concreto ficou exposto ao meio ambiente durante um ano e seis meses para posterior aplicação do revestimento em argamassa com espessura de 25 mm. Observa-se uma profundidade de carbonatação no pilar de 13 mm. A carbonatação desse seguimento de pilar, além de prejudicar a aderência do revestimento em argamassa no substrato devido à colmatação dos poros, também pode, em condição mais intensa, atingir a armadura e despassivá-la.

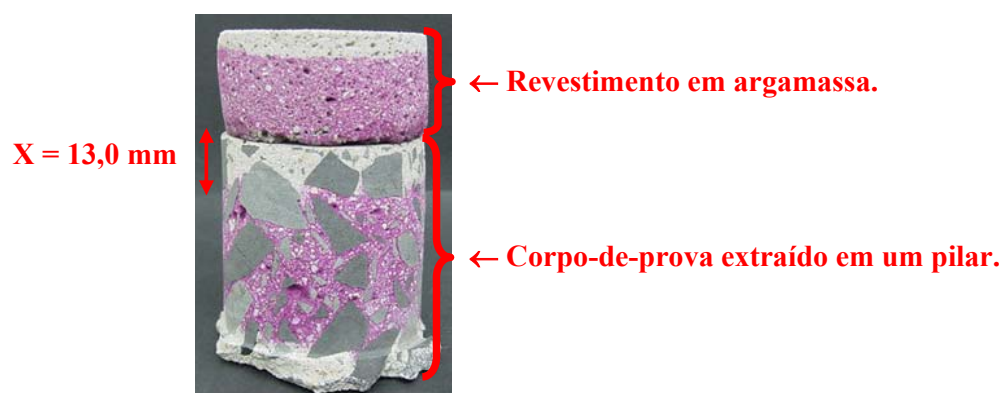


Figura 2.30 – Corpo-de-prova extraído de um segmento de seção de pilar (concreto $f_{ck}=20\text{MPa}$), idade de 18 meses – instante de aplicação de revestimento de argamassa. Fonte: Silva (2004).

De acordo com a figura 2.30, a profundidade de carbonatação em um período de 18 meses foi de 13 mm em um ambiente considerado urbano. Segundo a NBR 6118:2003, se esse concreto for localizado em ambiente interno e revestido com argamassa e pintura pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda e esse concreto poderia ser da classe C20 e com cobrimento nominal de 25 mm para vigas e pilares. Utilizando a equação 2.12 o tempo necessário para que a frente de carbonatação atingisse a armadura seria de aproximadamente 5 anos e meio. Portanto, após este período a armadura seria despassivada e, na presença de umidade, desencadearia a corrosão.

Silva (2004) utilizou um concreto com CP II F 32, assim a profundidade de carbonatação seria menor quando comparada aos concretos com cimentos que contêm adições de escória de alto forno. De acordo com Helene (1997), cimentos com adições de escória proporcionam uma carbonatação 20% superior. Com este acréscimo a profundidade de carbonatação para este concreto confeccionado com CP II E 32 poderia ser de aproximadamente 15,6 mm para o mesmo período. Portanto, através da equação 2.12 verifica-

se que o tempo necessário para que a frente de carbonatação atingisse a armadura reduzir-se-ia para aproximadamente 3 anos e 10 meses.

A alusão ao cobrimento e proteção das estruturas de concreto deveria, portanto, seguir um prognóstico do tempo de exposição durante a construção, porque após finalizar uma obra em que a fase construtiva, por algum motivo, tenha sido lenta, a carbonatação pode atingir a armadura e despassivá-la. Sendo assim a única proteção que a armadura teria seriam os revestimentos, que impediriam a entrada da umidade para o interior da estrutura. Se, por alguma razão, estes revestimentos falharem - surgimento de fissuras – permitiriam a presença de umidade na região da armadura e desencadear-se-ia um mecanismo de corrosão do aço.

Para o bom desempenho de uma estrutura de concreto armado é necessária a correta especificação dos materiais em função do meio ambiente em que a construção será inserida. A NBR 6118:2003 especifica os requisitos mínimos que o concreto deve possuir em função da classe de agressividade ambiental. Outro fator relevante seria, para os casos de estruturas que tiveram sua execução interrompida por um determinado período de tempo, a especificação de revestimentos que evitem a entrada de água no interior dos elementos estruturais. Além de todas estas recomendações são necessárias ainda que sejam realizadas manutenções preventivas durante a vida útil da estrutura.

Capítulo 3

DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

De acordo com o comitê ACI 201.2R (1992), a durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como a sua capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração. Concretos duráveis são aqueles que permanecem em sua forma, e as estruturas com ele construídas não atingem o estado limite de serviço e mantêm a qualidade original quando expostas ao meio ambiente agressivo.

Existe o pensamento corrente de que um concreto de alta resistência é também um concreto de alto desempenho, porém essas características não estão diretamente ligadas. A durabilidade das estruturas de concreto armado é uma questão que merece melhores esclarecimentos. Embora a resistência à compressão do concreto seja fundamental, essa elevada resistência não garante, em todos os casos, a durabilidade da estrutura.

Neville (1987) referiu-se que, apesar das inúmeras pesquisas já realizadas sobre a durabilidade do concreto, a quantidade de problemas hoje existentes é provavelmente superior aos existentes há cinquenta anos. Essa colocação não visa condenar o concreto, mas questionar o que foi feito e o que tem sido feito erroneamente. Foram abordados três assuntos relevantes:

- O uso de critérios inadequados de aceitação do concreto, que privilegiam a resistência em detrimento à durabilidade;
- A gradativa alteração das propriedades dos cimentos (maior teor de silicato tricálcico (C_3S), menor teor de silicato dicálcio (C_2S), conseqüentemente conferindo maior velocidade de hidratação e desenvolvimento de tensão mais rápido);
- O problema de corrosão das armaduras.

Segundo Mehta e Monteiro (1994) a perda de durabilidade do concreto pode estar associada a fatores físicos e químicos. Os processos físicos são: o desgaste superficial e a fissura. Os processos químicos são: a carbonatação e a penetração de íons cloretos, que despassa a armadura; a lixiviação da pasta de cimento por soluções ácidas; a reação

expansiva envolvendo ataque por sulfato; a reação álcali-agregado; e o ataque biológico de fungos e bactérias.

Na tabela 3.1 são apresentados alguns fatores que influenciam o ataque químico do concreto, ACI 201.2R (1992).

Tabela 3.1 – Fatores que influenciam no ataque químico de concretos.

Fatores que aceleram ou agravam o ataque	Fatores que minimizam ou retardam o ataque
Alta porosidade devida à: alta absorção de água; permeabilidade; vazios.	Densidade do concreto atingida por: proporção do traço; redução da relação água/cimento; aumento do consumo de cimento; consolidação adequada; efeito da cura.
Fissuras devido à: concentração de tensão; choque térmico.	Redução da força de tração no concreto por: utilizar reforço elástico de tamanho adequado e corretamente localizado; adição de pozolanas (para suprimir elevação de temperatura); execução de juntas.
Lixiviação e penetração de líquidos devido à: fluxo de água; reservatório; pressão hidráulica.	Projeto estrutural: para minimizar a área de contato e turbulência; prevenção com membranas e barreiras de proteção para reduzir a penetração de agentes agressivos.

* Dados referidos por ACI 201.2R (1992).

A deterioração da estrutura de concreto não se deve a um único fator, geralmente as causas físicas e químicas estão juntas. Tanto no processo físico quanto no químico, o meio ambiente, a qualidade do concreto e o carregamento em que a estrutura está submetida, influenciam diretamente no processo de degradação da estrutura. Monteiro (sd-b) representa um possível ciclo de degradação de uma estrutura, figura 3.1.

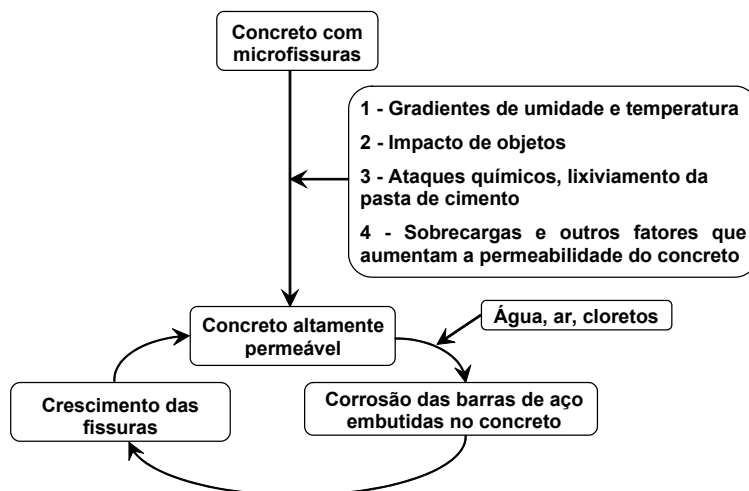


Figura 3.1 – Representação esquemática dos ciclos de fissuração do concreto e corrosão das barras de aço. Fonte: Monteiro (sd - b).

De acordo com Ho e Lewis (1987), concretos duráveis não são alcançados somente com o traço projetado. Outros fatores que influenciam significativamente na durabilidade dos mesmos são: densidade, cura e possível presença de fissuras.

3.1. ALGUNS FATORES QUE INFLUENCIAM NA DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

3.1.1. Cobrimento nominal da armadura

O cobrimento das armaduras está intimamente ligado à durabilidade da estrutura de concreto armado e concreto protendido, portanto ele deve ter uma espessura adequada, alta compacidade, adequado teor de argamassa e homogeneidade. Esse cobrimento tem como finalidade constituir uma barreira física à entrada de agentes agressivos e uma barreira química, a alcalinidade do concreto, que garante a passivação da armadura.

Segundo o CEB 152 (1983), a durabilidade das estruturas de concreto depende fundamentalmente da qualidade do cobrimento de concreto, a qual está relacionada com a espessura e a permeabilidade do mesmo.

Yuasa et al. (2000) verificaram a variação da resistência à compressão e a porosidade da pasta de cimento a partir da superfície para o interior do concreto e observaram que:

- Houve correlação linear entre o logaritmo da resistência à compressão e o volume total dos poros para cada relação água/cimento estudada;
- O volume total de poros foi maior na região próxima à superfície; para maiores relações água/cimento, essa tendência foi mais acentuada;
- A diferença de resistência entre a superfície e o interior do concreto foi de aproximadamente 20 MPa, sendo os menores valores obtidos na região mais próxima à superfície;
- Para as relações água/cimento de 0,40 e 0,60 o decréscimo de resistência estendeu-se até 5,0 cm, enquanto para a relação água/cimento de 0,8 esse decréscimo foi de 10,0 cm.

A camada de cobrimento da armadura apresenta, portanto, uma porosidade progressiva em direção à face externa, o que proporciona maior propensão ao ingresso de agentes agressivos na região de passivação do aço.

A NBR 6118:2003 determina que as estruturas de concreto armado sejam projetadas e construídas de modo a conservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante sua

vida útil. Para isso, é necessário que as soluções estruturais adotadas nos projetos atendam aos requisitos: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade da estrutura.

Conhecida a classe de agressividade pode-se determinar algumas propriedades do concreto e o cobrimento necessário para os elementos estruturais. Para classe de agressividade que varie entre fraca e muito forte o cobrimento para pilares ou vigas variam entre 25 mm e 50 mm respectivamente, NBR 6118:2003.

A ação da carbonatação é mais intensa em região industrial com agressividade forte e em região urbana com agressividade moderada; de acordo com a NBR 6118:2003 pode ser utilizado o cobrimento de 40 mm ou 30 mm, respectivamente. Existem algumas situações em que a classe de agressividade pode ser considerada mais branda, assim os recobrimentos podem ser reduzidos para 25 mm e 30 mm respectivamente. Isso é permitido para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura); obras em regiões de clima seco, com umidade relativa menor ou igual a 65%; partes da estrutura protegidas de chuvas em ambientes predominantemente secos ou regiões em que raramente chove, NBR 6118:2003.

Segundo o ACI 201.2R (1992), para ambiente agressivo, o cobrimento de 25 mm é inadequado para concreto confeccionado com relação água/cimento maior que 0,3. Um valor adequado de cobrimento para um meio ambiente com agressividade moderada à corrosão, deve ser no mínimo de 38 mm e no máximo de 50 mm.

3.1.2. Fissuras no concreto

A matriz cimentícia apresenta duas desvantagens do ponto de vista estrutural, o problema de fissuração e a baixa tenacidade. A abertura de fissuras está intimamente ligada à durabilidade e ao desempenho das estruturas de concreto. O grande problema é que a fissuração dos elementos estruturais de concreto armado é inevitável, uma vez que o concreto possui baixa resistência à tração. Para garantir a proteção das armaduras e, conseqüentemente, a durabilidade das estruturas, é necessário controlar a abertura de fissuras.

O CEB 152 (1983) afirma que a influência da fissura, com aberturas entre 0,15 e 0,35 mm, na taxa de corrosão da armadura é relativamente baixa, e que a espessura do cobrimento do concreto é mais relevante. Segundo essa norma, a região fissurada proporciona mais rápida penetração de íons cloretos e dióxido de carbono do que em concretos não fissurados.

Reinhardt e Jooss (2003) sugerem uma classificação de pequenas fissuras para um intervalo máximo e mínimo de aberturas, tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Classificação de abertura de fissuras.

Classificação de abertura de fissuras (mm)	W mínimo	W máximo
0,05	0,000	0,074
0,10	0,075	0,124
0,15	0,125	0,174
0,20	0,175	0,224

Fonte: Reinhardt e Jooss (2003).

De acordo com a NBR 6118:2003 nas armaduras passivas a abertura máxima de fissura (w_k) é 0,4 mm para concreto armado exposto a uma classe de agressividade ambiental fraca, 0,3 mm quando essa classe for de moderada à forte e 0,2 mm quando for muito forte.

Segundo CEB 148 (1982) os limites para aberturas de fissuras são: 0,3 mm para ambiente com agressividade fraca, 0,2 mm para agressividade moderada e 0,1 mm para agressividade forte.

Um importante estudo sobre a formação de fissuras em peças de concreto armado em situação de serviço é feito por Leonhardt (1979). Segundo esse autor, as peças de concreto armado fissuram mesmo quando submetidas a pequenas intensidades de tensões de tração. Essas tensões surgem nas peças de concreto devido aos esforços solicitantes provocados pelas cargas atuantes, por variações de temperatura e por esforços internos resistentes.

Montoya et al. (2000) aborda os diferenciados casos de fissuras em concreto, as quais são apresentadas na tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Diferentes tipos de fissuras que podem surgir no concreto. **Continua.**

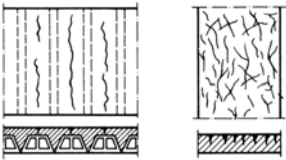
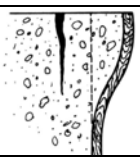
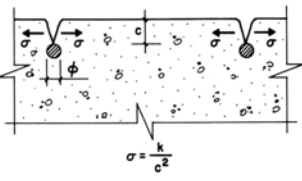
Tipos de fissuras	Causas	Figura
Devido à retração plástica	- Secagem superficial do concreto nas primeiras horas; - incidência do sol e ar seco sobre a superfície do concreto desprotegido; - pode aparecer em tempo frio e úmido; - aparecem nas primeiras 10 horas após a concretagem, quase sempre em grupo; - com profundidade da ordem de 20 a 40 mm, podendo chegar a 100 mm.	
Fissuras no estado plástico	- acomodação e deformação das formas; - movimento da armadura; - deslizamento do concreto inclinado.	
Fissuras no estado plástico	- as barras de aço não permitem a acomodação do concreto fresco, induzindo tensões de tração na região do cobrimento; - Essa tensão depende da consistência do concreto, do diâmetro da barra e do cobrimento.	

Tabela 3.3 – Diferentes tipos de fissuras que podem surgir no concreto. Continuação.

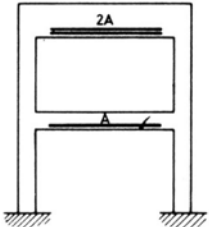
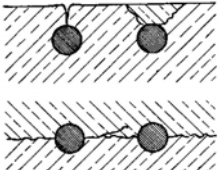
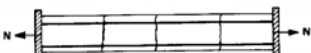
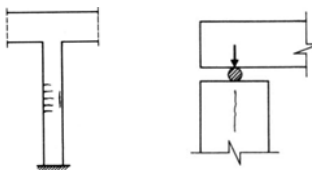
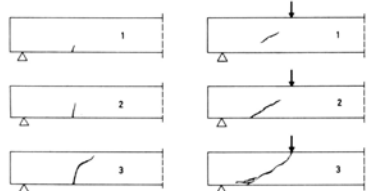
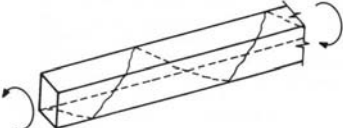
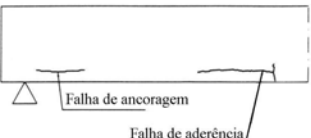
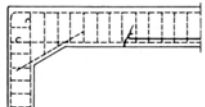
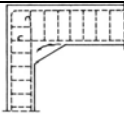
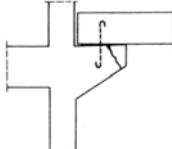
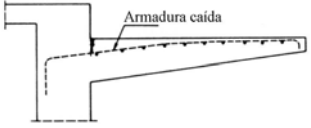
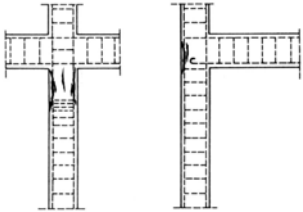
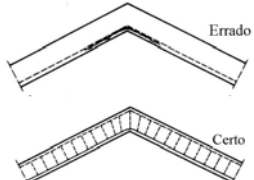
Tipos de fissuras	Causas	Figura
Fissuras de retração	- surge após dias, semanas ou meses diferenciando da fissura de retração plástica; - é uma forma de deformação imposta que provoca tensões de tração e, conseqüentemente, surge a fissura.	
Fissuração interna da pasta	- concreto muito rico em cimento; - agregados de grandes dimensões cuja retração é impedida.	
Fissuras de origem térmica	- originadas pelas dilatações e contrações do concreto com a variação da temperatura; - fissuras superficiais aparecem quando a temperatura ambiente difere em mais de 20°C com relação ao interior, fissuras com abertura de até 0,4 mm; - fissuras devido à expansão da água ao se congelar.	
Fissura por corrosão de armaduras	- O processo de corrosão da armadura proporciona um aumento de volume da ordem de sete vezes; - provoca expansão, fissuração e desprendimento do cobrimento de concreto.	
Fissura por expansão do concreto	- expansão no interior do concreto; - cimento expansivo, ataque de sulfatos, reação álcali agregado etc.	
Fissura por tração axial	- fenômeno pouco freqüente; - fissuras na direção normal às barras principais, atravessando toda a seção e localizadas entre os estribos.	
Fissura por compressão axial	- diferentes formas de fissuração; - fissuras finas, próximas e na metade do comprimento de um pilar indica que esse está perto da flambagem; - fissura por fendilhamento.	
Fissura por flexão	- advinda da flexão simples ou composta - as fissuras devido à flexão avisam antes da ruptura; - as fissuras devido ao cisalhamento surgem rapidamente, podendo até ser instantâneas.	

Tabela 3.3 – Diferentes tipos de fissuras que podem surgir no concreto. Conclusão.

Tipos de fissuras	Causas	Figura
Fissuras por torção	- Fissuras inclinadas de 45°; - localizadas em vigas com momentos descompensados e que não foi considerado o efeito de torção.	
Fissuras por falha de aderência e ancoragem	- fissuras localizadas e paralelas às barras de aço; - fissuras concentradas e curtas.	
Fissuras por erro de projeto e/ou execução	- fissuras a 45° por desprendimento do concreto em zonas de forte concentração de ganchos;	
	- fissura na mesa devido a armadura insuficiente e traçado deficiente da armadura.	
	- fissura em mísulas de apoios mal concebidos.	
	- fissuras na marquise devido ao desprendimento e movimentação da armadura principal durante a concretagem.	
	- fissuras verticais em pilares por falta de estribos, devido ao deslocamento do mesmo durante a concretagem ou omissão; - fissura muito perigosa.	
	- fissuras causadas por falta de detalhamento adequado da armadura ou falta de colocar estribos de maneira adequada ou suficiente	

* Dados referidos por Montoya et al. (2000).

Segundo os autores (op. cit.) também pode ser considerado como erro de execução o emprego de agregados instáveis ou reativos com os álcalis do cimento, que provocam efeitos expansivos dentro do concreto, com conseqüente fissuração.

As fissuras internas da pasta podem não ser visíveis, mas podem originar tensões internas capazes de provocar diminuição na resistência à compressão. Por exemplo, a resistência aos 28 dias de idade passa a ser menor que aos 7 dias, Montoya et al. (2000).

O CEB 148 (1982) apresenta um resumo de diferentes tipos de fissuras, tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Resumo dos diferentes tipos de fissuras.

Causa da fissura	Tempo de formação	Manifestação	Observações
Acomodação plástica	Primeiras horas após a concretagem (10 minutos a 3 horas)	Fissura ao longo da linha da armadura	As fissuras podem ser extensas
Retração plástica	Primeiras horas após a concretagem (30 minutos a 6 horas)	Fissuras “mapeadas” ou longas fissuras em superfície de lajes moldadas em condições secas	As fissuras podem ser extensas, e comumente de 2 a 4 mm
Contração térmica	Primeiros dias após a concretagem (1 dia a 3 semanas)	Fissuras em construções dependentes do tipo de restrição	Pode ser controlada utilizando armadura, limitando o tamanho dos poros e controlando a temperatura
Retração	Após vários meses de construção	Similar a fissuras de flexão ou tração	Usualmente pequena se houver armadura
Corrosão	Após vários meses de construção (mais de 2 anos)	Fissuras ao longo da armadura	Inicialmente pequena e cresce com o tempo
Reação Álcali-agregado	Após vários anos de construção (mais de 5 anos)	Ocorrem em condições úmidas freqüentemente como mapas de fissuras. Somente ocorre com certos tipos de agregados	As fissuras podem ser extensas
Carga de serviço	Depende do uso da estrutura	Depende do tipo de solicitação	Geralmente pequena se a tensão está de acordo com a de projeto

Fonte: CEB 148 (1982).

Existem variados tipos de fissuras devido a diferentes causas. Nesta pesquisa foi estudado apenas o comportamento das fissuras provenientes da flexão. Uma vez que analisado o comportamento da frente de carbonatação nessas fissuras, os resultados obtidos podem ser extrapolados para outros tipos de fissuras.

3.1.3. Zona de interface

O concreto é considerado um compósito não homogêneo composto por três fases distintas: pasta de cimento, agregados e zona de interface. Uma boa interação entre essas três fases proporciona a durabilidade de uma estrutura em concreto armado.

A zona de interface existente entre os agregados e a pasta de cimento é uma região que requer atenção, porque existe a tendência de a água acumular-se na superfície dos agregados. Esse fenômeno é conhecido como exsudação interna, cuja extensão depende da forma e do tamanho do agregado. Esse acúmulo de água proporciona ligação enfraquecida devido ao elevado índice de vazios.

Segundo Neville (1997), a microestrutura da zona de interface difere da microestrutura do restante da pasta de cimento. A principal razão disso é o fato de, durante a mistura, as partículas de cimento seco serem incapazes de se disporem densamente junto às partículas relativamente grandes do agregado. Assim, existe menos cimento presente para ser hidratado e para preencher os vazios iniciais. Como consequência, a zona da interface tem porosidade muito maior do que a pasta de cimento distante do agregado.

Segundo Innocentini et al. (2001), a relação entre os tamanhos das partículas de matriz e agregado interfere no empacotamento da região interfacial, devido ao “efeito parede”. Para Nemati e Gardoni (2005) a diferença entre o tamanho das partículas não permite um bom empacotamento, proporcionando a formação de uma zona de interface com elevada porosidade, figura 3.2.

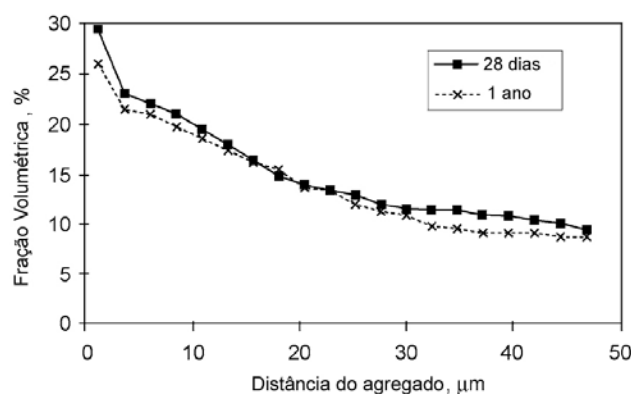


Figura 3.2 – Distribuição média dos poros na zona de interface entre a pasta e o agregado - concreto com relação água/cimento de 0,4. Fonte: Nemati e Gardoni (2005).

Bentz e Stutzman (1994) estudando a hidratação das partículas de cimento verificaram o mesmo comportamento para a porosidade da pasta em relação à distância do agregado, figura 3.3. No mesmo gráfico apresenta-se a tendência de formação dos compostos de hidratação da pasta na zona de interface.

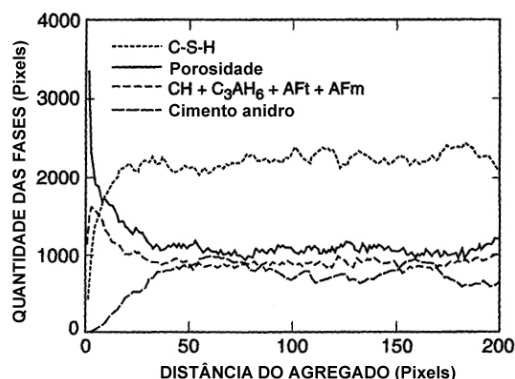


Figura 3.3 – Distribuição das fases presentes na hidratação da pasta de cimento ao longo da zona de interface pasta/agregado. Fonte: Bentz e Stutzman (1994)

Uma das formas de minimizar a zona de interface entre o agregado e a pasta de cimento hidratado é utilizando a sílica ativa. Esta, devido ao seu efeito filer, preenche os vazios entre os grãos de cimento e os de agregados. Existe também a reação pozolânica que transforma o hidróxido de cálcio em silicato de cálcio hidratado, melhorando a microestrutura na região.

Bentur e Odler¹² apud Castro (2003) esquematizam como seria o comportamento da zona de interface entre a pasta de cimento e o agregado antes e após a hidratação (a) e (b) respectivamente, e a mudança desse comportamento quando a sílica ativa é adicionada (c) e (d), figura 3.4. No concreto que foi adicionado a sílica ativa observa uma redução na quantidade de hidróxido de cálcio, um aumento na quantidade de silicato de cálcio hidratado e conseqüentemente uma melhora na zona de interface.

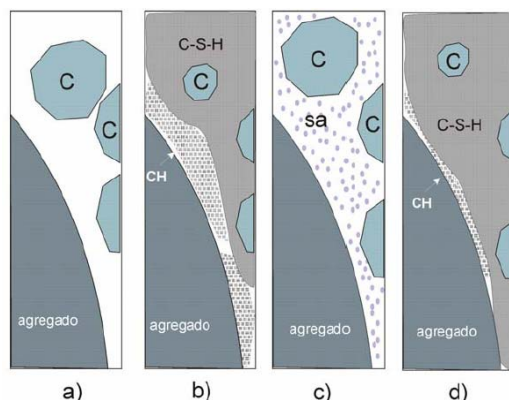


Figura 3.4 – Atuação da sílica ativa na zona de interface entre a pasta e o agregado. (a) e (b) concreto sem adição de sílica ativa antes e após a hidratação respectivamente. (c) e (d) concreto com adição de sílica ativa antes e após a hidratação respectivamente. Fonte: Bentur e Odler apud Castro (2003).

¹² BENTUR, A.; ODLER, I. **Interfacial transition zone in concrete**. London, E&FN Spon, 1996.

A utilização da sílica ativa além de melhorar a zona de interface também proporciona a descontinuidade dos poros capilares da pasta de cimento hidratado. Bentz e Garbozci (1991) apresentaram uma correlação entre a relação água/cimento variando de 0,225 a 0,700 e o teor de sílica ativa variando de 0% a 30 % e o grau de hidratação necessário para que ocorra a descontinuidade dos poros, tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Grau de hidratação necessário para que ocorra a descontinuidade dos poros.

Relação a/c	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	0,23	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 Garbozci (1991).

De acordo com a tabela 2.11 um concreto confeccionado com uma relação água/cimento 0,4 e com 10% de adição de sílica ativa precisa hidratar 48% dos grãos de cimento para garantir a descontinuidade dos poros.

Liborio et al. (2005) trabalhando com a sílica ativa na tentativa de minimizar o efeito da zona de interface realizaram a dopagem dos agregados, a qual consiste na melhoria de suas características superficiais com redução de vazios e formação de C-S-H e $\text{Ca}(\text{OH})_2$, figura 3.5. A dopagem está relacionada à ordem de mistura dos materiais durante a produção do concreto, objetivando reduzir a porosidade da zona de interface.

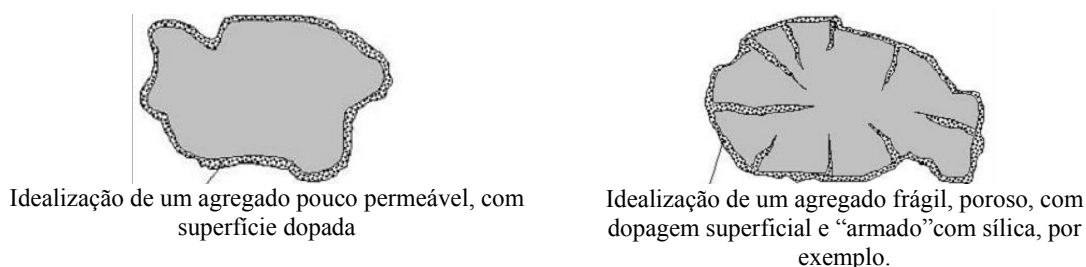


Figura 3.5 – Dopagem dos agregados. Fonte: Liborio et al. (2005).

Segundo os autores (op. cit.), a dopagem dos agregados é realizada utilizando adições minerais, as quais atuam na microestrutura da pasta e na interface pasta- agregado refinando os poros. Na dopagem, o efeito químico é responsável pela formação de compostos hidratados e o efeito físico provoca obstrução e densificação. Portanto, a microestrutura torna-se mais fina e homogênea, aumentando a compacidade, resistência e durabilidade. Da mesma forma que as adições minerais reduzem a conectividade dos poros da pasta, atuam também na microestrutura da zona de cobrimento da armadura, densificando-a e tornando-a mais compacta e menos permeável.

A figura 3.6 ilustra a zona de interface de amostras confeccionadas com e sem adição de sílica ativa, Bentur e Cohen (1987). Foram realizadas micrografias na região em que foi extraído um grão de areia. Na figura 3.6a a argamassa foi confeccionada sem adição de sílica ativa, o que proporcionou uma região com uma grande quantidade de cristais de Ca(OH)_2 e elevada porosidade. Na figura 3.6b a argamassa foi confeccionada com adição de sílica ativa, o que proporcionou uma zona de interface compacta devido a reação pozolânica que transforma o Ca(OH)_2 em C-S-H. A precipitação do silicato de cálcio hidratado refina e desconecta os poros.

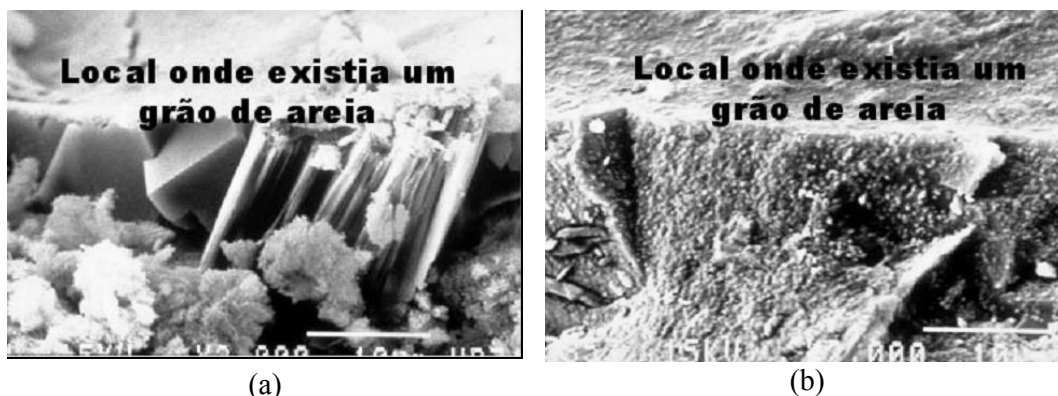


Figura 3.6 – Zona de interface entre a pasta de cimento e um grão de areia. (a) argamassa sem adição de sílica ativa, (b) argamassa com adição de sílica ativa. Fonte: Bentur e Cohen (1987).

Portanto, concreto com zona de interface porosa entre a pasta e os agregados, ou com a própria armadura de reforço, facilita a difusão de agentes agressivos para o interior do concreto.

Capítulo 4

MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS

Um estudo sobre modelos físicos reduzidos direcionados para estruturas de concreto armado é apresentado neste item juntamente com alguns conceitos fundamentais, além do levantamento de algumas pesquisas em concreto armado desenvolvidas por meio de modelos físicos reduzidos.

Hossdorf (1972) refere que no século XV Leonardo da Vinci já sabia da existência de leis e formulações matemáticas referentes ao comportamento de estruturas geometricamente semelhantes. Ele estabeleceu teorias comparativas para uma série de formas construtivas simples.

Segundo Hossdorf (1972) as pessoas, ao longo dos séculos, davam às suas crianças brinquedos de montar com a intuição de que o manuseio desses objetos em escala reduzida estaria preparando seus filhos para o mundo real.

As catedrais góticas da Idade Média usaram modelos reduzidos para a investigação da estabilidade das estruturas em arco. Foram realizados vários trabalhos em modelo reduzido, mas a técnica não foi praticada de forma significativa até o século XX, Hossdorf (1972).

Após a Segunda Guerra Mundial a análise experimental de estruturas por meio de modelos desenvolveu-se no mundo todo. Na década de 60, tem-se a introdução do microconcreto como material para a confecção de modelos que efetivamente representam o comportamento de elementos em concreto armado, Martins (1990).

Em 1966 tem-se a criação do Committee 444 on Structural Models pelo American Concrete Institute (ACI), que proporcionou a projeção e a confiabilidade do microconcreto.

Segundo Hossdorf (1972), ACI C-444 (1987) e Harris e Sabnis (1999), os modelos reduzidos podem ser utilizados em problemas não-lineares de concreto armado e protendido. De acordo com Sabnis e Roll (1971), vigas e lajes de concreto podem ser investigadas detalhadamente por meio de modelos.

De acordo com o ACI C-444 (1987) um modelo é definido como qualquer representação física de uma estrutura ou parte da mesma. O ensaio de uma viga em laboratório pode ser considerado como um modelo, mesmo que tenha as mesmas dimensões da viga a ser utilizada na estrutura, pois está representando apenas parte da estrutura. Entretanto, o termo modelo é usualmente associado à escala reduzida.

Janney et al.¹³ Apud Martins (1990) definem modelo como um elemento ou um conjunto de elementos estruturais, constituídos em escala reduzida, para serem ensaiados e para os quais as leis de semelhança podem ser empregadas para interpretar os resultados obtidos.

As vantagens em trabalhar com modelo reduzido ao invés de protótipo em escala natural são: o fator econômico e a facilidade de manuseio. Ao reduzir-se a área do elemento em estudo tem-se a redução do tamanho dos equipamentos de carregamento, redução do custo de fabricação e preparação do ensaio e a facilidade em se dispor do modelo após o ensaio. O fator limitante de trabalhar com modelo reduzido está no fato de que mudanças no projeto do protótipo, devido ao estudo do modelo, requererem um segundo modelo para checar o projeto.

Cabe ressaltar que a utilização de modelos físicos reduzidos pode ter diferentes objetivos, com diferentes aproximações entre o modelo reduzido e o protótipo em escala natural. O ACI C-444 (1987) classifica os modelos de acordo com as respostas esperadas durante sua utilização e alguns requisitos necessários com relação aos materiais, conforme apresentado na tabela 4.1.

Atualmente os modelos que representam apenas o comportamento elástico dos materiais são utilizados apenas para atividades didáticas, pois os cálculos no regime elástico por meio de análises computacionais são bastante satisfatórios. Já para representar o comportamento de uma estrutura nas proximidades da ruína há um ganho do modelo físico sobre o modelo analítico, Harris e Sabnis (1999). Embora substanciais progressos continuamente sejam feitos em análises numéricas de estruturas, ainda não se pode prever, analiticamente, a capacidade última de muitos sistemas estruturais tridimensionais, especialmente sob complexos carregamentos. O uso de modelos físicos reduzidos é recomendado quando a análise numérica for inadequada ou impossível.

¹³ JANNEY, J.R.; BREEN, J.E.; GEYMAYER, H. (1970). Use of models in structural engineering. **ACI SP-24 – Models for concrete structures**. American Concrete Institute, Detroit.

Tabela 4.1 – Classificação dos modelos físicos reduzidos.

Classificação dos modelos	Definição
Modelo Elástico	Tem uma geometria semelhante ao protótipo e é confeccionado com materiais elásticos e homogêneos, o qual não precisa ser necessariamente semelhante ao material do protótipo. Esse modelo simula apenas o comportamento elástico do protótipo de concreto.
Modelo Indireto	O carregamento e os materiais não têm relação direta aos usados no protótipo. Cargas e deformações são aplicadas para se obter linhas ou superfícies de influência utilizando o princípio de <i>Muller-Breslau</i> . Tensões nos protótipos são deduzidas a partir dos diagramas de influência obtidos nos ensaios dos modelos, e conseqüentemente somente o comportamento elástico linear pode ser determinado.
Modelo Direto	O modelo é carregado na mesma maneira que o protótipo, tal que as tensões e as deformações sejam similares às do protótipo.
Modelo de Resistência	Modelo geometricamente semelhante ao protótipo, tanto nas dimensões externas quanto nas internas. Os materiais do modelo reproduzem fielmente as características dos materiais do protótipo. Tal modelo pode prever o modo de comportamento do protótipo em todos os níveis de carregamento, até o último.
Modelo do efeito do vento	Há vários modos de classificar esse modelo. Pode-se utilizar modelo de forma ou rigidez, nos quais a força total ou a pressão do vento na estrutura pode ser medida. Enquanto que no modelo aeroelástico, ambas as propriedades, a forma e a rigidez do protótipo estrutural são modeladas em métodos para medir o vento induzindo tensões e deformações e a interação dinâmica da estrutura com o vento.
Modelo dinâmico	Esses modelos são usados para estudos de vibração e efeito de carregamento dinâmico em estruturas. Pode ser testado em tabelas de oscilação para estudar o efeito de terremoto ou em túnel de vento para estudar o efeito aeroelástico. Modelos dinâmicos podem também ser usados para estudar o efeito de explosão interna ou externa ou o efeito de impacto nas estruturas.

Fonte: ACI C-444 (1987).

Martins (1990) sugere que seja fortalecida a junção das análises entre as pesquisas experimentais e as análises numéricas. Esse autor considera como propósitos básicos da análise experimental de estruturas em modelos: colaborar com as realizações de projetos estruturais específicos e não usuais; contribuir para a pesquisa dos critérios de projeto subsidiando a reformulação e o aprimoramento das normas técnicas e a otimização de modelos teóricos e, por fim, permitir a demonstração dos comportamentos estruturais conhecidos.

A utilização de modelos reduzidos tem demonstrado que essa técnica é uma alternativa que possibilita a obtenção de resultados representativos, quando comparado aos resultados em escala natural. Esta afirmação é verdadeira somente se for realizado um controle rigoroso de todos os parâmetros envolvidos na realização do ensaio.

Para que as relações de semelhanças entre o elemento estrutural em escala natural e o elemento em escala reduzida sejam válidas, deve obedecer aos fatores de escala para realizar a redução. O fator de escala é a relação entre as propriedades na escala natural e no modelo reduzido. Maiores detalhes sobre as leis de semelhanças e fatores de escala podem ser encontrados em Harris e Sabnis (1999) e Hoosdorf (1972).

Segundo Harris e Sabnis (1999) os modelos construídos em laboratório devem ter um fator de escala otimizado porque, por exemplo, modelos muito reduzidos requerem pequenos carregamentos, são difíceis de fabricar e instrumentar. Modelos maiores requerem equipamentos pesados de carregamento. Alguns fatores de escala para várias classes de estruturas são apresentados na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Fatores de escala para estruturas diferenciadas.

Tipo de estrutura	Modelo Elástico	Modelo de Resistência
Cobertura em casca	$\frac{1}{200}$ a $\frac{1}{50}$	$\frac{1}{30}$ a $\frac{1}{10}$
Ponte de rodovia	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{20}$ a $\frac{1}{4}$
Reator	$\frac{1}{100}$ a $\frac{1}{50}$	$\frac{1}{20}$ a $\frac{1}{4}$
Vigas e Lajes	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{4}$
Represa	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{75}$
Efeito do vento	$\frac{1}{300}$ a $\frac{1}{50}$	Não aplicável

Fonte: Harris e Sabnis (1999).

Para estudos que desejam verificar o comportamento da fissuração e da deformação pós-fissuração deve-se ter cuidados adicionais na escolha do fator de escala a ser utilizado. Segundo Harris e Sabnis (1999) o número de fissuras diminui com a redução do fator de escala. Borges e Lima (1961) ao estudarem a fissuração e a deformação de vigas de concreto armado, verificaram que a reprodução das fissuras é significativa com fator de escala de até 1:4,0.

Na revisão bibliográfica realizada sobre modelos físicos reduzidos não foram encontradas bibliografias sobre as propriedades dos materiais no que diz respeito à difusão e permeabilidade no concreto.

4.1. MODELOS ESTRUTURAIS

Harris e Sabnis (1999) dividem o modelo de resistência, que representa o comportamento último, em três tipos de modelos estruturais, citados a seguir, de acordo com o grau de obediência às leis de semelhança.

4.1.1. Modelo com completa semelhança

Modelos com completa semelhança são aqueles que satisfazem toda e qualquer exigência das leis de semelhança, ou seja; as deformações e distorções do modelo e do protótipo devem ser iguais. Os materiais do modelo e do protótipo podem ser diferentes, desde que a forma do diagrama tensão-deformação seja semelhante, figura 4.1.

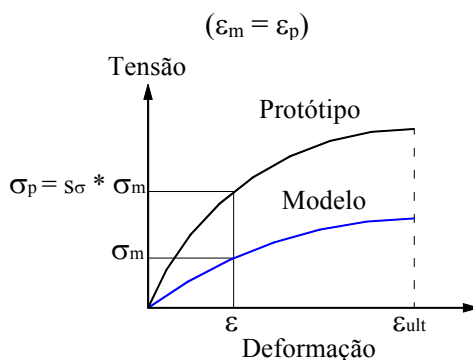


Figura 4.1 – Modelo de material com completa semelhança. Fonte: Harris e Sabnis (1999).

Existem diversos fatores que podem impedir a obtenção de completa semelhança:

- Omissão accidental de alguma variável que exerça influência no problema;
- Não respeitar a igualdade do coeficiente de Poisson, por não ser um valor crítico na análise;
- A necessidade de substituir uma força uniformemente distribuída por forças concentradas.

Esta perda de semelhança, devido a um fator conhecido ou desprezado, muitas vezes gera diferenças entre os resultados do modelo e do protótipo chamadas “efeitos de escala”.

4.1.2. Modelo com semelhança de primeira ordem

O modelo é considerado com semelhança de primeira ordem quando são desconsiderados alguns dos critérios de semelhança, de tal modo que o erro introduzido seja considerado desprezível. Por exemplo, quando forças concentradas são aplicadas para representar um carregamento que deveria ser distribuído, o modelo deixa de ser de completa semelhança e passa a ser de primeira ordem. De acordo com o ensaio o erro gerado por esta mudança pode ser considerado insignificante.

4.1.3. Modelo distorcido

Segundo Harris e Sabnis (1999) um modelo é considerado distorcido quando apresenta um determinado tipo de desvio em relação às leis de semelhança. Esse modelo pode ser utilizado desde que seja possível determinar a influência gerada pela distorção. A distorção surge devido à não similaridade das condições iniciais de contorno, da geometria e das propriedades dos materiais.

O modelo distorcido ocorre quando a deformação do protótipo em escala natural não é semelhante à do modelo em escala reduzida, figura 4.2.

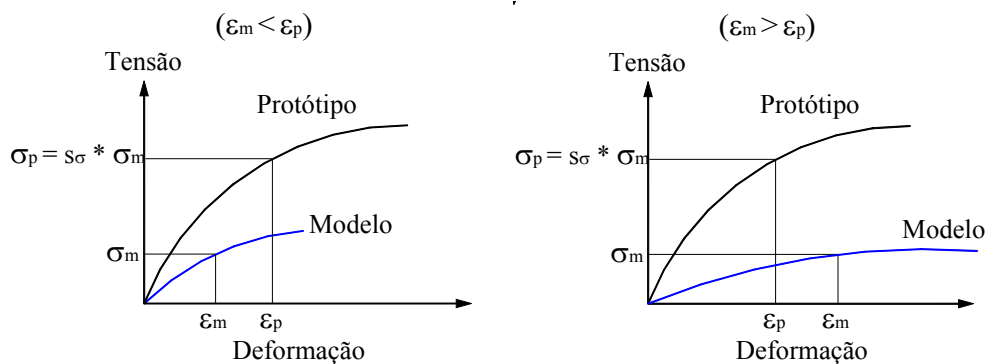


Figura 4.2 – Modelo de material com distorção. Fonte: Harris e Sabnis (1999).

Os valores de deformação e deslocamentos obtidos neste modelo podem não ser semelhantes aos do protótipo, mas o erro devido à distorção pode ser conhecido através do fator de escala da deformação (s_ϵ), que, neste caso, é diferente de 1. É óbvio que quanto maior a diferença de s_ϵ , maiores serão as diferenças entre o comportamento do modelo e do protótipo e maior será a possibilidade de se obterem falsos resultados com os modelos, Harris e Sabnis (1999).

4.1.4. Fatores de escala para modelos de concreto armado

O fator de escala mais conhecido está relacionado com o comprimento (S_l), no entanto existem outros fatores relacionados com as propriedades dos materiais, da geometria e do carregamento necessários para uma correta transformação de resultados. Os principais fatores podem ser obtidos de relações entre os fatores de escala de tensão (S_σ), de deformação (S_ϵ); e de comprimento (S_l), de acordo com as leis de semelhança. Na tabela 4.3 apresentam-se os fatores de escala considerados para os três modelos estruturais abordados.

Não foi encontrado na literatura nenhum fator de escala relacionado com a difusão do dióxido de carbono em estruturas de concreto. Vale ressaltar que também não foi encontrado fator de escala para a difusão de qualquer outro elemento.

Tabela 4.3 – Resumo dos fatores de escala para modelos de concreto armado.

		Modelo		
	Quantidade	Dimensões	Completa semelhança e Semelhança de 1ª ordem	Distorcido
Propriedades dos materiais	Tensão no concreto σ_c	FL^{-2}	S_σ	S_σ
	Deformações no concreto ϵ_c	---	1	S_ϵ
	Módulo do concreto E_c	FL^{-2}	S_σ	S_σ/S_ϵ
	Coeficiente de Poisson ν_c	---	1	1
	Peso específico γ_c	FL^{-3}	S_σ/S_l	S_σ/S_l
	Tensões na armadura σ_r	FL^{-2}	S_σ	S_σ
	Deformações na armadura ϵ_r	---	1	S_ϵ
Geometria	Dimensão linear l	L	S_l	S_l
	Deslocamento δ	L	S_l	$S_\epsilon S_l$
	Deslocamento angular β	---	1	S_ϵ
	Área da armadura A_r	L^2	S_l^2	S_l^2
Carregamento	Carga concentrada Q	F	$S_\sigma S_l^2$	$S_\sigma S_l^2$
	Carga linearmente distribuída w	FL^{-1}	$S_\sigma S_l$	$S_\sigma S_l$
	Pressão q	FL^{-2}	S_σ	S_σ
	Momento M	FL	$S_\sigma S_l^3$	$S_\sigma S_l^3$

S_σ - fator de escala de tensão; S_ϵ - fator de escala de deformação; S_l – fator de escala de comprimento; F – dimensão de força e L – dimensão de comprimento. Fonte: Harris e Sabnis (1999).

Harris e Sabnis (1999) apresentam um gráfico que relaciona as resistências à compressão de corpos-de-prova cilíndricos com diferentes diâmetros, sendo que a referência é o corpo-de-prova com 150 mm de diâmetro x 300 mm de altura, figura 4.3. O ACI C-444 (1987) recomenda a utilização de corpos-de-prova de 50 mm de diâmetro x 100 mm de altura para a comparação de traços de concretos utilizados em modelos físicos reduzidos.

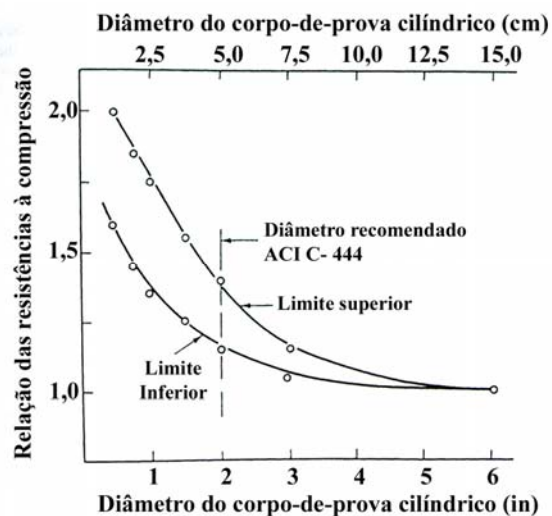


Figura 4.3 – Relação da resistência à compressão x diâmetros dos corpos-de-prova. Fonte: Harris e Sabnis (1999).

4.2. CONFIABILIDADE DOS MODELOS FÍSICOS

A confiabilidade dos resultados advindos dos estudos em modelos reduzidos talvez seja o mais importante fator na modelagem. Um problema encontrado na comparação dos resultados é a variabilidade do próprio elemento estrutural em escala natural, principalmente se ele for de concreto armado. Supostamente dois elementos ou estruturas de concreto armado semelhantes normalmente irão ser diferentes, algumas vezes com um aumento de 20% ou mais. Ao se comparar um modelo com um único protótipo torna-se bastante evidente a dificuldade de conseguir-se firme conclusão com precisão, Harris e Sabnis (1999).

Nos estudos apresentados por Harris e Sabnis (1999) o modelo elástico em concreto armado proporciona um erro da ordem de 5 a 10%, mas esse modelo é válido apenas na região elástica em que a estrutura apresente mínimas fissuras. Os modelos de resistência em vigas, pórticos e cascas de concreto armado projetados e testados cuidadosamente apresentaram erro máximo da ordem de 15% para prever o deslocamento de pós-fissuração e a capacidade do carregamento último da estrutura.

Segundo o ACI C-444 (1987), a precisão dos resultados ($\pm 10\%$, $\pm 25\%$ etc) normalmente é função do nível de exigência do projeto, uma vez que em determinadas situações os resultados advindos do estudo em modelos físicos são fatores imprescindíveis para tomadas de decisões.

Contudo, o comitê do ACI, de maneira arbitrária, adotou as seguintes terminologias:

- ✦ os termos “excelente confiabilidade” e “excelente ajuste” são utilizados quando os resultados do modelo variem em $\pm 10\%$ quando comparado ao protótipo;
- ✦ o termo “boa confiabilidade” significa uma diferença máxima de $\pm 20\%$ entre modelo e protótipo;
- ✦ o termo “adequada confiabilidade” significa um ajuste mais pobre ($\pm 30\%$), mas que continua como um afastamento aceitável, dependendo dos propósitos definidos.

Os fatores que afetam a precisão dos modelos são: as propriedades dos materiais que constituem os modelos, a exatidão na fabricação, as técnicas utilizadas na aplicação de força, as técnicas e os equipamentos de leituras e a interpretação dos resultados. Portanto, para se obter uma excelente confiabilidade é preciso tomar o máximo cuidado no projeto, na construção e no carregamento do modelo.

4.3. ALGUNS TRABALHOS EM MODELOS FÍSICOS

Vários foram os trabalhos experimentais desenvolvidos no mundo, que utilizaram modelos físicos reduzidos. Pretende-se aqui apresentar alguns trabalhos em modelos, com microconcreto, desenvolvidos na Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Brasil.

Segundo Martinelli (2003) em 1958 surgiu a idéia de se construir um laboratório de modelos reduzido, o que originou o Laboratório de Estruturas da EESC/USP. Em São Carlos os trabalhos em modelos reduzidos foram iniciados em 1959, sendo o grupo de pesquisadores liderado por Dante A. O. Martinelli. Um dos trabalhos relevantes foi o modelo do pilar típico do vertedouro de Ilha Solteira realizado em 1969. Foi desenvolvido em microconcreto, escala 1:20, reproduzindo-se até os cabos de protensão e as respectivas ancoragens, para a determinação, mediante medidas com extensômetros elétricos, das tensões principais sob protensão e com uma ou duas comportas, figura 4.4.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.4 - Pilar do vertedouro de barragem - Ilha Solteira. (a) Pilar instrumentado para ensaio, (b) modelo físico reduzido - Laboratório de Engenharia de Estruturas – EESC-USP, (c) figura da barragem construída.

Capítulo 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Conforme proposto na pesquisa, este capítulo apresenta detalhadamente o programa experimental utilizado para verificar o comportamento da carbonatação acelerada em vigas de concreto armado em escala natural e reduzida e em corpos-de-prova.

Na tabela 5.1 são apresentados todos os ensaios realizados no programa experimental.

Tabela 5.1 – Resumo dos ensaios realizados. **Continua.**

Material / Corpo-de-prova / Viga	Detalhes	Ensaios
Cimento	caracterização físico e química do material	- Anexo A: análise química, massa específica, início e fim de pega e difratometria de raios-X.
Agregado miúdo	caracterização física do material	- Anexo A: ensaios diversos.
Agregados graúdos	caracterização física do material	- Anexo A: ensaios diversos.
Sílicas ativas	caracterização físico e química do material	- Anexo A: análise química, massa específica, difratometria de raios-X e pozolanicidade.
Aditivo	caracterização física do material	- Anexo A: teor de sólidos.
Barras de aço	caracterização mecânica do material	- Anexo A: resistência e módulo de elasticidade.
Corpos-de-prova (10 cm x 20 cm)	cura - 7 dias, pré-condicionamento 21 dias, carbonatação - 28 dias, concentração - 50% e 1%.	- Resistência à compressão; - Resistência à tração; - Módulo de elasticidade; - Profundidade carbonatada.
	cura - 7 dias, carbonatação – 1 ano, concentração – meio ambiente.	- Módulo de elasticidade; - Profundidade carbonatada.

Tabela 5.1 – Resumo dos ensaios realizados. Conclusão.

Material / Corpo-de-prova / Viga	Detalhes	Ensaios
Corpos-de-prova (5 x 10 cm)	cura - 7 dias, pré-condicionamento 10 dias, carbonatação - 28 dias, concentração - 50%.	- Resistência à compressão; - Resistência à tração; - Módulo de elasticidade; - Profundidade carbonatada.
Vigas	cura - 7 dias, pré-condicionamento 21 dias, carbonatação - 28 dias, concentração - 50%, ciclos de molhagem em ambiente externo – 1 ano.	- Aplicação de carregamento (flexo-compressão); - Leituras de deformação e deslocamentos; - Abertura de fissuras; - Profundidade carbonatada: região tracionada, região comprimida e fissuras; - Microscopia eletrônica de varredura: barra de aço com corrosão, amostras de interface agregado/pasta e pasta/aço, e fissuras com carbonatação.
Modelos	cura - 7 dias, pré-condicionamento 10 dias, carbonatação - 28 dias, concentração - 50%,	- Aplicação de carregamento (flexão simples); - Leituras de deformação e deslocamentos; - Abertura de fissuras; - Profundidade carbonatada: região tracionada, região comprimida e fissuras.
Pasta de cimento	Cura úmida	- Difractometria de raios-X;
	Meio ambiente	- Porosimetria por intrusão de mercúrio;
	Carbonatação	- Microscopia eletrônica de varredura.

5.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Todos os materiais utilizados nesta pesquisa foram caracterizados segundo as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. Foram utilizados agregados graúdo britado com diâmetros de 19 mm e 12,5 mm, areia natural quartzosa, cimento Portland CP II E-32, superplastificante com base química de policarboxilatos, sílica ativa de ferro silício ou silício metálico (SFS), sílica ativa extraída da casca de arroz (SCA), barras de aço CA-50. A caracterização de todos estes materiais consta no Anexo A.

5.2. DOSAGEM DOS CONCRETOS

Para verificar a durabilidade de vigas de concreto armado frente à ação da carbonatação foram definidos diferentes traços de concreto. Foram produzidos concretos estruturais executados sem adições minerais e com adição de SCA e SFS em substituição volumétrica de 10% do cimento Portland CP II E 32.

A determinação dos traços de concreto seguiu às recomendações de Helene e Terzian (1992). O índice de consistência, determinado por meio de um tronco de cone, foi de 100 ± 10 mm, de acordo com a NBR 7223:1992. Os traços dos concretos definidos para serem utilizados nas moldagens das vigas estão na tabela 5.2. Vale ressaltar que foi feita a opção de manter igual para todos os concretos o consumo de cimento, a consistência e a resistência à compressão simples.

Tabela 5.2 – Composição dos traços de concretos com CP II E 32.

	Concreto	Traço 1:m	Traço 1:a:p	a/agl	SP (%)	Consistência (mm)	C (kg/m ³)
Viga 1	Sem sílica	1:5,0	1:2,06:2,94	0,47	0	100	384
Viga 2	10% SFS	1:4,64	1:1,88:2,76	0,40	0,4	100	386
Viga 3	10% SCA	1:4,64	1:1,88:2,76	0,40	0,6	100	386

Sendo:

C = consumo de cimento;

a = areia;

p = 70 % da brita 1 e 30% da brita intermediária;

SP = superplastificante;

a/agl = relação água/aglomerante.

O traço da viga 1 não possui adições de sílica ativa, no traço da viga 2 foi utilizado 10% de sílica de ferro silício ou silício metálico e na viga 3 foi utilizado 10% de sílica ativa extraída da casca de arroz. A adição das sílicas foi realizada em substituição volumétrica ao cimento Portland. Na determinação dos traços procurou-se manter a mesma consistência e consumo de cimento.

Os traços de concreto utilizados na moldagem das vigas em escala reduzidas foram iguais aos das vigas em escala natural. Foram utilizados os mesmos traços para evitar uma possível alteração nas propriedades da pasta do concreto. Para ser possível a moldagem das vigas em escala reduzida realizou-se o peneiramento do concreto para retirar os agregados graúdos da mistura, figura 5.1. Este procedimento modifica a proporção do traço, mas as características da pasta são mantidas. A escolha da abertura da peneira foi em função da escala 1:5,0.



Figura 5.1 – Separação da argamassa (por peneiramento) do concreto utilizado na moldagem das vigas em escala reduzida.

Os modelos 1, 2 e 3 foram moldados com os mesmos traços das vigas 1, 2 e 3 respectivamente, tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Consumo de materiais por metro cúbico utilizados.

Materiais	Consumo de materiais por m ³ (kg)		
	V-1 / M-1	V-2 / M-2	V-3 / M-3
Cimento	384	386	386
Sílica ativa	---	27,9	27,9
Areia	791,0	725,7	725,7
Brita 12,5	338,7	319,6	319,6
Brita 19	790,3	745,7	745,7
Superplastificante	---	1,5	2,3
Água	180,5	153,5	153,0

V = Viga;

M = Modelo.

Vale ressaltar que ao determinar a quantidade de água por metro cúbico foi descontada a quantidade de água presente no aditivo superplastificante, o qual tinha 60% de água e 40% de sólidos.

O objetivo de estudar o comportamento da carbonatação em modelos físicos reduzidos foi para estabelecer alguns parâmetros de comparação e verificar a possibilidade de trabalhar ou não com escala reduzida.

5.3. PROPRIEDADES DOS CONCRETOS

Foram utilizados corpos-de-prova para determinar a resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade e profundidade de carbonatação. Na figura 5.2 observa-se uma representação esquemática dos ensaios realizados.

Todos os corpos-de-prova foram submetidos à cura úmida durante sete dias. Após esse período de cura uma série foi submetida a um período de pré-condicionamento por 21 dias e, posteriormente, foi colocada na câmara de carbonatação durante 28 dias. Outra série

permaneceu na câmara úmida até a data de ensaio e os demais corpos-de-prova ficaram expostos ao meio ambiente para verificar a carbonatação após um ano de idade.

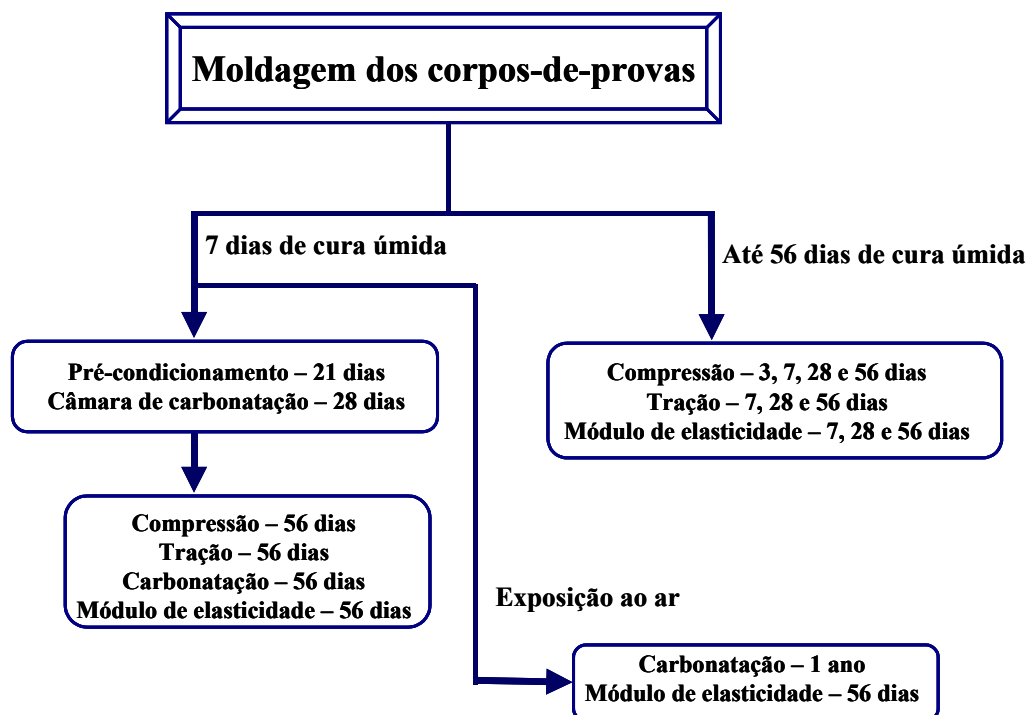


Figura 5.2 – Representação esquemática dos ensaios realizados em corpos-de-prova.

O período de pré-condicionamento de 21 dias é específico para os concretos utilizados nesta pesquisa. Esse período foi determinado experimentalmente por meio de observação da estabilidade da umidade.

Os corpos-de-prova referentes aos modelos físicos reduzidos seguiram os mesmos procedimentos, com exceção do período de pré-condicionamento que foi de 10 dias. Esta redução de 21 dias para 10 dias deve-se a redução das dimensões dos corpos-de-prova. Com a mudança no período de pré-condicionamento, os ensaios realizados nas idades de 56 dias passaram a ser de 45 dias. Não foi realizado o ensaio de carbonatação com 1 ano de exposição ao meio ambiente.

Resistência mecânica

Os ensaios de resistência à compressão axial e tração por compressão diametral, seguiram as recomendações das NBR 5739:1980 e NBR 7222:1994 respectivamente. Os corpos-de-prova que foram ensaiados à compressão axial tiveram suas superfícies retificadas para que a carga fosse uniformemente distribuída.

Os corpos-de-prova referentes aos modelos em escala natural tinham 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os ensaios de compressão axial foram realizados nas idades de

3, 7, 28 e 56 dias, enquanto os de tração por compressão diametral, foram realizados nas idades de 7, 28 e 56 dias. Somente na idade de 56 dias é que foram realizados os ensaios de compressão axial e tração por compressão diametral dos corpos-de-prova que foram submetidos à atmosfera de dióxido de carbono.

Os corpos-de-prova referentes aos modelos físicos reduzidos tinham 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os ensaios de compressão axial foram realizados nas idades de 3, 7, 28 e 45 dias, enquanto os de tração por compressão diametral foram realizados nas idades de 7, 28 e 45 dias. Somente na idade de 45 dias é que foi realizado o ensaio de compressão axial e tração por compressão diametral dos corpos-de-prova que foram submetidos à carbonatação.

Módulo de elasticidade

O ensaio de módulo de elasticidade foi realizado segundo as recomendações da NBR 8522:1984. Os corpos-de-prova tiveram suas superfícies retificadas para garantir uma uniforme distribuição do carregamento.

Os corpos-de-prova, referentes às vigas em escala natural, submetidos à cura úmida, foram ensaiados nas idades de 7, 28 e 56 dias e os que foram submetidos à atmosfera agressiva e ao meio ambiente foram ensaiados aos 56 dias.

Os corpos-de-prova referentes aos modelos físicos reduzidos, submetidos à cura úmida foram ensaiados nas idades de 7, 28 e 45 dias e os submetidos à atmosfera agressiva e ao meio ambiente foram ensaiados aos 45 dias.

5.4. CONFEÇÃO DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM ESCALA NATURAL E REDUZIDA

As vigas em escala natural foram moldadas em uma forma com dimensões internas de 15 cm x 30 cm x 300 cm e o adensamento foi realizado com vibrador de agulha. A armadura foi confeccionada com barras de aço CA-50. A armadura positiva foi composta por 5 barras com diâmetro de 12,5 mm e com gancho nas extremidades de três barras inferiores. Na região superior da viga foram utilizadas duas barras construtivas com diâmetro de 6,3 mm. Os estribos foram confeccionados com barras de diâmetro 6,3 mm o quais foram espaçados a cada 11 cm; nos apoios, a cada 10,0 cm e 3,5 cm com a finalidade de cintamento na região de apoio do dispositivo de protensão. Apesar de considerar-se um espaçamento menor entre os estribos localizados nas extremidades da viga, também foi utilizada armadura de fretagem. O

dimensionamento das vigas consta no anexo B e o detalhe da armadura pode ser observado nas figuras 5.3 e 5.4.

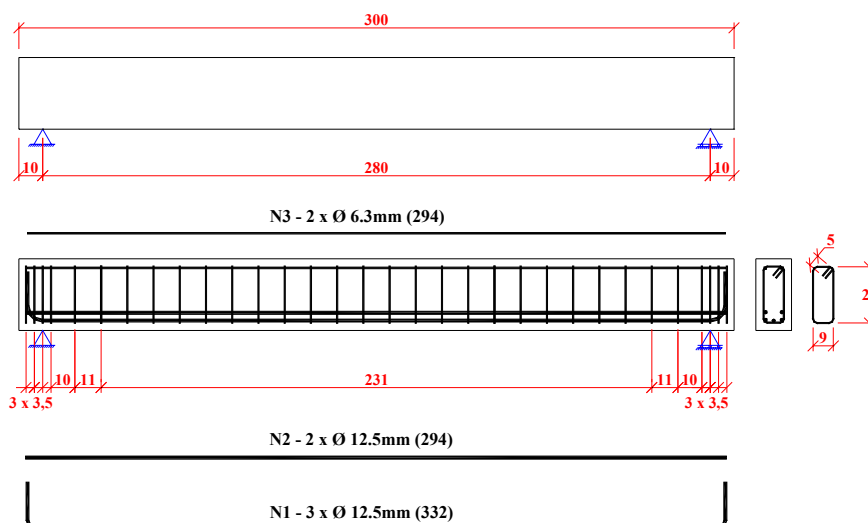


Figura 5.3 – Detalhamento da armadura da viga em escala natural, unidade em cm.

Tomou-se o cuidado de comprar barras de aço sem a presença de pequenos pontos de corrosão, visto que será verificado o surgimento ou não da corrosão e essa armadura não foi submetida a técnicas de limpeza. Foram utilizados espaçadores para garantir os 3 cm de cobrimento estabelecido.

Para garantir a passagem da cordoalha de aço com a inclinação necessária para aplicar a força de protensão na viga, foi fixado um tubo de P.V.C. em ângulo na armadura. Foi realizado um furo em ângulo na forma de madeira para evitar a perda da pasta de concreto na região durante a concretagem, figura 5.4.



Figura 5.4 – Detalhamento da armadura de fretagem e da posição do tubo de P.V.C. em ângulo para posterior passagem de cordoalha de aço.

A armadura positiva das vigas em escala reduzida foi composta por duas barras de aço com diâmetro de 5,0 mm com gancho nas extremidades. Na região superior da viga tinha dois fios de aço construtivos com diâmetro de 2,5 mm. Os estribos foram confeccionados com fios de aço com diâmetro de 1,65 mm e espaçados a cada 3 cm. O detalhe da armadura pode ser

observado na figura 5.5. Foram utilizados espaçadores de 0,5 cm para garantir o cobrimento mínimo estabelecido.

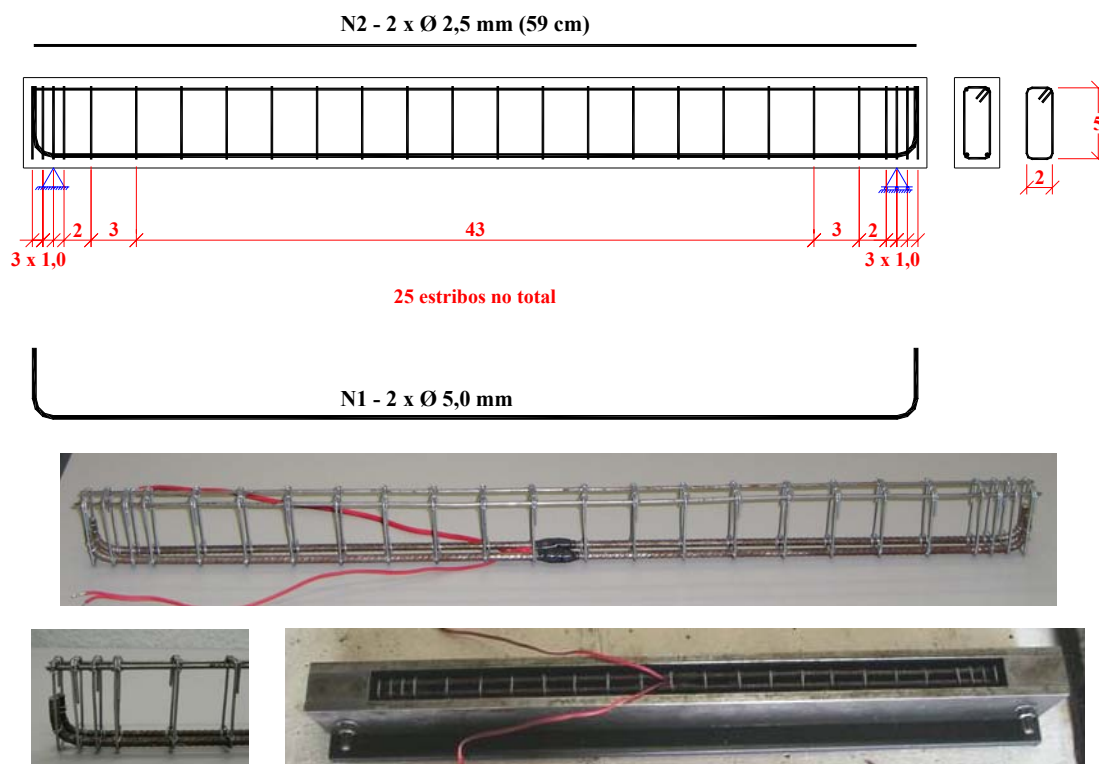


Figura 5.5 – Detalhamento da armadura da viga em escala reduzida e seu posicionamento na forma metálica.

Não se teve o cuidado de comprar barras de aço sem a presença de pequenos pontos de corrosão, uma vez que a verificação do surgimento de pontos de corrosão foi observada apenas nas vigas em escala natural.

As vigas em escala natural e reduzida foram submetidas à cura úmida durante sete dias, posteriormente foram instrumentadas e ensaiadas.

5.5. INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS

A instrumentação utilizada consistiu de extensômetros resistivos uniaxiais e relógios comparadores. O posicionamento da instrumentação foi definido em função da solicitação, sendo escolhidas para serem instrumentadas as regiões mais solicitadas. Os procedimentos de fixação dos extensômetros resistivos uniaxiais são apresentados no anexo C.

No aço, os extensômetros elétricos de resistência foram posicionados na metade do comprimento de cada barra longitudinal e a meia altura da alma de apenas um dos estribos. No concreto foram utilizados três extensômetros posicionados no meio do vão da viga, na

região comprimida. O posicionamento dos extensômetros pode ser observado nas figuras 5.6 e 5.7. Os relógios comparadores foram posicionados nos apoios e no meio do vão para medir o deslocamento da viga, figura 5.6.

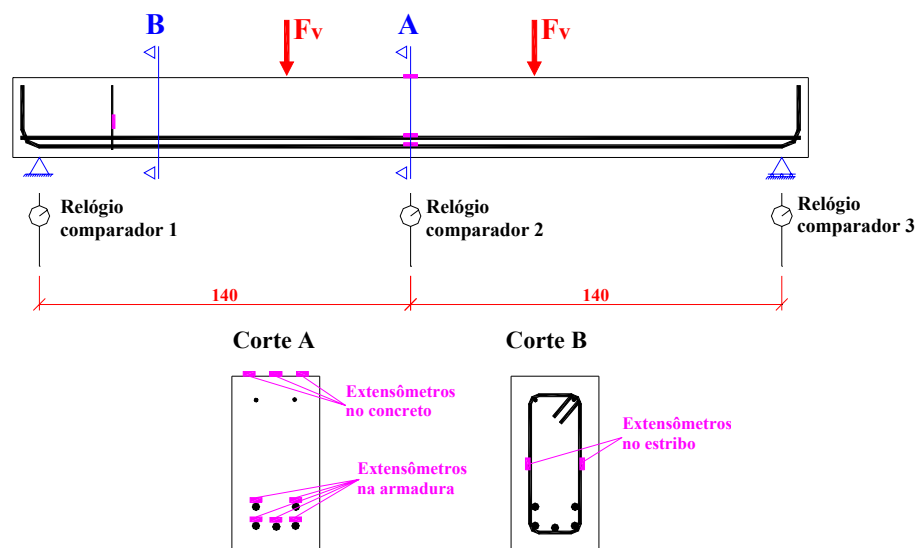


Figura 5.6 – Detalhamento da instrumentação, unidade em cm.



Figura 5.7 – Detalhamento da instrumentação do concreto e da armadura referentes às vigas em escala natural.

No caso das vigas em escala reduzida os relógios comparadores foram posicionados nos apoios e no meio do vão da viga. Os extensômetros resistivos uniaxiais foram posicionados em todas as barras de aço longitudinais e no meio do vão da viga, na região em que o concreto é comprimido. O posicionamento dos extensômetros pode ser observado na figura 5.8.

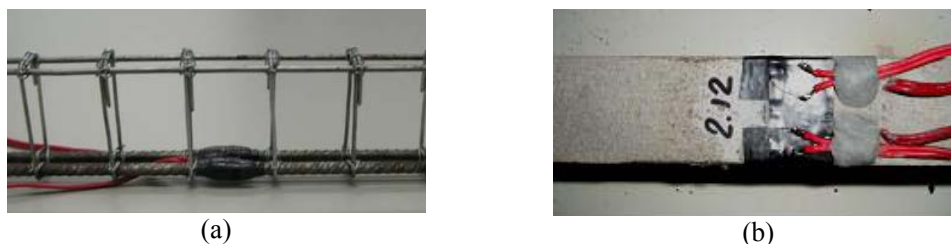


Figura 5.8 – Posicionamento dos extensômetros localizados no meio do vão das vigas em escala reduzida. (a) barras de aço longitudinais tracionadas; (b) região comprimida do concreto.

5.6. CARREGAMENTO DAS VIGAS

Tendo em vista que as vigas de concreto armado em escala natural deveriam permanecer submetidas ao carregamento durante o período do ensaio de carbonatação, optou-se pelo carregamento por meio de protensão externa. As vigas foram ensaiadas à flexão composta, na máxima condição de sub-armação (fronteira entre os domínios 3 e 4). O carregamento foi realizado por duas forças concentradas de mesma intensidade, aplicada nos terços da viga. A condição estática do ensaio foi do tipo biapoiado, figura 5.9. Vale ressaltar que foi realizado o escorvamento para acomodação dos dispositivos de ensaio.



Figura 5.9 – Aplicação do carregamento em uma viga de concreto armado em escala natural.

O carregamento foi aplicado por protensão de uma cordoalha engraxada de aço, utilizando um macaco hidráulico. A força vertical aplicada nos terços da viga foi obtida com uso de uma configuração poligonal do cabo de protensão, figura 5.10. Foi utilizado um dispositivo de desvio para obter tal configuração. Teve-se o cuidado de realizar uma curvatura no ponto de apoio do cabo de protensão, a fim de se evitar uma possível ruptura na cordoalha de aço, figura 5.10.

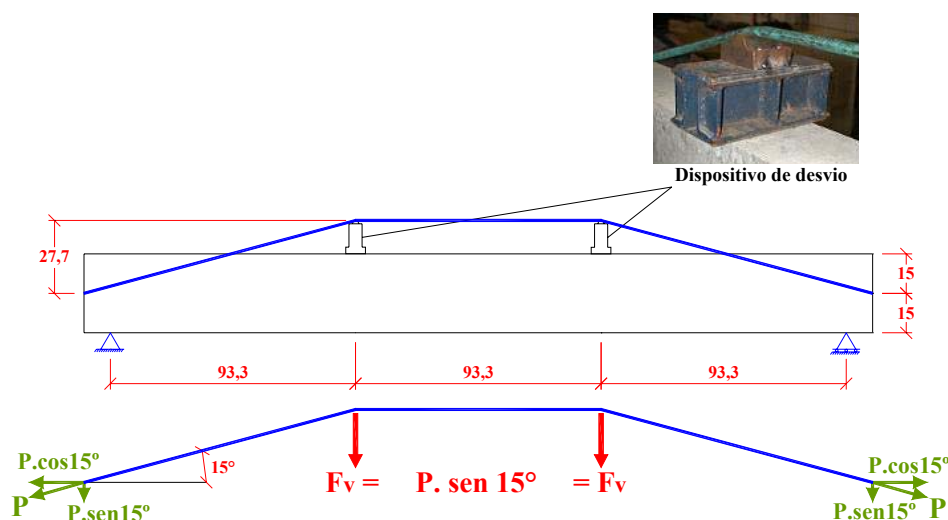


Figura 5.10 – Detalhamento do carregamento e da condição estática do ensaio.

Aplicado o carregamento, realizou-se o encunhamento da cordoalha de aço e retirou-se o macaco hidráulico figura 5.11, o que provocou uma perda de protensão. Observa-se na mesma figura que foi utilizado um tarugo de aço, posicionado entre a chapa metálica e a castanha do encunhamento, cortado e furado em ângulo para facilitar a aplicação e ancoragem do carregamento.



Figura 5.11 – Detalhe do encunhamento da cordoalha de aço de protensão e macaco de aplicação de carregamento.

O carregamento equivalente das vigas em escala natural foi composto por forças verticais concentradas com intensidade de $P \cdot \sin 15^\circ$ e forças normais de $P \cdot \cos 15^\circ$, sendo P a força de protensão, figura 5.10. As forças verticais nos pontos de desvio do cabo foram responsáveis pela flexão da viga, enquanto que as forças normais nas extremidades ancoradas a comprimiam. Portanto, as vigas foram solicitadas por flexão composta, figura 5.12.

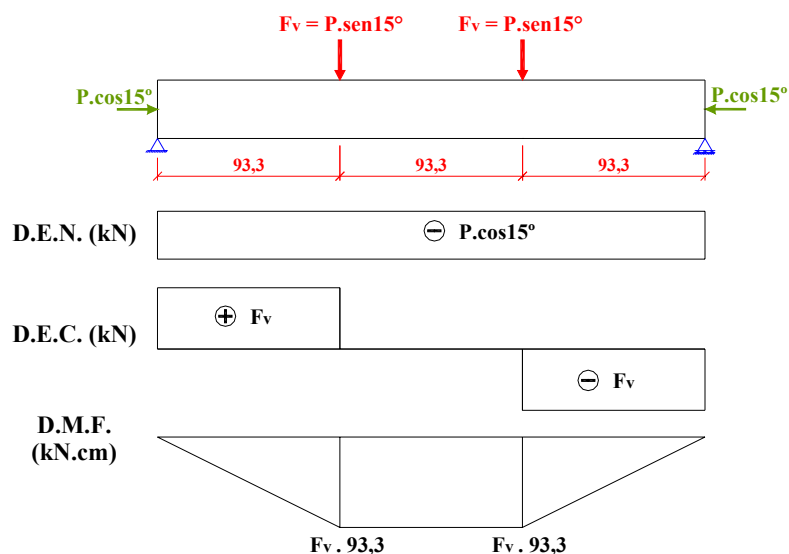


Figura 5.12 – Esquema estático do ensaio em vigas em escala natural.

Para a medição do carregamento ao qual a viga estava sendo solicitada durante todo o período do ensaio, utilizou-se uma célula de carga posicionada em uma das extremidades do cabo de protensão. Foram realizadas leituras periódicas do valor do carregamento atuante na peça por meio de caixa seletora para 12 canais e um sistema indicador de marca Transdutech, figura 5.13. Com esse equipamento também foram realizadas as leituras dos extensômetros

colados no concreto e nas armaduras longitudinais e transversais, durante todo o período do ensaio.



Figura 5.13 – Sistema utilizado para realizar as leituras de carga e deformação.

Para as vigas em escala reduzida a utilização do carregamento por meio de protensão externa não seria a solução mais adequada devido a grande perda de protensão no encunhamento e as dificuldades de manuseio. Neste caso, pelas menores dimensões do modelo reduzido, a aplicação direta do carregamento é mais viável. Sendo assim, foi projetado e confeccionado um dispositivo de ensaio para aplicação do carregamento, figura 5.14. Houve a preocupação de se projetar um equipamento de fácil aplicação de força e que não provocasse perturbações nas leituras dos relógios comparadores.

O equipamento possui três pontos para a fixação dos relógios comparadores localizados nas extremidades e no meio do vão da viga, uma célula de carga para o controle da solicitação que fica posicionado entre as duas chapas metálicas e um mecanismo para aplicar o carregamento nos terços da viga que fica acima da célula de carga. O carregamento foi aplicado de baixo para cima, portanto a região tracionada da viga pode ser observada. Vale ressaltar que antes de iniciar o carregamento das vigas realizou-se o escorvamento.

As vigas em escala reduzida foram ensaiadas à flexão simples e a condição estática foi do tipo biapoiado. O carregamento foi composto por duas forças concentradas de mesma intensidade, as quais foram aplicadas nos terços das vigas, figura 5.15.

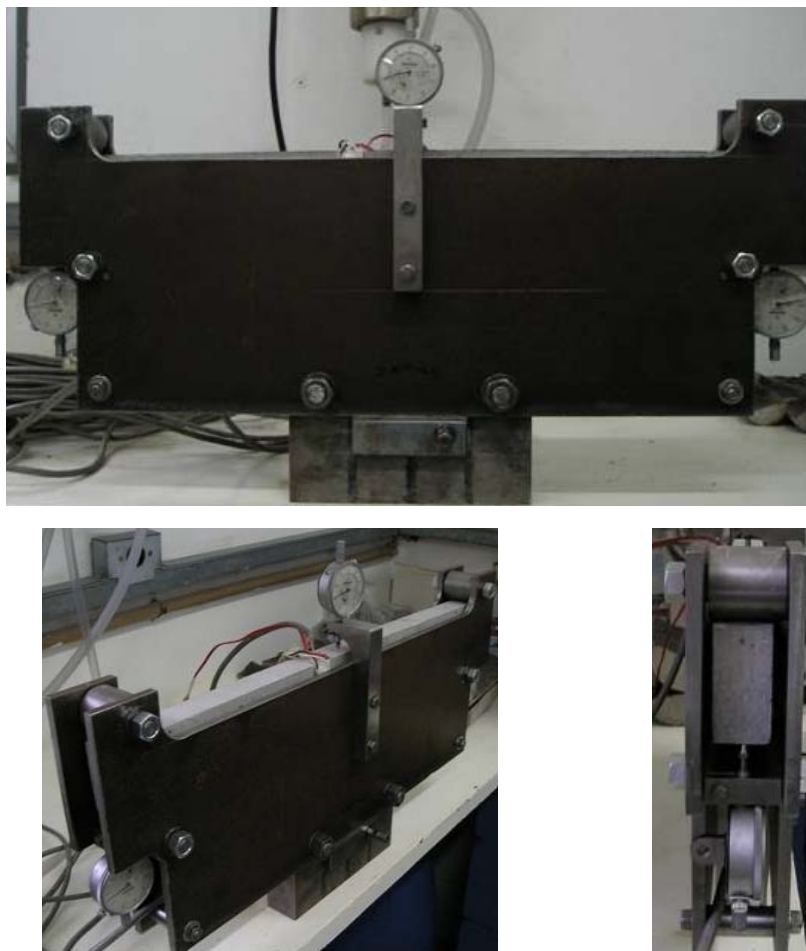


Figura 5.14 – Aplicação do carregamento em vigas em escala reduzida.

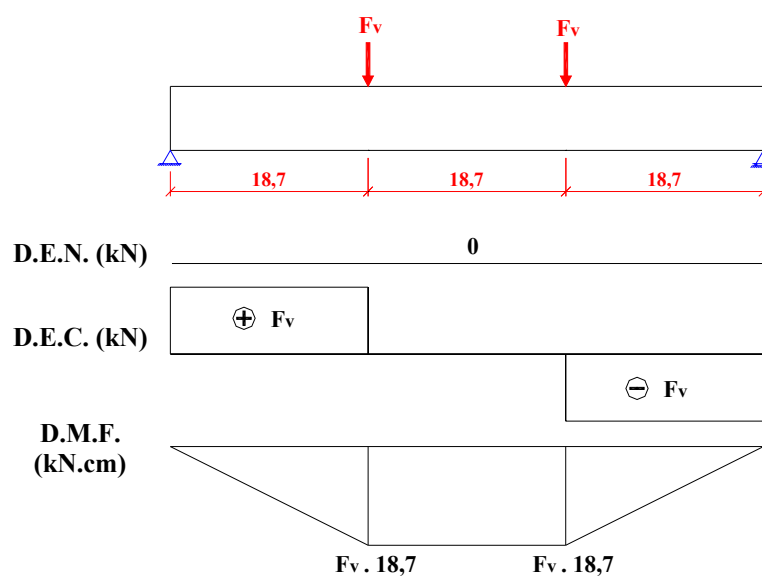


Figura 5.15 – Esquema estático do ensaio em vigas em escala reduzida

5.7. CÂMARA DE CARBONATAÇÃO ACELERADA.

A câmara de carbonatação acelerada, construída para inserir a viga em escala natural possui um volume de $2,63 \text{ m}^3$ e as seguintes dimensões: $0,9 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 4,88 \text{ m}$. Em sua confecção foi utilizada chapa de aço com $3,0 \text{ m}$ de comprimento, $1,22 \text{ m}$ de largura e $3,0 \text{ mm}$ de espessura. Essa chapa foi dobrada com $0,9 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 1,22 \text{ m}$, formando uma seção retangular, a qual foi reforçada com cantoneiras de $2,5 \text{ cm}$ nas duas extremidades e a cada $0,4 \text{ m}$ ao longo do comprimento, figura 5.16. Para se obter um tamanho suficiente para inserir uma viga de três metros de comprimento, foram construídas quatro seções semelhantes. Essas seções retangulares foram unidas com parafusos e, na junção, foi utilizado massa de calafetar e silicone para realizar a vedação. Também foram confeccionadas duas tampas para as extremidades que foram parafusadas nas cantoneiras de reforço, figura 5.16. Um desenho esquemático da câmara pode ser observado na figura 5.17.

Na região interna da câmara têm-se trilhos para o deslocamento de carrinho, facilitando a entrada e a saída da viga.



Figura 5.16 – Câmara de carbonatação acelerada.

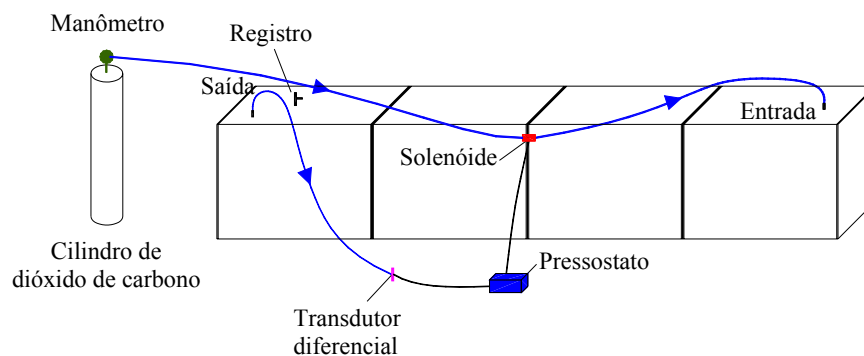


Figura 5.17 – Desenho esquemático da câmara de carbonatação acelerada.

A umidade relativa no interior da câmara foi de $65\% \pm 5\%$, controlada por recipientes com água que foram colocados ao longo da câmara e por um desumidificador elétrico automático, o qual manteve a umidade constante. A câmara foi calibrada para manter uma concentração de 50% de dióxido de carbono. Para garantir essa concentração foi utilizado um

pressostato eletrônico programável, um solenóide e um transdutor diferencial, figuras 5.17 e 5.18. O pressostato possui uma pressão máxima de trabalho de 100 mmH₂O, precisão de $\pm 5\%$, display de cristal líquido e painel tipo bancada.

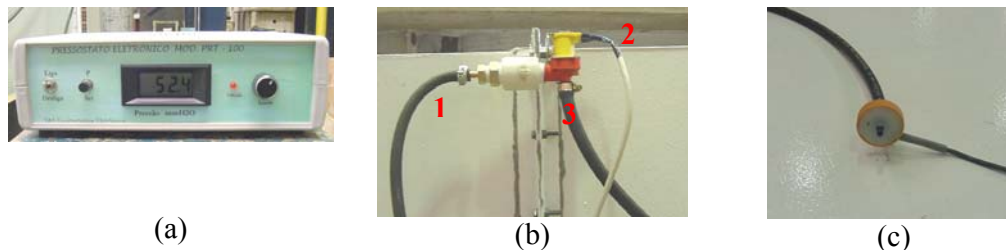


Figura 5.18 – Detalhe dos dispositivos para controle da quantidade de CO₂ na câmara de carbonatação - **(a)** Pressostato eletrônico programável, **(b)** solenóide, **(c)** transdutor diferencial.

A montagem da câmara de carbonatação foi realizada como segue:

- ✦ A saída de CO₂ do manômetro foi ligada ao solenóide, figura 5.18 (b-1);
- ✦ A saída de CO₂ do solenóide estava ligada à entrada da câmara de carbonatação, figura 5.18 (b-3);
- ✦ O solenóide estava ligado ao pressostato, controlando a passagem do dióxido de carbono do solenóide para o interior da câmara, figura 5.18 (b-2);
- ✦ Em uma das extremidades da câmara de carbonatação foi conectado um transdutor diferencial, o qual estava ligado ao pressostato. Esse transdutor fornecia a pressão interna da câmara, figuras 5.17 e 5.18(c);
- ✦ O pressostato foi programado para manter o interior da câmara de carbonatação com uma pressão de 50 mmH₂O. Quando a pressão interna da câmara de carbonatação diminuía o solenóide era acionado, abrindo a entrada do dióxido de carbono para o interior da câmara e quando a pressão pré-estabelecida era atingida o solenóide fechava automaticamente a entrada do CO₂. Esse procedimento garantia que a pressão interna da câmara permanecesse constante.

5.8. DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

A determinação da profundidade de carbonatação seguiu as recomendações da RILEM DOCEN 011 (1993), que propõe o uso de uma solução ácido/base nas proporções de 1% de fenolftaleína, 70% de álcool etílico e 29% de água destilada. Esse indicador, em contato com a região carbonatada, não altera a cor do concreto, mas quando em contato com a região não carbonatada a cor é alterada para vermelho carmim.

Para verificar o efeito da concentração do dióxido de carbono no comportamento da frente de carbonatação foram realizadas medidas de carbonatação em corpos-de-prova moldados submetidos a concentrações de 50%, 1% e meio ambiente.

O comportamento da carbonatação nas regiões tracionadas e comprimidas das vigas em escala natural foi observado extraíndo corpos-de-prova com o auxílio de uma serra-copo diamantada, figura 5.19. Após a extração dos corpos-de-prova os mesmos foram submetidos à tração por compressão diametral apenas para determinar a profundidade de carbonatação.

A profundidade carbonatada em todos os casos foi obtida através da média entre seis leituras, realizadas com um paquímetro de precisão 0,1 mm.

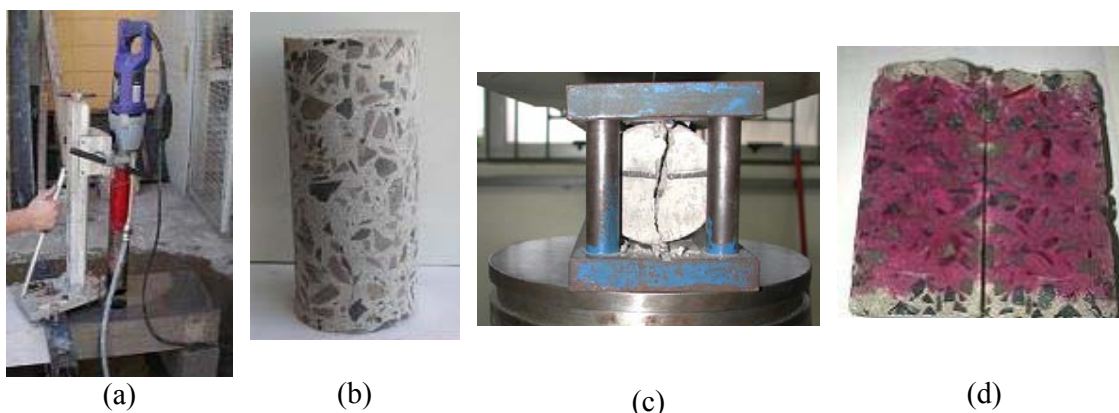


Figura 5.19 – Técnica utilizada na extração de corpos-de-prova - (a) Viga de concreto armado; (b) Detalhe do corpo-de-prova extraído da viga; (c) Ilustração do ensaio de tração por compressão diametral dos corpos-de-prova extraídos; (d) Exemplo da técnica utilizada na verificação da profundidade de carbonatação.

A determinação da profundidade de carbonatação nas vigas em escala reduzida foi realizada quebrando a seção, figura 5.20. A profundidade de carbonatação foi determinada na região tracionada e comprimida ao longo de todo o comprimento da viga.



Figura 5.20 – Verificação da profundidade de carbonatação nas vigas em escala reduzida.

5.9. ANÁLISE MICROESTRUTURAL

É de fundamental importância avaliar a microestrutura da pasta de cimento do concreto, uma vez que esta influencia diretamente na resistência mecânica e durabilidade do mesmo.

Para avaliar a microestrutura dos concretos utilizados foram realizados os ensaios: difratometria de raios-X (DRX), porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM) e microscopia eletrônica de varredura (MEV) associada a espectrografia por dispersão de energia (EDS).

5.9.1. Difratometria de raios-X (DRX)

A análise por difração de raios-X (DRX) é de caráter qualitativo e não quantitativo, pois está baseada na identificação das fases cristalinas presentes nas pastas de cimento. A análise do difratogramas é feita a partir dos picos com variadas intensidades e diferentes ângulos, ou seja, distâncias interplanares.

Foram ensaiadas amostras do cimento Portland anidro CP II E32 para identificar as fases cristalinas presentes; amostras de SFS e SCA para verificar ausência de picos cristalinos e amostras de pasta de cimento submetidas à carbonatação durante um período de 28 dias. As amostras de pastas foram ensaiadas para identificar a possível presença do carbonato de cálcio.

5.9.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM)

O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio é utilizado para determinar o volume e a distribuição do diâmetro médio dos poros na pasta de cimento Portland. Neste método o mercúrio penetrará nos poro sob a ação de pressão externa e sem a ação da capilaridade.

As amostras ensaiadas foram extraídas de corpos-de-prova de pastas de cimento com as mesmas características da pasta do concreto utilizado na moldagem das vigas. Com estas amostras foi possível verificar o comportamento da pasta dos concretos quando submetidos à cura úmida, ao meio ambiente e à carbonatação.

5.9.3. Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Utiliza-se o microscópio eletrônico de varredura (MEV) quando se pretende observar amostras espessas, ou seja, não transparente a elétrons. O motivo de se utilizar esse equipamento está associado à alta resolução e à grande profundidade de foco, o que resulta

em imagens com aparência tri-dimensional. Além disto, o MEV possibilita a obtenção de informações químicas em áreas da ordem de microns.

Ao realizar uma análise microscópica, em uma pasta de cimento hidratada, observa-se a presença dos seguintes elementos: silicato de cálcio hidratado (C-S-H), hidróxido de cálcio (CH), etringita (AFt) e vazios capilares. Quanto maior o tamanho e o volume desses vazios, maior será a susceptibilidade do concreto ao ataque de agentes agressivos.

A avaliação da presença dos produtos hidratados do cimento (CH, C-S-H, AFt) é feita em função da análise conjunta de vários quocientes das massas atômicas de vários óxidos. Esses elementos são SiO_2 , CaO , Fe_2O_3 , Al_2O_3 e SO_3 , os quais são tratados na literatura por Si, Ca, Fe, Al e S respectivamente. Taylor e Newbury (1984), Sarkar et al. (1992) e Wasserman e Bentur (1996), estabeleceram valores numéricos para associar a presença de alguns produtos de cimento hidratado em função das relações entre os óxidos, tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Relação entre óxidos, utilizada na identificação dos produtos hidratados de cimento Portland.

C-S-H	$0,8 \leq \text{Ca/Si} \leq 2,5$	$(\text{Al} + \text{Fe})/\text{Ca} \leq 0,2$	--
CH	$\text{Ca/Si} \geq 10$	$(\text{Al} + \text{Fe})/\text{Ca} \leq 0,04$	$\text{S/Ca} \leq 0,04$
AFt	$\text{Ca/Si} \geq 4,0$	$(\text{Al} + \text{Fe})/\text{Ca} > 0,04$	$\text{S/Ca} > 0,15$

Os resultados obtidos com o EDS e a proporção entre os óxidos encontrados possibilitam a identificação dos elementos presentes na microestrutura. O concreto encontra-se carbonatado quando é identificado o carbono (C) e um aumento na relação Ca/Si. Segundo Bertos et al. (2004), quanto maior a relação Ca/Si maior o grau de carbonatação.

Foram realizadas análises de MEV utilizando amostras fraturadas retiradas das vigas em escala natural para verificar a presença do carbonato de cálcio, a região fissurada, a interface agregado/pasta, a interface aço/concreto e a presença de corrosão nas barras de aço. Amostras polidas foram utilizadas para verificar o comportamento de pastas de cimento hidratadas submetidas a diferentes tipos de exposição.

Capítulo 6

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados das análises de vigas de concreto armado, submetidas à ação da carbonatação, em escala natural e reduzida. A forma de apresentação dos resultados foi subdividida em: propriedades mecânicas do concreto; comportamento estrutural das vigas de concreto armado submetidas à flexão, em escala natural e reduzida; carbonatação em corpos-de-prova e vigas de concreto armado; frente de carbonatação nas fissuras; verificação de corrosão nas barras de aço, influência da variação da concentração de dióxido de carbono na profundidade de carbonatação; análise estatística e análise microestrutural.

A análise estatística dos resultados apresentados foi realizada pelo Prof. Dr. Mário de Castro⁸ e desenvolvida ajustando modelos lineares. O nível de significância foi de 5% pela técnica de análise de variância (ANOVA) e os gráficos juntamente com as análises estatísticas foram realizados com o sistema R⁹.

6.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

6.1.1. Resistência à compressão simples

A resistência à compressão simples foi determinada segundo as recomendações da NBR 5739:1980. Foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura para caracterizar o concreto utilizado nas vigas em escala natural. A caracterização dos concretos utilizados nas vigas em escala reduzida foi realizada utilizando corpos-de-prova cilíndricos com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

Os corpos-de-prova de concreto referentes às vigas em escala natural foram ensaiados nas idades de 3, 7, 28 e 56 dias e os resultados são apresentados na figura 6.1 (a) e na tabela

⁸ Universidade de São Paulo, Campus de São Carlos, Departamento de Ciências de Computação e Estatística.

⁹ R Development Core Team (2005). R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria.

6.1. Os corpos-de-prova referentes aos modelos físicos reduzidos foram ensaiados nas idades de 3, 7, 28 e 45 dias e são apresentados na figura 6.1 (b) e na tabela 6.2. A diferença nas datas de ensaio de 56 dias para 45 dias refere-se ao pré-condicionamento, uma vez que para os elementos em escala reduzida a estabilização da umidade interna foi mais rápida.

A resistência à compressão simples do concreto aos 7 dias de idades foi de aproximadamente 37 MPa, tabela 6.1. Tendo em vista que a NBR 6118:2003 recomenda que seja utilizada uma resistência característica de 30 MPa para a situação de agressividade ambiental forte, optou-se por realizar a instrumentação e a solicitação das vigas após 7 dias de cura úmida.

Tabela 6.1 – Valores de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural.

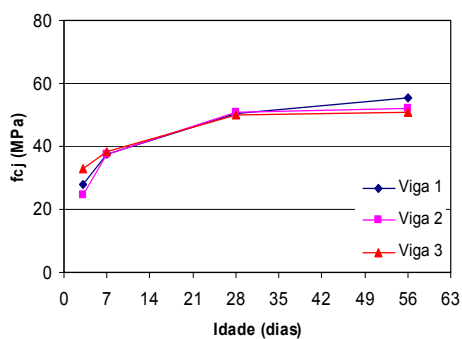
Tipo de exposição	Idade (dias)	Resistência à compressão simples (MPa)*		
		Viga 1	Viga 2	Viga 3
Câmara úmida	3	27,9	24,6	32,9
	7	37,4	37,7	38,2
	28	50,6	50,9	50,0
	56	55,6	52,1	51,0
Câmara de carbonatação	56	61,4	58,8	52,9

*Corpos-de-prova com 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura.

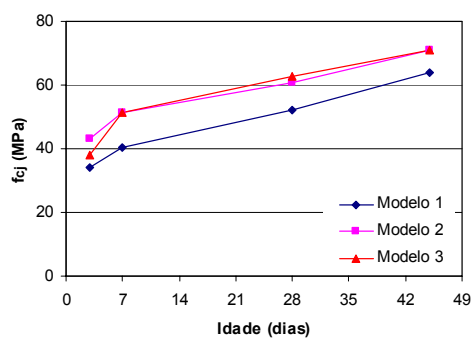
Tabela 6.2 – Valores de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala reduzida.

Tipo de exposição	Idade (dias)	Resistência à compressão simples (MPa)*		
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Câmara úmida	3	34,1	43,0	38,0
	7	40,3	51,5	51,4
	28	52,1	60,7	62,9
	45	63,9	71,0	70,8
Câmara de carbonatação	45	67,4	75,8	75,2

*Corpos-de-prova com 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura.



(a)



(b)

Figura 6.1 – Resistência à compressão simples dos concretos referentes às vigas em escala natural (a) e escala reduzida (b).

Como observado nas figuras 6.1 (a) e (b) os valores de resistência à compressão simples são maiores para os corpos-de-prova referentes à escala reduzida, isso se deve ao fator de escala, uma vez que quanto menor o corpo-de-prova menor a probabilidade de haver defeitos.

Nos gráficos das figuras 6.2 e 6.3 são apresentados os resultados de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova submetidos à cura úmida e dos que ficaram expostos à atmosfera de dióxido de carbono. A idade de 56 dias dos corpos-de-prova carbonatados refere-se a 7 dias de cura, 21 dias de pré-condicionamento e 28 dias de carbonatação. A idade de 45 dias dos corpos-de-prova carbonatados refere-se a 7 dias de cura úmida, 10 dias de pré-condicionamento e 28 dias de carbonatação acelerada.

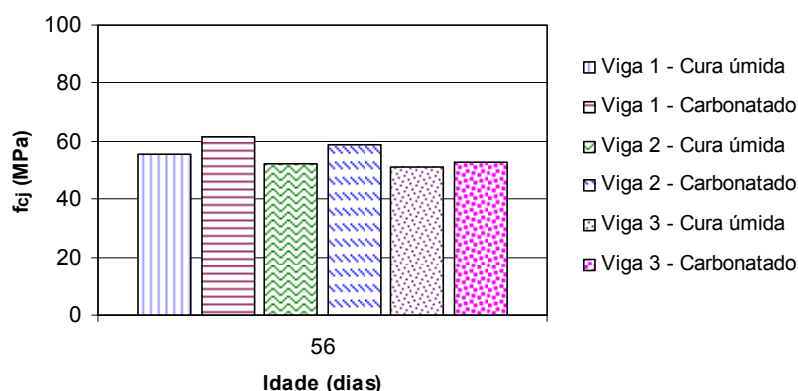


Figura 6.2 – Comparação da resistência à compressão simples dos concretos, referentes às vigas em escala natural, submetidos à cura úmida e a carbonatação.

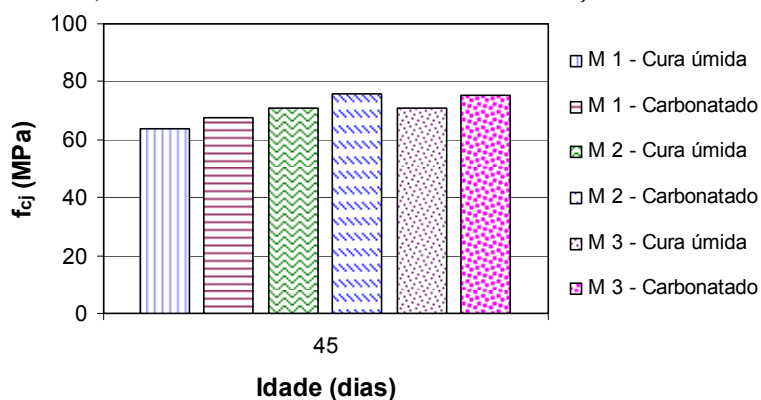


Figura 6.3 – Comparação da resistência à compressão simples dos concretos, referentes às vigas em escala reduzida, submetidos à cura úmida e a carbonatação.

Os corpos-de-prova submetidos à carbonatação apresentaram valores de resistência à compressão simples 9% maiores que os submetidos à cura úmida. Este ganho de resistência se justifica pela redução da porosidade do concreto devido à precipitação do carbonato de cálcio nos poros.

De acordo com a análise estatística, não há diferença significativa entre as vigas com relação à compressão axial dos corpos-de-prova submetidos à cura úmida, figura 6.4 (a). A diferença dos resultados das vigas 2 e 3 com relação aos da viga 1 foi de $p = 0,254$ e $p = 0,981$ respectivamente. Comparando os resultados dos modelos 2 e 3 com relação ao modelo 1 foi obtido resultados de $p = 0,00089$ e $p = 0,000891$ respectivamente, portanto existe diferença significativa entre os modelos. Quando $p > 0,05$ a diferença não é significativa.

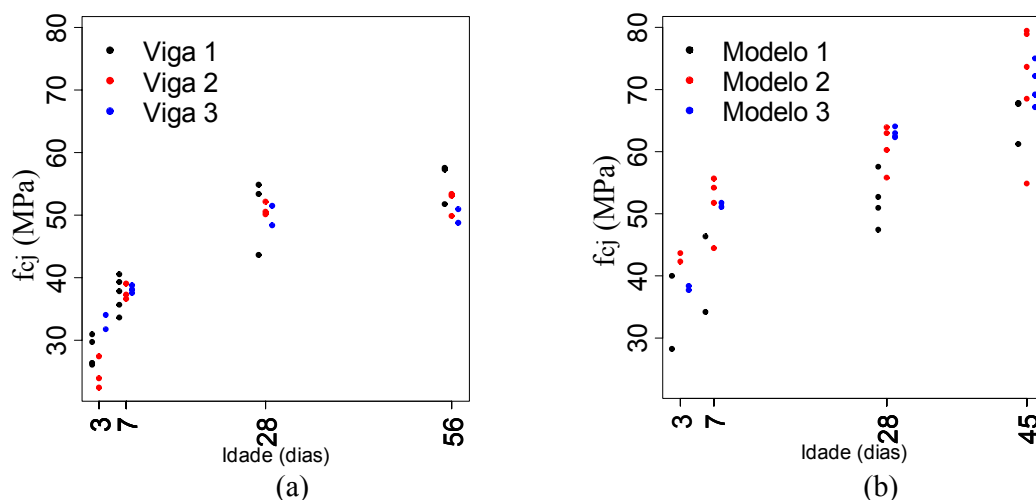


Figura 6.4 – Resistência à compressão simples dos corpos-de-prova submetidos à cura úmida referentes aos concretos utilizados na confecção das vigas em escala natural (a) e escala reduzida (b).

6.1.1.1. Comparação da resistência à compressão simples entre corpos-de-prova referentes à escala natural e reduzida

Nos gráficos das figuras 6.5 e 6.6 são apresentados os resultados de resistência à compressão simples de corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural juntamente com os resultados referentes às vigas em escala reduzida equivalente.

Conforme observado nos gráficos das figuras 6.5 e 6.6, os valores das resistências à compressão simples referentes aos modelos são superiores aos valores referentes às vigas em escala natural. Portanto para efeito de comparação os resultados dos corpos-de-prova 100 mm x 200 mm e 50 mm x 100 mm foram divididos por fatores de escala para obter os resultados equivalentes aos corpos-de-prova 150 mm x 300 mm. Com esta análise elimina-se o efeito do fator de escala e torna-se possível comparar o comportamento mecânico das vigas em escala natural e reduzida.

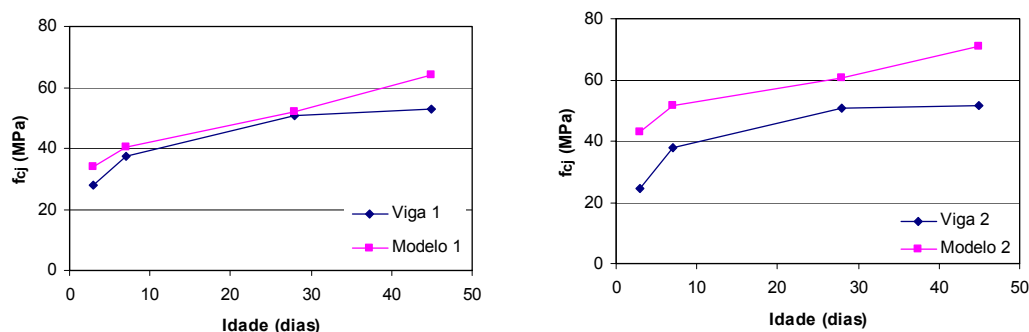


Figura 6.5 – Resistência à compressão simples dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.

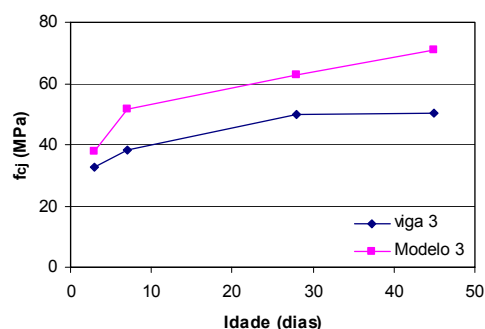


Figura 6.6 – Resistência à compressão simples dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.

Os corpos-de-prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura foram divididos pelos fatores de escala 1,017 e 1,067, limites inferior e superior respectivamente. Para os corpos-de-prova com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura os limites inferior e superior foram 1,15 e 1,38 respectivamente. Foram utilizados os valores médios para a confecção dos gráficos, tabela 6.3 e figuras 6.7 e 6.8. Vale ressaltar que os fatores de escala foram obtidos graficamente na figura 4.3, Harris e Sabnis (1999).

Tabela 6.3 – Valores de resistência à compressão simples, ajustados pelos fatores de escala.

Tipo de exposição	Idade (dias)	Resistência à compressão simples (MPa)*					
		Viga 1	Modelo 1	Viga 2	Modelo 2	Viga 3	Modelo 3
Cura úmida	3	26,8	27,2	23,6	34,3	31,6	30,3
	7	35,9	32,1	36,2	41,1	36,7	41,0
	28	48,6	41,5	48,9	48,4	48,0	50,1
	45	51,0	50,9	49,5	56,6	48,5	56,4

* Corpos-de-prova com 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura.

Como pode ser observado nos gráficos das figuras 6.7 e 6.8 e na tabela 6.3, os valores de resistência à compressão simples das vigas e dos modelos são relativamente semelhantes. Foi observada uma variação de aproximadamente 10% entre os resultados. Segundo ACI C-444 (1987), a variação de 10% entre os resultados proporciona uma excelente confiabilidade.

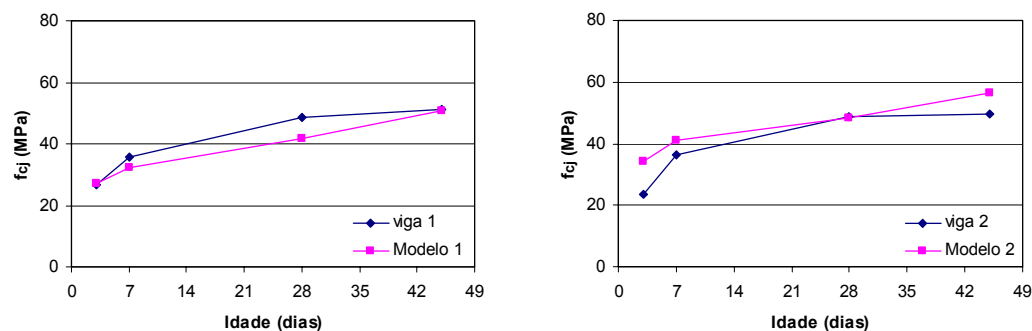


Figura 6.7 – Resistência à compressão simples, considerando o fator de escala, para obter os valores referentes aos corpos-de-prova 150 mm x 300 mm.

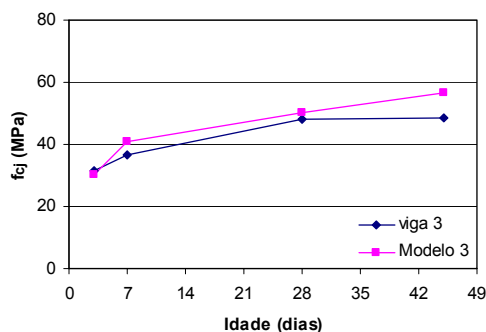


Figura 6.8 – Resistência à compressão simples, considerando o fator de escala, para obter os valores referentes aos corpos-de-prova 150 mm x 300 mm.

6.1.2. Resistência à tração por compressão diametral

Os valores de resistência à tração por compressão diametral foram determinados segundo as recomendações da NBR 7222:1994. Os corpos-de-prova cilíndricos utilizados foram de 100 mm de diâmetro por 200 mm de comprimento e 50 mm de diâmetro por 100 mm de comprimento para os corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural e reduzida respectivamente.

Os corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural foram ensaiados nas idades de 7, 28 e 56 dias e os resultados são apresentados na tabela 6.4 e figura 6.9 (a). Os corpos-de-prova referentes aos modelos foram ensaiados nas idades de 7, 28 e 45 dias e são apresentados na tabela 6.5 e figura 6.9 (b).

Os resultados de tração por compressão diametral dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala reduzida foram superiores aos das vigas em escala natural, devido ao fator de escala. Estes resultados seguiram a mesma tendência observada nos resultados de resistência à compressão simples.

Tabela 6.4 – Valores de resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural.

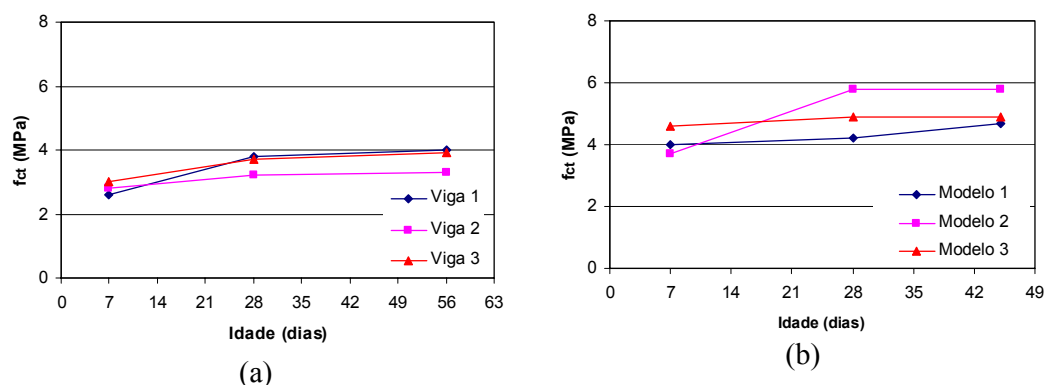
Tipo de exposição	Idade (dias)	Resistência à tração por compressão diametral (MPa) *		
		Viga 1	Viga 2	Viga 3
Câmara úmida	7	2,6	2,8	3,0
	28	3,8	3,2	3,7
	56	4,0	3,3	3,9
Câmara de carbonatação	56	3,7	3,4	3,8

* Corpos-de-prova com 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura.

Tabela 6.5 – Valores de resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala reduzida.

Tipo de exposição	Idade (dias)	Resistência à tração por compressão diametral (MPa) *		
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Câmara úmida	7	4,0	3,7	4,6
	28	4,2	5,8	4,9
	45	4,7	5,8	4,9
Câmara de carbonatação	45	4,4	4,6	5,0

* Corpos-de-prova com 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura.

**Figura 6.9** – Resistência à tração por compressão diametral dos concretos utilizados na confecção das vigas em escala natural (a) e vigas em escala reduzida (b).

A análise estatística dos resultados de tração por compressão diametral indicou que não existe diferença significativa entre as vigas. A diferença dos resultados referentes às vigas 2 e 3 com relação aos da viga 1 foi de $p = 0,17022$ e $p = 0,40314$ respectivamente. Os resultados da análise estatística dos modelos 2 e 3 com relação ao modelo 1 foram de $p = 0,0392$ e $p = 0,1965$ respectivamente. Portanto há diferença significativa entre os modelos 1 e 2 e não há diferença significativa entre os modelos 1 e 3, figura 6.10.

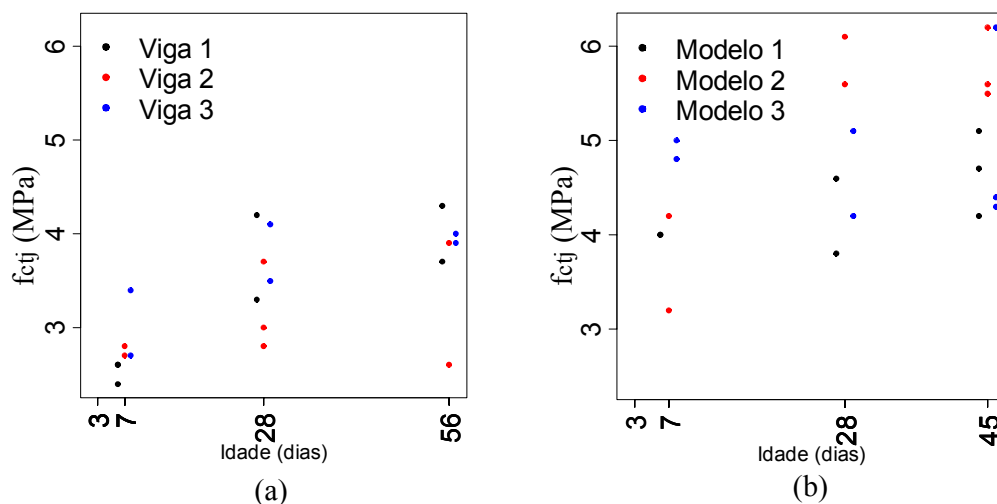


Figura 6.10 – Resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova submetidos à cura úmida referentes aos concretos utilizados na confecção das vigas em escala natural (a) e escala reduzida (b).

6.1.2.1. Comparação da resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova referentes à escala natural e reduzida

Nos gráficos das figuras 6.11 e 6.12 são apresentados os valores de resistência à tração por compressão diametral referentes às vigas em escala natural e reduzida equivalentes.

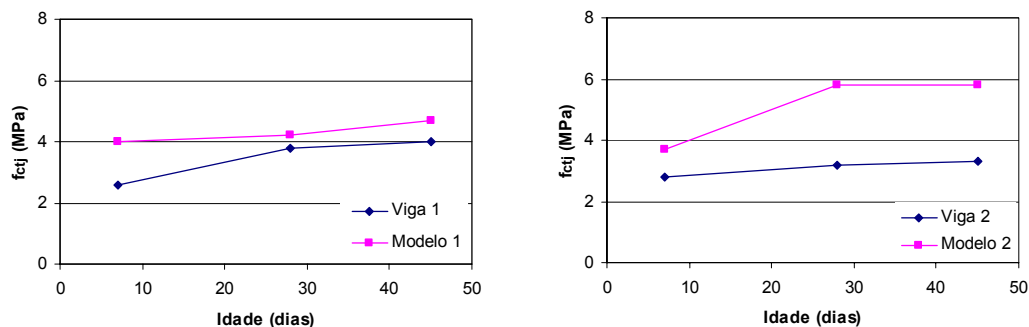


Figura 6.11 – Resistência à tração por compressão diametral dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.

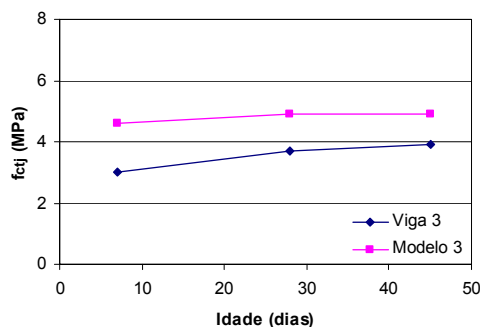


Figura 6.12 – Resistência à tração por compressão diametral dos concretos utilizados na confecção de vigas em escala natural e reduzida.

Os valores de resistência à tração por compressão diametral apresentam a mesma tendência de comportamento dos de resistência à compressão simples, portanto os resultados obtidos com vigas em escala natural e reduzida são comparativos.

6.1.3. Módulo de elasticidade

Os valores do módulo de elasticidade são apresentados nas tabelas 6.6 e 6.7 e nas figuras 6.13 a 6.18. Estes resultados referem-se ao módulo de elasticidade dos concretos curados em câmara úmida, dos submetidos à carbonatação acelerada e dos expostos ao meio ambiente. Vale ressaltar que os corpos-de-prova submetidos à carbonatação e os expostos ao meio ambiente foram curados durante os primeiros sete dias de idade.

Tabela 6.6 – Módulo de elasticidade dos concretos referentes às vigas em escala natural.

Tipo de exposição	Idade (dias)	Módulo de elasticidade (GPa)*		
		Viga 1	Viga 2	Viga 3
Câmara úmida	7	42,5	43,6	37,3
	28	43,8	46,3	44,7
	56	46,9	48,6	48,2
Câmara de carbonatação	56	41,3	42,6	38,2
Meio ambiente	56	40,7	40,0	37,2

* Corpos-de-prova com 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura.

Tabela 6.7 – Módulo de elasticidade dos concretos referentes às vigas em escala reduzida.

Tipo de exposição	Idade (dias)	Módulo de elasticidade (GPa)*		
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Câmara úmida	7	30,0	31,6	29,6
	28	31,4	33,4	34,7
	45	32,0	36,2	37,2
Câmara de carbonatação	45	29,9	31,2	32,5
Meio ambiente	45	29,7	30,8	30,6

* Corpos-de-prova com 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura.

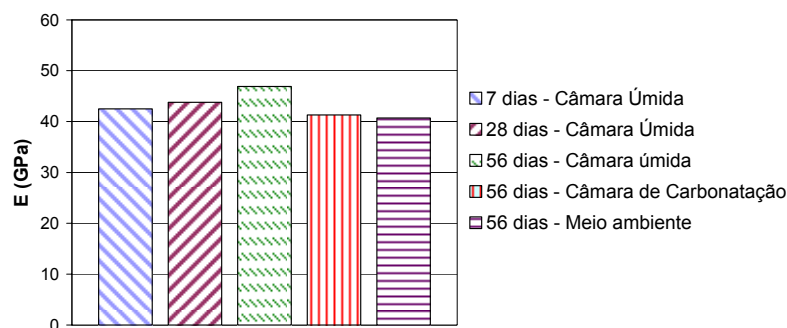


Figura 6.13 – Módulo de elasticidade, nas idades de 7, 28 e 56 dias, obtidos em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 56 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes à viga 1.

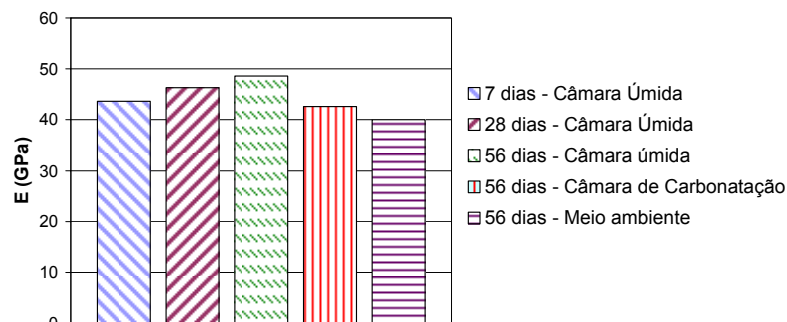


Figura 6.14 – Módulo de elasticidade, nas idades de 7, 28 e 56 dias, obtidos em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 56 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes à viga 2.

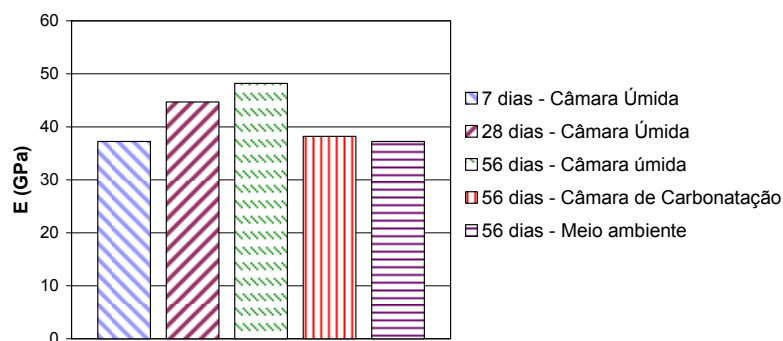


Figura 6.15 – Módulo de elasticidade, nas idades de 7, 28 e 56 dias, obtidos em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 56 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes à viga 3.

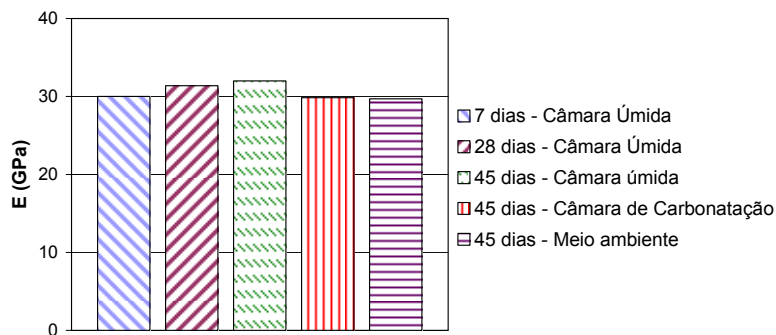


Figura 6.16 – Módulo de elasticidade, nas idades de 7, 28 e 45 dias, obtidos em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 45 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes ao modelo 1.

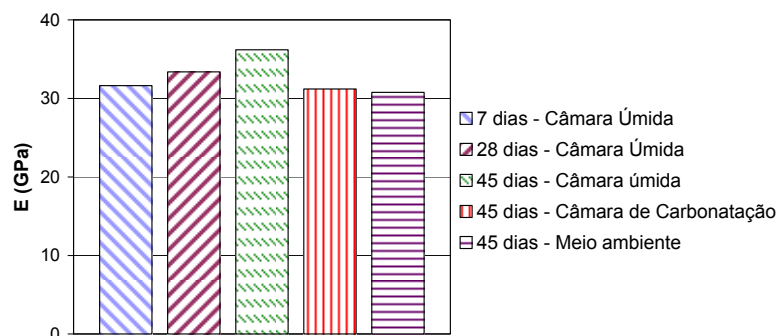


Figura 6.17 – Módulo de elasticidade, nas idades de 7, 28 e 45 dias, obtidos em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 45 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes ao modelo 2.

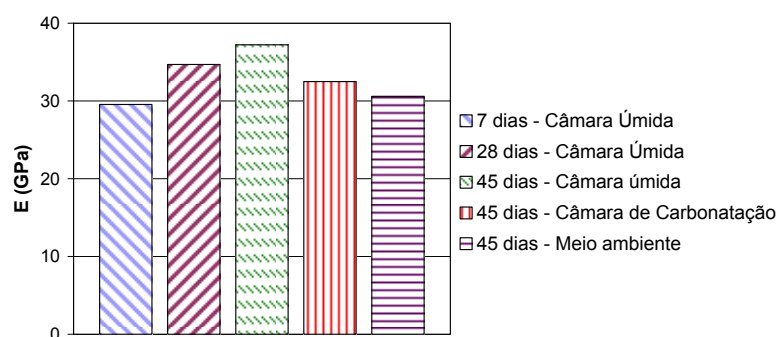


Figura 6.18 – Módulo de elasticidade, nas idades de 7, 28 e 45 dias, obtidos em corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, e aos 45 dias de idade para os expostos a carbonatação e ao meio ambiente. – Referentes ao modelo 3.

Os gráficos das figuras 6.13 a 6.18 mostraram um ganho no valor do módulo de elasticidade dos corpos-de-prova que foram submetidos à cura úmida, isto se justifica pela continuidade da hidratação. Os corpos-de-prova submetidos à carbonatação e expostos ao meio ambiente foram curados apenas até os sete dias de idade, o que justifica valores menores no módulo de elasticidade. Comparando os resultados de módulo de elasticidade dos corpos-de-prova submetidos à cura úmida e ao meio ambiente aos 7 e 56 dias ou 45 dias respectivamente, observa-se uma estabilidade no valor sendo a cura um fator importante para o resultado final do módulo de elasticidade.

Como pôde ser observado o módulo de elasticidade dos corpos-de-prova que foram submetidos à carbonatação apresentaram comportamento semelhante aos que ficaram expostos ao meio ambiente. Esse comportamento é comparativo uma vez que a umidade interna dos corpos-de-prova não varia de forma significativa.

A análise estatística dos resultados de módulo de elasticidade dos corpos-de-prova que foram submetidos à cura úmida revela que a diferença entre as vigas 1 e 2 não é significativa ($p = 0,8059$), enquanto que para as vigas 1 e 3 é significativo ($p < 0,05$). A diferença entre as idades é significativa $p < 0,05$, figura 6.19 (a).

Os resultados estatísticos do módulo de elasticidade dos corpos-de-prova que foram submetidos à cura úmida indicam que os modelos apresentam diferenças significativas quanto ao tipo de modelo e quanto à idade, figura 6.19 (b).

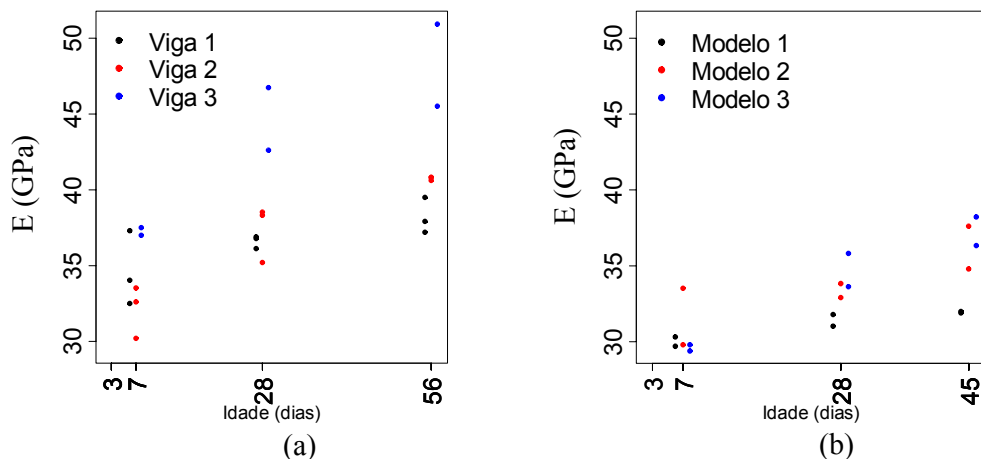


Figura 6.19 – Comparação dos módulos de elasticidade referentes às vigas 1, 2 e 3, aos 3, 7, 28 e 56 dias de idade e submetidos à câmara úmida – (a) vigas (b) modelos.

Os resultados da análise estatística do módulo de elasticidade das vigas aos 56 dias de idade e submetidos diferentes condições de exposição indicaram que o módulo de elasticidade é significativamente menor quando em câmara de carbonatação e meio ambiente, em relação à câmara úmida. O mesmo comportamento foi observado para os modelos, figura 6.20 (a) e (b).

Os resultados da análise estatística do módulo de elasticidade dos corpos-de-prova que foram submetidos à carbonatação indicam que não existe diferença significativa entre as vigas em escala natural. O mesmo comportamento foi observado para as vigas em escala reduzida ($p > 0,05$).

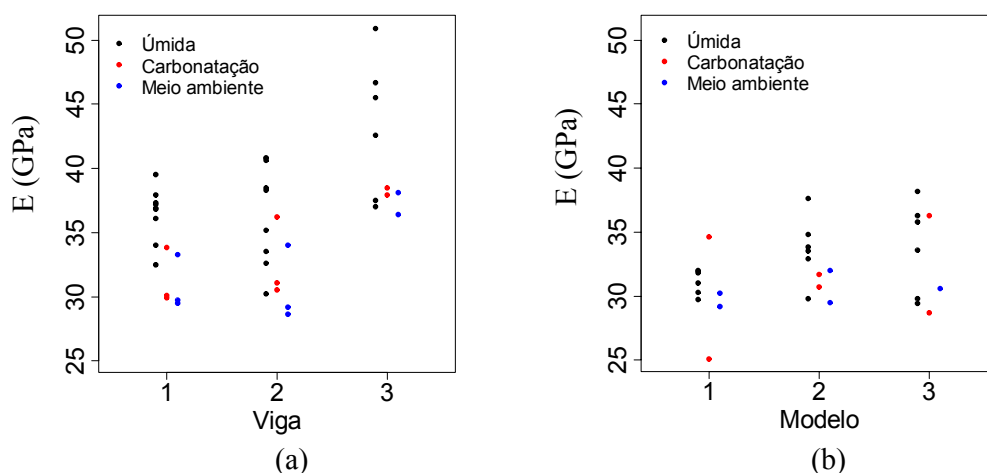


Figura 6.20 – Módulo de elasticidade aos 56 dias de idade de corpos-de-prova submetidos à câmara úmida, câmara de carbonatação e ao meio ambiente – (a) vigas, (b) modelos.

6.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM ESCALA NATURAL E REDUZIDA

As vigas em escala natural foram dimensionadas no limite dos domínios 3 e 4 que é a condição ideal de aproveitamento dos materiais em que são atingidos a capacidade máxima do concreto e o limite de escoamento do aço.

Os ensaios representaram as condições de serviço das vigas, portanto o carregamento aplicado foi o de serviço. Nesta situação, a estimativa do momento fletor das vigas foi feita considerando o estágio II, estado de fissuração. O dimensionamento das vigas encontra-se no anexo B.

Para efeito de comparação e discussão os gráficos apresentam os valores experimentais e teóricos. Os valores teóricos foram determinados utilizando o conceito da rigidez equivalente de acordo com a NBR 6118:2003, a altura da linha neutra equivalente segundo ACI 318 (1989), as equações clássicas da Resistência dos Materiais e por equações de compatibilidade das deformações. Maiores detalhes consta no anexo B.

6.2.1. Vigas em escala natural

Os resultados experimentais e teóricos referentes às vigas 1, 2 e 3 são apresentados nas figuras 6.21, 6.22 e 6.23. A formulação utilizada para o cálculo teórico, juntamente com os resultados teóricos e experimentais obtidos constam no anexo B.

6.2.1.1. Viga 1

Na figura 6.21 (a) são apresentados os resultados de força vertical x deslocamento no meio do vão da viga. Observa-se que no instante em que a força vertical atingiu o valor de aproximadamente 20,0 kN ocorreu mudança de tendência no gráfico; esse comportamento deve-se ao surgimento da primeira fissura quando da mudança do Estádio I para o Estádio II. O valor da flecha final corresponde à média dos dois relógios comparadores posicionados no meio do vão da viga, menos a média das leituras dos relógios comparadores colocados nas extremidades da mesma.

Os resultados do carregamento vertical x deformação do concreto são apresentados no gráfico da figura 6.21 (b). Esses resultados referem-se à média dos três extensômetros colados no concreto, no meio do vão da viga, na região comprimida. Novamente uma mudança de tendência nos resultados experimentais foi observada para uma força vertical de aproximadamente 20,0 kN.

Os gráficos das figuras 6.21 (c) e (d) apresentam, respectivamente, os resultados do carregamento vertical x deformação da camada inferior e superior das barras de aço que compõem a armadura positiva. A deformação das barras de aço da camada inferior refere-se à média de três extensômetros, enquanto que para as barras da camada superior corresponde à média de dois extensômetros. Todos os extensômetros foram posicionados no meio do vão das barras de aço.

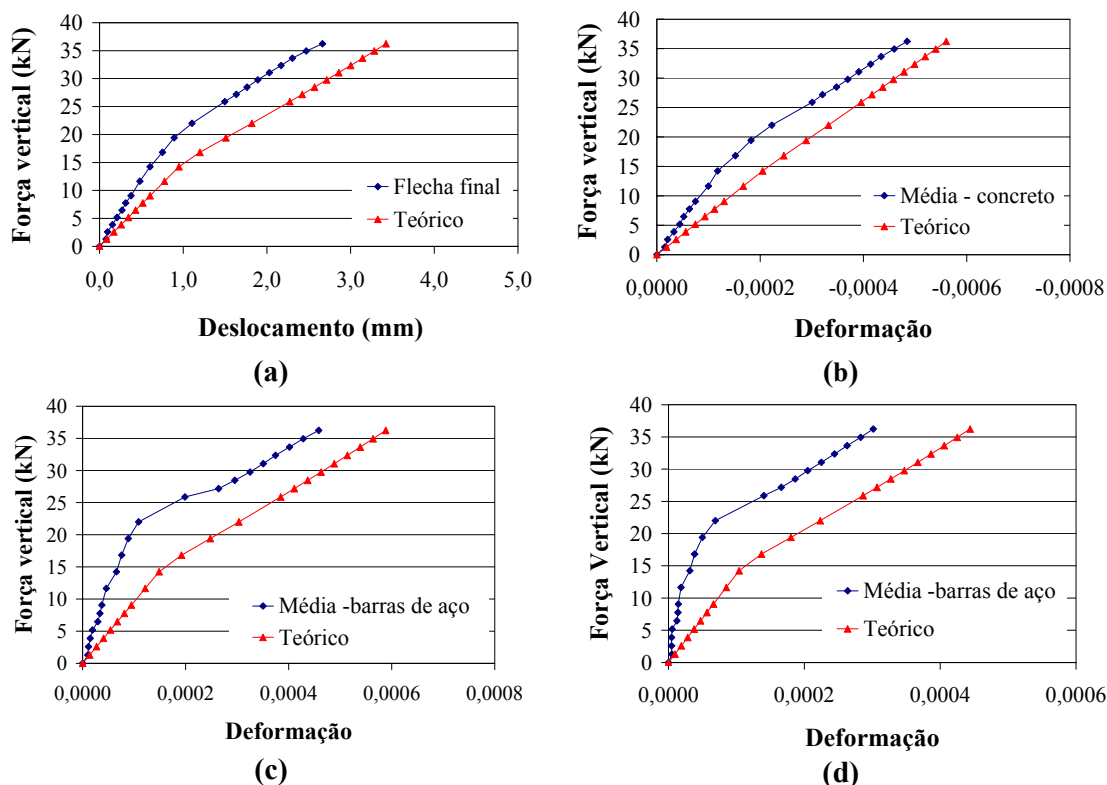


Figura 6.21 – (a) Força vertical x deslocamento da viga 1; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão da viga 1; (c) Força vertical x deformação média das três barras de aço tracionadas da camada inferior; (d) Força vertical x deformação média das duas barras de aço tracionadas da camada superior.

O carregamento foi realizado até atingir uma força vertical de 36,2 kN. Após aplicar este carregamento, realizou-se o encunhamento e a viga foi submetida ao ensaio de carbonatação. Durante todo o período em que a viga ficou na câmara de carbonatação foram realizadas as leituras do carregamento apenas para acompanhar a tendência da perda de protensão, que foi de aproximadamente 30%. Esta perda corresponde a ancoragem do cabo de protensão (20%) e às acomodações da viga.

De um modo geral a flecha e as deformações no aço e no concreto apresentaram o mesmo comportamento estimado pelas formulações teóricas. Também foi observado que os

valores teóricos foram em todos os casos superiores aos experimentais, portanto estando a favor da segurança.

6.2.1.2. Viga 2

Para a viga 2 a força vertical aplicada foi de 38,8 kN e a mudança do Estádio I para o Estádio II ocorreu para uma força de aproximadamente 15,0 kN. Semelhante a viga 1 a perda de protensão foi de aproximadamente 30%, sendo 20% referente a ancoragem do cabo de protensão e o restante devido às acomodações da viga. Os gráficos das figuras 6.22 (a), (b), (c) e (d) apresentam os valores experimentais e teóricos de flecha, deformação do concreto e deformação das barras de aço posicionadas nas camadas inferior e superior respectivamente. Para todos os casos os valores experimentais foram menores ou iguais aos teóricos, estando a favor da segurança. Observa-se que as tendências das curvas experimentais são semelhantes às teóricas.

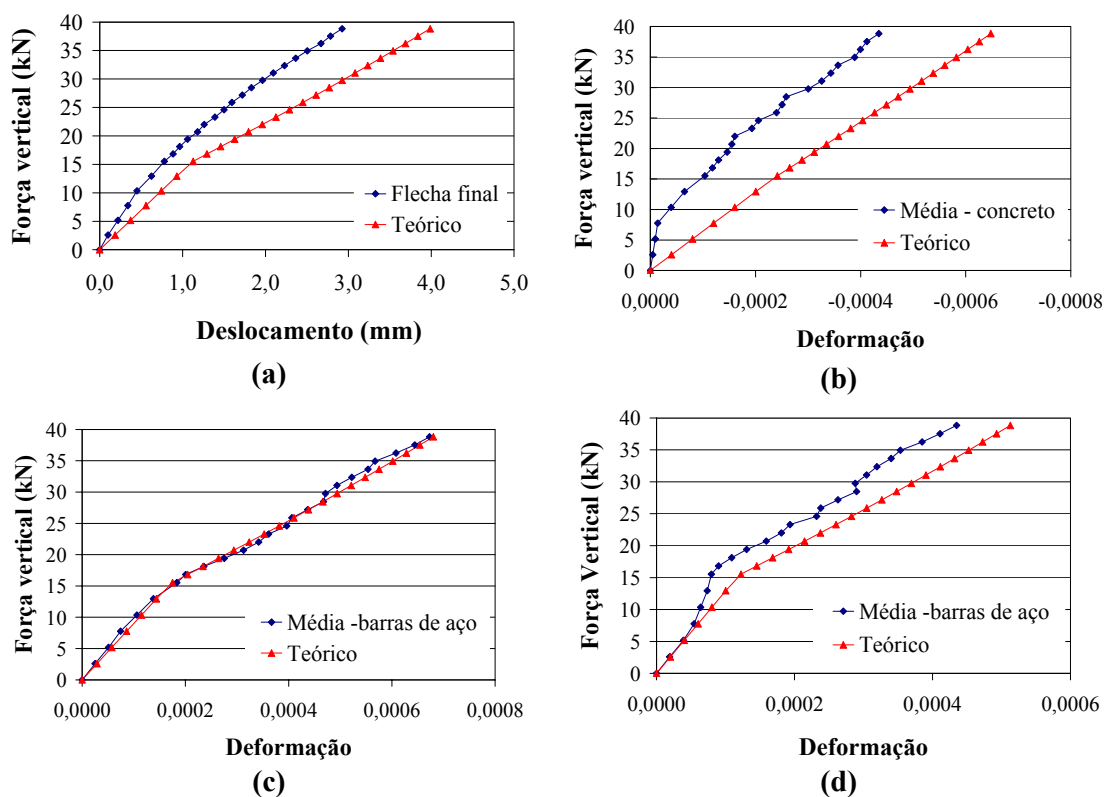


Figura 6.22 – (a) Força vertical x deslocamento da viga 2; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão da viga 2; (c) Força vertical x deformação média das três barras de aço tracionadas da camada inferior; (d) Força vertical x deformação média das duas barras de aço tracionadas da camada superior.

6.2.1.3. Viga 3

A viga 3 foi carregada até uma força vertical de 38,8 kN e a mudança de Estádio ocorreu com uma força entre 15,0 e 20,0 kN. A perda de protensão foi de aproximadamente 25%, sendo 10% devido a ancoragem e 15% correspondente às acomodações da viga. Os valores experimentais e teóricos de flecha, deformação do concreto e deformação das barras de aço posicionadas nas camadas inferior e superior são apresentados nas figuras 6.23 (a), (b), (c) e (d), respectivamente. Para todos os casos os valores experimentais foram menores ou próximos aos teóricos, estando a maioria a favor da segurança. As tendências das curvas experimentais são semelhantes às teóricas.

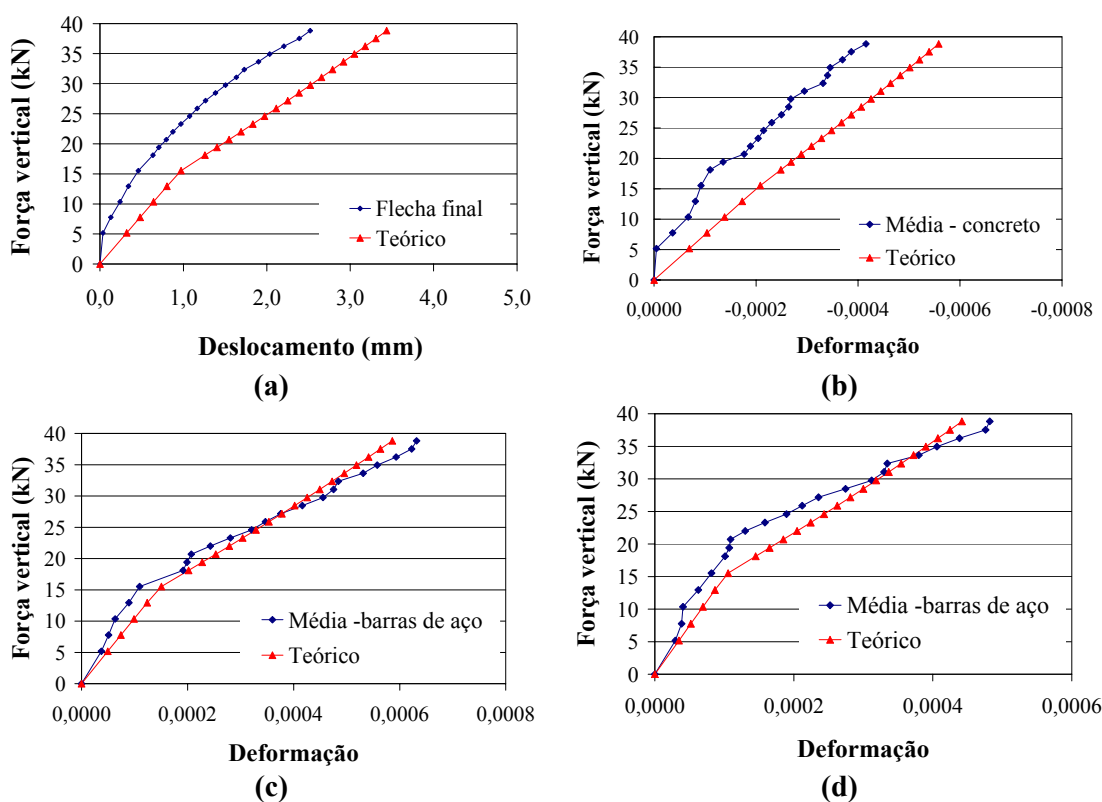


Figura 6.23 – (a) Força vertical x deslocamento da viga 3; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão da viga 3; (c) Força vertical x deformação média das três barras de aço tracionadas da camada inferior; (d) Força vertical x deformação média das duas barras de aço tracionadas da camada superior.

6.2.2. Vigas em escala reduzida

Os resultados experimentais e teóricos referentes às vigas e modelos 1, 2 e 3 são apresentados nas figuras 6.24, 6.25 e 6.26 respectivamente. As considerações realizadas para extrapolar os resultados experimentais das vigas em escala reduzida para comparar com as vigas em escala natural são apresentadas no anexo B.

As vigas em escala reduzida foram submetidas a um carregamento de 1,5 kN nos terços, carregamento este que ao ser multiplicado pelo fator de escala do modelo com completa semelhança corresponderia a uma força de 37,5 kN. Devido a variação nos resultados de resistência à compressão simples e do módulo de elasticidade as vigas em escala reduzida foram classificadas em modelos distorcidos levando a fatores de escala inferiores aos do modelo com completa semelhança. Isto justifica a diferença na força vertical aplicada que pode ser observada nos gráficos das figuras 6.24, 6.25 e 6.26.

O valor da flecha final, para as vigas em escala natural e reduzida, corresponde à leitura de relógios comparadores posicionados no meio do vão da viga menos a média das leituras dos relógios comparadores colocados nas extremidades da mesma. Nas figuras 6.24 (a), 6.25 (a) e 6.26 (a) observa-se que as flechas dos modelos são maiores que a das vigas em escala natural. Este comportamento foi observado porque as vigas em escala natural foram submetidas à flexão composta, enquanto que as vigas em escala reduzida foram submetidas à flexão simples. Outra interferência foi a redução nos valores dos módulos de elasticidade do concreto das vigas em escala reduzida, devido a ausência do agregado graúdo.

6.2.2.1. Modelo 1

Os resultados de flecha e deformação do concreto e do aço no meio do vão das vigas em escala natural e reduzida são apresentados na figura 6.24 (a), (b) e (c) respectivamente. Foi observada uma mesma tendência de comportamento entre as vigas em escala natural e reduzida. Verifica-se que os resultados experimentais são menores ou iguais aos teóricos, estando a favor da segurança. A viga em escala reduzida apresenta maiores deslocamento e deformação do aço.

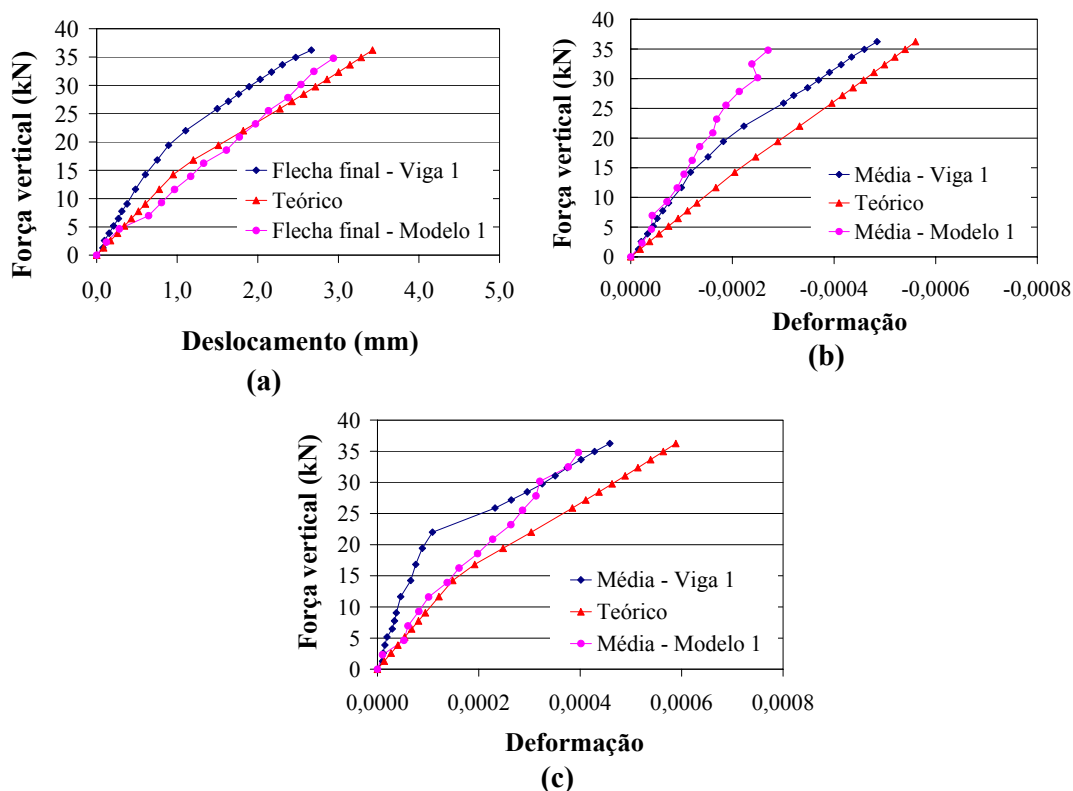


Figura 6.24 – (a) Força vertical x deslocamento do modelo 1; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão do modelo 1; (c) Força vertical x deformação média das barras de aço tracionadas.

6.2.2.2. Modelo 2

Os gráficos das figuras 6.25 (a), (b) e (c) apresentam os valores experimentais e teóricos de flecha e deformação do concreto e do aço respectivamente. Foi verificado que o modelo reduzido representou as tendências da viga em escala natural. Para todos os casos os valores experimentais das vigas em escala reduzida foram maiores aos da viga em escala natural, portanto os modelos apresentam maiores deslocamentos e deformações.

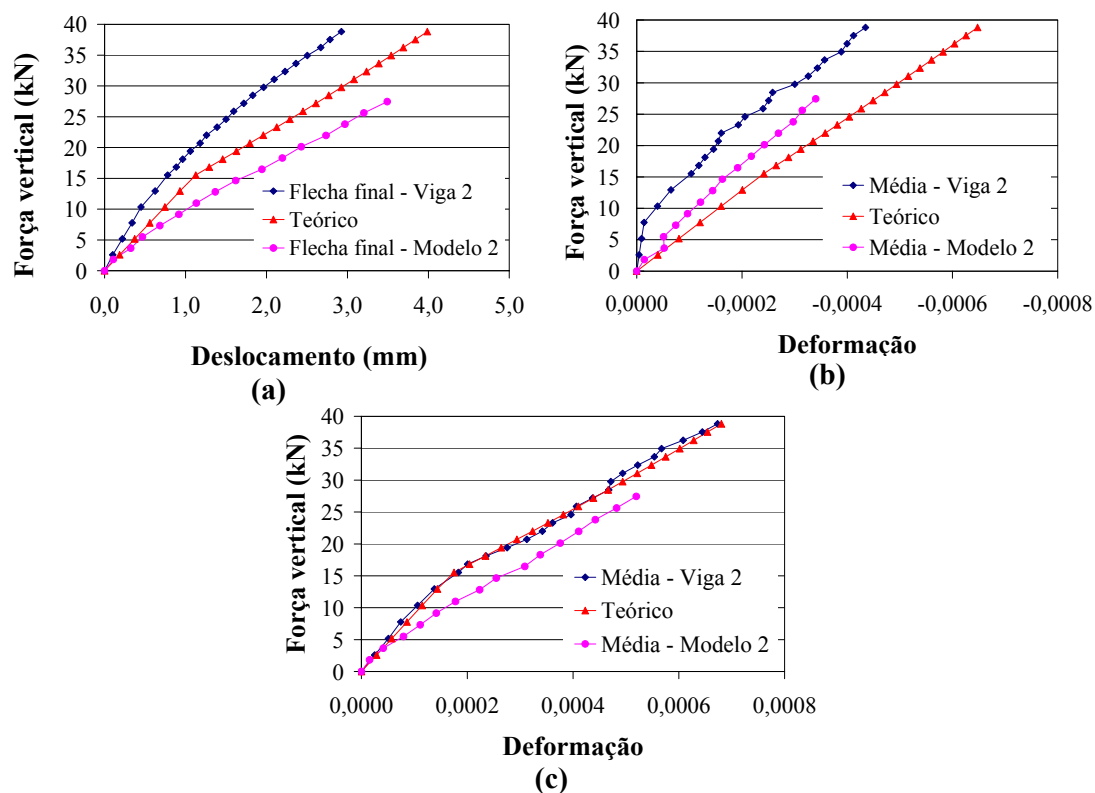


Figura 6.25 – (a) Força vertical x deslocamento do modelo 2; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão do modelo 2; (c) Força vertical x deformação média das barras de aço tracionadas.

6.2.2.3. Modelo 3

Na figura 6.26 (a), (b) e (c) são apresentados os resultados de flecha e deformação do concreto e do aço no meio do vão das vigas em escala natural e reduzida. Uma mesma tendência de comportamento entre as vigas em escala natural e reduzida foi observada. Os resultados experimentais são praticamente iguais aos teóricos. Conforme observado nos modelos anteriores, as vigas em escala reduzida apresentam maiores deslocamentos e deformações.

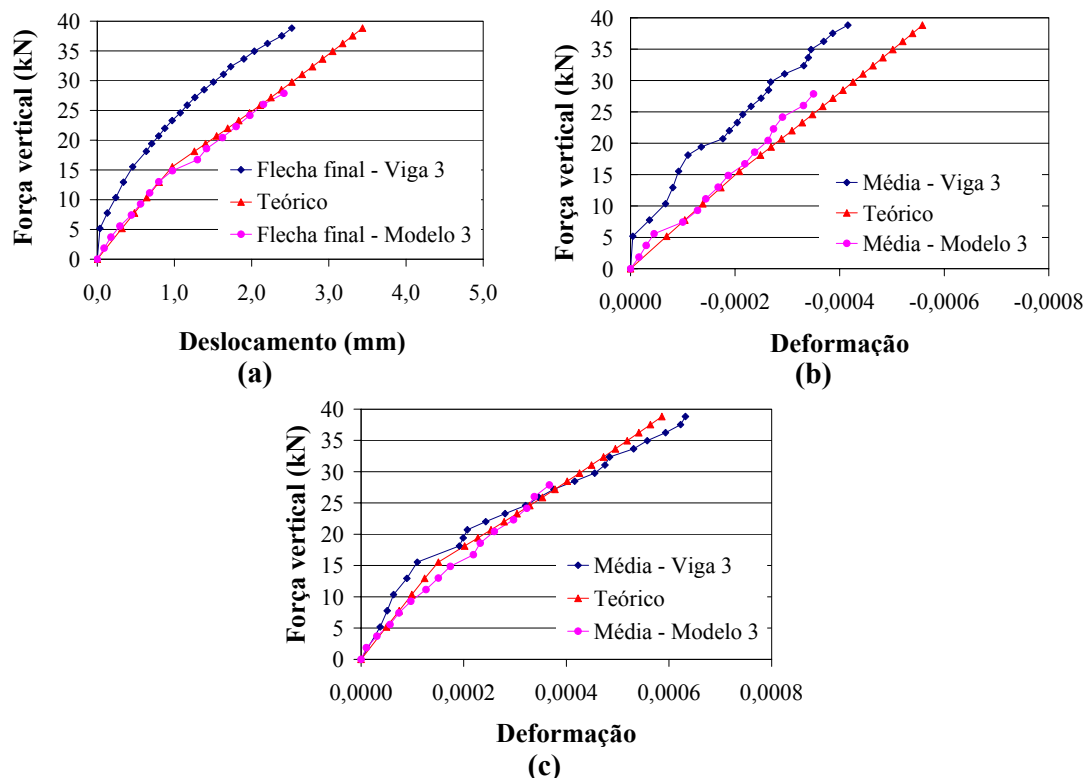


Figura 6.26 – (a) Força vertical x deslocamento do modelo 3; (b) Força vertical x deformação do concreto no meio do vão do modelo 3; (c) Força vertical x deformação média das barras de aço tracionadas.

As vigas em escala reduzida sofreram maiores deformações e deslocamentos devido à redução no valor do módulo de elasticidade e ao tipo de solicitação que foi flexão simples.

6.3. CARBONATAÇÃO EM CORPOS-DE-PROVA E VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Tendo em vista que a maioria das pesquisas sobre carbonatação é realizada em corpos-de-prova e que o comportamento da frente de carbonatação em elementos estruturais pode diferir, foram realizados ensaios de carbonatação acelerada tanto em corpos-de-prova moldados quanto em vigas de concreto armado fissuradas. Para determinar a profundidade de carbonatação nas vigas foram extraídos corpos-de-prova ao longo de seu comprimento, nas regiões tracionadas e comprimidas.

6.3.1. Carbonatação da viga 1

No gráfico da figura 6.27 apresenta-se a profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova de concretos depositados na câmara de carbonatação. Nas figuras 6.28 e 6.29 são apresentadas, respectivamente, as posições na viga onde foram extraídos os corpos-de-prova e

as profundidades de carbonatação medidas em cada corpo-de-prova extraído. Esta viga foi exposta à atmosfera de dióxido de carbono durante 28 dias.

A profundidade de carbonatação determinada em corpos-de-prova foi de 18,7 mm, enquanto que os valores observados na viga variaram de 11,0 mm a 22,0 mm, com valor médio de 16,7 mm obtido em quarenta amostras. Na região tracionada da viga foi observada uma maior profundidade de carbonatação com valor médio de 18,4 mm, enquanto que na região comprimida o valor médio foi de 15,0 mm. Estes valores médios foram obtidos em vinte amostras. Estes resultados mostram que existe diferença entre avaliar a profundidade de carbonatação em corpos-de-prova moldados e no elemento estrutural, uma vez que a estrutura pode estar comprimida e a difusão do dióxido de carbono é dificultada.

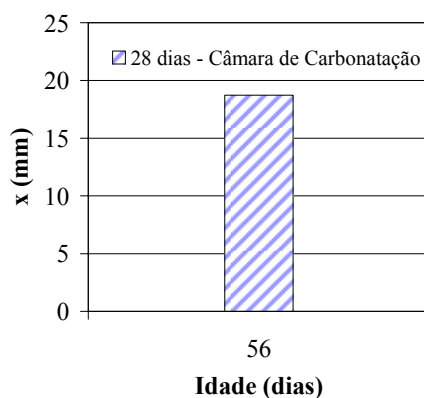


Figura 6.27 – Profundidade da carbonatação medida em corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, pré-condicionados por 21 dias e submetidos à carbonatação acelerada por 28 dias – Viga 1.

Nas figuras 6.28 e 6.29 os números ímpares referem-se às amostras extraídas na região tracionada da viga, enquanto que os números pares são referentes à região comprimida.

No gráfico da figura 6.29 as regiões denominadas extremidade referem-se à região em que o diagrama de momento fletor é variável, enquanto que na região denominada vão central o diagrama de momento fletor é constante e máximo.

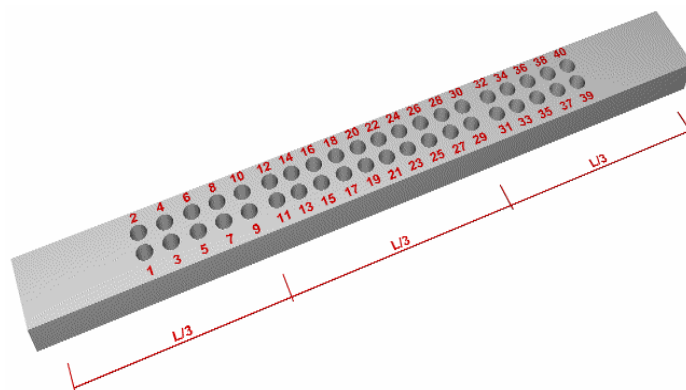


Figura 6.28 – Desenho esquemático da viga 1 de concreto armado indicando as posições de extração dos corpos-de-prova com suas respectivas numerações.

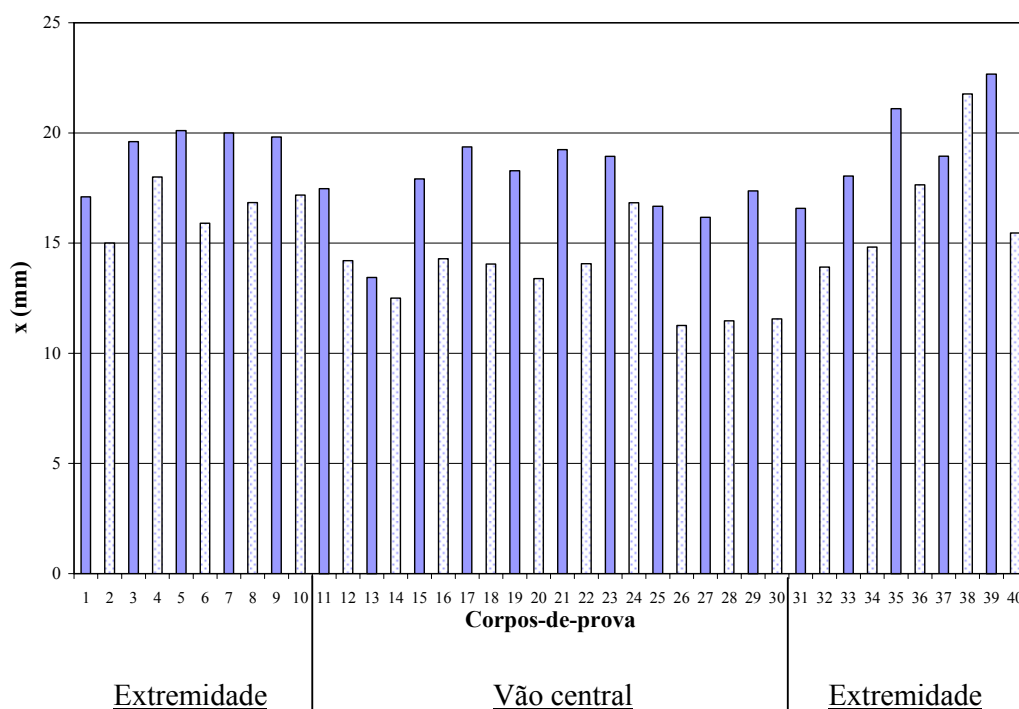


Figura 6.29 – Profundidade da carbonatação dos corpos-de-prova extraídos da viga 1.

Na tabela 6.8 são apresentados todos os valores de profundidade de carbonatação determinados ao longo do comprimento da viga1.

Tabela 6.8 – Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos na viga 1.

Região tracionada da viga		Região comprimida da viga	
corpo-de-prova	x (mm)	corpo-de-prova	x (mm)
1	17,1	2	15,0
3	19,6	4	18,0
5	20,1	6	15,9
7	20,0	8	16,8
9	19,8	10	17,2
11	17,5	12	14,2
13	13,4	14	12,5
15	17,9	16	14,3
17	19,4	18	14,1
19	18,3	20	13,4
21	19,2	22	14,1
23	18,9	24	16,8
25	16,7	26	11,3
27	16,2	28	11,5
29	17,4	30	11,6
31	16,6	32	13,9
33	18,0	34	14,8
35	21,1	36	17,7
37	19,0	38	21,8
39	22,7	40	15,5
Média	18,4	Média	15,0

6.3.2. Carbonatação da viga 2

Nos gráficos das figuras 6.30, 6.31 e 6.32 são apresentadas as profundidades de carbonatação obtidas pelos corpos-de-prova moldados que foram depositados na câmara de carbonatação, os locais em que os corpos-de-prova foram extraídos da viga 2 e as profundidades de carbonatação medidas nos mesmos.

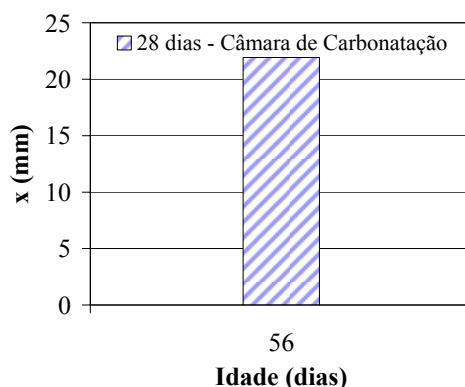


Figura 6.30 – Profundidade da carbonatação medida em corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, pré-condicionados por 21 dias e submetidos à carbonatação acelerada por 28 dias– Viga 2.

O valor médio da profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova moldados foi de 21,9 mm enquanto que o valor médio dos corpos-de-prova extraídos da viga foi de 17,5 mm,

sendo 14,5 mm o valor mínimo e 20,3 mm o valor máximo. Neste caso o resultado dos corpos-de-prova foi superior aos do elemento estrutural, mesmo comparado ao valor máximo encontrado na viga. Na região tracionada da viga a profundidade de carbonatação foi de 18,1mm e na região comprimida o valor foi de 16,6 mm. Esta tendência também foi observada na viga 1.

Na tabela 6.9 são apresentados todos os valores de profundidade de carbonatação determinados ao longo do comprimento da viga 2.

Tabela 6.9 – Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos na viga 2.

Região tracionada da viga		Região comprimida da viga	
corpo-de-prova	x (mm)	corpo-de-prova	x (mm)
1	19,2	2	16,3
3	17,4	4	18,4
5	19,0	6	18,4
7	19,7	8	18,3
9	18,9	11	18,2
10	19,8	17	15,4
12	20,3	19	16,9
13	17,5	21	15,8
14	19,7	23	15,2
15	17,5	26	15,2
16	17,9	28	16,6
18	17,7	30	15,5
20	18,7	32	15,7
22	20,2	---	---
24	17,4	---	---
25	15,8	---	---
27	16,4	---	---
29	14,5	---	---
31	16,0	---	---
Média	18,1	Média	16,6

A figura 6.31 ilustra o posicionamento dos corpos-de-prova que foram extraídos da viga. A extração não foi uniforme ao longo do comprimento da viga, uma vez que a presença da armadura estava danificando a serra copo diamantada utilizada na extração das amostras.

Conforme observado no gráfico da figura 6.32 a difusão da frente de carbonatação não é uniforme em toda a extensão de um elemento estrutural, uma vez que o concreto não é um material homogêneo e a estrutura pode sofrer diferentes tipos de solicitações. Neste caso, a viga apresenta uma maior profundidade de carbonatação na região tracionada.

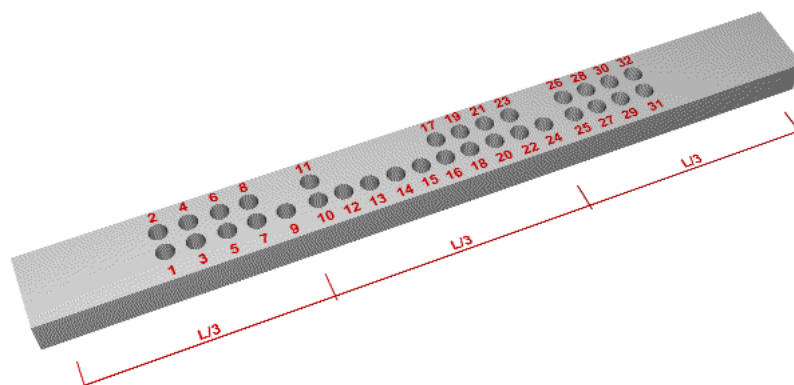


Figura 6.31 - Desenho esquemático da viga 2 de concreto armado indicando o posicionamento da extração dos corpos-de-prova com suas respectivas numerações.

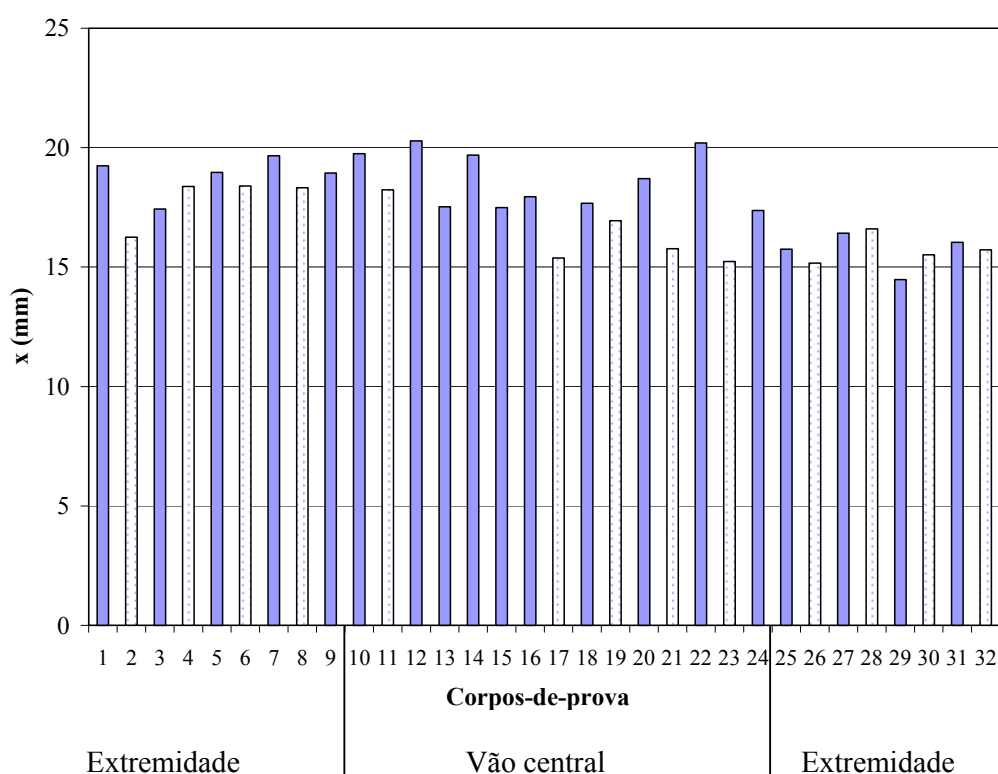


Figura 6.32 – Profundidade da carbonatação dos corpos-de-prova extraídos da viga 2.

6.3.3. Carbonatação da viga 3

Um valor médio de profundidade de carbonatação de 13,8 mm foi observado nos corpos-de-prova moldados, figura 6.33. Foram realizadas as medidas de profundidade de carbonatação ao longo do comprimento da viga, figuras 6.34 e 6.35. A profundidade de carbonatação média ao longo do comprimento da viga foi de 13,5 mm, sendo o valor mínimo de 11,1 mm e o valor máximo de 17,7 mm. A região tracionada apresentou uma profundidade de carbonatação de 14,4 mm, enquanto que na região comprimida foi de 12,6 mm.

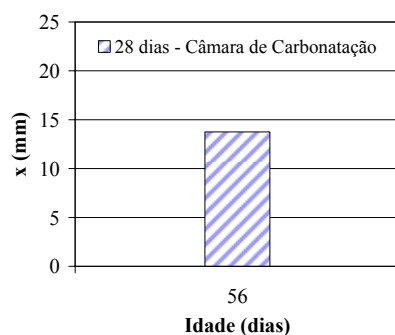


Figura 6.33 – Profundidade da carbonatação medida em corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, pré-condicionados por 21 dias e submetidos à carbonatação acelerada por 28 dias – Viga 3.

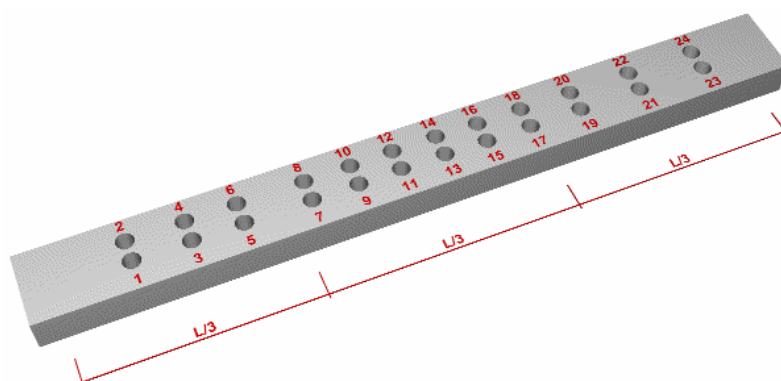


Figura 6.34 - Desenho esquemático da viga 3 de concreto armado indicando o posicionamento da extração dos corpos-de-prova com suas respectivas numerações.

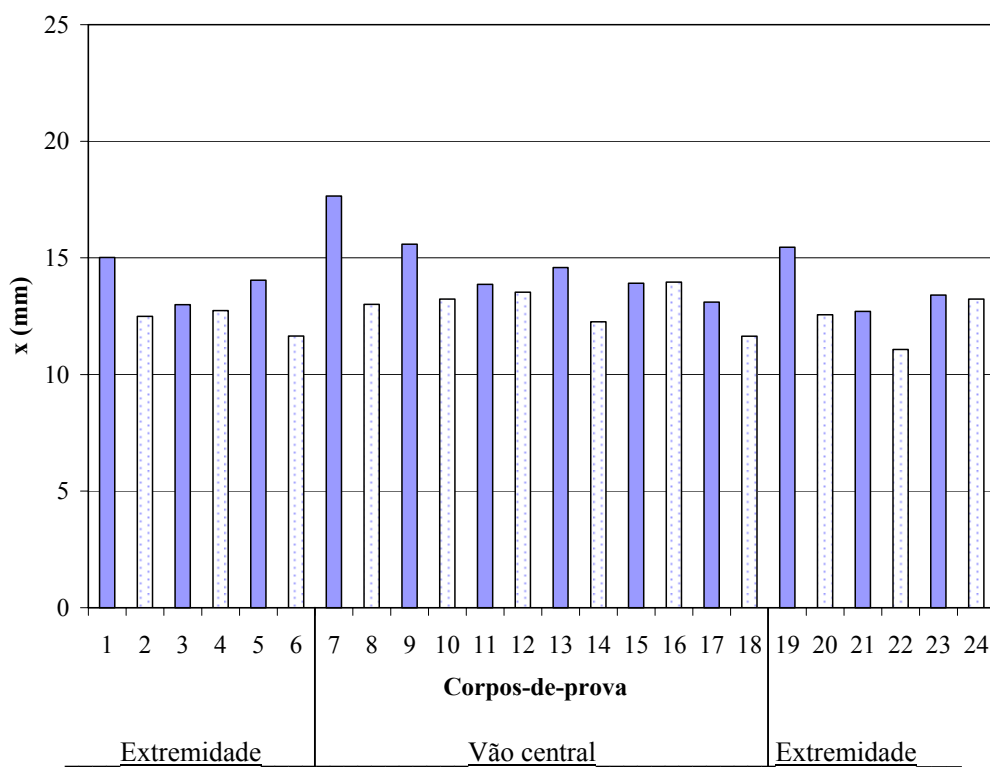


Figura 6.35 – Profundidade da carbonatação dos corpos-de-prova extraídos da viga 3.

Os valores de profundidade de carbonatação determinados ao longo do comprimento da viga 3 são apresentados na tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos na viga 3.

Região tracionada da viga		Região comprimida da viga	
corpo-de-prova	x (mm)	corpo-de-prova	x (mm)
1	15,0	2	12,5
3	13,0	4	12,7
5	14,0	6	11,7
7	17,7	8	13,0
9	15,6	10	13,2
11	13,9	12	13,5
13	14,6	14	12,3
15	13,9	16	14,0
17	13,1	18	11,6
19	15,5	20	12,6
21	12,7	22	11,1
23	13,4	24	13,2
Média	14,4	Média	12,6

6.3.4. Carbonatação do Modelo 1

Os corpos-de-prova que ficaram expostos na câmara de dióxido de carbono apresentaram uma profundidade de carbonatação de 13,4 mm, figura 6.36. Foram realizadas as medidas de profundidade de carbonatação ao longo do comprimento da viga em escala reduzida, sendo o valor médio igual a 10,4 mm.

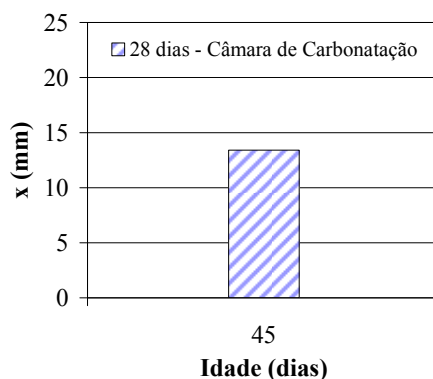


Figura 6.36 – Profundidade de carbonatação de corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, após 10 dias em pré-condicionamento e 28 dias na câmara de carbonatação – Modelo 1.

O gráfico da figura 6.37 refere-se à profundidade de carbonatação nos terços da viga. Os números ímpares referem-se à região inferior da viga (região tracionada) e os números pares referem-se à região superior da viga (região comprimida). A profundidade de carbonatação da região tracionada foi de 10,9 mm, enquanto que a região comprimida foi de

9,9 mm. Observa-se que a região tracionada sofreu maior carbonatação que a região comprimida conforme observado na viga 1.

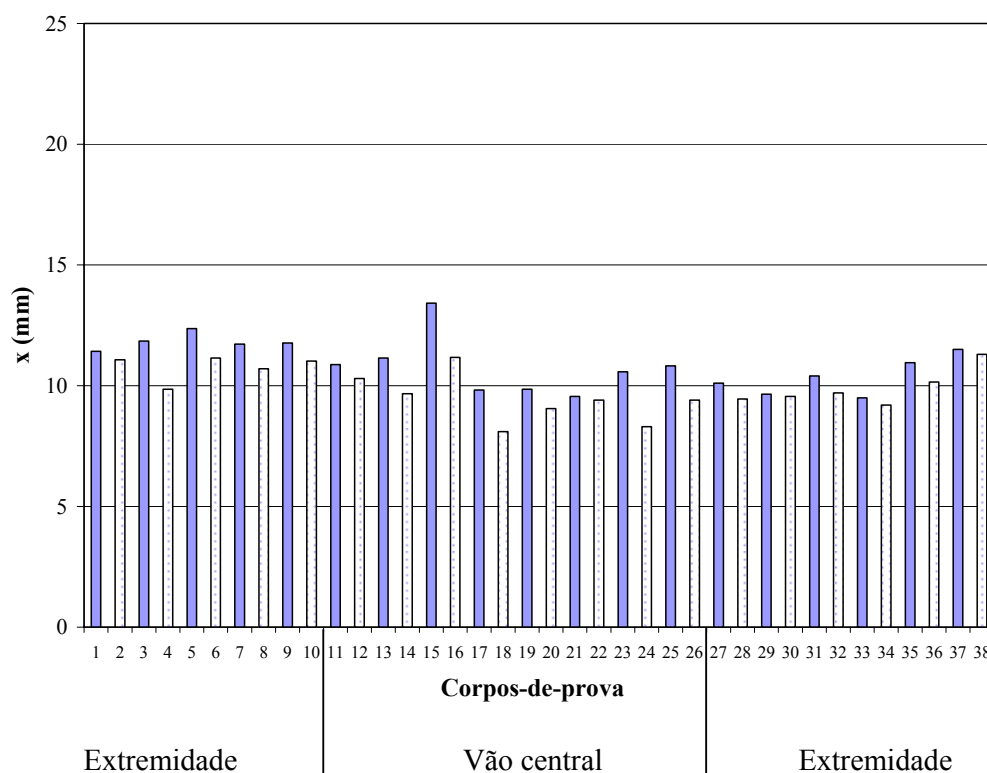


Figura 6.37 – Profundidade da carbonatação de corpos-de-prova extraídos do modelo 1.

Os resultados de profundidade de carbonatação obtidos no modelo 1 juntamente com os valores extrapolados do modelo 1 para a viga 1 são apresentados na tabela 6.11. O fator de escala (1,40) utilizado para realizar a extrapolação foi determinado dividindo a carbonatação dos corpos-de-prova referentes à viga em escala natural (18,7 mm) pela carbonatação referente aos corpos-de-prova da viga em escala reduzida (13,4 mm).

Tabela 6.11 – Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos no modelo 1.

Região tracionada do modelo			Região comprimida do modelo		
corpo-de-prova	x (mm)	x* (mm)	corpo-de-prova	x (mm)	x* (mm)
1	11,4	16,0	2	11,1	15,5
3	11,9	16,6	4	9,9	13,8
5	12,4	17,3	6	11,2	15,6
7	11,7	16,4	8	10,7	15,0
9	11,8	16,5	10	11,0	15,4
11	10,9	15,2	12	10,3	14,4
13	11,2	15,6	14	9,7	13,5
15	13,4	18,8	16	11,2	15,6
17	9,8	13,7	18	8,1	11,3
19	9,9	13,8	20	9,1	12,7
21	9,6	13,4	22	9,4	13,2
23	10,6	14,8	24	8,3	11,6
25	10,8	15,1	26	9,4	13,2
27	10,1	14,1	28	9,5	13,2
29	9,7	13,5	30	9,6	13,4
31	10,4	14,6	32	9,7	13,6
33	9,5	13,3	34	9,2	12,9
35	11,0	15,3	36	10,2	14,2
37	11,5	16,1	38	11,3	15,8
Média	10,9	15,3	Média	9,9	13,9

x* (mm) = profundidade de carbonatação extrapolada

6.3.5. Carbonatação do Modelo 2

Uma profundidade de carbonatação de 11,3 mm foi observada nos corpos-de-prova que ficaram expostos na câmara com dióxido de carbono, figura 6.38. As medidas de profundidade de carbonatação ao longo do comprimento da viga em escala reduzida estão apresentadas na tabela 6.12 e na figura 6.39. A profundidade de carbonatação média determinada no modelo 2 foi de 10,0 mm, sendo 11,1 mm na região tracionada e 8,9 mm na região comprimida. O comportamento do modelo 2 foi semelhante ao da viga 2.

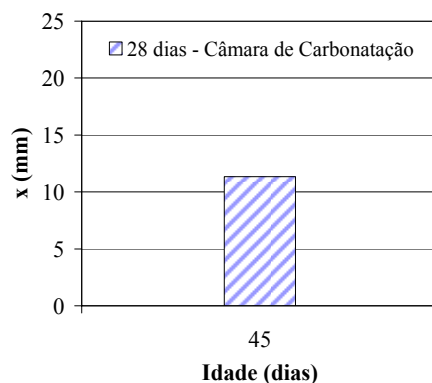


Figura 6.38 – Profundidade de carbonatação de corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, após 10 dias em pré-condicionamento e 28 dias na câmara de carbonatação – Modelo 2.

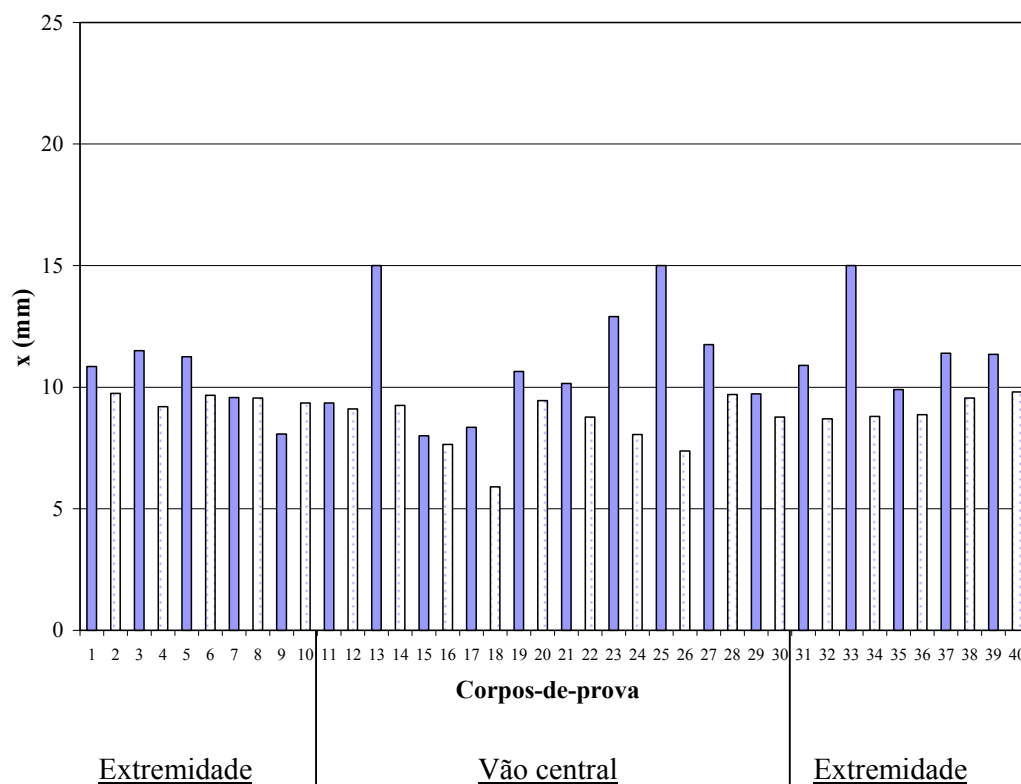


Figura 6.39 – Profundidade da carbonatação de corpos-de-prova extraídos do modelo 2.

Os resultados de profundidade de carbonatação obtidos no modelo 2 juntamente com os valores extrapolados são apresentados na tabela 6.12. O fator de escala (1,93) utilizado para realizar a extrapolação foi determinado dividindo a carbonatação dos corpos-de-prova referentes à viga 2 em escala natural (21,9 mm) pela carbonatação referente aos corpos-de-prova da viga 2 em escala reduzida (11,3 mm).

Tabela 6.12 – Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos no modelo 2.

Região tracionada do modelo			Região comprimida do modelo		
corpo-de-prova	x (mm)	x* (mm)	corpo-de-prova	x (mm)	x* (mm)
1	10,9	20,9	2	9,8	18,8
3	11,5	22,2	4	9,2	17,8
5	11,3	21,7	6	9,7	18,7
7	9,6	18,5	8	9,6	18,4
9	8,1	15,6	10	9,4	18,0
11	9,4	18,0	12	9,1	17,6
13	15,0	29,0	14	9,3	17,9
15	8,9	17,2	16	7,7	14,8
17	8,4	16,1	18	5,9	11,4
19	10,7	20,6	20	9,5	18,2
21	10,2	19,6	22	8,8	16,9
23	12,9	24,9	24	8,1	15,5
25	15,0	29,0	26	7,4	14,2
27	11,8	22,7	28	9,7	18,7
29	9,7	18,8	30	8,8	16,9
31	10,9	21,0	32	8,7	16,8
33	15,0	29,0	34	8,8	17,0
35	9,9	19,1	36	8,9	17,1
37	11,4	22,0	38	9,6	18,4
39	11,4	21,9	40	9,8	18,9
Média	11,1	21,4	Média	8,9	17,1

x* (mm) = profundidade de carbonatação extrapolada.

6.3.6. Carbonatação do Modelo 3

Nos gráficos das figuras 6.40 e 6.41 são apresentadas, respectivamente, as profundidades de carbonatação de corpos-de-prova de concretos depositados na câmara de carbonatação e as profundidades de carbonatação medidas em corpos-de-prova extraídos da viga em escala reduzida após sua exposição na câmara de carbonatação acelerada.

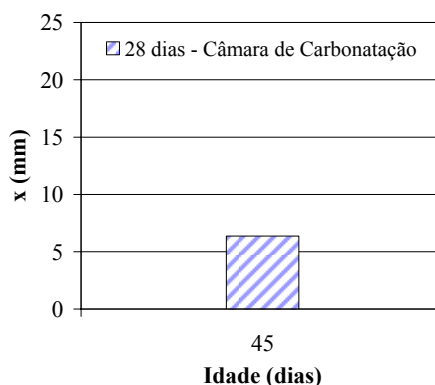


Figura 6.40 – Profundidade de carbonatação de corpos-de-prova curados durante 7 dias em câmara úmida, após 10 dias em pré-condicionamento e 28 dias na câmara de carbonatação – Modelo 3.

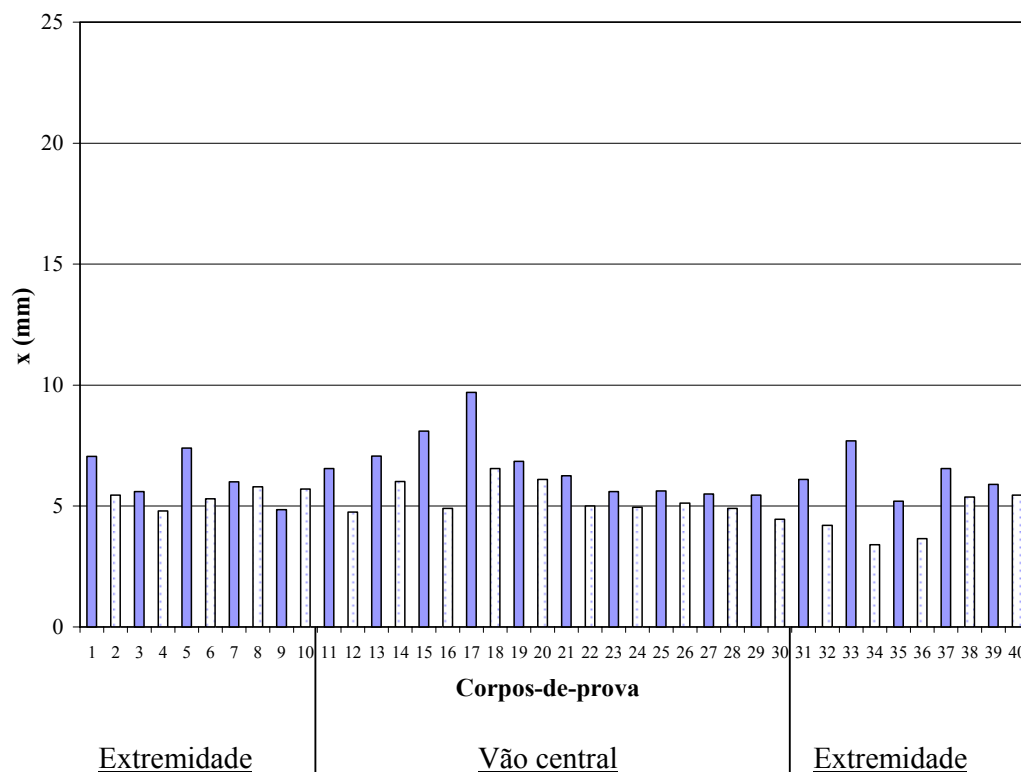


Figura 6.41 – Profundidade da carbonatação de corpos-de-prova extraídos do modelo 3.

A profundidade de carbonatação observada nos corpos-de-prova moldados foi de 6,4mm, enquanto que a observada ao longo do comprimento da viga em escala reduzida foi de 5,8 mm sendo 6,5 mm na região tracionada e 5,1 mm na região comprimida do modelo. Na tabela 6.13 são apresentados os resultados de profundidade de carbonatação obtidos no modelo 3 juntamente com os valores extrapolados. O fator de escala (2,16) utilizado para realizar a extrapolação foi determinado dividindo a carbonatação dos corpos-de-prova referentes à viga em escala natural (13,8 mm) pela carbonatação referente aos corpos-de-prova da viga em escala reduzida (6,4 mm).

Tabela 6.13 – Valores da profundidade da frente de carbonatação obtidos no modelo 3.

Região tracionada do modelo			Região comprimida do modelo		
corpo-de-prova	x (mm)	x* (mm)	corpo-de-prova	x (mm)	x* (mm)
1	7,1	15,2	2	5,5	11,8
3	5,6	12,1	4	4,8	10,4
5	7,4	16,0	6	5,3	11,4
7	6,0	13,0	8	5,8	12,5
9	4,9	10,5	10	5,7	12,3
11	6,6	14,1	12	4,8	10,3
13	7,1	15,3	14	6,0	13,0
15	8,1	17,5	16	4,9	10,6
17	9,7	21,0	18	6,6	14,1
19	6,9	14,8	20	6,1	13,2
21	6,3	13,5	22	5,0	10,8
23	5,6	12,1	24	5,0	10,7
25	5,6	12,1	26	5,1	11,1
27	5,5	11,9	28	4,9	10,6
29	5,5	11,8	30	4,5	9,6
31	6,1	13,2	32	4,2	9,1
33	7,7	16,6	34	3,4	7,3
35	5,2	11,2	36	3,7	7,9
37	6,6	14,1	38	5,4	11,6
39	5,9	12,7	40	5,5	11,8
Média	6,5	13,9	Média	5,1	11,0

x* (mm) = profundidade de carbonatação extrapolada.

6.3.7. Comparação das profundidades de carbonatação determinadas em corpos-de-prova e nas vigas em escala natural e reduzida

Na tabela 6.14 são apresentados os valores médios de profundidade de carbonatação determinados em corpos-de-prova moldados, ao longo do comprimento das vigas em escala natural e reduzida e nas regiões tracionadas e comprimidas destas vigas. Também são apresentados os valores obtidos em escala reduzida extrapolado para a escala natural.

Tabela 6.14 – Profundidade da frente de carbonatação determinada em corpos-de-prova moldados e em vigas de escala natural e reduzida.

Elemento estrutural	Profundidade de carbonatação x (mm)			
	Corpos-de-prova	Vigas	Região tracionada	Região comprimida
Viga 1	18,7	16,7	18,4	15,0
Viga 2	21,9	17,5	18,0	16,6
Viga 3	13,8	13,5	14,4	12,6
Modelo 1	13,4	10,4	10,9	9,9
Modelo 2	11,3	10,0	11,1	8,9
Modelo 3	6,4	5,8	6,5	5,1
Modelo 1*	18,8	14,6	15,3	13,9
Modelo 2*	21,9	19,2	21,4	17,1
Modelo 3*	13,8	12,5	13,9	11,0

* = profundidade de carbonatação extrapolada.

Comparando os valores de profundidade de carbonatação determinados em corpos-de-prova e o valor médio ao longo das vigas em escala natural e reduzida foi observado que todas as leituras em corpos-de-prova foram superiores, com acréscimo médio em torno de 15%, figura 6.42. Ao comparar os resultados de carbonatação, observa-se que os valores obtidos nos corpos-de-prova foram aproximadamente 7% e 26% superiores aos das regiões tracionadas e comprimidas das vigas respectivamente, figura 6.43. Portanto, a profundidade de carbonatação determinada em corpos-de-prova se aproxima mais dos valores de carbonatação determinados na região tracionada das vigas.

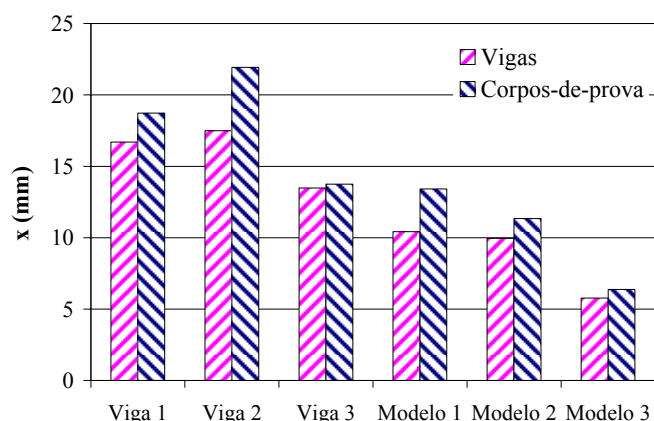


Figura 6.42 – Comparação dos resultados de carbonatação determinados em corpos-de-prova e vigas em escala natural e reduzida.

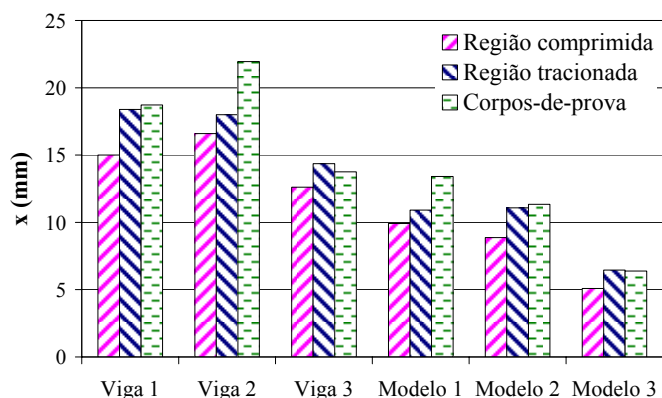


Figura 6.43 – Comparação dos resultados da frente de carbonatação determinada em corpos-de-prova e nas regiões tracionadas e comprimidas das vigas em escala natural e reduzida.

Nos gráficos da figura 6.44 (a), (b) e (c) são apresentados respectivamente os valores de profundidade de carbonatação determinados em corpos-de-prova, nas vigas em escala natural e reduzida e os valores dos modelos extrapolados para as vigas em escala natural. Observa-se que os resultados determinados em corpos-de-prova referentes às vigas em escala reduzida apresentaram uma profundidade de carbonatação em média 44% menor que os referentes às vigas em escala natural. Ao comparar os resultados de profundidade de

carbonatação determinados nas vigas em escala natural e reduzida foi observado que a carbonatação nas vigas em escala reduzida é em média 46% menor que nas vigas em escala natural. Comparando os valores de carbonatação determinados nas vigas em escala natural com os valores dos modelos físicos reduzidos extrapolados para vigas em escala natural observa-se uma variação nos resultados de aproximadamente 10%.

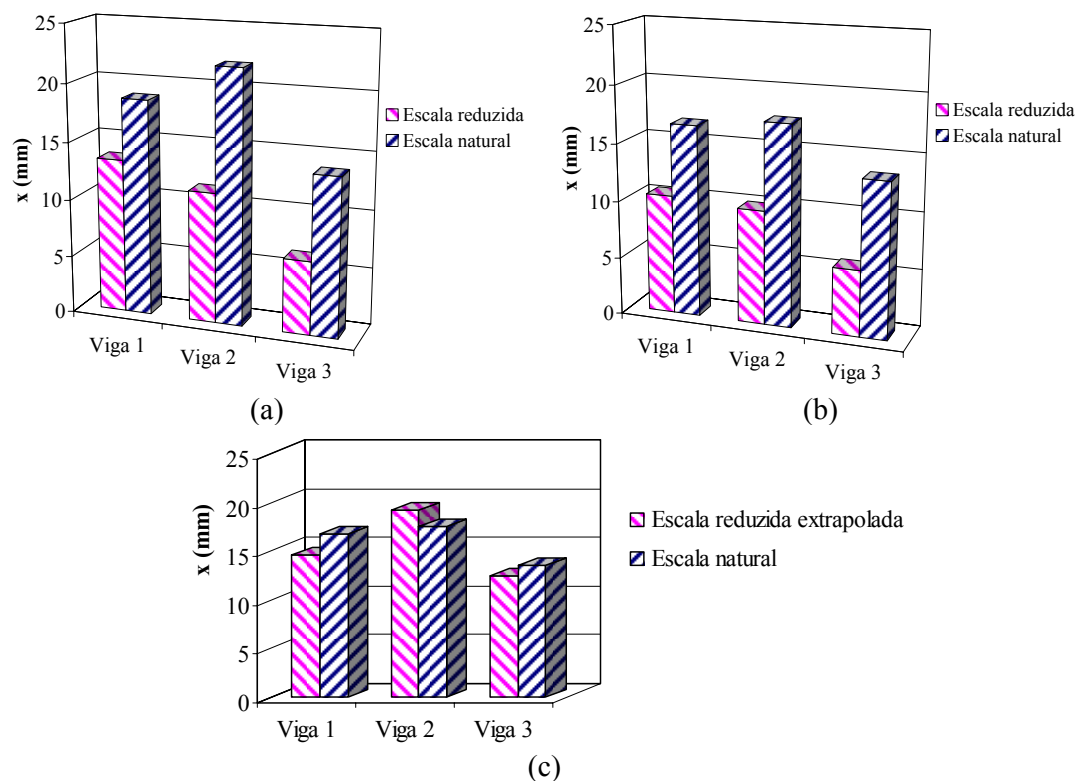


Figura 6.44 – Profundidade de carbonatação determinada (a) em corpos-de-prova e (b) vigas em escala natural e reduzida; (c) vigas em escala natural e em escala reduzida extrapolada.

Comparando os resultados de profundidade de carbonatação apresentados nas figuras 6.27 à 6.41 pode-se afirmar que: a profundidade de carbonatação determinada em corpos-de-prova é maior que o valor médio determinado nas vigas; a região tracionada da viga sofre maiores profundidades de carbonatação que a região comprimida; a profundidade da carbonatação na região tracionada se aproxima aos valores determinados em corpos-de-prova; a tendência de comportamento da carbonatação verificado nas vigas em escala reduzida foram iguais aos das vigas em escala natural; não foi verificada uma mudança de comportamento da carbonatação quando determinadas nas extremidades e vão central da viga.

Observando os gráficos das figuras 6.42, 6.43 e 6.44, verifica-se que a determinação da profundidade de carbonatação em corpos-de-prova é satisfatória, sendo em ambos os casos a favor da segurança. No entanto, será mostrado a posteriori que a determinação da

carbonatação em corpos-de-prova não é recomendada para os casos em que existe a presença de fissuras.

Concretos confeccionados com adições minerais deveriam apresentar um valor menor de carbonatação uma vez que a permeabilidade tende a diminuir, no entanto isto não foi observado em todos os casos. Conforme observado nos gráficos apresentados nas figuras 6.27, 6.30 e 6.33 a adição da SFS na viga 2 não proporcionou uma redução na profundidade de carbonatação, o comportamento da viga 1 e 2 foram parecidos, enquanto que a viga 3 com a adição da SCA apresentou um comportamento muito satisfatório frente à ação da carbonatação.

As profundidades de carbonatação referente à viga 3 determinada tanto em corpos-de-prova quanto nas vigas em escala natural e reduzida foram menores. Este comportamento está associado à adição da sílica da casca de arroz proporcionar uma melhor eficiência quanto à carbonatação, comportamento este não observado com a adição da SFS. O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, a ser apresentado no item 6.7.2, indicou que as porosidades das pastas com SFS e SCA foram praticamente iguais. Portanto, a eficiência da SCA na redução da carbonatação pode estar relacionada à melhoria da zona de interface devido a reatividade da SCA com o hidróxido de cálcio e a sua superfície específica [$SCA = 200 \text{ m}^2/\text{g}$ e $SFS = 20 \text{ m}^2/\text{g}$, Silva (2004)].

No gráfico da figura 6.44 (c) são apresentados os valores da profundidade de carbonatação determinados nas vigas em escala natural e os valores extrapolados dos modelos físicos reduzidos para as vigas em escala natural. Observa-se uma variação nos resultados de aproximadamente $\pm 10\%$, o que garante uma excelente confiabilidade entre os resultados. Portanto as vigas em escalas reduzidas podem ser utilizadas para determinar a profundidade de carbonatação ao longo de seu comprimento.

O fator de escala utilizando os resultados de carbonatação obtidos em corpos-de-prova foi determinado pensando em facilitar os estudos de carbonatação em elementos estruturais empregando modelos físicos reduzidos. Portanto, conhecendo o valor da carbonatação nos corpos-de-prova referentes à escala natural e reduzida e os valores dos modelos reduzidos pode ser realizada a extrapolação para o elemento em escala natural. Empregando esse procedimento pode ser dispensada a realização de elementos estruturais em escala natural, caso não exista a necessidade de avaliar a carbonatação nas fissuras.

6.3.8. Análise estatística da profundidade de carbonatação determinada nas vigas em escala natural e reduzida

A análise estatística da profundidade de carbonatação determinada nas vigas em escala natural não apresentou diferença significativa entre as vigas 1 e 2 ($p = 0,1374$), enquanto que com relação à viga 1, a viga 3 apresentou profundidade de carbonatação significativamente menor ($p = 4,7 \cdot 10^{-8}$). O mesmo comportamento foi observado nas vigas em escala reduzida, comparando os modelos 1 e 2 não houve diferença significativa ($p = 0,120$) e entre os modelos 1 e 3 houve diferença significativa ($p = 2 \cdot 10^{-16}$). Nas vigas 2 em escala natural e reduzida utilizou-se 10% de SFS em substituição ao cimento Portland, enquanto que nas vigas 3 em escala natural e reduzida utilizou-se 10% de SCA em substituição ao cimento. Nas vigas 3 verificou-se a eficiência da SCA frente à ação da carbonatação, enquanto que entre as vigas 1 e 2 não houve diferença significativa.

Comparando a profundidade de carbonatação ao longo do comprimento das vigas em escala natural não foi verificada diferença significativa ($p = 0,1623$) entre as regiões com momento fletor máximo (Vão central) e momento variável (extremidades). O mesmo comportamento foi observado nas vigas em escala reduzida ($p = 0,443$), figura 6.45.

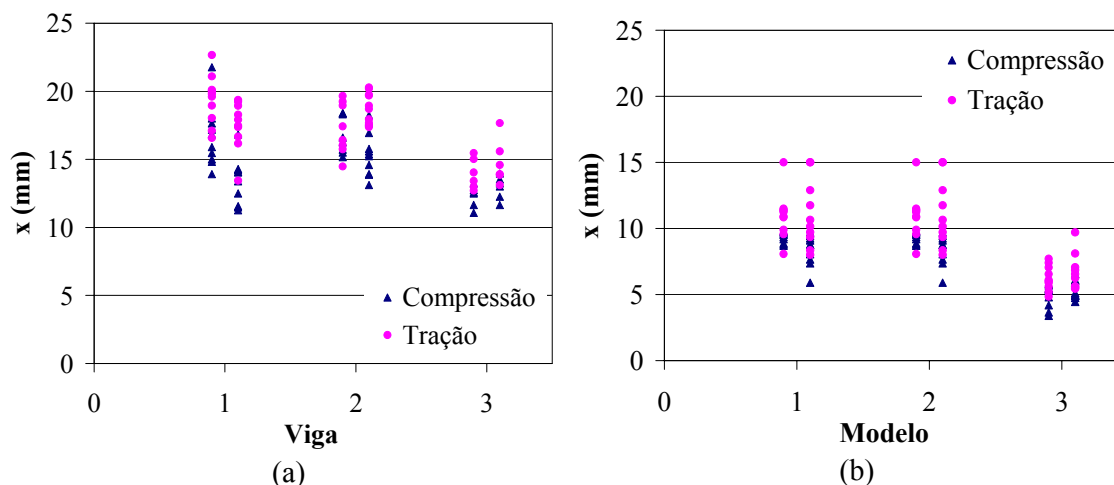


Figura 6.45 – Profundidade da carbonatação nas regiões tracionadas e comprimidas das vigas em escala natural (a) e reduzida (b). Nota: os valores à esquerda de 1, 2 e 3 correspondem às extremidades das vigas, enquanto que os valores à direita de 1, 2 e 3 correspondem ao vão central.

Analisando estatisticamente os resultados das vigas em escala natural e reduzida foi observado que as regiões tracionadas e comprimidas apresentaram diferenças significativas ($p = 0,0105$ escala natural e $p = 2,95 \cdot 10^{-9}$ escala reduzida), sendo maior a profundidade de carbonatação na região tracionada, figura 6.45.

Os resultados da profundidade de carbonatação determinados nos modelos 1, 2 e 3 foram extrapolados com um fator de escala determinado pela relação entre a profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural e as medidas referentes à escala reduzida, tabela 6.15. Vale ressaltar que na revisão bibliográfica não foram encontrados fatores de escala relacionados à difusão em concretos. Portanto esta extrapolação foi realizada na tentativa de se obter uma possível correlação entre as profundidades de carbonatação determinadas nas vigas em escala natural e reduzida.

Tabela 6.15 – Valores da profundidade da frente de carbonatação determinados em corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural e reduzida e fatores de escala determinados.

	Viga 1	Modelo 1	Viga 2	Modelo 2	Viga 3	Modelo 3
x (mm)	18,7	13,4	21,9	11,3	13,8	6,4
Fator de escala	1,40		1,93		2,16	

Tabela 6.16 – Valores médios da profundidade da frente de carbonatação determinados nas vigas em escala natural, vigas em escala reduzida, valores extrapolados das vigas em escala reduzida para escala natural e análise estatística.

	x (mm)	p
Modelo 1	10,4	<0,00005
Modelo 1 extrapolado	14,6	
Viga 1	16,7	
Modelo 2	10,0	0,0127
Modelo 2 extrapolado	19,2	
Viga 2	17,5	
Modelo 3	5,8	0,0409
Modelo 3 extrapolado	12,5	
Viga 3	13,5	

Para um nível de significância de 5%, verifica-se que há diferença significativa nos valores de profundidades de carbonatação determinadas nas vigas e nos modelos extrapolados ($p < 0,05$), tabela 6.16 e figura 6.46. Os valores das profundidades de carbonatação extrapolados foram cerca de $\pm 10\%$ dos valores obtidos nas vigas em escala natural. Segundo ACI C-444 (1987), para elementos físicos reduzidos uma variação de 10% entre os resultados proporciona uma excelente confiabilidade. Portanto os valores extrapolados embora não sejam significativos segundo a análise estatística, apresentam uma excelente confiabilidade pela teoria dos modelos físicos reduzidos.

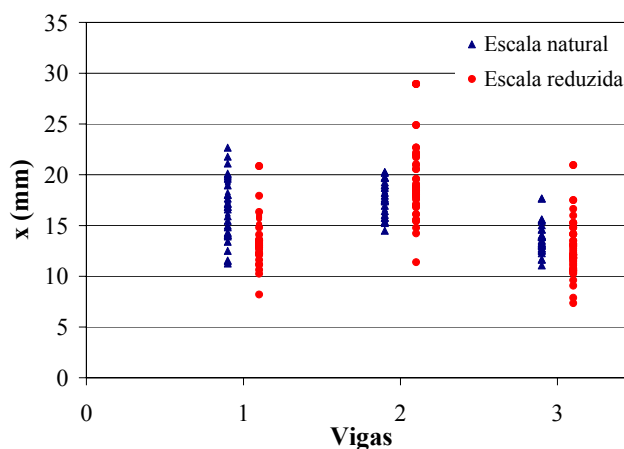


Figura 6.46 – Profundidade da frente de carbonatação nas vigas em escala natural e reduzida – valores extrapolados.

6.4. FRENTE DE CARBONATAÇÃO NAS FISSURAS

As fissuras em elementos de concreto armado podem causar problemas estruturais e chegam a desfigurar uma construção de concreto aparente. A presença de fissuras facilita a difusão de agentes agressivos, proporciona a despassivação do aço e deixa a armadura susceptível à corrosão. Mediante a esta problemática foi proposto nesta tese estudar o comportamento da carbonatação em vigas de concreto armado fissuradas.

Foram determinadas as aberturas da fissura (w_k) ao longo do seu comprimento, utilizando uma lupa graduada com precisão de 0,01 mm. Posteriormente, com o auxílio de uma serra elétrica, foram realizados cortes no concreto próximo à fissura com profundidade de 3 cm e utilizando uma ponteira foi sacado o concreto na região da fissura. Ao retirar o concreto na posição da fissura foi aspergida uma solução de fenolftaleína na região da viga e determinadas as profundidades de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm. No concreto extraído da viga foram realizados os cortes das seções AA e BB para verificar o comportamento da carbonatação ortogonal e ao longo da fissura respectivamente, figura 6.47.

A leitura de profundidade de carbonatação realizada ortogonal à fissura, seção AA, foi realizada com espessuras de 2,0 cm e 2,5 cm, simulando cobrimentos com tais medidas. As leituras de carbonatação na seção BB foram limitadas ao cobrimento de 3,0 cm, uma vez que a espessura do concreto sacado na região da fissura tinha esta espessura.

A determinação da profundidade de carbonatação nas fissuras foi realizada após um ano com ciclos molhagem das vigas. Este procedimento foi realizado para verificar o surgimento ou não de pontos de corrosão na armadura.

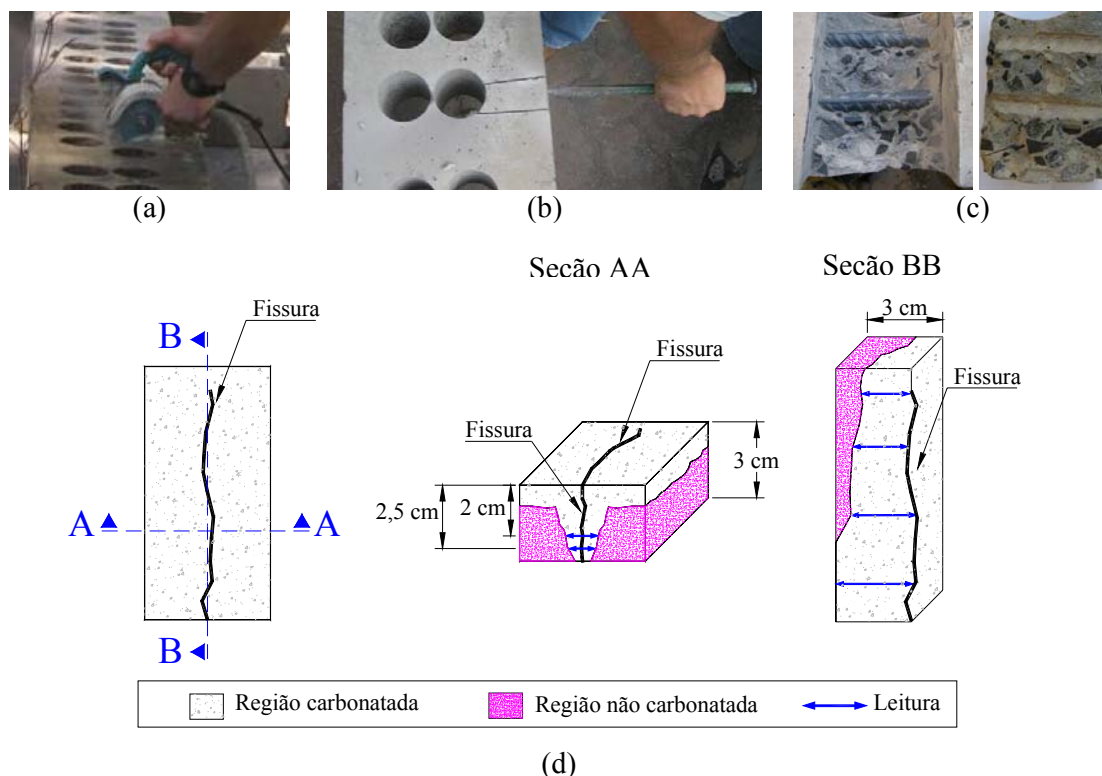


Figura 6.47 – (a) Detalhes dos cortes realizados nas vigas; (b) retirada do concreto na região da fissura; (c) região da viga em que o concreto foi retirado e (d) representação do posicionamento das seções AA e BB.

6.4.1. Determinação da frente da carbonatação nas fissuras da viga 1

O posicionamento das fissuras ao longo da viga, a abertura das fissuras, a profundidade de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobertura de 3 cm, a carbonatação perpendicular (Seção AA) e ao longo da fissura (Seção BB) são apresentados na tabela 6.17.

As aberturas de fissuras foram determinadas no sentido da região inferior para a superior da viga. No caso, por exemplo, da fissura nº 1 o ponto 1.1 é o mais próximo à face inferior da viga e o ponto 1.6 o mais próximo à região da linha neutra.

As fissuras marcadas com caneta azul surgiram durante a aplicação do carregamento, enquanto que as vermelhas foram durante o período de pré-condicionamento e da carbonatação acelerada, devido às acomodações da viga.

Em todos os casos a abertura das fissuras foram inferiores às exigências relativas à fissuração. Para a classe de agressividade ambiental muito forte a NBR 6118:2003 recomenda que a abertura seja inferior a 0,2 mm e o maior valor de abertura de fissura determinado foi de 0,16 mm.

Nos corpos-de-prova referentes ao corte seções AA que foram possíveis realizar a leitura da profundidade de carbonatação foi obtido um valor médio de 5,4 mm na posição de 2 cm e 2,4 mm na posição de 2,5 cm. A diminuição da profundidade de carbonatação no interior da fissura deve-se à redução da intensidade de difusão. Para os cortes seções BB que foi determinada a profundidade de carbonatação obteve-se um valor médio de 24,2 mm. Em alguns cortes seções BB a profundidade de carbonatação foi superior a espessura de 3 cm do corpo-de-prova que foi extraído da viga, portanto o valor da profundidade de carbonatação pode ser superior. Tendo em vista que o cobrimento da armadura foi de 3 cm as barras de aço foram despassivadas na região de algumas fissuras.

O valor da profundidade de carbonatação na região tracionada e não fissurada da viga foi de 18,4 mm e na região fissurada foi de aproximadamente 24,2 mm, o que corresponde a um aumento de 32%. Esta tendência indica o quanto a fissura facilita a difusão da frente de carbonatação. Comparando o comportamento da região fissurada com a carbonatação determinada nos corpos-de-prova, que foi de 18,7 mm, verifica-se um aumento de 29% na profundidade de carbonatação. Isto indica que o estudo da carbonatação por meio de corpos-de-prova não é representativo quando na região das fissuras.

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continua.**

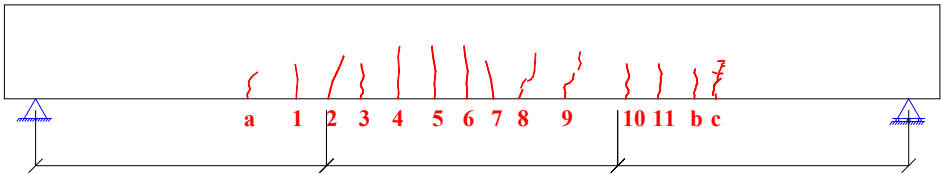
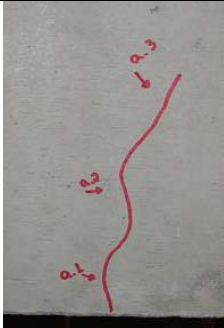
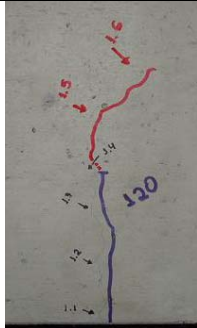
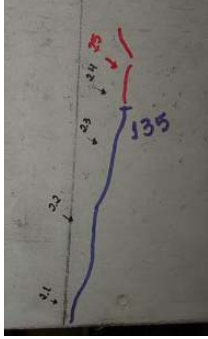
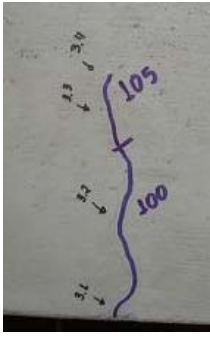
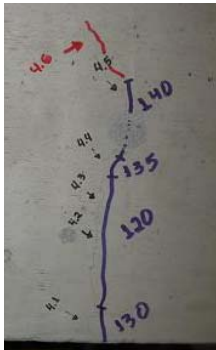
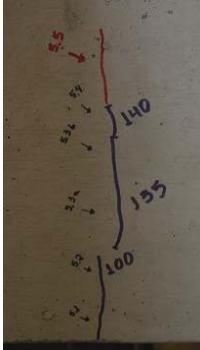
Lado 1			
			
Extremidade	Vão Central	Extremidade	
Fissura a		Fissura 1	
	w_k (mm) $a_1 = 0,06$ $a_2 = 0,04$ $a_3 = 0,04$		w_k (mm) $1,1 = 0,16$ $1,2 = 0,14$ $1,3 = 0,13$ $1,4 = 0,09$ $1,5 = 0,09$ $1,6 = 0,06$
	x (mm) 8,3 7,4 5,7		x (mm) 10,4 7,2 5,3 6,2 3,8 2,6
Fissura 2		Fissura 3	
	w_k (mm) $2,1 = 0,13$ $2,2 = 0,13$ $2,3 = 0,13$ $2,4 = 0,10$ $2,5 = 0,06$		w_k (mm) $3,1 = 0,16$ $3,2 = 0,13$ $3,3 = 0,11$ $3,4 = 0,08$
	x (mm) 1,9 1,0 0,8 0,0 0,3		Sem documento fotográfico ---

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 1			
			
Fissura 4		Fissura 5	
	w_k (mm)		w_k (mm)
	4,1 = 0,13		5,1 = 0,13
	4,2 = 0,13		5,2 = 0,12
	4,3 = 0,11		5,3 = 0,08
	4,4 = 0,11		5,4 = 0,08
	4,5 = 0,08		5,5 = 0,08
	4,6 = 0,02		5,6 = 0,06
	x (mm)		x (mm)
	8,2		0,0
	10,5		0,9
	5,3		0,0
	2,0		0,0
	2,7		7,4*
	Seção AA		Seção AA
	x (mm)		x (mm)
	11,7 (20 mm) 7,5 (25 mm)		1,6 (20 mm) 0,7 (25 mm)
	Seção BB		Seção BB
	x (mm)		x (mm)
	> 30,0		> 30,0

* Zona de interface entre a pasta e o agregado.

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

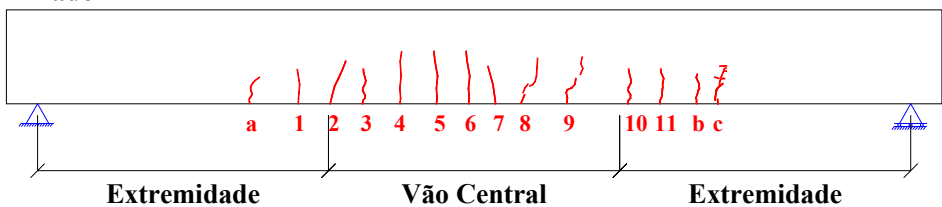
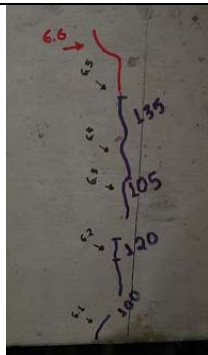
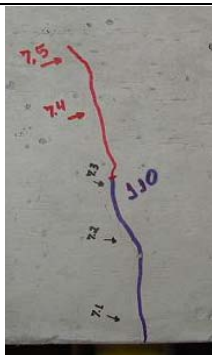
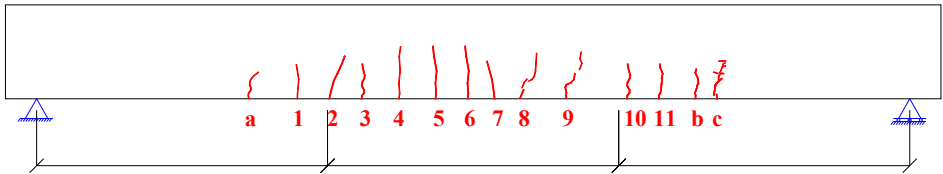
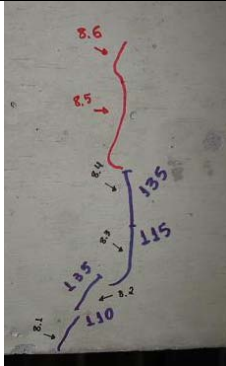
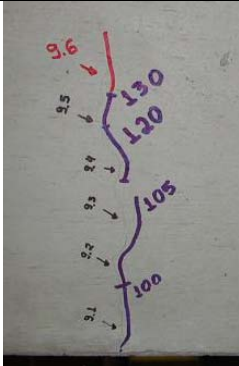
Lado 1		
		
ExtremidadeVão CentralExtremidade		
Fissura 6		
	w_k (mm) 6,1 = 0,12 6,2 = 0,10 6,3 = 0,10 6,4 = 0,10 6,5 = 0,09 6,6 = 0,06	
		w_k (mm) 7,1 = 0,12 7,2 = 0,11 7,3 = 0,09 7,4 = 0,07 7,5 = 0,04
	x (mm) 11,2 1,9 0,9 0,0	
		x (mm) 20,0 4,1 9,0 0,0
Sem documento fotográfico	---	
Sem documento fotográfico	---	

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 1			
			
Extremidade	Vão Central	Extremidade	
Fissura 8		Fissura 9	
	w_k (mm) 8,1 = 0,15 8,2 = 0,12 8,3 = 0,12 8,4 = 0,10 8,5 = 0,08 8,6 = 0,05		w_k (mm) 9,1 = 0,15 9,2 = 0,11 9,3 = 0,10 9,4 = 0,11 9,5 = 0,09 9,6 = 0,06
	x (mm) 8,0 4,9 14,9* 0,7 0,0		x (mm) 0,85 0,5 0,0
	Seção AA x (mm) ---		Seção AA x (mm) ---
	Seção BB x (mm) 18,8 17,8 13,8 24,3 17,9 21,5 Média x = 19,0 mm		Seção BB x (mm) 20,2 21,7 24,8 > 30,0 Média x = 22,2 mm

* Zona de interface entre a pasta e o agregado.

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

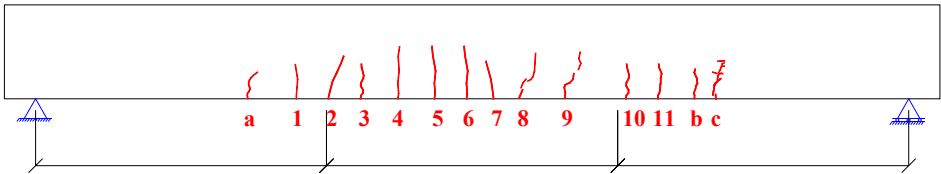
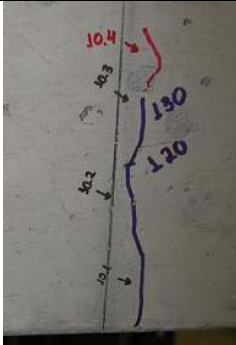
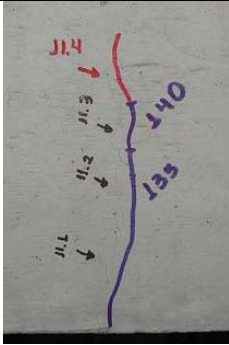
Lado 1			
			
Extremidade		Vão Central	
Fissura 10		Fissura 11	
	w_k (mm) 10,1 = 0,15 10,2 = 0,12 10,3 = 0,10 10,4 = 0,05		w_k (mm) 11,1 = 0,09 11,2 = 0,09 11,3 = 0,09 11,4 = 0,05
	x (mm) 13,6 20,5 7,2 1,6 1,2 0,0		x (mm) 4,0 0,6 0,0
	Seção AA x (mm) 3,3 (20 mm) 0,4 (25 mm)		Seção AA x (mm) 6,4 (20 mm) 4,1 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 29,0 22,6 24,3 21,3 22,3 Média $x = 23,9$ mm		Seção BB x (mm) 20,4 28,2 19,3 17,8 21,1 Média $x = 21,4$ mm

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

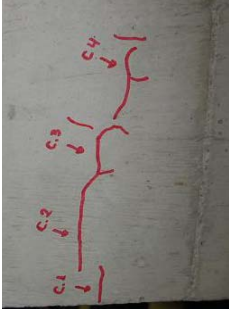
Lado 1			
			
Extremidade	Vão Central	Extremidade	
Fissura b		Fissura c	
	w_k (mm) $b_1 = 0,06$ $b_2 = 0,04$		w_k (mm) $c_1 = 0,05$ $c_2 = 0,04$ $c_3 = 0,05$ $c_4 = 0,04$
	x (mm) 1,6 1,0 0,0		x (mm) 6,5 1,9 0,5 0,0
	Seção AA x (mm) 3,2 (20 mm) 1,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 8,8 (20 mm) 5,3 (25 mm)
	Seção BB x (mm) > 30,0 21,9 17,0 22,4 19,4 19,8 15,6		Seção BB x (mm) > 30,0 24,4 22,0 23,9
Média $x = 19,3$ mm		Média $x = 23,4$ mm	

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

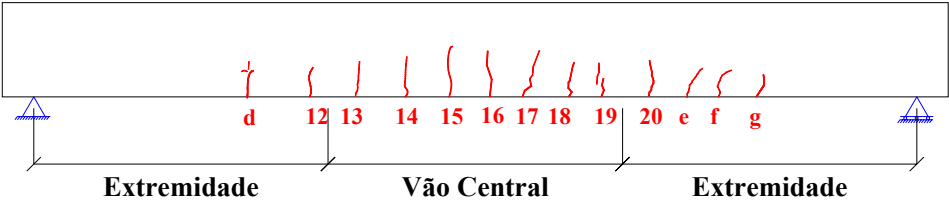
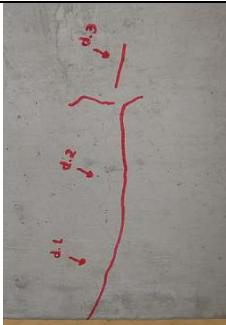
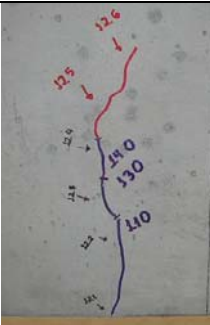
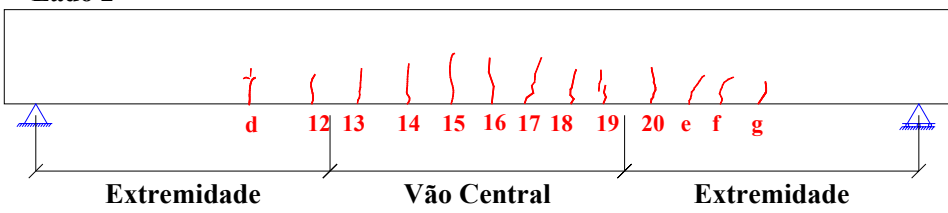
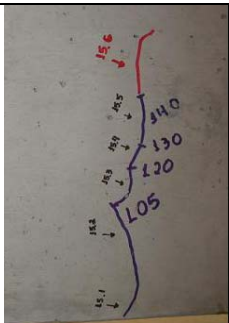
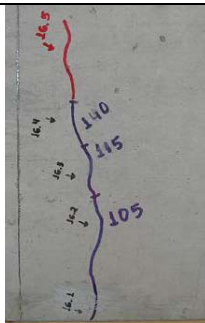
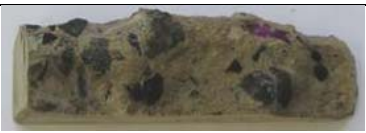
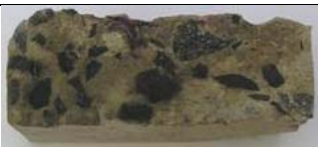
Lado 2			
			
Fissura d		Fissura 12	
	w_k (mm) $d_1 = 0,07$ $d_2 = 0,07$ $d_3 = 0,04$		w_k (mm) $12,1 = 0,14$ $12,2 = 0,13$ $12,3 = 0,09$ $12,4 = 0,09$ $12,5 = 0,06$ $12,6 = 0,06$
	x (mm) 9,3 2,1 0,0		x (mm) 8,0 5,5 4,5 1,3 0,8 0,0

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 2			
Fissura 13		Fissura 14	
	w_k (mm) 13,1 = 0,14 13,2 = 0,12 13,3 = 0,12 13,4 = 0,10 13,5 = 0,04		w_k (mm) 14,1 = 0,12 14,2 = 0,12 14,3 = 0,11 14,4 = 0,08 14,5 = 0,04
	x (mm) 2,3 0,3 0,5 4,0*		x (mm) 8,7 0,7 5,5* 0,9 Presença de corrosão
Sem documento fotográfico	---		Seção AA x (mm) 2,9 (20 mm) 1,2 (25 mm)
Sem documento fotográfico	---		Seção BB x (mm) 23,8 23,9 23,1 Média x = 23,6 mm

* Zona de interface entre a pasta e o agregado.

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 2			
			
Fissura 15		Fissura 16	
	w_k (mm) 15,1 = 0,13 15,2 = 0,09 15,3 = 0,10 15,4 = 0,09 15,5 = 0,08 15,6 = 0,04		w_k (mm) 16,1 = 0,14 16,2 = 0,10 16,3 = 0,09 16,4 = 0,06 16,5 = 0,05
	x (mm) 15,7 6,2* 0,7 2,5		x (mm) 7,2 1,6 0,3 0,2
	Seção AA x (mm) 3,2 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 3,0 (20 mm) 0,9 (25 mm)
	Seção BB x (mm) > 30,0		Seção BB x (mm) > 30,0

* Zona de interface entre a pasta e o agregado.

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

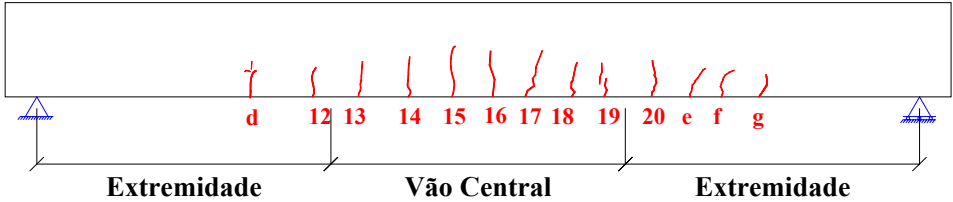
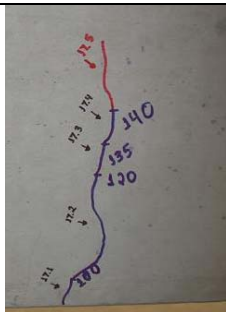
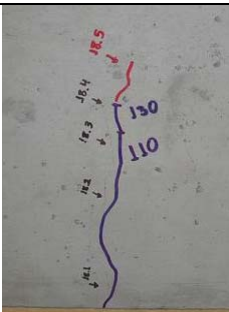
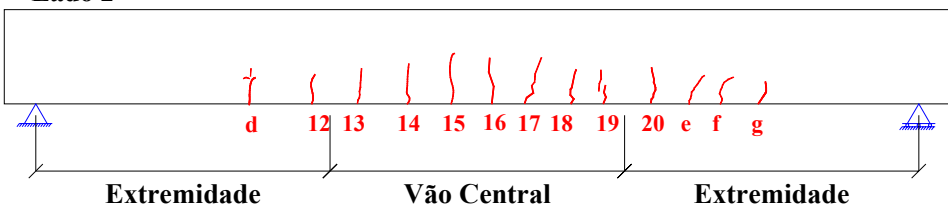
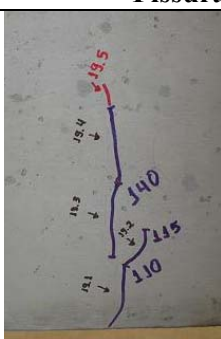
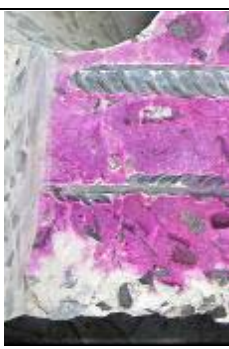
Lado 2			
			
Fissura 17		Fissura 18	
	w_k (mm) 17,1 = 0,11 17,2 = 0,10 17,3 = 0,09 17,4 = 0,05 17,5 = 0,05		w_k (mm) 18,1 = 0,14 18,2 = 0,12 18,3 = 0,11 18,4 = 0,08 18,5 = 0,03
	x (mm) 15,8 3,9 1,1 0,8 Presença de corrosão		x (mm) 6,7 2,2 1,3 0,8 0,6 0,3 Presença de corrosão
	Seção AA x (mm) 1,5 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 3,3 (20 mm) 1,3 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 16,1 19,7 Média 24,3 $x = 20,3$ mm		Seção BB x (mm) > 30,0

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 2 			
Fissura 19		Fissura 20	
	w_k (mm) 19,1 = 0,13 19,2 = 0,09 19,3 = 0,09 19,4 = 0,09 19,5 = 0,06		w_k (mm) 20,1 = 0,13 20,2 = 0,11 20,3 = 0,10 20,4 = 0,05 20,5 = 0,03
	x (mm) 12,6 5,3 2,6 0,3 0,7 Presença de corrosão		x (mm) 16,6 13,2 8,0* 0,6
	Seção AA x (mm) 3,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 11,6 (20 mm) 2,2 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 26,0 24,7 22,3 Média $x = 23,1\text{mm}$		Seção BB x (mm) 28,3 30,4 22,8 Média $x = 24,9\text{ mm}$

* Zona de interface entre a pasta e o agregado.

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

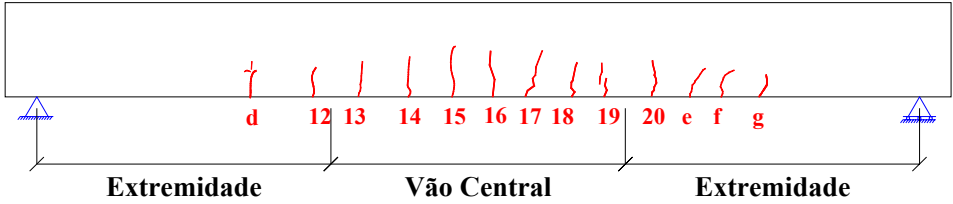
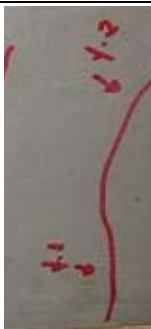
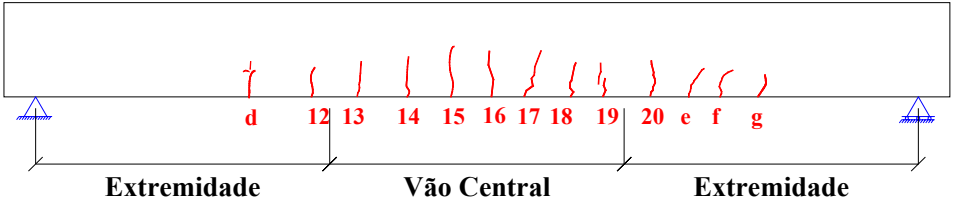
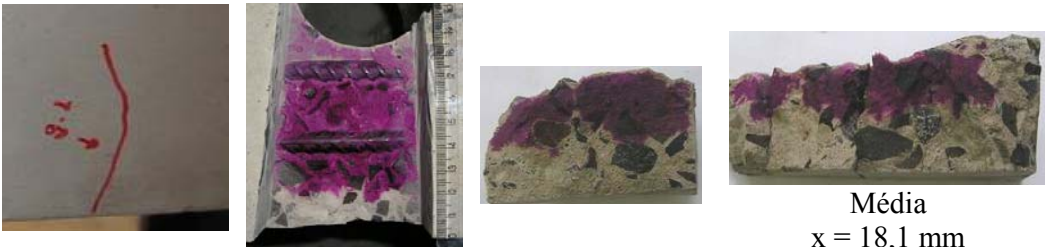
Lado 2			
			
Fissura e		Fissura f	
	w_k (mm) e ₁ = 0,03 e ₂ = 0,04		w_k (mm) f ₁ = 0,05 f ₂ = 0,04
	x (mm) 8,8 3,7 5,4		x (mm) 5,2 0,4 Presença de corrosão
	Seção AA x (mm) 5,4 (20 mm) 1,5 (25 mm)		Seção AA x (mm) 5,5 (20 mm) 0,7 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 26,7 22,4 14,9 21,9 18,8 Média x = 20,9 mm		Seção BB x (mm) 19,8 16,5 21,4 23,7 19,2 20,3 Média x = 20,1 mm

Tabela 6.17 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 1, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Conclusão.**

Lado 2				
				
Fissura g				
				
Média x = 18,1 mm				
w_k (mm)	x (mm)	Seção AA	Seção BB - x (mm)	
	8,8	x (mm)	18,3	15,7
e ₁ = 0,03	3,7	9,9 (20 mm)	19,6	17,2
e ₂ = 0,04	5,4	1,9 (25 mm)	21,2	19,0
				15,9

6.4.2. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras da viga 2

O posicionamento das fissuras ao longo da viga, a abertura das fissuras, a profundidade de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, a carbonatação perpendicular (Seção AA) e ao longo da fissura (Seção BB) são apresentados na tabela 6.18.

As fissuras marcadas com caneta azul surgiram durante a aplicação do carregamento e as marcadas com caneta preta surgiram durante o período de pré-condicionamento e da carbonatação acelerada, devido às acomodações da viga.

As aberturas das fissuras foram inferiores às exigências relativas à fissuração. O maior valor de abertura de fissura determinado foi de 0,14 mm. Determinada a abertura das fissuras a viga foi submetida à ciclos de molhagem e secagem durante um ano para posteriormente determinar a carbonatação nas fissuras.

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continua.**

Lado 1			
Fissura a		Fissura b	
	w_k (mm) $D_1 = 0,06$ $D_2 = 0,05$		w_k (mm) $D_3 = 0,05$ $D_4 = 0,04$
	x (mm) 0,6 Presença de espaçador na região fissurada		x (mm) 1,0 0,0
	Na posição da fissura está carbonatado		Na posição da armadura existem alguns pontos de carbonatação
	Seção AA x (mm) 11,8 (20 mm) 6,2 (25 mm)		Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 26,0 24,2 23,3 17,7 17,9 Média $x = 21,8$ mm		Seção BB x (mm) 30,2 26,3 33,0 27,7 19,9 Média $x = 23,8$ mm 14,3

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

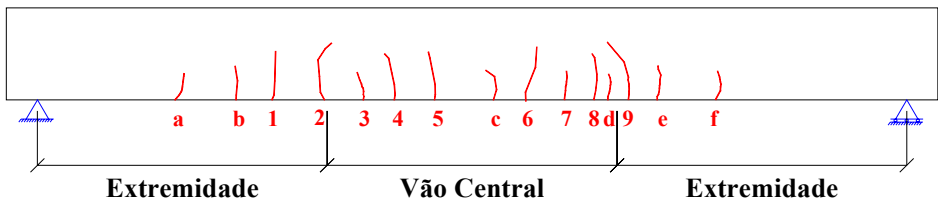
Lado 1			
			
Fissura 1		Fissura 2	
	w_k (mm) 1,1 = 0,11 1,2 = 0,09 1,3 = 0,06		w_k (mm) 2,1 = 0,10 2,2 = 0,07 2,3 = 0,07
	x (mm) 1,7 0,0		x (mm) Presença de espaçador na região fissurada
	Na posição da fissura está carbonatado		Presença de carbonatação na região da armadura e do espaçador
	Seção AA x (mm) 1,4 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 5,6 (20 mm) 1,7 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 24,2 28,6 24,0 22,0 25,4 Média $x = 24,8$ mm		Seção BB x (mm) 31,4 23,5 30,8 26,2 Média $x = 28,0$ mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 1			
Fissura 3		Fissura 4	
	w_k (mm) 3,1 = 0,11 3,2 = 0,08		w_k (mm) 4,1 = 0,10 4,2 = 0,08 4,3 = 0,07
	x (mm) 0,8 0,4 0,0		x (mm) 1,8 0,7 0,0
	Presença de carbonatação na posição da armadura		Presença de carbonatação na fissura
	Seção AA x (mm) 4,1 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 0,7 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 27,8 21,3 25,5 24,1 Média x = 24,5 mm		Seção BB x (mm) 28,4 25,2 29,0 21,2 Média x = 25,7 mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 1			
Fissura 5		Fissura c	
	w_k (mm) 5,1 = 0,09 5,2 = 0,06 5,3 = 0,07		w_k (mm) $D_5 = 0,06$
	x (mm) 2,5 1,1 0,0		x (mm) 2,0 0,0
	Presença de carbonatação na região da armadura e da fissura		Presença de carbonato na fissura
	Seção AA x (mm) 1,6 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,0 (20 mm) 0,7 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 26,0 25,7 26,6 23,6 24,0 Média $x = 25,2$ mm		Seção BB x (mm) 23,6 16,8 23,4 25,9 31,8 Média $x = 24,3$ mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

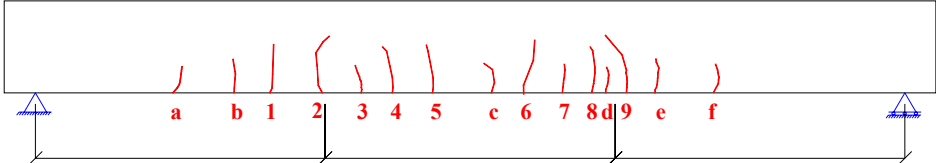
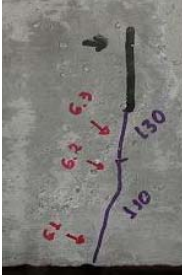
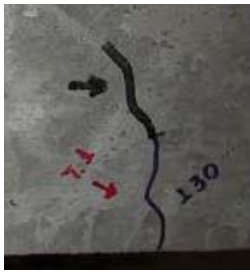
Lado 1			
			
Fissura 6		Fissura 7	
	w_k (mm) 6,1 = 0,09 6,2 = 0,08 6,3 = 0,07 6,4 = 0,06		w_k (mm) 7,1 = 0,10 7,2 = 0,05
	x (mm) 6,7 0,0		x (mm) 1,7 0,0
	Carbonatação na região da armadura e da fissura		Carbonatação na região da armadura e da fissura. Presença de corrosão na barra de aço longitudinal
	Seção AA x (mm) 5,8 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,3 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 26,5 21,3 15,3 24,4 22,7 Média $x = 22,0$ mm		Seção BB x (mm) 22,1 29,7 22,0 22,0 17,2 Média $x = 22,6$ mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

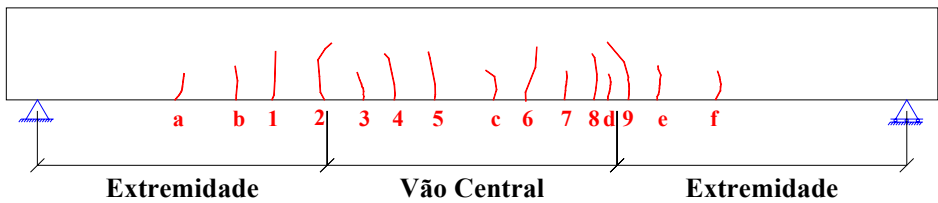
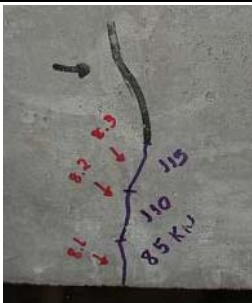
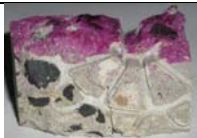
Lado 1  Extremidade Vão Central Extremidade	
Fissura 8  w_k (mm) 8,1 = 0,14 8,2 = 0,09 8,3 = 0,06 8,4 = 0,05	Fissura d  w_k (mm) D = 0,05
 Presença de espaçador	 x (mm) 0,0
 Carbonatação na região que se posiciona o espaçador	 Carbonatação na região da armadura
 Seção AA x (mm) 6,0 (20 mm) 1,4 (25 mm)	 Seção AA x (mm) 1,9 (20 mm) 0,0 (25 mm)
 Seção BB x (mm) 30,6 33,5 26,9 17,2 24,6 Média $x = 26,6$ mm	 Seção BB x (mm) 15,0 28,8 33,3 19,0 23,7 30,8 Média $x = 25,1$ mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

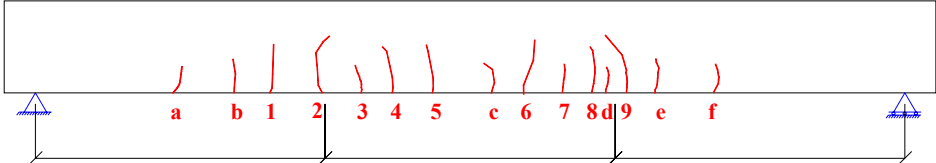
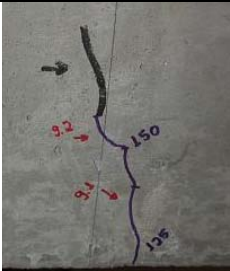
Lado 1			
			
Fissura 9		Fissura e	
	w_k (mm)		w_k (mm)
	9,1 = 0,09		$D_6 = 0,06$
	9,2 = 0,06		$D_7 = 0,05$
	x (mm)		Presença de espaçador
	4,8		
	0,4		
	Carbonatação na região da armadura e da fissura		Carbonatação na posição da armadura e do espaçador
	Seção AA x (mm)		Seção AA x (mm)
	1,6 (20 mm)		1,6 (20 mm)
	0,0 (25 mm)		0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm)		Seção BB x (mm)
	22,3		16,9
	17,7		25,8
Média $x = 21,1$ mm	23,7	Média $x = 20,7$ mm	10,7
	23,3		29,8
	16,8		20,4
	22,9		

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

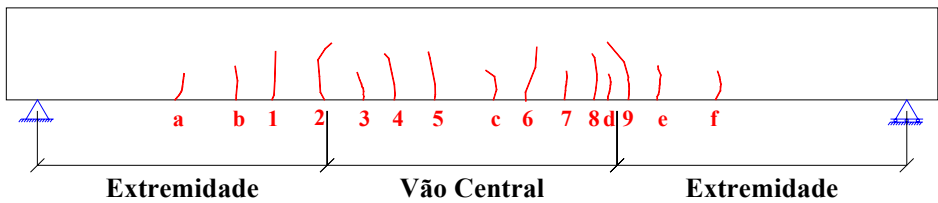
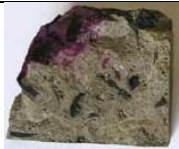
Lado 1  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura f		Fissura g	
	w_k (mm) $D_8 = 0,05$		w_k (mm) $D_9 = 0,09$ $D_{10} = 0,05$
	x (mm) 4,9 0,4 0,0		x (mm) 0,9 0,0
	Pontos de carbonatação na região da armadura		Carbonatação na região da armadura
	Seção AA x (mm) 9,3 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,9 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 25,0 20,6 22,7 17,9 29,7 Média $x = 23,2$ mm		Seção BB x (mm) 33,3 31,3 25,5 23,9 22,5 Média $x = 27,3$ mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

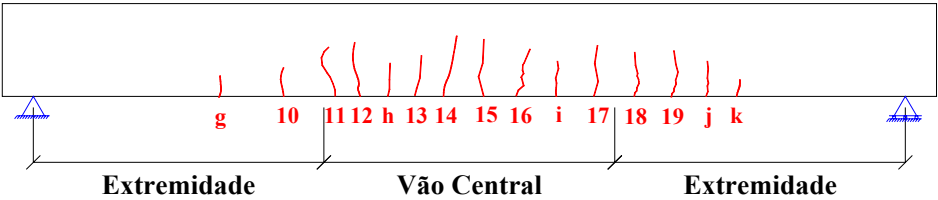
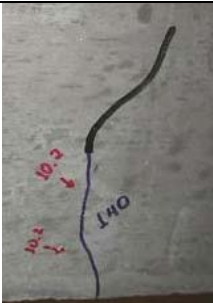
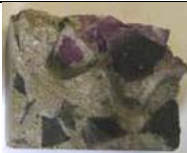
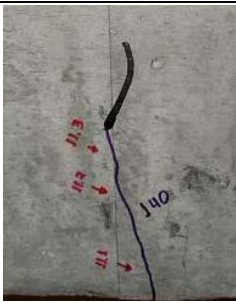
Lado 2  Extremidade Vão Central Extremidade	
Fissura 10 	w_k (mm) 10,1 = 0,10 10,2 = 0,07 10,3 = 0,05
	Presença de espaçador
	Carbonatação na região que se encontra o espaçador
	Seção AA x (mm) 11,7 (20 mm) 7,1 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 21,6 23,8 29,0 Média 28,0 x = 25,1 mm 23,3
Fissura 11 	w_k (mm) 11,1 = 0,10 11,2 = 0,09 11,3 = 0,07 11,4 = 0,05
	x (mm) 21,8 0,0 Interface pasta/agregado
	Seção AA x (mm) 1,5 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 31,3 25,6 32,7 Média 29,6 x = 27,3 mm 24,4 20,0

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

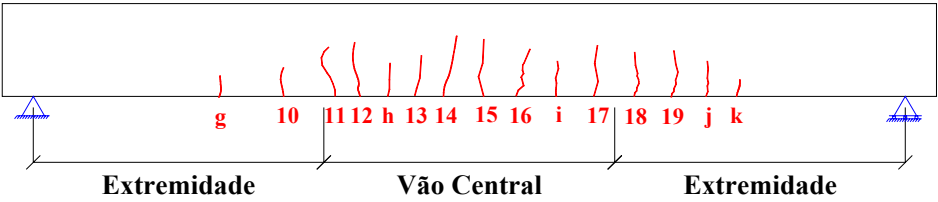
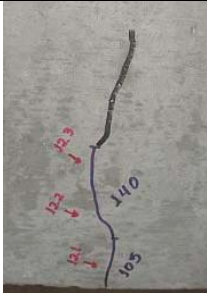
Lado 2  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura 12		Fissura h	
	w_k (mm) 12,1 = 0,11 12,2 = 0,08 12,3 = 0,07 12,4 = 0,06		w_k (mm) D ₁₁ = 0,07 D ₁₂ = 0,06
	x (mm) 4,9 0,8 0,0		x (mm) 5,4 0,8 0,0
	Pontos de carbonatação na região da armadura e da fissura		Pontos de carbonatação na região da armadura e da fissura
	Seção AA x (mm) 5,2 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,6 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 27,7 25,0 Média x = 24,0 mm		Seção BB x (mm) 24,6 20,8 34,4 Média x = 27,7 mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

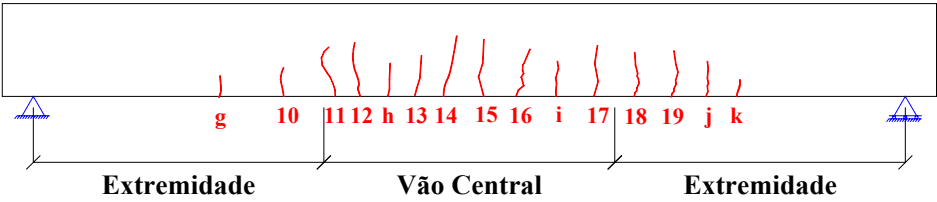
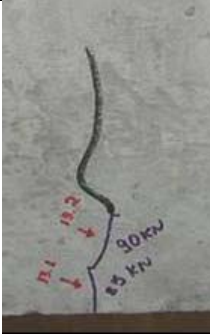
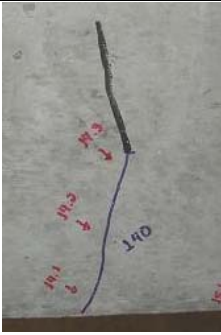
Lado 2			
			
Fissura 13		Fissura 14	
	w_k (mm) 13,1 = 0,09 13,2 = 0,07 13,3 = 0,08		w_k (mm) 14,1 = 0,09 14,2 = 0,07 14,3 = 0,05 14,4 = 0,04
	Presença de espaçador		x (mm) 1,8 0,0
	Seção AA x (mm) 8,3 (20 mm) 4,9 (25 mm)		Seção AA x (mm) 2,3 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 18,8 19,6 19,5 19,8 12,3 18,9 Média x = 18,1 mm		Seção BB x (mm) 35,5 32,3 34,3 22,8 27,1 Média x = 30,4 mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

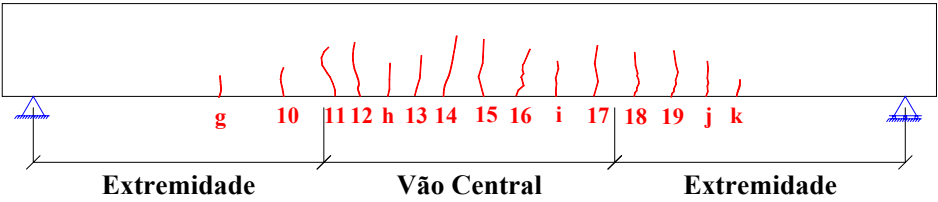
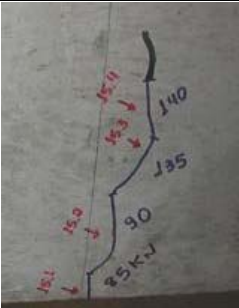
Lado 2			
			
Fissura 15		Fissura 16	
	w_k (mm) 15,1 = 0,07 15,2 = 0,07 15,3 = 0,07 15,4 = 0,07 15,5 = 0,04		w_k (mm) 16,1 = 0,08 16,2 = 0,08 16,3 = 0,06 16,4 = 0,05
	x (mm) 11,2 0,0 Interface pasta/agregado		x (mm) 1,1 0,0
	Carbonatação na região da fissura e da armadura		Carbonatação na região da fissura e da armadura. Presença de corrosão na barra de aço longitudinal.
	Seção AA x (mm) 1,8 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 2,2 (20 mm) 2,1 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 33,8 37,2 33,0 31,4 Média $x = 29,4$ mm 22,2 19,1		Seção BB x (mm) 38,1 33,0 37,3 20,3 Média $x = 29,3$ mm 26,4 20,7

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

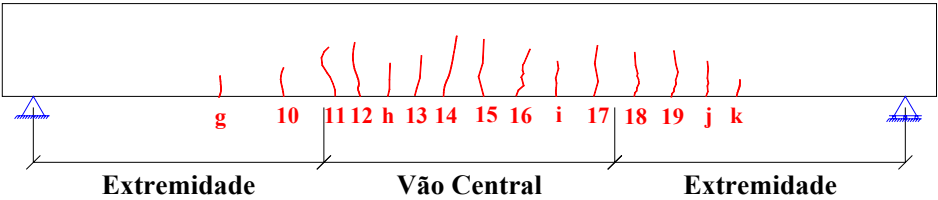
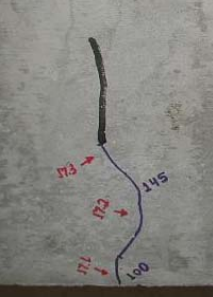
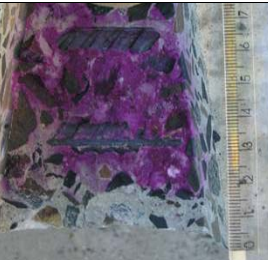
Lado 2  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura i		Fissura 17	
	w_k (mm) $D_{13} = 0,08$ $D_{14} = 0,06$		w_k (mm) $17,1 = 0,09$ $17,2 = 0,08$ $17,3 = 0,07$ $17,4 = 0,07$
	x (mm) 4,9 1,4 0,0		Presença de espaçador
	Carbonatação na região da fissura e da armadura. Presença de corrosão na barra de aço longitudinal.		Carbonatação na posição da armadura e do espaçador
	Seção AA x (mm) 1,2 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 6,8 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 35,8 24,4 19,7 Média 21,4 $x = 24,1$ mm		Seção BB x (mm) 12,6 13,8 19,4 Média 11,7 $x = 15,8$ mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

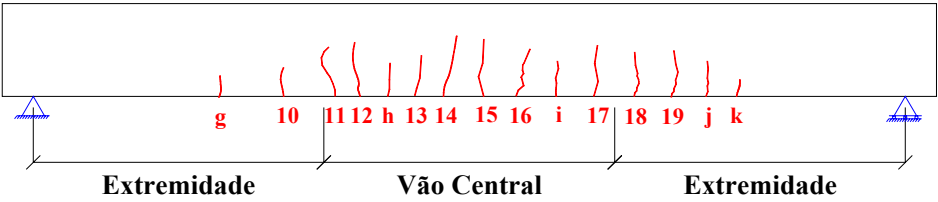
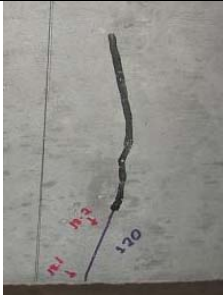
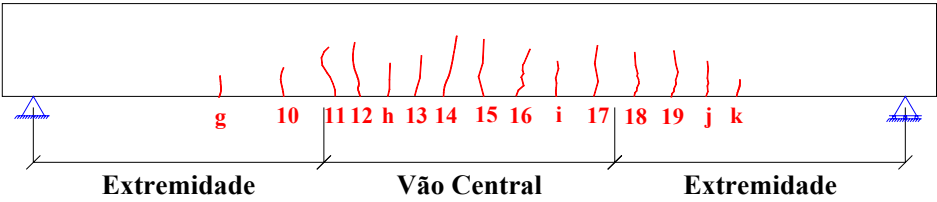
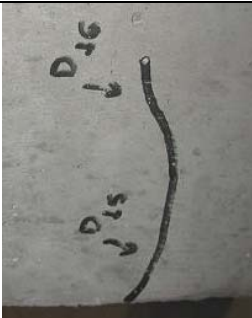
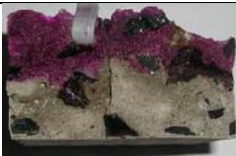
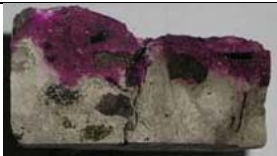
Lado 2  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura 18		Fissura 19	
	w_k (mm) 18,1 = 0,12 18,2 = 0,08 18,3 = 0,04 18,4 = 0,04		w_k (mm) 19,1 = 0,09 19,2 = 0,09 19,3 = 0,06
	x (mm) 0,8 0,0		x (mm) 1,7 Interface pasta/agregado
	Carbonatação na fissura		Carbonatação na região da armadura.
	Seção AA x (mm) 1,4 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,8 (20 mm) 1,7 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 33,3 26,9 29,5 Média $x = 30,5$ mm		Seção BB x (mm) 36,3 25,6 22,7 Média $x = 29,4$ mm

Tabela 6.18 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 2, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Conclusão.**

Lado 2  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura j		Fissura k	
	w_k (mm) $D_{15} = 0,07$ $D_{16} = 0,06$		w_k (mm) $D_{17} = 0,05$ $D_{18} = 0,02$
	Presença de espaçador		x (mm) 5,8 0,0
	Carbonatação na região da armadura e do espaçador		Não foi observada a presença da carbonatação na região da armadura.
	Seção AA x (mm) 7,3 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 5,5 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 20,3 28,3 31,8 23,5 30,4 Média $x = 26,8$ mm		Seção BB x (mm) 29,4 22,3 14,4 20,0 14,6 Média $x = 20,1$ mm

Nos corpos-de-prova referentes à seção AA que foram possíveis realizar a leitura da profundidade de carbonatação foi obtido um valor médio de 3,8 mm na posição de 2 cm e 0,9 mm na posição de 2,5 cm. Para as seções BB que foram determinadas as profundidades de carbonatação obteve-se um valor médio de 24,8 mm.

O valor da profundidade de carbonatação na região tracionada e não fissurada desta viga foi de 18,0 mm e na região fissurada foi de aproximadamente 24,8 mm, o que corresponde a um aumento de 38%. Esta tendência indica o quanto a fissura facilita a difusão da frente de carbonatação. Comparando o comportamento da região fissurada com a carbonatação determinada nos corpos-de-prova, que foi de 21,9 mm, verifica-se um aumento de 13% na profundidade de carbonatação. Isto indica que o estudo da carbonatação por meio de corpos-de-prova não é representativo quando na região das fissuradas.

6.4.3. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras da viga 3

O posicionamento das fissuras ao longo da viga, a abertura das fissuras, a profundidade de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, a carbonatação perpendicular (Seção AA) e ao longo da fissura (Seção BB) são apresentados na tabela 6.19.

A carbonatação determinada na seção AA foi realizada com espessuras de 2,0 cm e 2,5 cm, simulando cobrimentos com tais medidas. Foi observado que quanto maior a espessura menor o valor da carbonatação na fissura, comportamento já observado nas vigas 1 e 2.

O maior valor de abertura de fissura determinado foi de 0,15 mm, sendo este inferior ao valor de abertura de fissura recomendado para a classe de agressividade ambiental muito forte que é de 0,2 mm segundo a NBR 6118:2003.

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continua.**

Lado 1			
Fissura a		Fissura b	
	w_k (mm) a ₁ = 0,06 a ₂ = 0,04 a ₃ = 0,03		w_k (mm) b ₁ = 0,11 b ₂ = 0,07 b ₃ = 0,04
	x (mm) 1,5 0,0		x (mm) 1,1 0,5 0,0
	Presença de carbonatação na armadura		Não foi observada a presença da carbonatação na região da fissura.
	Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,6 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 27,5 22,6 18,4 15,8 14,6 14,0 12,0 9,8 Média x = 16,8 mm		Seção BB x (mm) 22,3 17,4 23,5 15,5 17,9 17,1 11,4 Média x = 17,9 mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

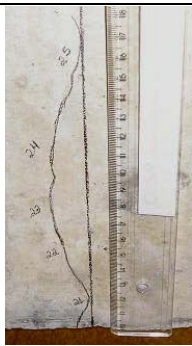
Lado 1			
Fissura 1		Fissura 2	
	w_k (mm) 1,1 = 0,10 1,2 = 0,07 1,3 = 0,08 1,4 = 0,06 1,5 = 0,03		w_k (mm) 2,1 = 0,11 2,2 = 0,10 2,3 = 0,08 2,4 = 0,08 2,5 = 0,04
	x (mm) 1,4 0,3 0,0		x (mm) 1,9 0,0
	Presença de carbonatação na armadura		Presença de carbonatação na fissura
	Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,8 (20 mm) 1,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 22,9 19,9 16,8 14,6 11,2 13,5 Média $x = 16,5$ mm		Seção BB x (mm) 15,3 14,2 20,5 12,2 22,8 13,6 17,8 Média $x = 16,6$ mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

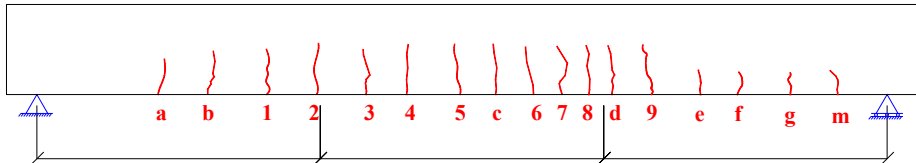
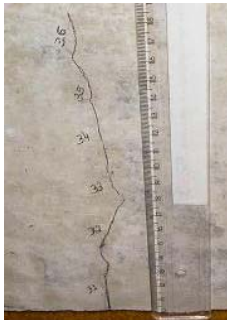
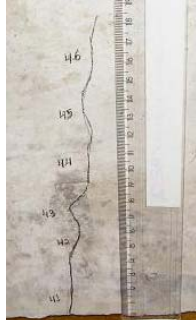
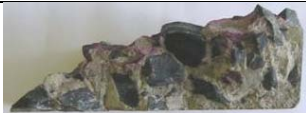
Lado 1				
				
Extremidade		Vão Central	Extremidade	
Fissura 3			Fissura 4	
	w_k (mm) 3,1 = 0,15 3,2 = 0,10 3,3 = 0,07 3,4 = 0,05 3,5 = 0,04 3,6 = 0,03			w_k (mm) 4,1 = 0,13 4,2 = 0,09 4,3 = 0,08 4,4 = 0,06 4,5 = 0,05 4,6 = 0,03
	x (mm) 2,2 0,6 0,0			x (mm) 0,9 0,0
	Não foi observada a presença de carbonatação na região da fissura.			Não foi observada a presença de carbonatação na região da fissura.
	Seção AA x (mm) 5,5 (20 mm) 0,0 (25 mm)			Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 26,1 16,0 13,2 15,8 Média x = 17,9 mm			Seção BB x (mm) 30,3 26,6 19,9 Média x = 25,6 mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

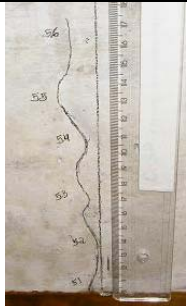
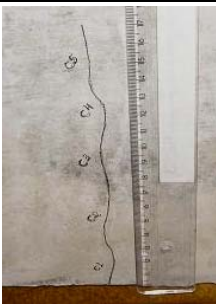
Lado 1			
Fissura 5		Fissura c	
	w_k (mm) $5,1 = 0,13$ $5,2 = 0,10$ $5,3 = 0,06$ $5,4 = 0,05$ $5,5 = 0,05$ $5,6 = 0,03$		w_k (mm) $c_1 = 0,10$ $c_2 = 0,08$ $c_3 = 0,06$ $c_4 = 0,05$ $c_5 = 0,02$
	x (mm) $3,6$ $0,5$ $0,0$		x (mm) $1,0$ $0,5$ $0,0$
	Presença da carbonatação na região da fissura.		Presença da carbonatação na região da fissura.
	Seção AA x (mm) $0,0$ (20 mm) $0,0$ (25 mm)		Seção AA x (mm) $9,3$ (20 mm) $0,0$ (25 mm)
	Seção BB x (mm) $28,7$ $31,8$ $30,8$ $26,0$ $13,0$ Média $x = 26,1$ mm		Seção BB x (mm) $29,8$ $24,5$ $27,0$ $22,3$ $27,4$ $24,9$ Média $x = 26,0$ mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

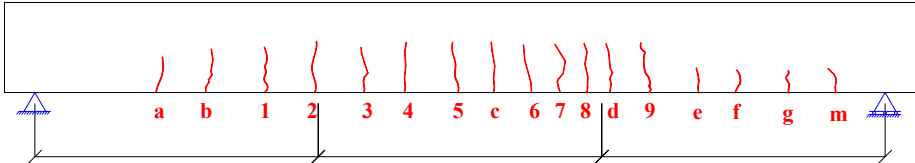
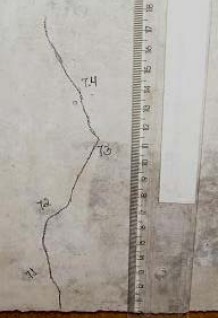
Lado 1			
			
Extremidade		Vão Central	
Extremidade		Extremidade	
Fissura 6		Fissura 7	
	w_k (mm)		w_k (mm)
	6,1 = 0,11		7,1 = 0,11
	6,2 = 0,09		7,2 = 0,07
	6,3 = 0,06		7,3 = 0,06
	6,4 = 0,06		7,4 = 0,04
	6,5 = 0,05		
	6,6 = 0,04		
	x (mm)		x (mm)
	0,0		1,7
			0,4
			0,0
	Presença da carbonatação na região da armadura.		Presença da carbonatação na região da fissura.
	Seção AA x (mm) 4,6 (20 mm) 1,4 (25 mm)		Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 36,4 28,4 32,7 15,1 30,2 30,6		Seção BB x (mm) 30,9 22,1 23,2 19,8 32,0 29,3
Média $x = 28,9$ mm		Média $x = 26,2$ mm	

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

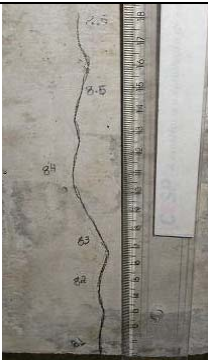
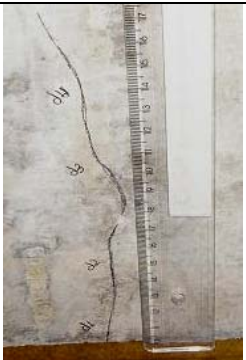
Lado 1			
Fissura 8		Fissura d	
	w_k (mm) 8,1 = 0,12 8,2 = 0,10 8,3 = 0,09 8,4 = 0,07 8,5 = 0,06 8,6 = 0,04		w_k (mm) d ₁ = 0,09 d ₂ = 0,09 d ₃ = 0,05 d ₄ = 0,04
	x (mm) 1,5 0,0		x (mm) 1,0 0,8 0,0
	Presença da carbonatação na região da fissura e da armadura.		Pontos de carbonatação na região da armadura.
	Seção AA x (mm) 1,2 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 3,1 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 34,3 29,3 18,3 21,9 21,1 18,2 Média x = 23,8 mm		Seção BB x (mm) 13,1 28,8 27,7 23,9 29,1 9,3 12,5 Média x = 20,6 mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 1			
Fissura 9		Fissura e	
	w_k (mm) 9,1 = 0,10 9,2 = 0,08 9,3 = 0,05 9,4 = 0,05 9,5 = 0,03		w_k (mm) $e_1 = 0,05$ $e_2 = 0,05$
	x (mm) 1,7 0,6 0,0		x (mm) 0,0
	Não foi observada a presença da carbonatação na região da fissura e da armadura.		Presença de carbonatação e pontos de corrosão na região da armadura.
	Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) ---
	Seção BB x (mm) 12,4 16,4 27,6 18,2 21,0 14,7 11,9 Média $x = 17,4$ mm		Seção BB x (mm) 9,0 12,7 7,8 14,6 9,7 9,8 11,6 Média $x = 10,7$ mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 1			
Fissura f		Fissura g	
	w_k (mm) $f_1 = 0,06$ $f_2 = 0,06$		w_k (mm) $g_1 = 0,06$ $g_2 = 0,04$
	x (mm) 0,0		x (mm) 0,8 0,0
	Presença da carbonatação na região da armadura.		Presença da carbonatação na região da fissura.
---	Seção AA x (mm) ---		Seção AA x (mm) 0,00 (20 mm) 0,00 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 22,1 17,2 19,3 Média 25,2 $x = 18,6$ mm 19,7 10,3 16,1		Seção BB x (mm) 28,1 19,5 15,1 Média 12,2 $x = 17,7$ mm 13,8

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

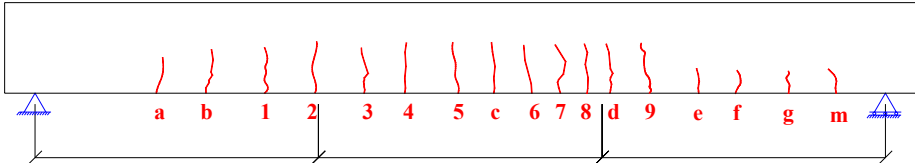
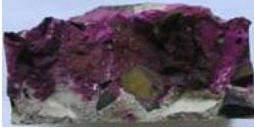
Lado 1			
			
Extremidade		Vão Central	
Extremidade		Extremidade	
Fissura m		Fissura h	
	w_k (mm) m ₁ = 0,06 m ₂ = 0,05		w_k (mm) h ₁ = 0,07 h ₂ = 0,05 h ₃ = 0,04
	x (mm) 0,6 0,0		x (mm) 3,6 2,2 0,0
	Não foi observada a presença da carbonatação na região da fissura.		Pontos de carbonatação na região da armadura.
	Seção AA x (mm) 1,3 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 15,3 16,4 Média x = 16,2 mm		Seção BB x (mm) 9,3 11,6 Média x = 9,3 mm
	14,9 19,0 18,2 14,0		9,0 9,5 7,4

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

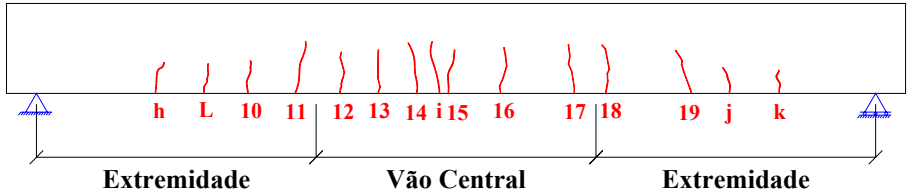
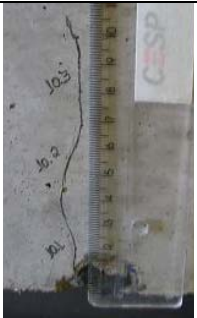
Lado 2  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura L		Fissura 10	
	w_k (mm) $L_1 = 0,07$ $L_2 = 0,05$		w_k (mm) $10,1 = 0,09$ $10,2 = 0,07$ $10,3 = 0,02$
	x (mm) 0,7 0,0		x (mm) 0,9 0,0
	Presença da carbonatação na região da armadura e do espaçador.		Pontos de carbonatação na região da fissura e da armadura.
	Seção AA x (mm) 2,2 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 3,3 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 23,7 15,9 8,7 15,5 8,8 15,7 Média $x = 14,7$ mm		Seção BB x (mm) 30,1 23,6 19,3 13,6 16,5 9,7 14,3 Média $x = 18,1$ mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

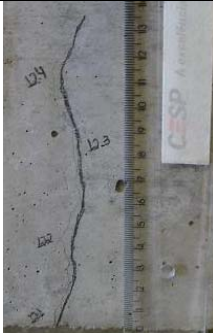
Lado 2			
Fissura 11		Fissura 12	
	w_k (mm) 11,1 = 0,12 11,2 = 0,10 11,3 = 0,08 11,4 = 0,06 11,5 = 0,04		w_k (mm) 12,1 = 0,13 12,2 = 0,09 12,3 = 0,08 12,4 = 0,05
	x (mm) 0,5 0,1 0,0		x (mm) 0,0
	Pontos de carbonatação na região da fissura.		Presença da carbonatação na região da armadura.
	Seção AA x (mm) 1,9 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 1,8 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 29,5 32,7 Média $x = 25,8$ mm		Seção BB x (mm) 43,3 40,8 26,9 Média $x = 25,2$ mm
	27,8 22,9 30,9 15,7		16,3 14,9 17,7 16,3

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

Lado 2			
Fissura 13		Fissura 14	
	w_k (mm) 13,1 = 0,10 13,2 = 0,08 13,3 = 0,07 13,4 = 0,05 13,5 = 0,03		w_k (mm) 14,1 = 0,13 14,2 = 0,09 14,3 = 0,08 14,4 = 0,05 14,5 = 0,03
	x (mm) 0,3 0,1 0,0		x (mm) 1,0 0,2 0,0
	Presença de carbonatação na região da armadura.		Presença da carbonatação na região da fissura e da armadura.
	Seção BB x (mm) 23,5 17,7 13,7 20,4 15,7 14,0 17,9 Média $x = 17,5$ mm		Seção BB x (mm) 36,1 28,7 29,9 24,7 23,3 Média $x = 28,5$ mm

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

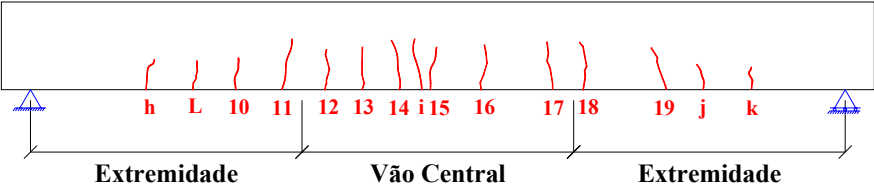
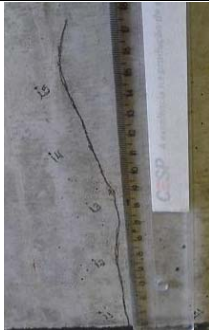
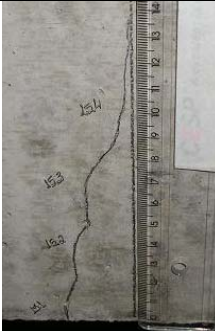
Lado 2			
			
Fissura i		Fissura 15	
	w_k (mm) $i_1 = 0,07$ $i_2 = 0,05$ $i_3 = 0,04$ $i_4 = 0,04$ $i_5 = 0,03$		w_k (mm) $15,1 = 0,12$ $15,2 = 0,07$ $15,3 = 0,05$ $15,4 = 0,05$
	x (mm) 1,0 0,0		x (mm) 0,6 0,2 0,1 0,1
	Presença de carbonatação na região da fissura e da armadura.		Presença de carbonatação na região da fissura.
	Seção AA x (mm) 5,3 (20 mm) 1,9 (25 mm)		Seção AA x (mm) 5,7 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 36,8 26,5 13,3 16,6 19,3 23,5 25,7 Média $x = 23,1$ mm		Seção BB x (mm) > 30,0

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

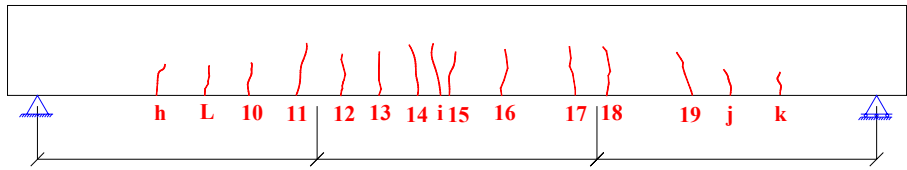
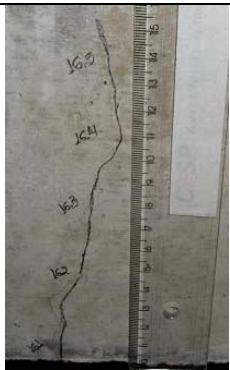
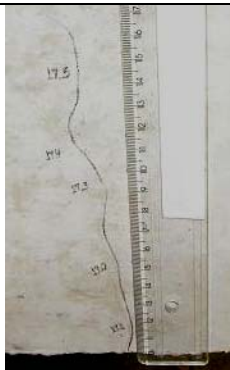
Lado 2				
				
Extremidade		Vão Central	Extremidade	
Fissura 16			Fissura 17	
	w_k (mm) 16,1 = 0,15 16,2 = 0,09 16,3 = 0,07 16,4 = 0,05 16,5 = 0,03			w_k (mm) 17,1 = 0,13 17,2 = 0,09 17,3 = 0,06 17,4 = 0,06 17,5 = 0,04
	x (mm) 2,0 1,6 0,1 0,1			x (mm) 4,0 0,2 0,1 0,1
	Presença de carbonatação na região da fissura.			Presença de carbonatação na região da fissura.
	Seção AA x (mm) 9,3 (20 mm) 0,0 (25 mm)			Seção AA x (mm) 1,2 (20 mm) --- (25 mm)
	Seção BB x (mm) 20,6 14,8 26,0 Média x = 20,5 mm			Seção BB x (mm) > 30,0

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobertura de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Continuação.**

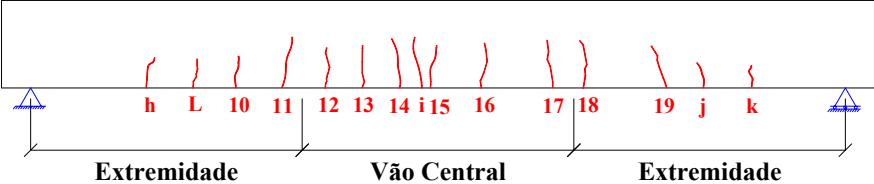
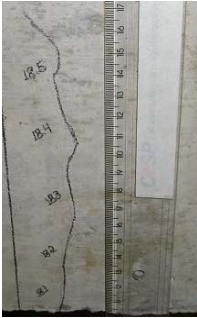
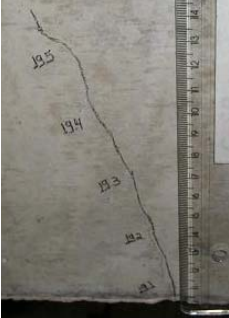
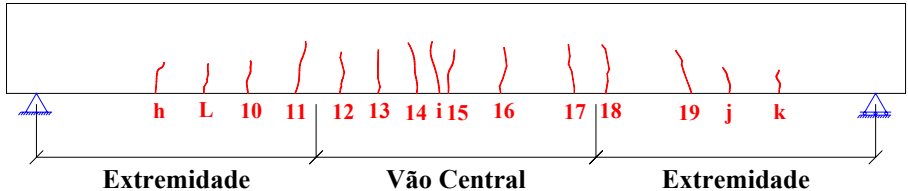
Lado 2			
			
Fissura 18		Fissura 19	
	w_k (mm) 18,1 = 0,10 18,2 = 0,07 18,3 = 0,06 18,4 = 0,05 18,5 = 0,02		w_k (mm) 19,1 = 0,11 19,2 = 0,07 19,3 = 0,05 19,4 = 0,04 19,5 = 0,02
	x (mm) 0,2 0,1 0,1		x (mm) 0,0
	Presença de carbonatação na região da fissura e da armadura.		Pontos de carbonatação na região da armadura.
	Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)		Seção AA x (mm) 0,0 (20 mm) 0,0 (25 mm)
	Seção BB x (mm) 38,6 25,6 28,0 24,9 28,5 15,3 12,9 27,8 13,6 21,9		Seção BB x (mm) 28,1 25,3 36,1 31,4 27,8 15,3 11,9 14,8 19,9 9,8
Média x = 23,7 mm		Média x = 22,0 mm	

Tabela 6.19 – Posicionamento das fissuras ao longo da viga 3, abertura das fissuras, profundidade da frente de carbonatação ao longo da fissura e na posição com cobrimento de 3 cm, carbonatação nas seções AA e BB. **Conclusão.**

Lado 2  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura j		Fissura k	
	w_k (mm) $j_1 = 0,07$ $j_2 = 0,05$ $j_3 = 0,05$ $j_4 = 0,03$		w_k (mm) $k_1 = 0,07$ $k_2 = 0,05$ $k_3 = 0,03$
	x (mm) 0,2 0,0		x (mm) 0,0
	---	Sem documento fotográfico	---
	Seção AA x (mm) ---	Sem documento fotográfico	---
	Seção BB x (mm) > 30,0	Sem documento fotográfico	---

Nos corpos-de-prova referentes à seção AA que foram possíveis realizar a leitura da profundidade de carbonatação foi obtido um valor médio de 2,3 mm na posição de 2 cm e 0,2 mm na posição de 2,5 cm.

Nas seções BB foi determinado um valor médio de 21,4 mm de profundidade de carbonatação e na região tracionada não fissurada da viga foi de 14,4 mm. Esta variação nas leituras de carbonatação corresponde a um aumento de 48%, indicando a facilidade de difusão da frente de carbonatação na região fissurada. Comparando o comportamento da região fissurada com a carbonatação determinada nos corpos-de-prova, que foi de 13,8 mm, verifica-se um aumento de 55% na profundidade de carbonatação. Isto indica que o estudo da carbonatação por meio de corpos-de-prova é invalidado para regiões fissuradas.

6.4.4. Análise dos resultados da carbonatação em fissuras das vigas 1, 2 e 3

Comparando os resultados de carbonatação na seção BB das vigas 1, 2 e 3 observaram-se uma mesma tendência de comportamento ao longo da fissura, figura 6.48. O valor médio da profundidade de carbonatação nas fissuras ficou entre 20 e 25 mm, mas vale ressaltar que em várias regiões da fissura a armadura que estava posicionada a 30 mm foi atingida. As fissuras proporcionam um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono, o que proporciona uma redução na eficiência do concreto de elevado desempenho para idades avançadas. Apesar desta redução, quando comparado este com os concretos convencionais o concreto de elevado desempenho continua apresentando uma menor carbonatação.

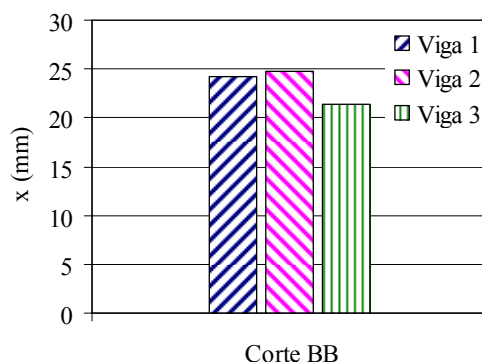


Figura 6.48 – Profundidade da frente de carbonatação medida na seção BB das vigas 1, 2 e 3.

Na figura 6.49 são apresentados os valores da profundidade de carbonatação obtidos em uma determinada posição da fissura e com espessura do cobrimento de 2,0 cm e 2,5 cm, seção AA. Observa-se que para todas as vigas foram obtidos maiores valores de profundidade de carbonatação para um cobrimento com espessura de 2,0 cm. A redução da profundidade de

carbonatação em direção ao interior da fissura deve-se à redução da intensidade de difusão do CO_2 . Os menores valores de carbonatação são atribuídos às vigas 2 e 3 com adição de SFS e SCA respectivamente, sendo a sílica da casca de arroz mais eficiente.

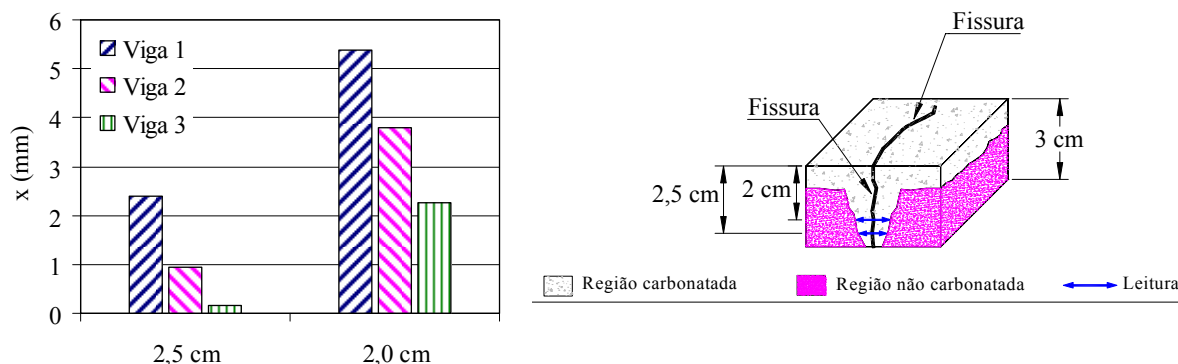


Figura 6.49 – Profundidade da frente de carbonatação medida na posição da fissura em espessuras de cobertura de 2,0 cm e 2,5 cm, para as vigas 1, 2 e 3.

São apresentados no gráfico da figura 6.50 os valores médios da profundidade e carbonatação determinados ao longo de todo o comprimento das fissuras referentes às vigas 1, 2 e 3. Estas leituras foram realizadas na posição em que o cobrimento tem uma espessura de 3,0 cm. Estes resultados não são comparativos aos apresentados no gráfico da figura 6.49 porque aquelas leituras foram realizadas em uma determinada posição da fissura e estas foram realizadas em toda a sua extensão. Novamente as vigas com adição de sílica foram as que apresentaram menores profundidades de carbonatação e com um maior destaque para a SCA, viga 3.

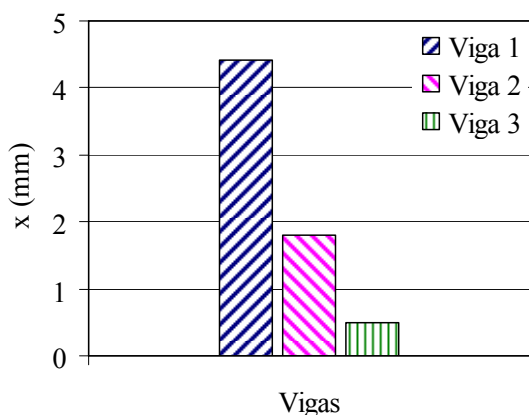


Figura 6.50 – Profundidade da frente de carbonatação medida ao longo de todo o comprimento da fissura e na espessura de 3,0 cm de cobertura, para as vigas 1, 2 e 3.

Conforme observado nos documentos fotográficos apresentados nas tabelas 6.17, 6.18 e 6.19, a espessura do cobrimento foi satisfatória para as regiões sem a presença de fissuras, uma vez que a armadura não foi atingida pela frente de carbonatação. Na região fissurada a função de proteção do cobrimento foi invalidada, o que facilitou a difusão do dióxido de

carbono para regiões internas da viga, despassivou a armadura e com a presença da umidade desencadeou a corrosão.

6.4.5. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras do modelo 1

Nas vigas em escala reduzida foram realizados os mesmos ensaios referentes às vigas em escala natural, com exceção dos ciclos de secagem e molhagem para verificar o possível surgimento da corrosão.

O posicionamento das fissuras, as aberturas de fissuras, o concreto que foi extraído da viga na região fissurada, a carbonatação determinada na seção BB ao longo da fissura são apresentados na tabela 6.20. Não foi possível determinar os valores de carbonatação ao longo do comprimento da fissura e nem na posição da seção AA, uma vez que a profundidade de carbonatação foi superior ao cobrimento dos modelos.

A utilização de modelos físicos reduzidos com o fator de escala 1:5,0 não foi satisfatória para comparar o comportamento da frente de carbonatação na fissura uma vez que a carbonatação foi superior à esperada.

Tabela 6.20 – Posicionamento das fissuras no modelo 1, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continua.**

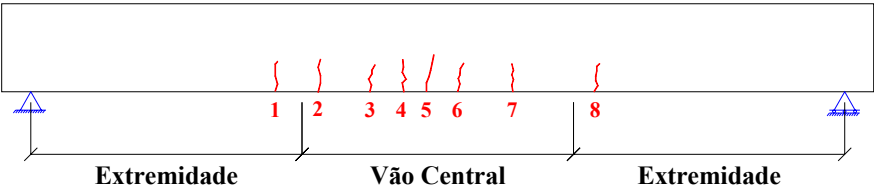
Lado 1 			
Fissura 1	w_k (mm) 1,1 = 0,05 1,2 = 0,04 1,3 = 0,03 1,4 = 0,03 1,5 = 0,02	Fissura 2	w_k (mm) 2,1 = 0,06 2,2 = 0,06 2,3 = 0,05 2,4 = 0,03 2,5 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 10,7		Seção BB x (mm) 11,0
Fissura 3	w_k (mm) 3,1 = 0,04 3,2 = 0,03 3,3 = 0,03 3,4 = 0,02 3,5 = 0,02	Fissura 4	w_k (mm) 4,1 = 0,05 4,2 = 0,04 4,3 = 0,03 4,4 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) > 7,0		Seção BB x (mm) > 7,6

Tabela 6.20 – Posicionamento das fissuras no modelo 1, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

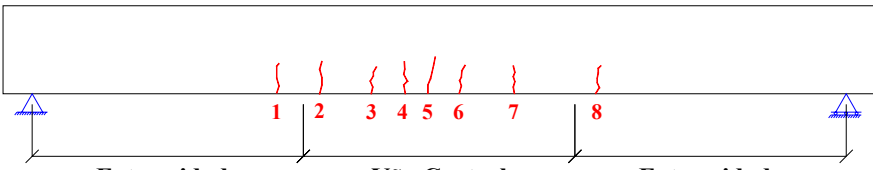
Lado 1  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura 5	w_k (mm) 5,1 = 0,05 5,2 = 0,04 5,3 = 0,04 5,4 = 0,03 5,5 = 0,02	Fissura 6	w_k (mm) 6,1 = 0,03 6,2 = 0,02 6,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 10,4		Seção BB x (mm) 8,8
Fissura 7	w_k (mm) 7,1 = 0,02 7,2 = 0,02	Fissura 8	w_k (mm) 8,1 = 0,03 8,2 = 0,03 8,3 = 0,04 8,4 = 0,03 8,5 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 9,6		Seção BB x (mm) > 10,0

Tabela 6.20 – Posicionamento das fissuras no modelo 1, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

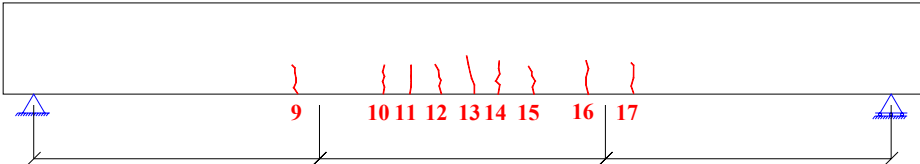
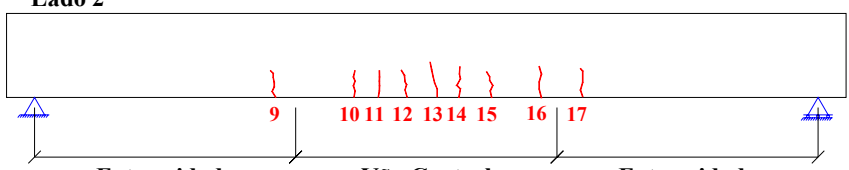
Lado 2			
			
Extremidade		Vão Central	
Fissura 9		Fissura 10	
w_k (mm)		w_k (mm)	
9,1 = 0,05		10,1 = 0,05	
9,2 = 0,04		10,2 = 0,05	
9,3 = 0,04		10,3 = 0,05	
9,4 = 0,02		10,4 = 0,03	
		10,5 = 0,02	
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 11,6		Seção BB x (mm) 7,6
Fissura 11		Fissura 12	
w_k (mm)		w_k (mm)	
11,1 = 0,02		12,1 = 0,03	
11,2 = 0,01		12,2 = 0,02	
		12,3 = 0,02	
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 10,9		Seção BB x (mm) 8,8

Tabela 6.20 – Posicionamento das fissuras no modelo 1, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Conclusão.**

Lado 2 			
Fissura 13	w_k (mm) 13,1 = 0,05 13,2 = 0,06 13,3 = 0,03 13,4 = 0,02 13,5 = 0,02	Fissura 14	w_k (mm) 14,1 = 0,04 14,2 = 0,03 14,3 = 0,03 14,4 = 0,02 14,5 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 10,2		Seção BB x (mm) 11,2
Fissura 15	w_k (mm) 15,1 = 0,04 15,2 = 0,04 15,3 = 0,03 15,4 = 0,03 15,5 = 0,02	Fissura 16	w_k (mm) 16,1 = 0,05 16,2 = 0,04 16,3 = 0,03 16,4 = 0,03 16,5 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) ---		Seção BB x (mm) > 10,0
Fissura 17			
w_k (mm) 17,1 = 0,04 17,2 = 0,03 17,3 = 0,03 17,4 = 0,02 17,5 = 0,02			Seção BB x (mm) 9,2

6.4.6. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras do modelo 2

No modelo 2 foi observado o mesmo comportamento do modelo 1. O posicionamento das fissuras, as aberturas de fissuras, o concreto que foi extraído da viga na região fissurada, a carbonatação determinada na seção BB ao longo da fissura são apresentados na tabela 6.21.

Tabela 6.21 – Posicionamento das fissuras no modelo 2, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continua.**

Lado 1			
			
Extremidade		Vão Central	Extremidade
Fissura 1	w_k (mm)	Fissura 2	w_k (mm)
	1,1 = 0,07		2,1 = 0,05
	1,2 = 0,04		2,2 = 0,04
	1,3 = 0,02		2,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 9,2		Seção BB x (mm) > 6,2

Tabela 6.21 – Posicionamento das fissuras no modelo 2, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

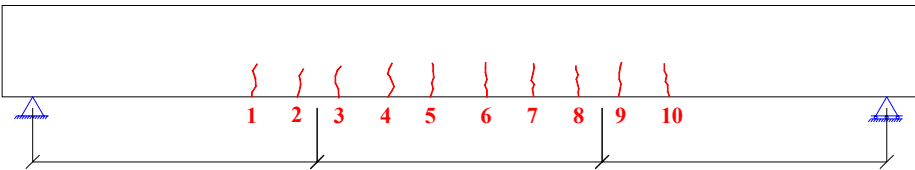
Lado 1			
			
Extremidade	Vão Central	Extremidade	
Fissura 3	w_k (mm)	Fissura 4	w_k (mm)
	3,1 = 0,05		4,1 = 0,05
	3,2 = 0,05		4,2 = 0,05
	3,3 = 0,04		4,3 = 0,02
	3,4 = 0,04		
	3,5 = 0,02		
	Carbonatado na posição da armadura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 10,5 6,9		Seção BB x (mm) 7,8
Fissura 5	w_k (mm)	Fissura 6	w_k (mm)
	5,1 = 0,07		6,1 = 0,05
	5,2 = 0,04		6,2 = 0,03
	5,3 = 0,05		6,3 = 0,02
	5,4 = 0,03		
	5,5 = 0,03		
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 7,5		Seção BB x (mm) > 10,2

Tabela 6.21 – Posicionamento das fissuras no modelo 2, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

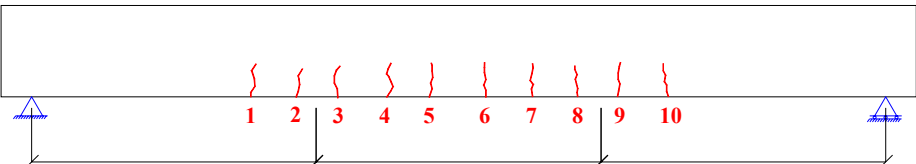
Lado 1			
			
Extremidade	Vão Central	Extremidade	
Fissura 7	w_k (mm)	Fissura 8	w_k (mm)
	7,1 = 0,10		8,1 = 0,06
	7,2 = 0,08		8,2 = 0,05
	7,3 = 0,05		8,3 = 0,04
	7,4 = 0,04		8,4 = 0,04
	7,5 = 0,03		8,5 = 0,03
			8,6 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm)		Seção BB x (mm)
	9,2		---
	8,1		
	7,6		
Fissura 9	w_k (mm)	Fissura 10	w_k (mm)
	9,1 = 0,04		10,1 = 0,06
	9,2 = 0,03		10,2 = 0,03
	9,3 = 0,03		10,3 = 0,03
			10,4 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm)		Seção BB x (mm)
	---		> 6,3

Tabela 6.21 – Posicionamento das fissuras no modelo 2, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

Lado 2			
Fissura 11	w_k (mm)	Fissura 12	w_k (mm)
	11,1 = 0,06		12,1 = 0,08
	11,2 = 0,05		12,2 = 0,06
	11,3 = 0,03		12,3 = 0,06
	11,4 = 0,05		12,4 = 0,05
	11,5 = 0,05		12,5 = 0,04
	11,6 = 0,02		12,6 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura	Sem documento fotográfico	---
	Seção BB x (mm) 9,1		Seção BB x (mm) > 8,6
Fissura 13	w_k (mm)	Fissura 14	w_k (mm)
	13,1 = 0,05		14,1 = 0,08
	13,2 = 0,05		14,2 = 0,07
	13,3 = 0,04		14,3 = 0,06
	13,4 = 0,03		14,4 = 0,04
	13,5 = 0,02		14,5 = 0,03
			14,6 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) > 5,1		Seção BB x (mm) 7,7

Tabela 6.21 – Posicionamento das fissuras no modelo 2, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

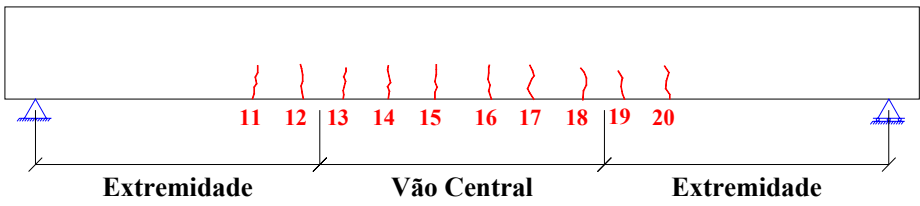
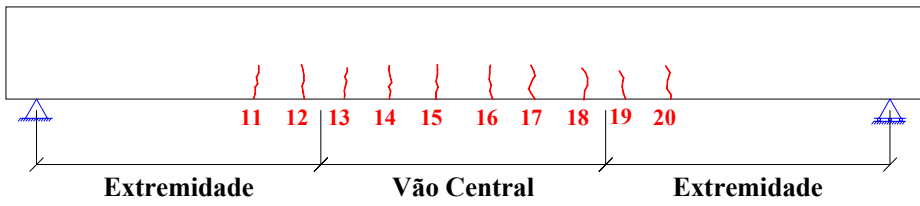
Lado 2			
			
Fissura 15	w_k (mm) 15,1 = 0,03 15,2 = 0,02 15,3 = 0,02 15,4 = 0,02	Fissura 16	w_k (mm) 16,1 = 0,06 16,2 = 0,05 16,3 = 0,04 16,4 = 0,03 16,5 = 0,04
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) > 7,9	Sem documento fotográfico	Seção BB x (mm) > 9,2
Fissura 17	w_k (mm) 17,1 = 0,04 17,2 = 0,03 17,3 = 0,02 17,4 = 0,02	Fissura 18	w_k (mm) 18,1 = 0,05 18,2 = 0,04 18,3 = 0,02 18,4 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
Sem documento fotográfico	Seção BB x (mm) > 10,4	Sem documento fotográfico	Seção BB x (mm) > 9,0

Tabela 6.21 – Posicionamento das fissuras no modelo 2, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Conclusão.**

Lado 2			
			
Fissura 19	w_k (mm)	Fissura 20	w_k (mm)
	19,1 = 0,05		20,1 = 0,06
	19,2 = 0,03		20,2 = 0,06
	19,3 = 0,02		20,3 = 0,04
	19,4 = 0,02		20,4 = 0,03
			20,5 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) > 10,0		Seção BB x (mm) > 10,8

6.4.7. Determinação da frente de carbonatação nas fissuras do modelo 3

Na tabela 6.22 apresenta-se o posicionamento das fissuras ao longo do modelo 3, as aberturas das fissuras, o concreto que foi extraído na posição da fissura e a carbonatação observada na seção BB. O modelo 3 apresentou o mesmo comportamento dos modelos 1 e 2, mas a intensidade da carbonatação foi inferior. Este comportamento também foi verificado na viga 3 em escala natural e está associado à adição da SCA.

Tabela 6.22 – Posicionamento das fissuras no modelo 3, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continua.**

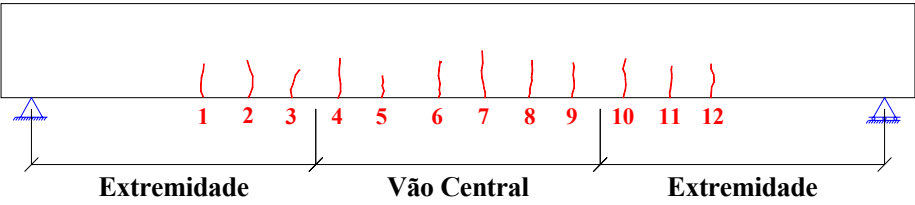
Lado 1			
			
Fissura 1	w_k (mm)	Fissura 2	w_k (mm)
	1,1 = 0,03		2,1 = 0,03
	1,2 = 0,03		2,2 = 0,02
	1,3 = 0,02		2,3 = 0,02
	1,4 = 0,02		
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura
	Seção BB x (mm) > 7,2		Seção BB x (mm) > 8,0
Fissura 3	w_k (mm)	Fissura 4	w_k (mm)
	3,1 = 0,02		4,1 = 0,04
	3,2 = 0,02		4,2 = 0,03
			4,3 = 0,03
			4,4 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 7,0 3,9 2,6		Seção BB x (mm) 7,3

Tabela 6.22 – Posicionamento das fissuras no modelo 3, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

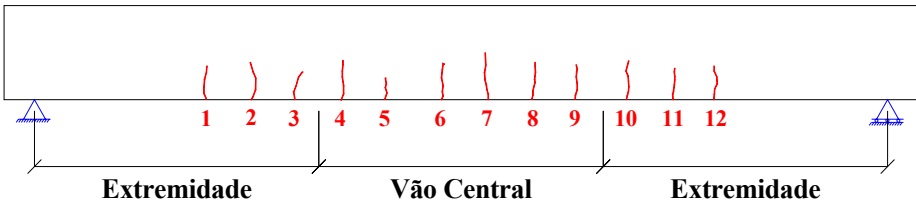
Lado 1  Extremidade Vão Central Extremidade			
Fissura 5	w_k (mm) 5,1 = 0,04 5,2 = 0,02	Fissura 6	w_k (mm) 6,1 = 0,03 6,2 = 0,02 6,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura
	Seção BB x (mm) 9,3		Seção BB x (mm) 6,8 6,3
Fissura 7	w_k (mm) 7,1 = 0,04 7,2 = 0,03 7,3 = 0,02	Fissura 8	w_k (mm) 8,1 = 0,04 8,2 = 0,03 8,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 7,2		Seção BB x (mm) > 8,5

Tabela 6.22 – Posicionamento das fissuras no modelo 3, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

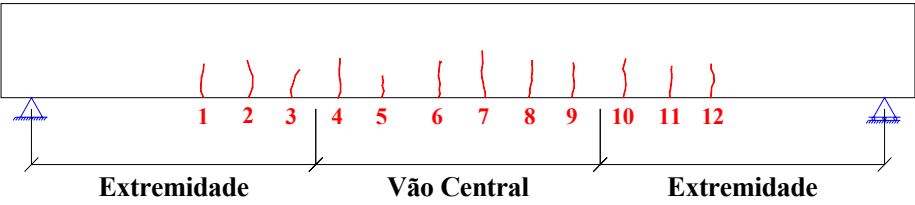
Lado 1			
			
Extremidade		Vão Central	
Extremidade		Vão Central	
Fissura 9	w_k (mm)	Fissura 10	w_k (mm)
	9,1 = 0,03		10,1 = 0,04
	9,2 = 0,02		10,2 = 0,03
	9,3 = 0,02		10,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 7,2		Seção BB x (mm) > 7,9
Fissura 11	w_k (mm)	Fissura 12	w_k (mm)
	11,1 = 0,03		12,1 = 0,03
	11,2 = 0,03		12,2 = 0,02
	11,3 = 0,02		12,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 4,4 3,1 1,5		Seção BB x (mm) 8,0

Tabela 6.22 – Posicionamento das fissuras no modelo 3, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Continuação.**

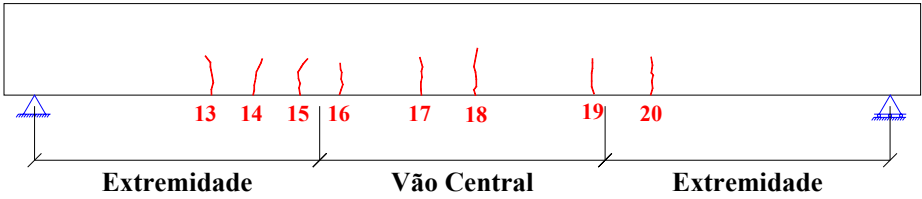
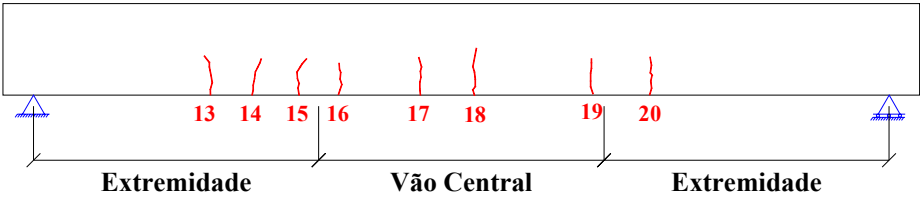
Lado 2			
			
Fissura 13	w_k (mm) 13,1 = 0,04 13,2 = 0,03 13,3 = 0,02 13,4 = 0,02	Fissura 14	w_k (mm) 14,1 = 0,04 14,2 = 0,04 14,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) > 9,5		Seção BB x (mm) 10,3
Fissura 15	w_k (mm) 15,1 = 0,05 15,2 = 0,03 15,3 = 0,02	Fissura 16	w_k (mm) 16,1 = 0,06 16,2 = 0,05 16,3 = 0,02 16,4 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 10,6		Seção BB x (mm) > 8,1

Tabela 6.22 – Posicionamento das fissuras no modelo 3, abertura das fissuras, concreto extraído na posição da fissura, carbonatação na seção BB. **Conclusão.**

Lado 2 			
Fissura 17	w_k (mm) 17,1 = 0,03 17,2 = 0,02 17,3 = 0,02	Fissura 18	w_k (mm) 18,1 = 0,04 18,2 = 0,03 18,3 = 0,02 18,4 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 8,4 7,5 4,8		Seção BB x (mm) 9,4
Fissura 19	w_k (mm) 19,1 = 0,03 19,2 = 0,02 19,3 = 0,02	Fissura 20	w_k (mm) 20,1 = 0,04 20,2 = 0,02 20,3 = 0,02
	Carbonatado na posição da armadura e da fissura		Carbonatado na posição da armadura e da fissura
	Seção BB x (mm) 10,3		Seção BB x (mm) 7,4

6.4.8. Análise dos resultados da carbonatação em fissuras dos modelos 1, 2 e 3

Na tabela 6.23 e na figura 6.51 são apresentados os valores médios das profundidades de carbonatação das fissuras, as quais foram determinadas na seção BB dos modelos 1, 2 e 3.

Observando os valores percentuais da tabela 6.23 pode-se afirmar que a profundidade de carbonatação determinada na seção BB do modelo 1 extrapolado foi 44% inferior do valor

da viga 1, o modelo 2 extrapolado foi 34% menor que a viga 2 e o modelo 3 foi 21% menor que a viga 3. Uma excelente confiabilidade para os modelos físicos reduzidos é atingida para uma variação de até 10% entre os resultados e uma adequada confiabilidade é atingida para variação de 30%. Portanto a extrapolação dos resultados de carbonatação na fissura (seção BB) não é satisfatória para modelos.

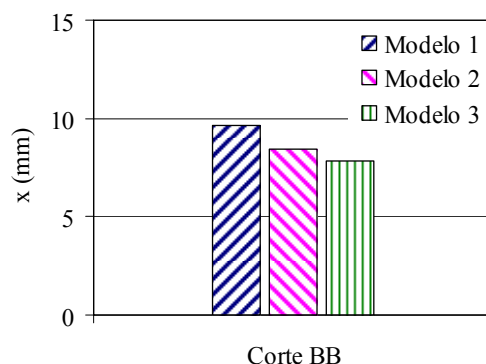


Figura 6.51 – Profundidade da frente de carbonatação medida na seção BB dos modelos 1, 2 e 3.

Tabela 6.23 – Valores médios da profundidade de carbonatação determinados na seção BB das vigas em escala natural, dos modelos, valores extrapolados dos modelos para as vigas em escala natural e variação percentual dos resultados.

	Seção BB	
	x (mm)	%
Modelo 1	9,7	
Modelo 1 extrapolado	13,5	
Viga 1	24,2	56%
Modelo 2	8,4	
Modelo 2 extrapolado	16,3	
Viga 2	24,8	66%
Modelo 3	7,8	
Modelo 3 extrapolado	16,9	
Viga 3	21,4	79%

A determinação da profundidade de carbonatação na fissura não é satisfatória quando se utiliza modelos físicos reduzidos com escala 1:5,0. A limitação dos modelos físicos reduzidos na posição da fissura está associada à abertura das fissuras e porque a carbonatação do modelo foi superior ao cobrimento. Conforme será apresentado no item a seguir, quanto menor a abertura de fissuras menor será a profundidade da frente de carbonatação o que justifica os menores valores observados nos modelos (seção BB). A impossibilidade de analisar a frente de carbonatação ortogonal à fissura está associada à carbonatação ser maior que o cobrimento. Portanto torna-se necessário implementar pesquisas para verificar a viabilidade de um novo coeficiente de correlação específico para a fissura, considerando o

valor de sua abertura, a variação da seção transversal e a mudança dos materiais (concreto x argamassa). Vale ressaltar que os demais estudos com modelos físicos reduzidos foram satisfatórios, sendo este limitado apenas na posição da fissura.

6.4.9. Análise estatística da abertura das fissuras e ajuste de equações que representa a tendência da carbonatação na fissura

Na tabela 6.24 são apresentadas as médias e o desvio padrão das aberturas de fissuras. Comparando as vigas 2 e 3 em relação à viga 1 observa-se uma redução das aberturas de fissura altamente significativa. Para a viga 2 em relação a viga 1 $p = 4,09.10^{-5}$ e para a viga 3 em relação a viga 1 $p = 9,43.10^{-8}$. O mesmo comportamento foi observado nos modelos físicos reduzidos. A redução de abertura das fissuras dos modelos 2 e 3 em relação ao modelo 1 foram significativas $p = 0,00125$ e $p = 0,01869$ respectivamente.

As reduções significativas nas aberturas das fissuras das vigas 2 e 3 em escala natural e reduzida estão relacionadas à adição da sílica ativa. Com a utilização da sílica ativa tem-se a reação pozolânica que transforma o CH em C-S-H. Esta mudança da microestrutura proporciona uma melhoria na pasta de cimento, o que dificulta a propagação da fissura. Conforme a análise microestrutural que será apresentada “a posteriori” a tendência da fissura é surgir na região constituída por hidróxido de cálcio, portanto com adição da sílica ativa tem-se uma redução na quantidade de CH e consequentemente a redução na abertura de fissuras.

Comparando as vigas constituídas com a sílica extraída da casca de arroz e com a sílica de Fe-Si ou silício metálico observa-se que as vigas com a SCA além de apresentarem menores valores de profundidade de carbonatação também apresentaram menores aberturas de fissuras. Esta eficiência está associada ao menor tamanho do grão da SCA, o que proporciona uma melhor reação pozolânica da mistura.

Tabela 6.24 – Estatística descritiva das aberturas de fissuras de acordo com os posicionamentos na extremidade ou no vão central da viga em escala natural ou reduzida.

	Extremidade		Vão Central	
	w_k	Média	w_k	Média
Viga 1		0,08		0,10
Viga 2		0,07		0,07
Viga 3		0,06		0,07
Modelo 1		0,04		0,03
Modelo 2		0,04		0,04
Modelo 3		0,03		0,03

As vigas em escala natural apresentaram um acréscimo significativo nas aberturas de fissuras presentes no vão central em relação às extremidades, $p = 0,000199$. O mesmo comportamento não foi observado nas vigas em escala reduzida $p = 0,80320$. Este

comportamento pode ser explicado pela tendência que os modelos físicos reduzidos têm de apresentar menor quantidade de fissuras e com maiores aberturas.

No gráfico da figura 6.52 são apresentados os valores da profundidade de carbonatação determinados ao longo de todo o comprimento das fissuras referentes às vigas 1, 2 e 3, sendo estas leituras realizadas a 3,0 cm da face. A análise estatística da profundidade de carbonatação nas fissuras demonstrou que a carbonatação aumenta com o aumento da abertura das fissuras. Os maiores valores de profundidade de carbonatação estão associados à viga 1, uma vez que foi a que apresentou maiores aberturas de fissuras. A correlação entre profundidade de carbonatação e abertura de fissura foi significativa com $p < 0,0005$.

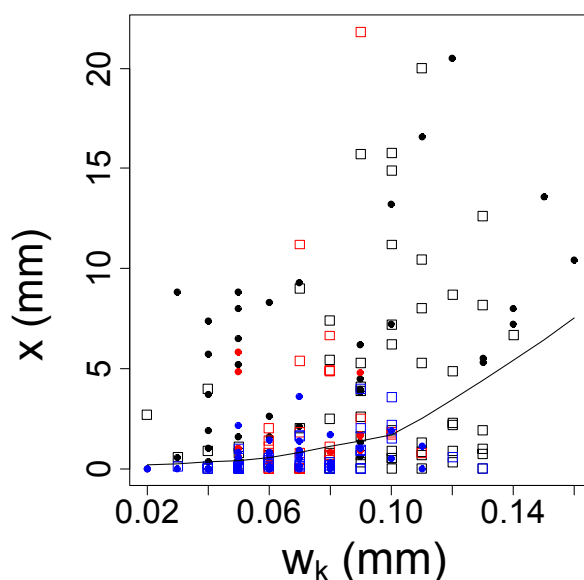


Figura 6.52 – Profundidade da frente de carbonatação versus abertura de fissura de acordo com o tipo de viga (viga 1-preto, viga 2-vermelho, viga 3-azul) e sua posição ao longo do comprimento (• - extremidade; □ - vão central).

Na tentativa de correlacionar abertura de fissuras e o quanto a carbonatação pode penetrar ao interior da viga, foi realizado um ajuste com os valores de profundidade de carbonatação determinados na seção BB das fissuras, figura 6.53.

As análises do ajuste das equações e a relação entre profundidade de carbonatação e abertura de fissuras foram realizadas por meio do valor de R^2 e p , respectivamente. Quando R^2 for próximo de 1 indica que o ajuste da equação foi bom e quando p for menor que 0,05 é significativa a relação entre profundidade de carbonatação e abertura de fissura. Ou seja, a profundidade da frente de carbonatação depende da abertura de fissuras. No ajuste da viga 1 foi obtido $R^2 = 0,289$ e $p = 0,0175$, da viga 2 $R^2 = 0,058$ e $p = 0,19939$, da viga 3 $R^2 = 0,268$ e $p = 0,00286$. Portanto, os ajustes das equações não foram satisfatórios, mas verificou-se a relação entre carbonatação x abertura de fissuras.

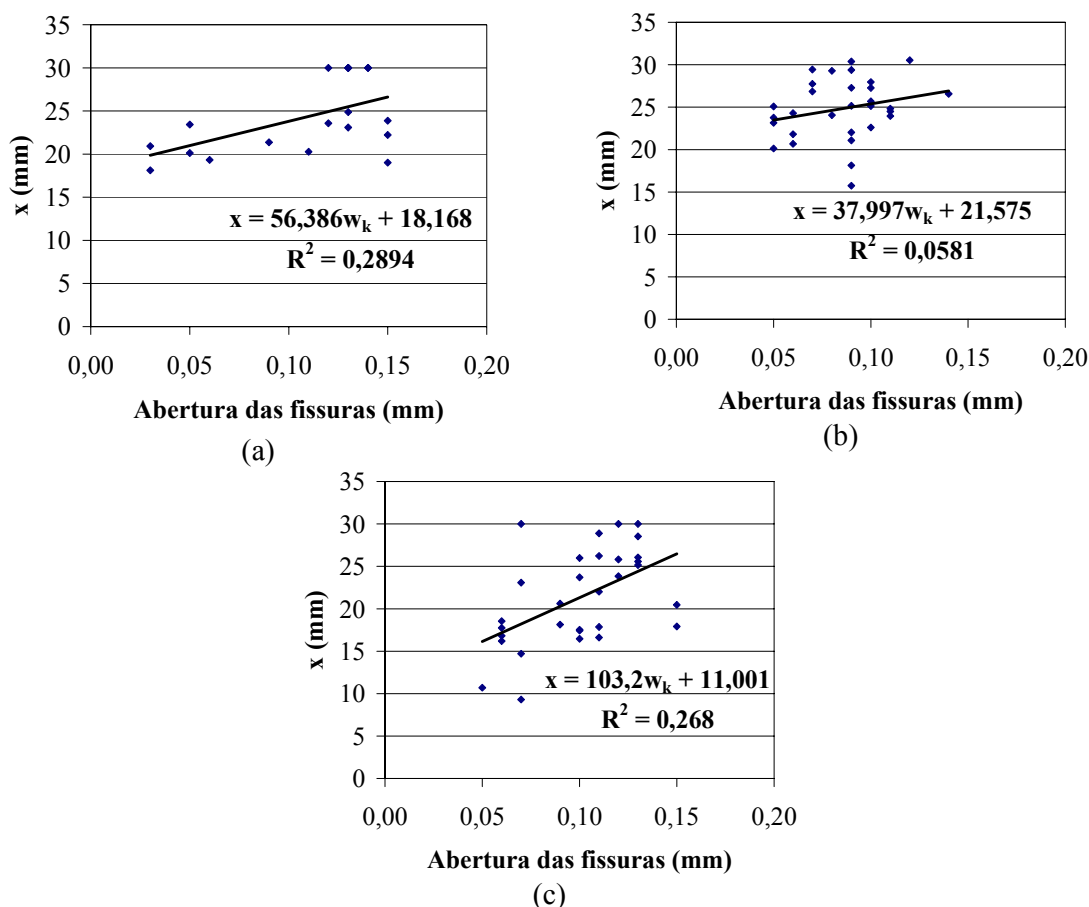


Figura 6.53 – Ajuste de equações para quantificar a profundidade de carbonatação versus abertura de fissura (a) viga 1, (b) viga 2 e (c) viga 3.

Analisando a figura 6.53 observa-se que para a região não fissurada ($w_k = 0$) as equações predizem valores próximos aos obtidos em corpos-de-prova carbonatados, tabela 6.25. Conforme os ajustes realizados a tendência da difusão da frente de carbonatação na fissura pode ser representada por uma equação linear, Equação 6.1.

Tabela 6.25 – Profundidades das frentes de carbonatação determinadas em corpos-de-prova e calculadas pelas equações ajustadas, quando a abertura da fissura vale zero.

Vigas	x (mm) Corpos-de-prova	Valores das equações quando $w_k = 0$	Relação (%)
1	18,7	18,168	97,0
2	21,9	21,575	98,5
3	13,8	11,001	80,0

$$x = D \cdot w_k + x_{cp} \quad (6.1)$$

Sendo:

x = profundidade de carbonatação na fissura (mm);

D = parâmetro que depende do coeficiente de difusão do CO_2 na fissura;

w_k = abertura da fissura (mm);

x_{cp} = profundidade de carbonatação determinada em corpos-de-prova (mm).

Conforme observado nos gráficos da figura 6.53, quanto maior o valor da profundidade de carbonatação determinado em corpos-de-prova menor o valor do parâmetro D. Uma possível explicação para este comportamento seria que concretos com maiores coeficientes de difusão facilitam a penetração da frente de carbonatação para seu interior e consequentemente diminuem sua intensidade ao longo do comprimento da fissura. No caso de concretos com menores coeficientes de difusão o ataque às superfícies da fissura tende a diminuir e como o dióxido de carbono não foi consumido, este tende a difundir para a região mais interna da fissura. Tendência esta também verificada por Richardson (1988).

6.5. VERIFICAÇÃO DA CORROSÃO NAS BARRAS DE AÇO DA ARMADURA

Na figura 6.54 ilustra-se a extração de um corpo-de-prova da região da viga que se localizava acima das barras de aço e na posição da fissura. Este corpo-de-prova foi ensaiado a tração objetivando separá-lo ao meio. Foi aspergida uma solução indicadora de pH e na posição da fissura observa-se uma coloração mais clara da solução, indicando o início da carbonatação na fissura. A outra metade do corpo-de-prova na qual não foi realizada a aspersão da solução observa-se que na região mais clara situa-se a fissura carbonatada. Este corpo-de-prova foi extraído acima das barras longitudinais da viga, portanto a carbonatação é mais intensa na região das barras conforme observado nas tabelas 6.17, 6.18 e 6.19.

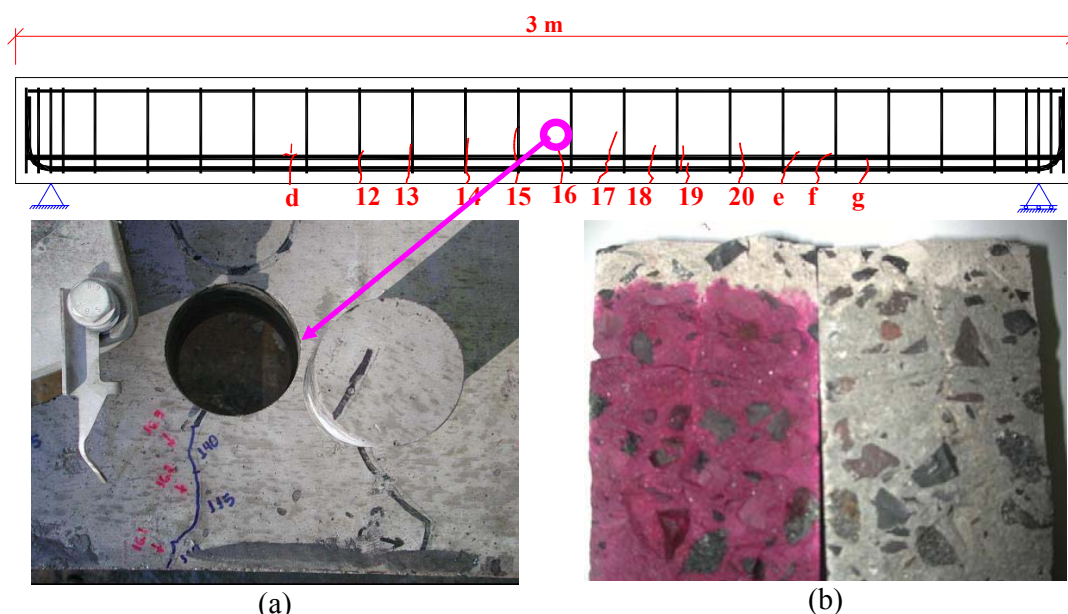


Figura 6.54 – (a) Localização do corpo-de-prova extraído da viga, (b) Corpo-de-prova fissurado no qual se observam as diferenças entre a frente de carbonatação a partir da superfície superior e ao longo da fissura.

Comparando a difusão da frente de carbonatação nas regiões com e sem fissuras das vigas observa-se que a determinação da carbonatação em corpos-de-prova moldados é representativa apenas para regiões sem fissuras. A presença de fissura facilita a difusão do CO_2 , ultrapassando o cobrimento e atingindo a armadura com facilidade.

Vale ressaltar que a carbonatação não está inexoravelmente ligada à corrosão da armadura. A carbonatação reduz o valor do pH, deixa a armadura despassivada e pode dar início ao processo de corrosão se houver umidade.

As vigas carbonatadas foram submetidas a ciclos de molhagem e secagem durante um ano, foram determinadas as profundidades de carbonatação nos pontos de leituras das aberturas das fissuras e verificou-se a presença de pontos de corrosão na barra de aço inferior. A corrosão observada na barra de aço superior foi desprezada porque foi extraído corpos-de-prova na região, figuras 6.55 e 6.56.

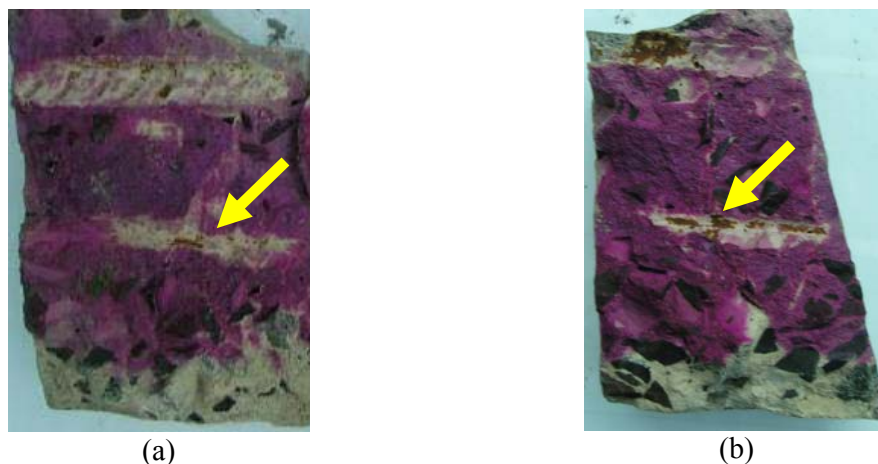


Figura 6.55 – Concreto manchado com pontos de corrosão da barra de aço inferior (a) abertura de fissura $w = 0,13$ mm, (b) abertura de fissura $w = 0,13$ mm.

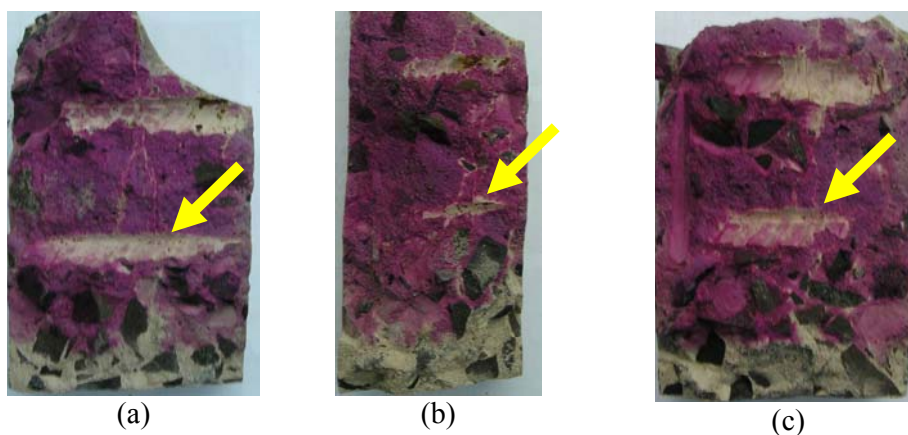


Figura 6.56 – Concreto manchado com pontos de corrosão da barra de aço inferior (a) abertura de fissura $w = 0,14$ mm, (b) abertura de fissura $w = 0,11$ mm e (c) abertura de fissura $w = 0,14$ mm.

A presença de fissura juntamente com a carbonatação e a umidade proporcionam condições ideais para desencadear a corrosão. Apenas um ano de umidade foi suficiente para iniciar a corrosão da armadura.

6.6. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE DIÓXIDO DE CARBONO NA PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Em virtude da necessidade de realizar ensaios de carbonatação num período de tempo relativamente curto, os pesquisadores sobre o assunto optam por ensaios realizados com um teor de CO_2 mais elevado do que o encontrado no meio ambiente.

Tendo em vista que este assunto é uma preocupação corrente no meio técnico, neste trabalho foram realizadas medidas de carbonatação em corpos-de-prova submetidos à concentração de 50% e 1% de dióxido de carbono com 28 dias de exposição. Objetivando comparar estes resultados com o que acontece nos elementos estruturais expostos ao meio ambiente foram determinadas medidas de profundidade de carbonatação em corpos-de-prova submetidos ao meio ambiente durante um ano, tabela 6.26 e figura 6.57.

Tabela 6.26 – Valores de profundidade da frente de carbonatação e do coeficiente de carbonatação determinados em corpos-de-prova referentes aos concretos que foram utilizados nas vigas 1, 2 e 3 e submetidos a diferentes concentrações de CO_2 .

Período de exposição (dias)	Concentração	Viga 1 (REF)		Viga 2 (10% SFS)		Viga 3 (10% SCA)	
		x (mm)	k (mm/dia. ^{1/2})	x (mm)	k (mm/dia. ^{1/2})	x (mm)	k (mm/dia. ^{1/2})
28	50%	18,7	3,540	18,0	3,402	13,8	2,599
28	1%	7,9	1,499	6,6	1,247	5,9	1,107
365	Meio ambiente	2,1	0,109	1,8	0,095	1,6	0,083

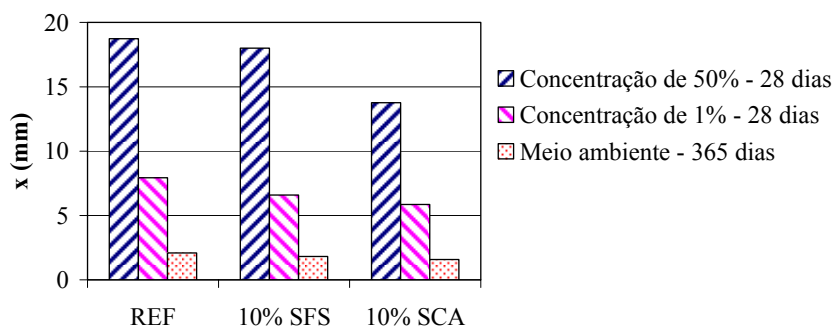


Figura 6.57 – Profundidade de carbonatação determinada em corpos-de-prova referentes aos concretos da viga 1 (referência), viga 2 (10% SFS) e viga 3 (10% SCA) submetidos a diferentes concentrações de CO_2 .

Observa-se na figura 6.57 que quanto maior a concentração de dióxido de carbono maior será a profundidade de carbonatação. Não foi constatada uma diferença significativa entre os concretos de referência e os que foram adicionados 10% de SFS, esta tendência pode

ser justificada pelo fato de ter colocado a sílica em substituição ao cimento Portland e não em adição. A sílica extraída da casca de arroz também foi colocada em substituição, portanto esta apresenta uma melhor eficiência frente à carbonatação.

Foram realizados ensaios para três condições diferentes, sendo: meio ambiente, 1% e 50% de concentração de dióxido de carbono. Para cada tipo de exposição foi obtido a profundidade de carbonatação e o tempo de exposição. Utilizando a equação 2.12 ($x = k \cdot \sqrt{t}$) foram determinados os coeficientes de carbonatação para cada meio, tabela 6.26. Empregando estes coeficientes foram realizadas extrapolações para determinar o tempo necessário para atingir a profundidade de carbonatação obtida pelo ensaio. No primeiro caso foi mantido o coeficiente de carbonatação obtido em corpos-de-prova de concreto submetidos ao meio ambiente e calculado o tempo necessário para atingir a carbonatação referente às outras condições. Para os demais casos seguiu o mesmo procedimento, foi mantido o coeficiente de carbonatação de uma determinada concentração e calculado o tempo necessário para atingir as demais profundidades de carbonatação.

Por exemplo: conhecendo o coeficiente de carbonatação dos corpos-de-prova que foram submetidos ao meio ambiente pode ser determinado o tempo necessário para atingir as profundidades de carbonatação obtidas com concentrações de 1% e 50%, tabela 6.27. Os concretos referentes às vigas 1, 2 e 3 que foram submetidos a uma concentração de 50% de dióxido de carbono demorariam aproximadamente 29200, 35697 e 27631 dias respectivamente se estivessem submetidas ao meio ambiente com 0,04% de concentração.

Tabela 6.27 – Determinação da idade necessária para o corpo-de-prova atingir a profundidade de carbonatação estabelecida. Os valores presentes nas linhas em negrito correspondem aos valores experimentais e os demais se referem às idades calculadas.

Concentração (%)	Viga 1 (REF)			Viga 2 (10% SFS)			Viga 3 (10% SCA)		
	Idade (dias)	x(mm)	obtenção	Idade (dias)	x(mm)	obtenção	Idade (dias)	x(mm)	obtenção
0,04*	365	2,1	experim.	365	1,8	experim.	365	1,6	experim.
0,04*	5110	7,9	calculado	4818	6,6	calculado	5037	5,9	calculado
0,04*	29200	18,7	calculado	35697	18,0	calculado	27631	13,8	calculado
1	2	2,1	calculado	2	1,8	calculado	2	1,6	calculado
1	28	7,9	experim.	28	6,6	experim.	28	5,9	experim.
1	156	18,7	calculado	208	18,0	calculado	154	13,8	calculado
50	0,35	2,1	calculado	0,29	1,8	calculado	0,37	1,6	calculado
50	5	7,9	calculado	4	6,6	calculado	5	5,9	calculado
50	28	18,7	experim.	28	18,0	experim.	28	13,8	experim.

* Meio ambiente

Observa-se com os valores da tabela 6.27 a variação do tempo necessária para carbonatar uma mesma profundidade quando submetida a diferentes concentrações.

Comparando os valores obtidos nos concretos referentes à viga 1, por exemplo. Para atingir uma profundidade de carbonatação de 18,7 mm seria necessária uma exposição de 29200 dias de exposição ao meio ambiente, 156 dias de exposição a um ambiente com 1% de concentração de CO₂ e 28 dias quando em concentração de 50% de dióxido de carbono.

Na figura 6.58 apresenta-se um gráfico com a tendência de comportamento do coeficiente de carbonatação para diferentes concentrações. Vale ressaltar que embora os ajustes das equações apresentadas na figura 6.58 tenham ficado bons ($R^2 \cong 1$) a quantidade de ponto foi pequena, portanto pode-se afirmar que esta é uma possível tendência do comportamento da carbonatação para variadas concentrações.

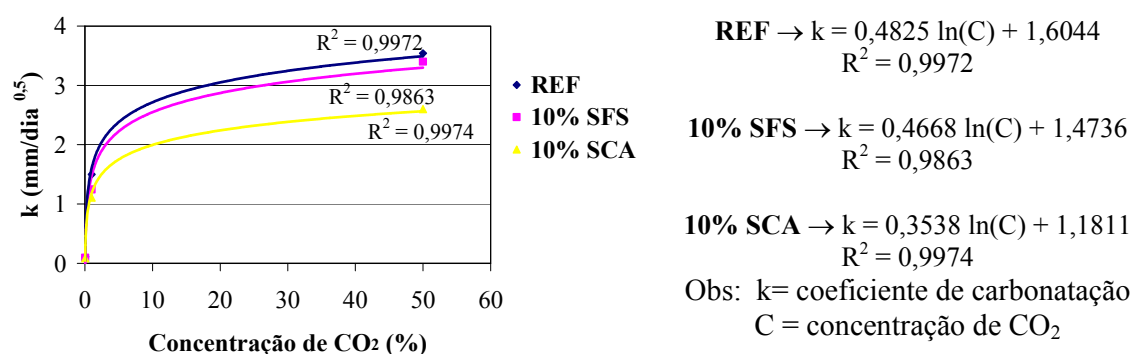


Figura 6.58 – Tendência de comportamento do coeficiente de carbonatação em função da concentração de dióxido de carbono.

A tendência do gráfico apresentado na figura 6.58 justifica o porquê de a maioria das pesquisas serem realizadas com uma concentração de dióxido de carbono entre 1% e 10%. Para concentrações superiores a 10% o aumento da carbonatação não é grande. Este comportamento pode ser justificado pelo fato do carbonato de cálcio precipitar nos poros, reduzindo a porosidade do concreto e com isso a frente de carbonatação tende a diminuir.

Conforme apresentado na tabela 6.27 as profundidades de carbonatação determinadas nas vigas 1, 2 e 3 com 28 dias de exposição a um meio com concentração de 50% de dióxido de carbono demorariam respectivamente 156, 208 e 154 dias para ocorrer a mesma carbonatação quando em uma ambiente com concentração de 1%. Vale ressaltar que esta é a concentração de dióxido de carbono das grandes cidades e regiões industriais. Portanto as vigas em estudo localizadas em grandes centros e com umidade relativa constante em torno de 65% demorariam aproximadamente 7 meses para apresentar esta carbonatação.

6.7. ANÁLISE MICROESTRUTURAL

6.7.1. Difratometria de raios-X (DRX)

Os ensaios de difratometria de raios-X foram realizados no Laboratório de Cristalografia do Instituto de Física de São Carlos (IFSC) da Universidade de São Paulo (USP). Foram ensaiadas amostras de pastas de cimento Portland submetidas à carbonatação durante 28 dias. As pastas analisadas possuíam as mesmas propriedades das pastas dos concretos utilizados na moldagem das vigas em escalas natural e reduzida. Na tabela 6.28 são apresentados os principais produtos identificados e a nomenclatura adotada na identificação do difratograma.

Também foram ensaiadas amostras de cimento Portland CP II E 32, SFS e SCA, sendo os difratogramas apresentados no anexo A.

Tabela 6.28 – Produtos identificados nos difratogramas e suas respectivas nomenclaturas.

Compostos	Nomenclaturas	Fórmula química
Portlandita	P	Ca(OH)_2
Calcita	C1	CaCO_3
Calcita	C2	$(\text{Ca, Mg})\text{CO}_3$
Quartzo	Q	SiO_2

Nos gráficos das figuras 6.59 a 6.61 são apresentados os difratogramas obtidos da análise das pastas de cimento hidratadas e carbonatadas. Estas foram curadas durante sete dias, pré-condicionadas 21 dias e submetidas à carbonatação, com 50% de concentração de CO_2 , durante 28 dias. Após esta idade as pastas estavam carbonatadas, conforme as regiões dos cobrimentos das vigas e modelos 1, 2 e 3.

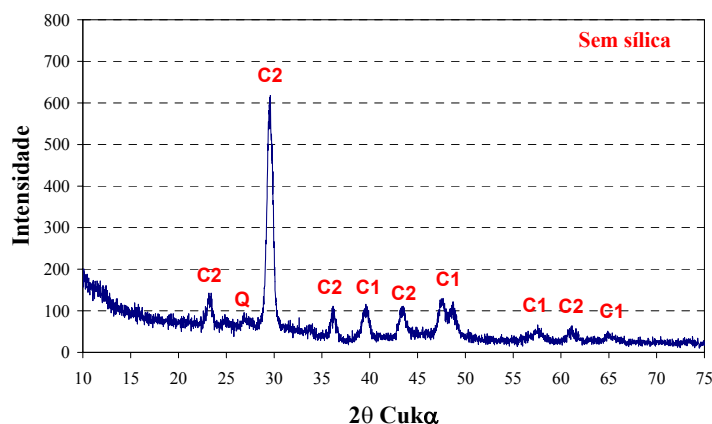


Figura 6.59 - Difratograma da pasta de cimento referente à viga e modelo 1 – Sem adição de sílica ativa.

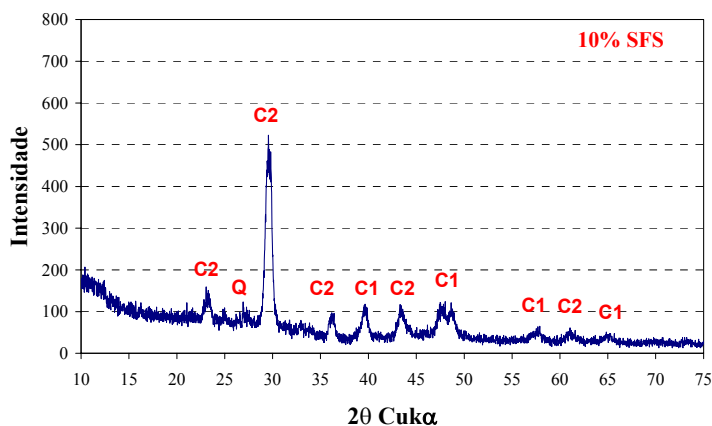


Figura 6.60 - Difratograma da pasta de cimento referente à viga e modelo 2 - Com 10% de sílica de ferro silício ou silício metálico.

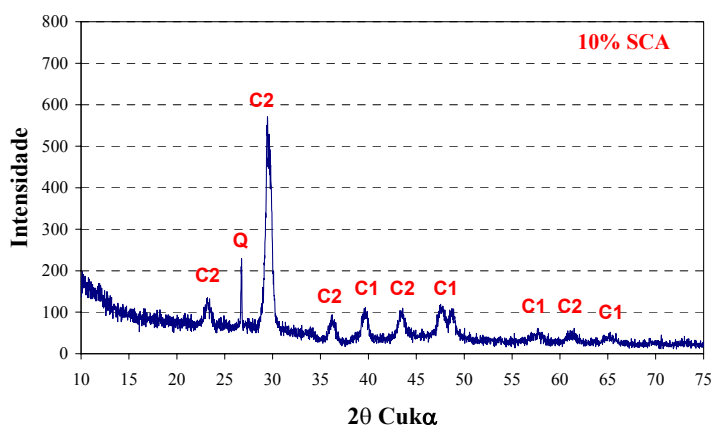


Figura 6.61 - Difratograma da pasta de cimento referente à viga e modelo 3 – Com 10% de adição da sílica da casca de arroz.

O silicato de cálcio hidratado e o hidróxido de cálcio são produtos de hidratação do cimento Portland. Os picos de hidróxido de cálcio ou portlandita (P) são identificados pelos ângulos 18,1°, 34,1°, 47,2° e 50,9°. A estrutura pouco cristalina do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) é dificilmente identificada no difratograma pelo halo amorfo entre os ângulos 28° e 34°.

Nos gráficos das figuras 6.59, 6.60 e 6.61 não foram observados o halo amorfo do C-S-H e os picos de portlandita, que são consumidos nas reações de carbonatação e formam o carbonato de cálcio. Esta tendência de comportamento também foi observada por Castro (2003).

Os picos da calcita são identificados pelos ângulos 23°, 29,4°, 36°, 39,4°, 43,1°, 47,4° e 48,5°. O pico mais intenso da calcita corresponde ao ângulo 29,4°. A intensidade deste pico foi menor nas pastas com adições de SFS e SCA. Esta tendência de comportamento não significa que a carbonatação é menor devido à presença de sílica, e sim que a quantidade de

portlandita é menor uma vez que a adição das sílicas foi realizada por substituição volumétrica. A quantidade de hidróxido de cálcio é relevante para a carbonatação uma vez que este é mais reativo com o ácido carbônico quando comparado ao C-S-H, portanto quanto maior a intensidade do pico de Portlandita maior a intensidade do pico de calcita.

6.7.2. Porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM)

Os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio foram realizados no Laboratório de Multiusuários do Grupo de Crescimento de Cristais e Materiais Cerâmicos do Instituto de Física de São Carlos (IFSC) da Universidade de São Paulo (USP).

A análise de PIM foi realizada em pastas de cimento Portland referentes aos concretos utilizados nas vigas e modelos 1, 2 e 3. Na pasta 1 não foi inserido adição mineral, na pasta 2 e 3 foi utilizado sílica de ferro silício ou silício metálico e sílica extraída da casca de arroz respectivamente. Estas pastas foram curadas durante 7 dias, pré-condicionadas 21 dias e carbonatadas por 28 dias.

Na tabela 6.29 são apresentados os valores da quantidade de mercúrio introduzido, a área total dos poros, o diâmetro médio do poro, a massa unitária, a massa específica e a porosidade total das pastas analisadas.

Tabela 6.29 – Resultados provenientes do ensaio de PIM das pastas de cimento hidratadas e carbonatadas.

Parâmetros	Pasta 1			Pasta 2			Pasta 3		
	Sem sílica			10% SFS			10% SCA		
	CO ₂	C.U.	M.A.	CO ₂	C.U.	M.A.	CO ₂	C.U.	M.A.
Mercúrio Introduzido “V” (ml/g)	0,033	0,071	0,060	0,015	0,034	0,044	0,017	0,033	0,043
Área total de poros “A” (m ² /g)	4,801	4,523	6,542	3,816	7,097	5,974	4,089	7,340	6,743
Diâmetro médio dos poros “4V/A” (μm)	0,028	0,020	0,037	0,016	0,019	0,029	0,017	0,018	0,025
Massa unitária (g/ml)	1,82	1,62	1,58	1,91	1,67	1,66	1,93	1,70	1,68
Massa específica (g/ml)	1,94	1,83	1,74	1,97	1,77	1,79	1,99	1,80	1,81
Porosidade total (%)	6,10	11,60	9,46	2,86	5,77	7,28	3,38	5,56	7,15

CO₂ – carbonatação; C.U. – cura úmida; M.A. – meio ambiente.

Conforme apresentado na tabela 6.29 o diâmetro médio dos poros das pastas 1, 2 e 3 estão variando entre 0,016 μm e 0,037 μm e segundo Mehta e Monteiro (1994) os vazios capilares posicionam no intervalo entre 0,01 μm e 1 μm. Portanto, os vazios capilares presentes nas pastas analisadas estão próximos ao limite inferior do intervalo.

Comparando as pastas submetidas ao meio ambiente, à cura úmida e à carbonatação observa-se que a tendência do comportamento é de reduzir a porosidade de acordo com esta seqüência de exposição. Este comportamento deve-se à eficiência da cura e à redução da fração volumétrica dos poros da pasta carbonatada.

Nos gráficos das figuras 6.62, 6.63 e 6.64 são apresentados os valores da distribuição dos volumes acumulados e do incremento de volume em função do diâmetro do poro para as pasta 1, 2 e 3 submetidas à cura úmida, à carbonatação e ao meio ambiente.

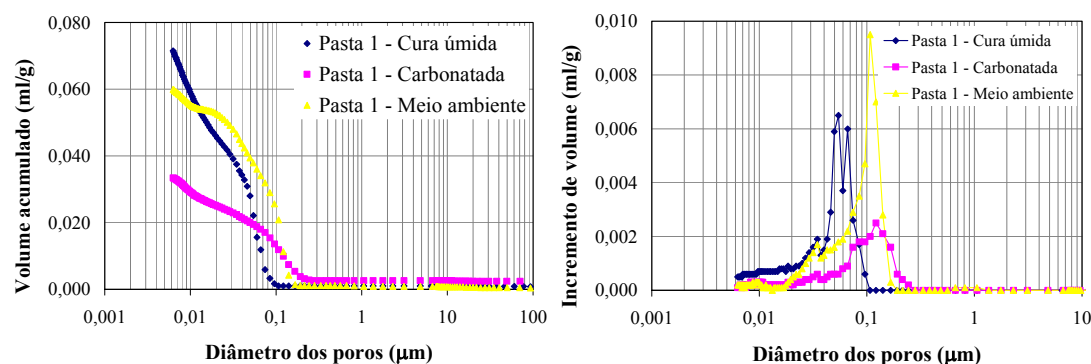


Figura 6.62 – Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1 referente à viga e modelo 1.

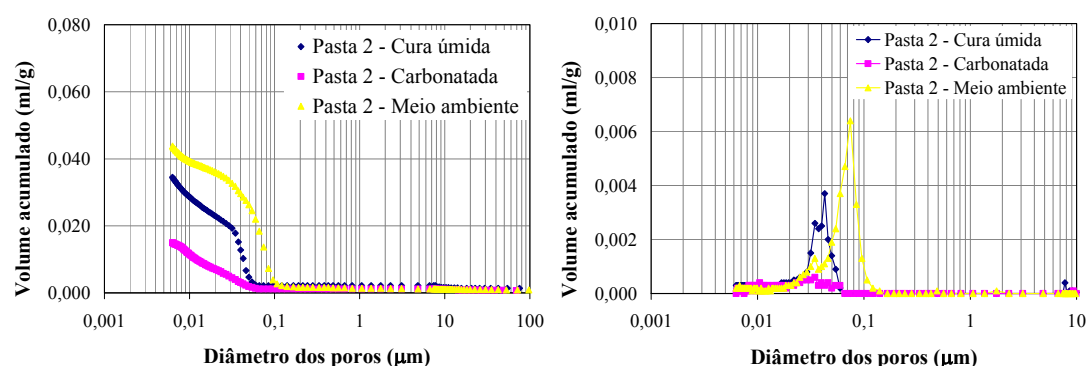


Figura 6.63 – Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 2 referente à viga e modelo 2.

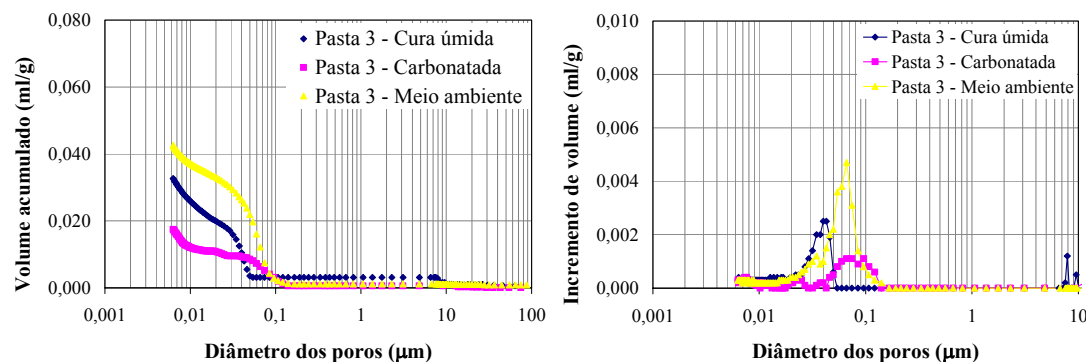


Figura 6.64 – Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 3 referente à viga e modelo 3.

Observando os gráficos das figuras 6.62 a 6.64, nos quais as pastas foram submetidas a condições de exposições diferentes, tem-se que a carbonatação em todas as pastas proporcionou uma redução na porosimetria de aproximadamente 55%. Esta redução deve-se à reação de carbonatação que transforma o hidróxido de cálcio e o silicato de cálcio hidratado em carbonato de cálcio, o qual contribui para o preenchimento dos poros conforme será apresentado nos ensaios de MEV. Esta diminuição na fração volumétrica dos poros é confirmada pela redução do incremento de volume nas pastas 1, 2 e 3 carbonatadas.

Comparando os resultados das pastas submetidas à cura úmida e ao meio ambiente, figuras 6.62 a 6.64, observa-se a eficiência da cura na redução da porosidade. O maior valor do incremento de volume para as pastas 1, 2 e 3 submetidas à cura úmida ocorreu para um diâmetro menor de poro, quando comparado com as pastas submetidas ao meio ambiente.

Os gráficos das figuras 6.65, 6.66 e 6.67 são semelhantes aos gráficos de 6.62 a 6.64, apenas manteve-se na execução do gráfico o tipo de exposição para as diferentes pastas.

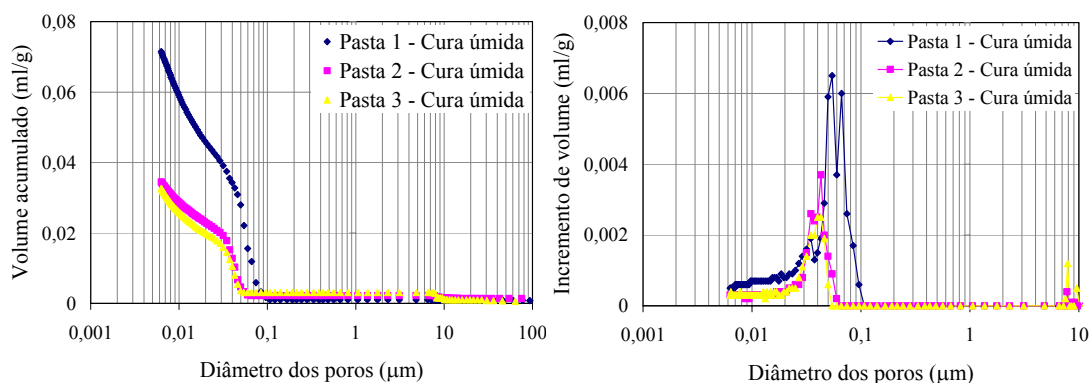


Figura 6.65 – Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1, 2 e 3 que foram submetidas à cura úmida.

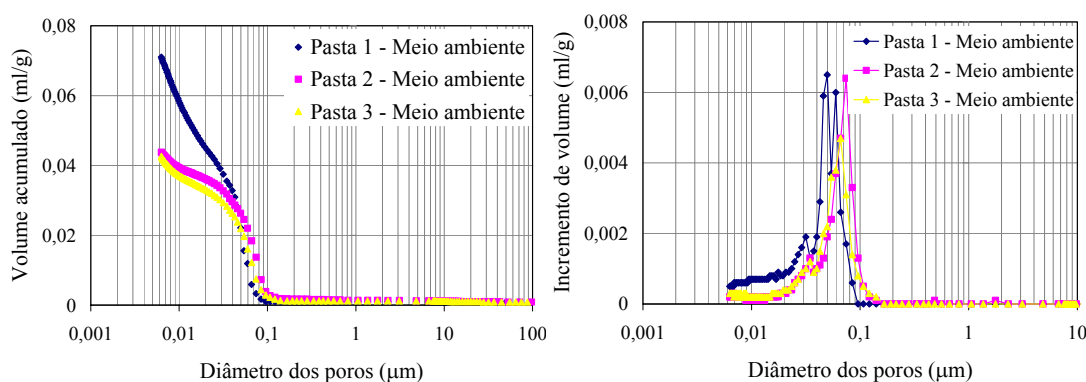


Figura 6.66 – Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1, 2 e 3 que foram submetidas ao meio ambiente.

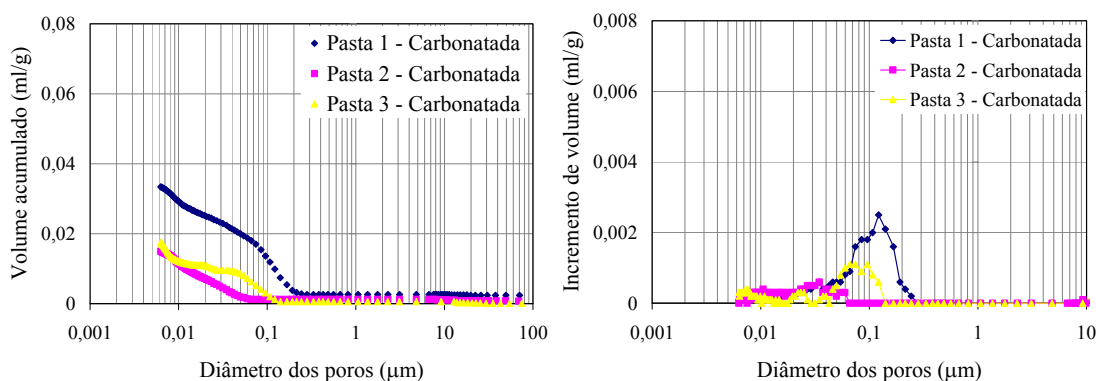


Figura 6.67 – Relação do volume acumulado e do incremento de volume com o diâmetro dos poros da pasta 1, 2 e 3 que foram submetidas à carbonatação.

Comparando os gráficos das figuras 6.65 a 6.67 observa-se que a porosidade das pastas com adição de SFS e SCA reduziu aproximadamente 50% quando comparado a pasta sem sílica ativa. Esta redução na porosidade deve-se à mudança da microestrutura da pasta proporcionada pela reação pozolânica e pela redução da relação água/cimento das pastas 2 e 3. Vale ressaltar que este comportamento se manteve para os diferentes tipos de exposições.

As pastas compostas com SFS e SCA apresentaram praticamente as mesmas porosidades. Sendo assim, o que justifica uma maior profundidade de carbonatação quando se utiliza a SFS pode ser atribuído à superfície específica das sílicas.

O incremento de volume para as pastas 2 e 3 submetidas à cura úmida foi praticamente semelhante. Este comportamento não se mantém quando as mesmas são submetidas à carbonatação, ocorrendo um deslocamento na distribuição do tamanho dos poros da pasta 2 para valores menores, figura 6.67. Este comportamento deve-se a maior intensidade de carbonatação da pasta com SFS.

A máxima pressão utilizada durante a realização do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foi de 28975 psi (1971,6 atm), portanto, conforme a equação (C.2) de Washburn utilizada para determinação o diâmetro dos poros tem-se que o diâmetro mínimo medido foi de 0,006 μm .

6.7.3. Microscopia eletrônica de varredura

Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura foram realizados no Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais (CCDM) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) e no Instituto de Química de São Carlos (IQSC) da Universidade de São Paulo (USP).

As imagens realizadas no microscópio eletrônico de varredura foram obtidas por meio de elétrons secundários (SE) e os elétrons retroespalhados (BSE). Os elétrons secundários são mais utilizados para a análise de amostras fraturadas, enquanto que os elétrons retroespalhados para amostras polidas.

A legenda de todas as micrografias deve apresentar a tensão de aceleração (EHT), a distância de trabalho (WD), a magnificação (Mag), o tipo de detector (SE ou BSE) e a escala (unidade em μm). O Valor da magnificação é dada com relação a tela do computador durante a obtenção da imagem, portanto a análise das micrografias devem ser realizadas utilizando a escala apresentada na figura.

Foram realizados ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) para verificar a morfologia do carbonato de cálcio; da região da fissura; da interface agregado/pasta; da interface aço/concreto; das barras de aço e da hidratação da pasta de cimento Portland para os diferentes tipos de exposição.

6.7.3.1. Morfologia do carbonato de cálcio

A microestrutura do carbonato de cálcio foi identificada utilizando a análise semiquantitativa de espectrografia por dispersão de energia (EDS). São utilizados os valores de massa atômica total dos elementos analisados, no caso do carbonato de cálcio (CaCO_3) os elementos cálcio, carbono e oxigênio devem ser observados.

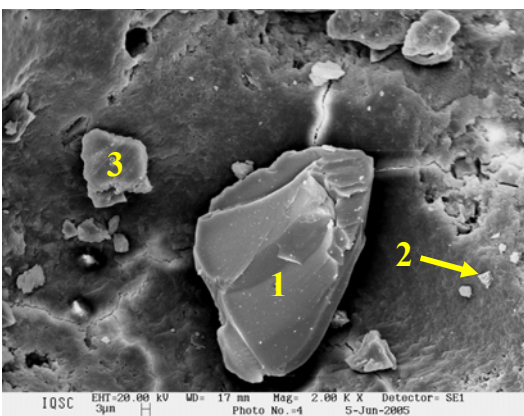


Figura 6.68 – Carbonato de cálcio no poro.

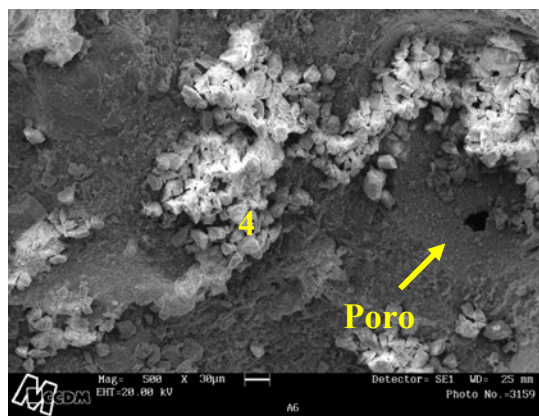


Figura 6.69 – Carbonato de cálcio no poro.

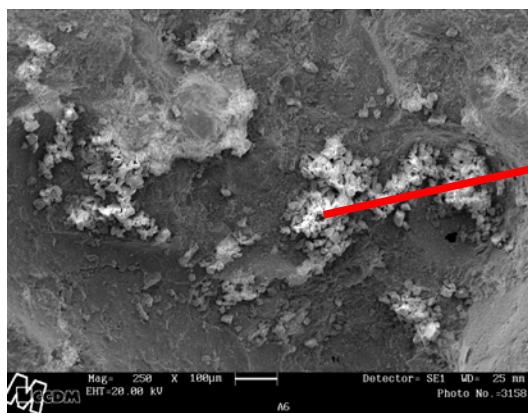


Figura 6.70 – Carbonato de cálcio no poro.

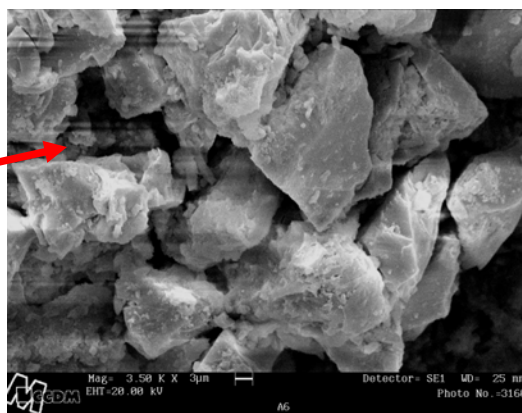


Figura 6.71 – Carbonato de cálcio no poro.

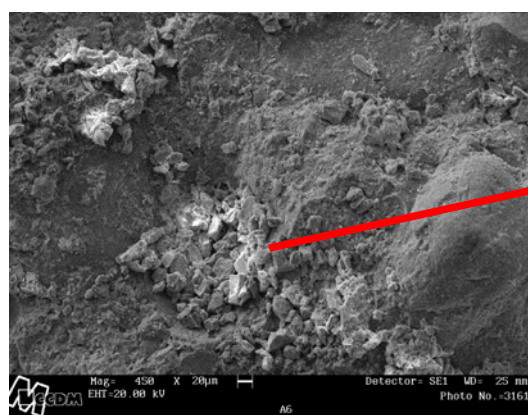


Figura 6.72 – Carbonato de cálcio.

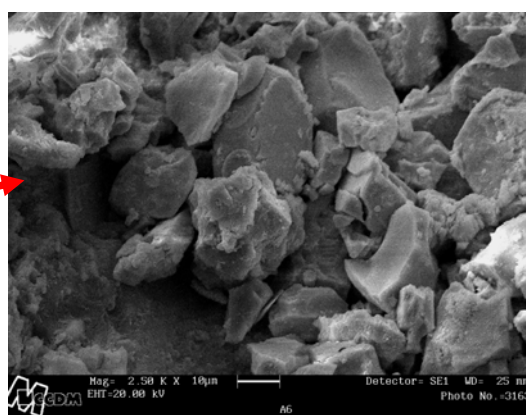


Figura 6.73 – Carbonato de cálcio.

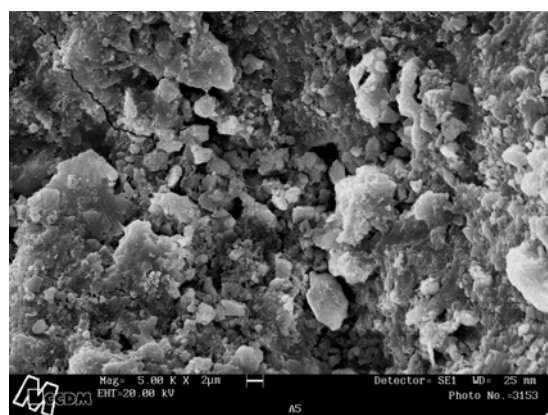


Figura 6.74 – Pasta carbonatada.

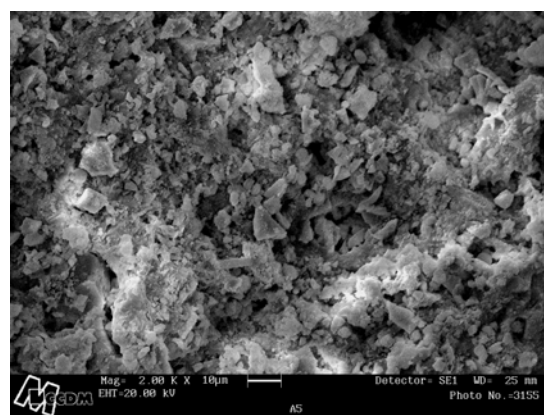


Figura 6.75 – Pasta carbonatada.

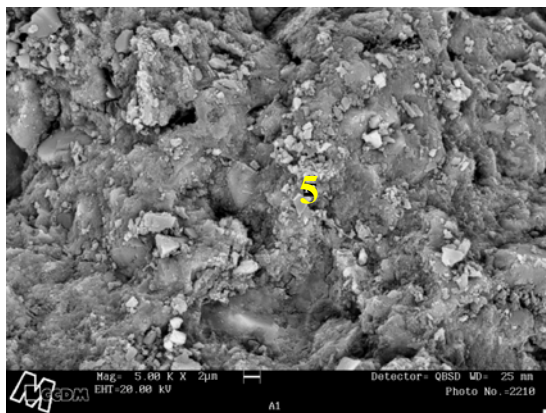


Figura 6.76 – Pasta carbonatada.

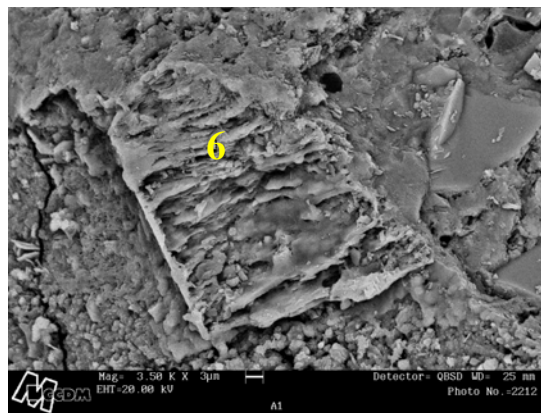


Figura 6.77 – Pasta carbonatada.

Tabela 6.30 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.68, 6.69, 6.76 e 6.77.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	68,94	4,25	66,54	0,60	1,65	1,67
O	23,91	49,77	25,63	6,19	5,79	3,97
Na	0,00	0,00	0,00	0,00	0,37	0,32
Mg	0,00	0,00	0,00	0,45	0,70	0,56
Al	0,00	0,79	0,00	4,90	4,17	1,74
Si	2,62	51,94	3,33	16,37	35,24	17,05
K	0,00	0,00	0,00	0,58	1,43	0,61
Ca	4,11	3,19	4,00	66,40	49,39	73,94
Ti	0,00	0,00	0,00	0,79	0,00	0,00
Fe	0,00	0,00	0,00	3,72	1,19	0,13
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados						
Ca/Si	1,57	0,06	1,20	4,06	1,40	4,34
(Al+Fe)/Ca	0,00	0,25	0,00	0,13	0,11	0,02
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃

M.At.* = Massa atômica (%)

Com base nos elementos identificados pelo EDS pode-se afirmar que os pontos de 1 a 6 são carbonatos de cálcio. Observa-se nas micrografias das figuras 6.68 a 6.73 que a tendência é de o carbonato de cálcio se precipitar nos poros da pasta, refinando a porosidade da mesma conforme foi observado no ensaio de PIM. Este comportamento se justifica porque o ácido carbônico localiza-se nos poros devido ao processo de difusão. O carbonato de cálcio também se precipita na pasta de cimento Portland e com diferentes intensidades, conforme observado nas figuras 6.74 a 6.77. Esta variação na intensidade está associada ao grau de carbonatação.

6.7.3.2. Microestrutura na região fissurada

As micrografias apresentadas nas figuras 6.78 a 6.96 referem-se a amostras extraídas na região fissurada da viga 2 e da viga 3 que estavam carbonatadas.

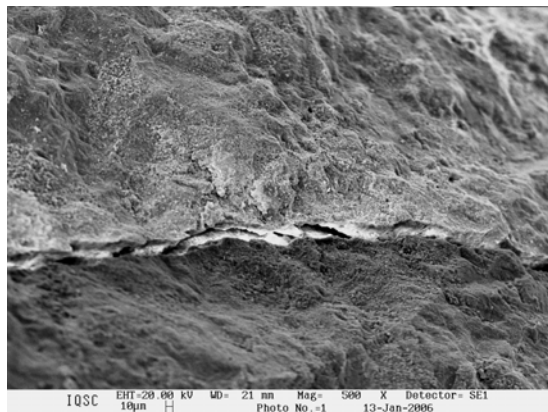


Figura 6.78 – Frente de carbonatação em fissura, viga 3.

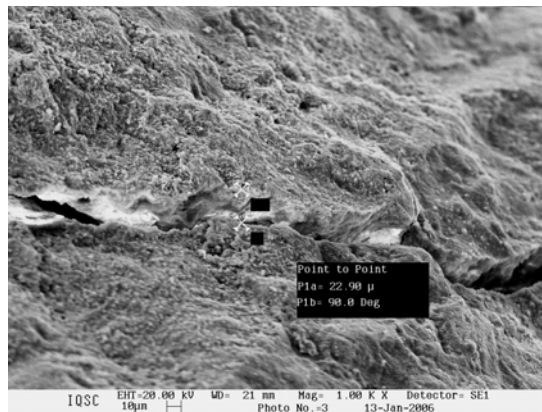


Figura 6.79 – Frente de carbonatação em fissura, viga 3.

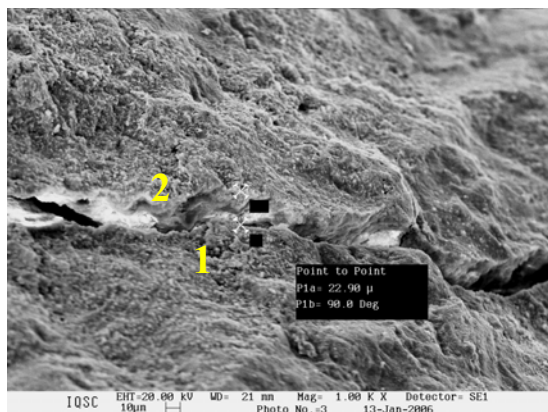


Figura 6.80 – Frente de carbonatação em fissura, viga 3.

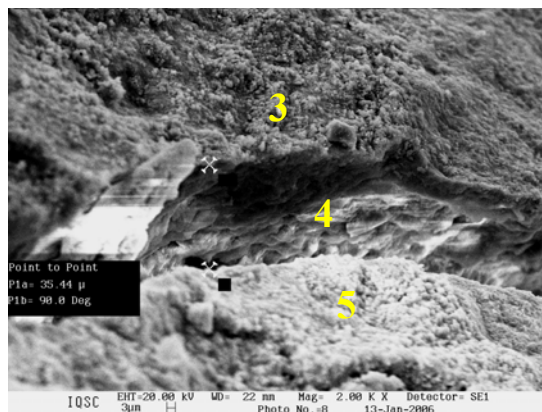


Figura 6.81 – Frente de carbonatação em fissura, viga 3.

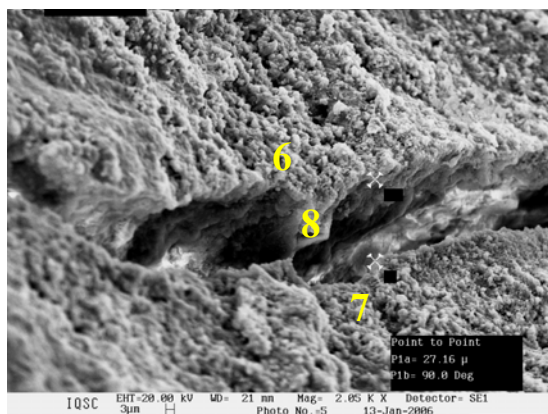


Figura 6.82 – Frente de carbonatação em fissura, viga 3.

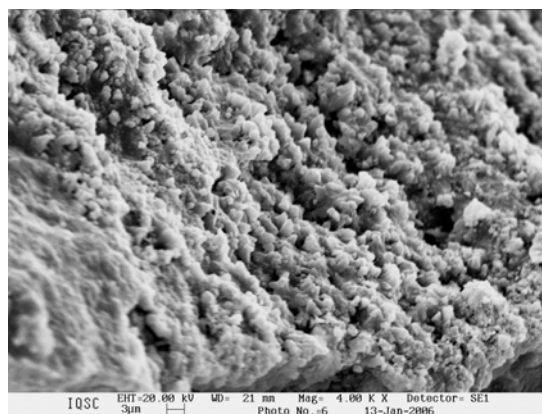


Figura 6.83 – CaCO_3 na região próxima à fissura, viga 3.

Tabela 6.31 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.80 a 6.82.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7	Ponto 8
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	9,87	8,17	8,29	30,11	9,69	5,04	16,85	27,73
O	64,66	61,10	58,25	48,46	59,55	55,09	55,43	37,84
Si	2,70	7,44	5,00	4,53	2,97	5,01	9,83	2,80
Ca	22,76	23,29	28,46	16,90	27,79	34,86	17,89	31,63
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados								
Ca/Si	8,43	3,13	5,69	3,73	9,36	4,96	1,82	11,30
(Al+Fe)/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃

M.At.* = Massa atômica (%)

Foi realizada a leitura da abertura das fissuras em uma determinada posição conforme apresentado nas figuras 6.80, 6.81 e 6.82 e seus valores são 22,9 µm, 35,44 µm e 27,16 µm respectivamente. Observa-se que mesmo para valores muito pequenos de abertura de fissuras tem-se a difusão do CO₂ e consequentemente a precipitação do carbonato de cálcio na fissura e na pasta localizada próximo à fissura.

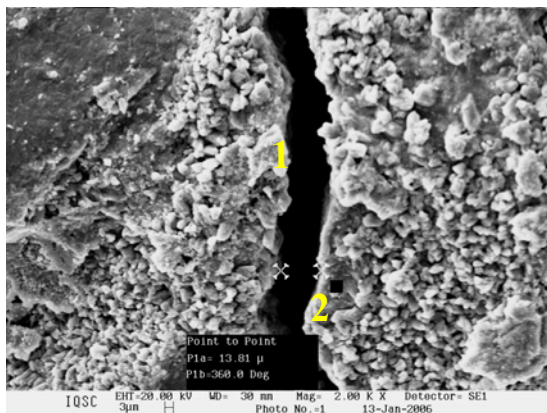


Figura 6.84 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

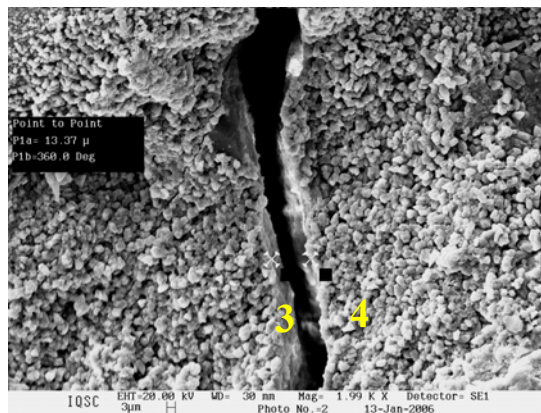


Figura 6.85 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

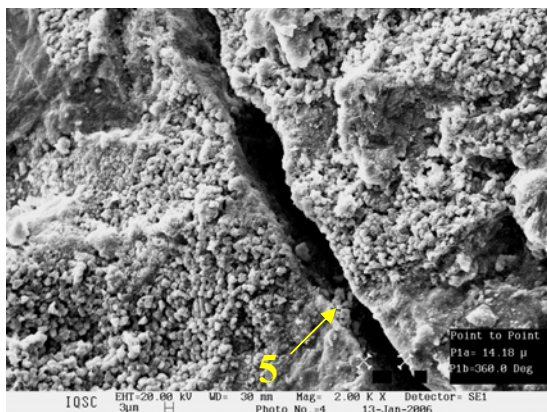


Figura 6.86 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

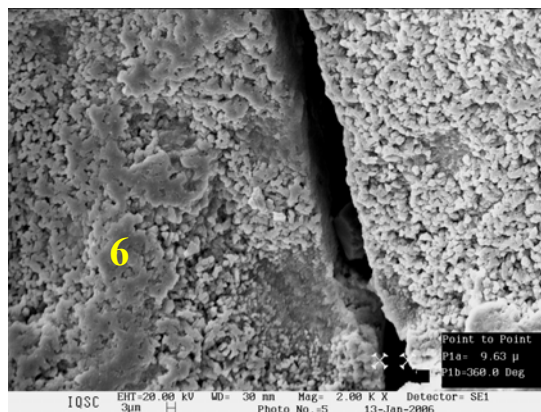


Figura 6.87 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

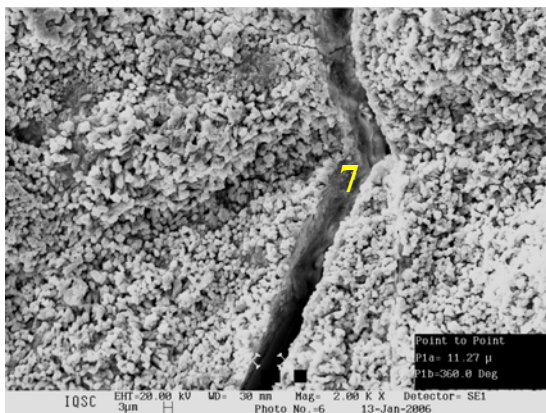


Figura 6.88 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

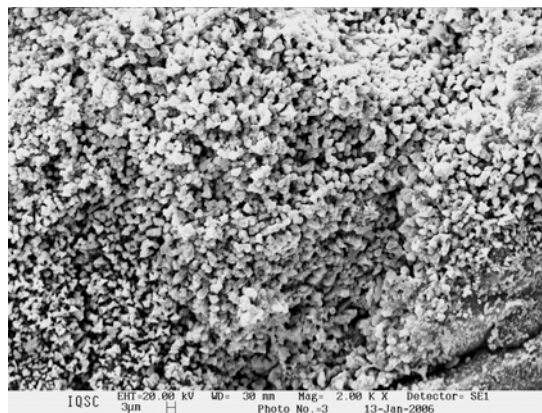


Figura 6.89 – Pasta carbonatada, viga 2.

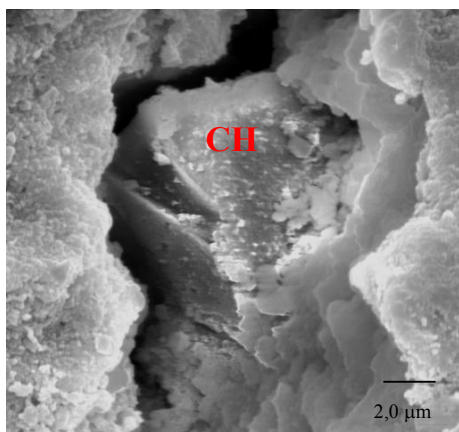
Tabela 6.32 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.84 a 6.88.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	11,61	11,29	0,00	9,81	0,00	8,89	0,00
O	65,11	64,09	51,59	62,63	64,37	60,25	43,86
Mg	0,00	0,00	0,00	0,00	0,58	0,00	0,00
Al	0,00	0,00	0,00	0,00	0,71	0,00	1,21
Si	1,86	3,50	5,54	1,73	14,46	3,05	6,52
Ca	21,42	21,12	42,04	25,83	15,11	27,74	51,01
Fe	0,00	0,00	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados							
Ca/Si	11,52	6,03	7,59	14,93	1,04	9,10	7,82
(Al+Fe)/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	0,02
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	CaCO ₃	CaCO ₃	CH	CaCO ₃	C-S-H	CaCO ₃	CH

M.At.*= Massa atômica (%)

Foi realizada em algumas posições a leitura da abertura das fissuras conforme apresentada nas figuras de 6.84 a 6.88. Os valores da abertura de fissura da viga 2 e da viga 3 não podem ser comparados uma vez que esta leitura é apenas para indicar a abertura na região em análise.

De acordo com o resultado do EDS nos pontos 3 e 7 referentes às figuras 6.85 e 6.88 respectivamente e a figura 6.90 pode-se afirmar que a fissura tende a surgir na região composta por hidróxido de cálcio, uma vez que este é o produto de hidratação da pasta de cimento mais fraco.



Mag = 5000x; WD = 24mm; EHT = 25kV

Figura 6.90 – Imagem do hidróxido de cálcio na posição da fissura.

Relações em %		
	Ca/Si	(Al + Fe)/Ca
CH	8,05	0,07

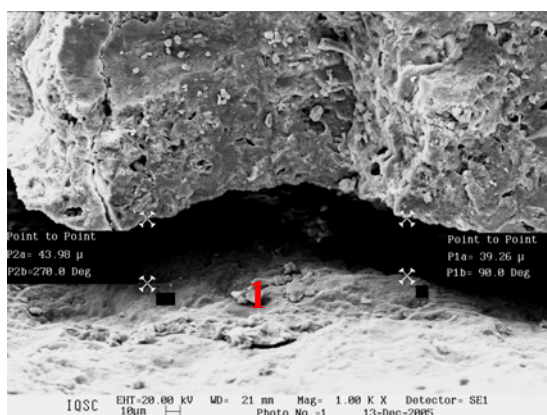


Figura 6.91 – Início da frente de carbonatação na fissura, viga 3.

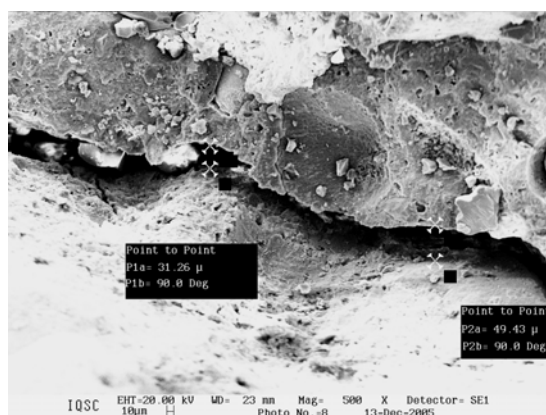


Figura 6.92 – Início da frente de carbonatação na fissura, viga 3.

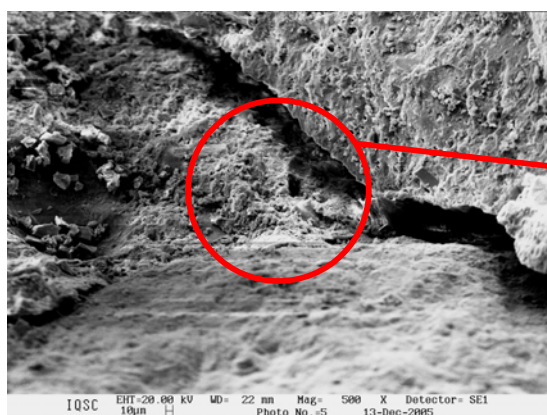


Figura 6.93 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.



Figura 6.94 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

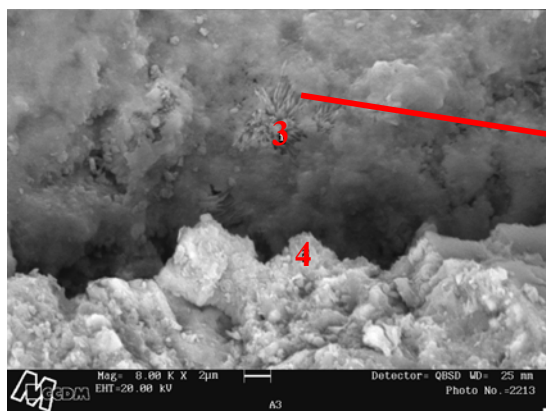


Figura 6.95 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

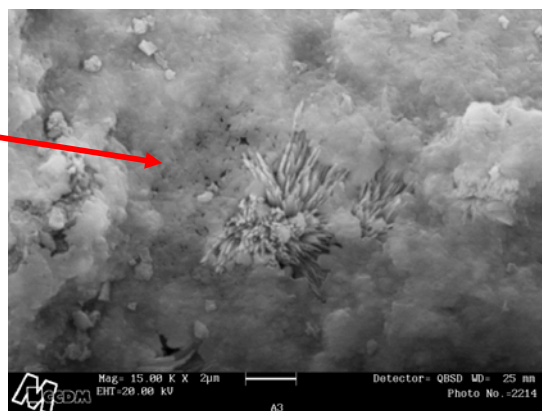


Figura 6.96 – Frente de carbonatação em fissura, viga 2.

Tabela 6.33 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.91 a 6.95.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	9,72	14,99	3,89	3,54
O	61,11	44,45	5,12	7,08
Na	0,00	0,00	0,16	0,33
Mg	0,00	0,00	0,31	1,16
Al	1,80	3,76	3,31	4,43
Si	10,24	8,50	18,48	25,46
K	0,00	0,00	0,41	2,23
Ca	16,10	28,29	66,68	49,78
Ti	0,00	0,00	0,41	0,69
Fe	1,03	0,00	1,23	5,30
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados				
Ca/Si	1,57	3,33	3,60	1,95
(Al+Fe)/Ca	0,17	0,13	0,07	0,19
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃

M.At.* = Massa atômica (%)

No ponto 3 da figura 6.95 tem-se o produto da carbonatação e pela sua forma o mesmo pode ser chamado de aragonita. A visualização deste elemento não é muito comum, uma vez que a formação da calcita é a que prevalece durante a precipitação do o carbonato de cálcio.

O carbonato de cálcio precipita-se na superfície da fissura e difunde-se para o interior da pasta. Se o comportamento da carbonatação na fissura fosse semelhante ao que ocorre nos poros a tendência seria o tamponamento das fissuras com pequenas aberturas. Este comportamento não foi observado e se justifica porque na fissura não existe umidade para transformar o CO₂ em ácido carbônico como ocorre no poro, portanto o CO₂ difunde-se para o interior da pasta. Caso a fissura estivesse saturada a difusão do CO₂ não ocorreria.

A presença da fissura é um caminho preferencial para a difusão, facilitando a penetração do CO_2 no interior do elemento estrutural e invalidando o funcionamento do cobrimento.

6.7.3.3. Microestrutura da zona de interface pasta/agregado

Foram realizadas micrografias da interface agregado/pasta de cimento Portland, as quais são apresentadas nas figuras 6.97 a 6.102. O objetivo de realizar estas microestruturas foi para mostrar a zona de interface e quando esta é deficiente tem-se um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono.

Nas figuras 6.97 a 6.100 são apresentadas micrografias da interface pasta/agregado que apresenta uma boa aderência entre agregado/pasta. Nas figuras 6.101 e 6.102 são apresentadas interfaces com deficiência na aderência, portanto tem-se a precipitação do carbonato de cálcio. Na figura 6.103 apresenta-se uma micrografia de agregado, objetivando mostrar a proporção entre os elementos químicos presentes.

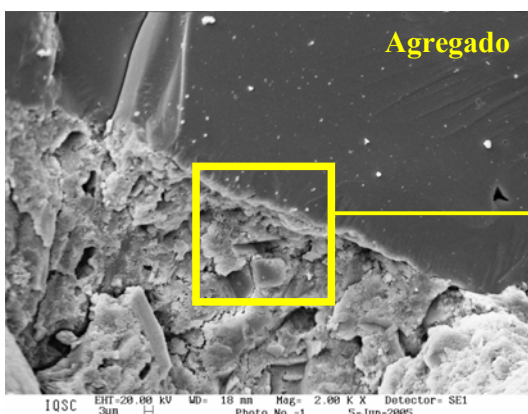


Figura 6.97 – Microestrutura da zona de interface agregado/pasta.

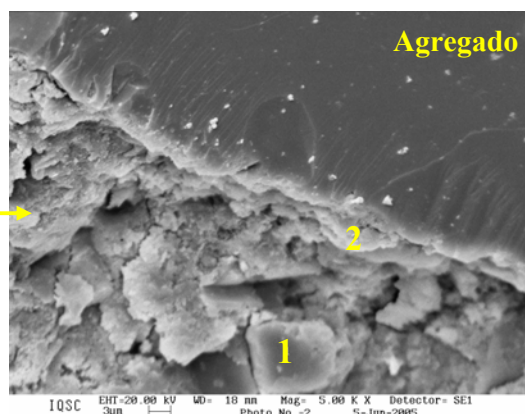


Figura 6.98 – Microestrutura da zona de interface agregado/pasta.

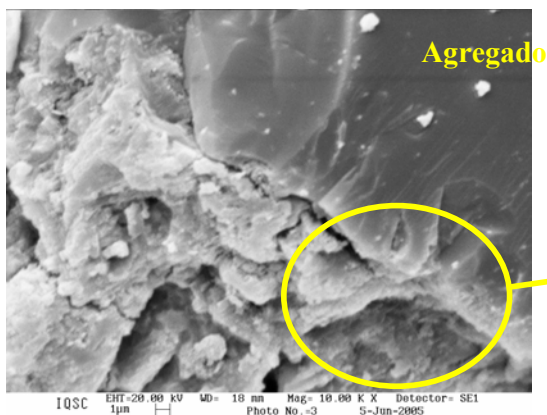


Figura 6.99 – Zona de interface pasta/agregado.

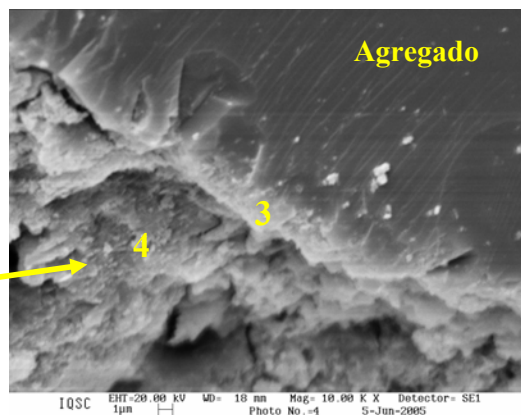


Figura 6.100 – Zona de interface pasta/agregado.

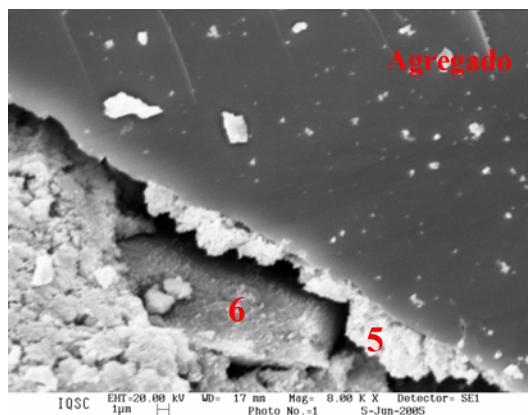


Figura 6.101 – Carbonato de cálcio na zona de interface pasta/agregado.

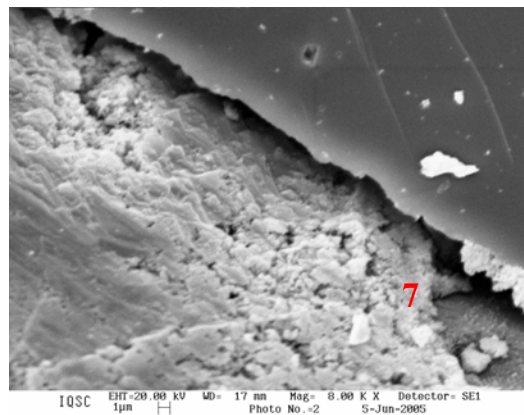


Figura 6.102 – Carbonato de cálcio na zona de interface pasta/agregado.

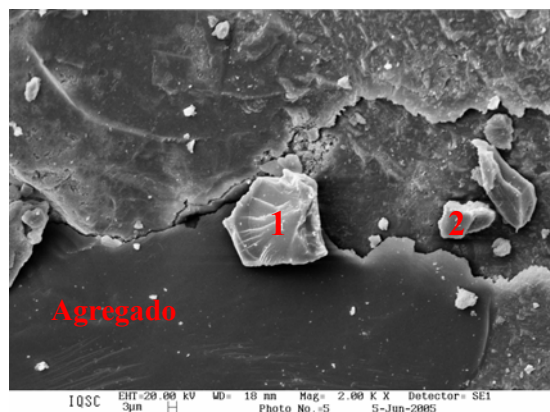


Figura 6.103 – Micrografia do agregado miúdo.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2
	M. At.*	M. At.*
C	0,00	0,00
O	30,33	17,97
Al	0,00	0,00
Si	62,06	95,79
Ca	0,70	2,08
Fe	0,00	0,00
Ca/Si	0,01	0,02
(Al+Fe)/Ca	0,00	0,00
S/Ca	0,00	0,00
Produtos	Agregado	Agregado

Tabela 6.34 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.98 a 6.102.

Elementos	Figura 6.98		Figura 6.100		Figuras 6.100 e 6.102		
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	0,00	0,00	0,00	0,00	11,40	0,00	14,04
O	67,29	64,82	44,68	45,05	56,87	46,46	50,09
Al	0,00	2,06	2,03	1,45	0,00	0,73	0,00
Si	11,83	10,61	34,65	10,85	13,46	43,37	15,04
Ca	20,88	22,51	17,66	25,80	19,02	1,46	20,67
Fe	0,00	0,00	0,00	16,85	0,00	0,00	0,00
S	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados							
Ca/Si	1,76	2,12	0,51	2,38	1,41	0,03	1,37
(Al+Fe)/Ca	0,00	0,09	0,11	0,71	0,00	0,5	0,00
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	C-S-H	C-S-H	Transição	C-S-H	CaCO ₃	Agregado	CaCO ₃

M.At.* = Massa atômica (%)

Devido à proporção entre massa atômica do Ca e Si pode ser afirmado que os pontos 1 e 2 da figura 6.98 e o ponto 4 da figura 6.100 são silicato de cálcio hidratado. É a presença deste produto de hidratação que proporciona uma boa interface pasta/agregado.

No ponto 3 da figura 6.100 não se pode afirmar que existe a presença de C-S-H uma vez que a relação Ca/Si ficou abaixo do mínimo citado na bibliografia. Portanto, nesta região tem-se a presença do agregado e uma pequena quantidade dos elementos químicos presentes no cimento, difundidos nas superfícies do agregado. Esta tendência pode ser relatada em função da relação entre os elementos químicos obtidos no ponto 3 desta figura, quando comparados aos elementos presentes nos pontos 1 e 2 da figura 6.103. Nesta a quantidade de Ca é muito pequena, não foi detectada a presença de Fe e Al e existe uma grande quantidade de Si e O. Nas figuras 6.97 a 6.100 foi observada uma coloração mais clara na superfície do agregado. Esta coloração e o resultado do EDS indicaram haver a presença de Ca na transição pasta/agregado.

Observa-se nos pontos 5 e 7 das figuras 6.101 e 6.102 respectivamente que a deficiência na zona de interface pasta/agregado, quando na presença de dióxido de carbono e umidade, facilita a precipitação do carbonato de cálcio. A zona de interface com elevada porosidade proporciona um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono.

Na figura 6.104 apresenta-se um corpo-de-prova que foi utilizado para determinar a profundidade de carbonatação. Ao observar as duas seções do corpo-de-prova verifica-se que o caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono é na zona de interface. Vale ressaltar que este comportamento é observado apenas para as zonas de interface com qualidades inferiores, ou seja, elevada porosidade e grande quantidade de hidróxido de cálcio.

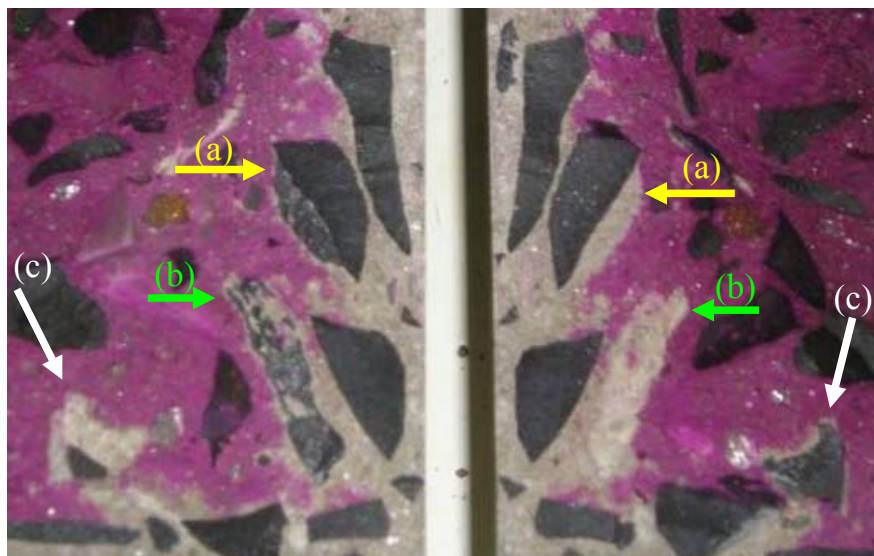


Figura 6.104 – Corpo-de-prova de concreto carbonatado, mostrando que a tendência da difusão da frente de carbonatação é de ocorrer na zona de interface pasta/agregado.

Nas figuras 6.105 a 6.107 são apresentadas microscopias da interface pasta/agregado, sendo mostrada a região da pasta em que foi retirado o agregado.

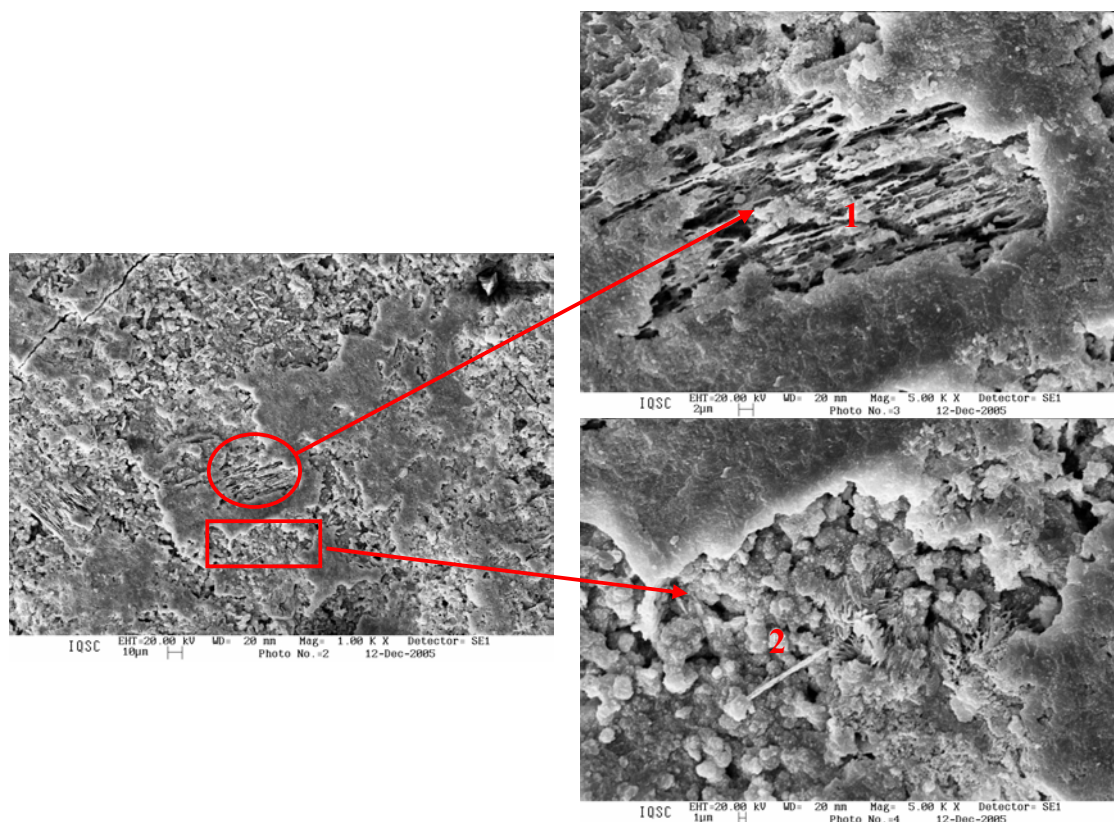


Figura 6.105 – Região da pasta de cimento em que foi retirado o agregado.

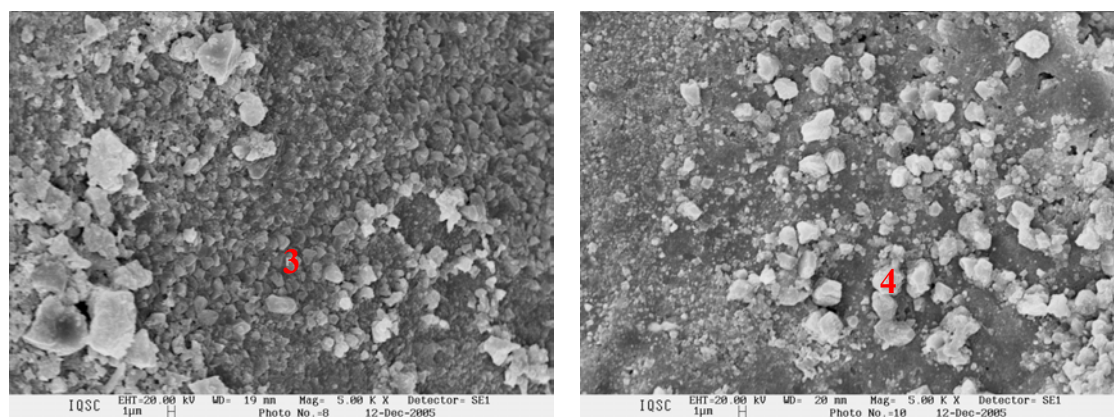


Figura 6.106 – Região da pasta de cimento em que foi retirado o agregado.

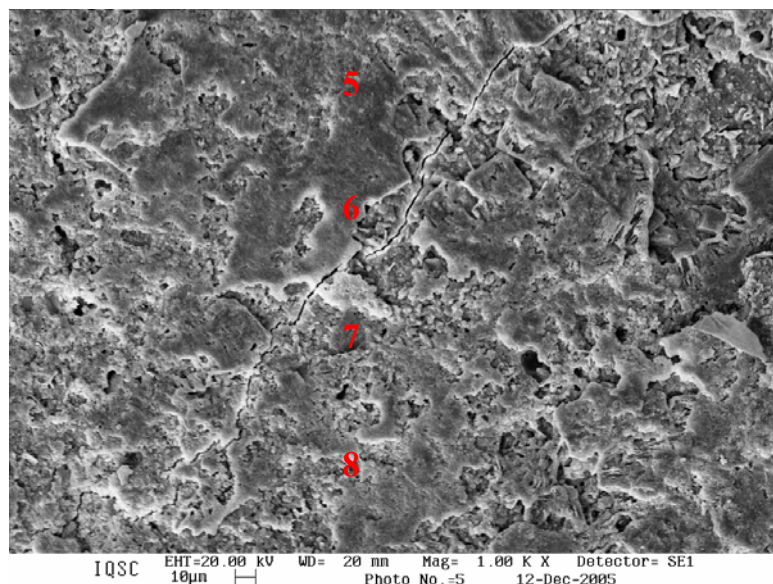


Figura 6.107 – EDS em linha para verificar os elementos presentes na pasta de cimento em que foi retirado o agregado.

Na figura 6.105 observa-se C-S-H em algumas regiões e o início da carbonatação provavelmente na região com hidróxido de cálcio. Na figura 6.106 o carbonato de cálcio predomina, sendo esta interface de qualidade inferior. Observando na figura 6.107 e a tabela 6.35 que para uma boa zona de interface é comum a identificação do silicato de cálcio hidratado e a ausência do carbonato de cálcio.

Tabela 6.35 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.105 a 6.107.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7	Ponto 8
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	0,00	6,23	5,21	9,59	0,00	0,00	0,00	0,00
O	63,31	62,44	55,85	61,83	42,61	53,40	47,74	50,86
Mg	0,00	0,00	0,00	0,00	2,50	0,00	0,00	0,00
Al	0,74	0,00	0,00	0,00	2,57	0,00	1,83	1,64
Si	12,71	5,04	3,61	2,24	19,32	6,40	14,96	9,57
K	0,00	0,00	0,00	0,00	1,76	0,00	1,98	1,90
Ca	20,01	26,15	35,33	26,34	39,03	40,37	30,98	33,83
Fe	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,97	1,38
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados								
Ca/Si	1,57	5,19	9,79	11,76	2,02	6,31	2,07	3,53
(Al+Fe)/Ca	0,04	0,00	0,00	0,00	0,07	0,00	0,25	0,09
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	C-S-H	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	C-S-H	CH	C-S-H	C-S-H

M.At.* = Massa atômica (%)

Na figura 6.108 foi realizado o EDS em linha para verificar o comportamento da pasta de cimento próxima ao agregado e da pasta em contato com o agregado, o qual foi retirado da região direita da micrografia. Observa-se na tabela 6.36 que os pontos 1, 3 e 4 são C-S-H, o

que garante que a pasta próxima à zona de transição é de boa qualidade. Na região do agregado tem-se a presença do CH e do CaCO_3 , o que indica a deficiência da zona de interface.

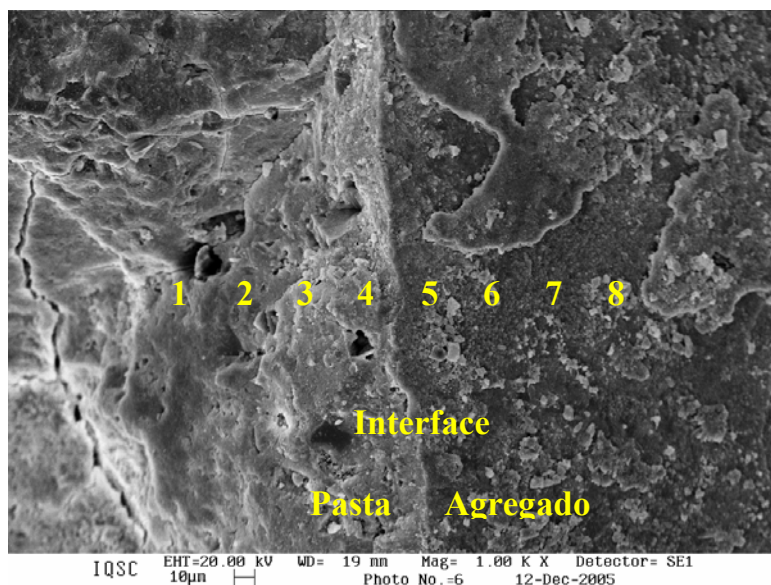


Figura 6.108 – EDS em linha para verificar os elementos presentes na região da pasta de cimento com e sem agregado.

Tabela 6.36 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente à figura 6.108.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7	Ponto 8
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,40	0,00	11,87
O	42,61	53,40	47,74	58,82	34,53	59,22	46,48	51,57
Mg	2,50	0,00	0,00	5,84	0,00	0,00	0,00	0,00
Al	2,57	0,00	1,83	3,39	0,00	0,00	0,00	0,00
Si	19,32	6,40	14,96	14,57	6,56	2,89	6,23	19,71
K	1,76	0,00	1,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ca	39,03	40,37	30,98	16,61	58,91	31,49	57,46	37,94
Fe	0,00	0,00	5,97	0,00	0,00	0,00	0,00	2,64
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados								
Ca/Si	2,02	6,31	2,07	1,14	8,98	10,90	9,22	1,92
(Al+Fe)/Ca	0,07	0,00	0,25	0,20	0,00	0,00	0,00	0,07
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	C-S-H	CH	C-S-H	C-S-H	CH	CaCO_3	CH	CaCO_3

M.At.* = Massa atômica (%)

A zona de transição pasta/agregado é uma região preferencial para a difusão da frente de carbonatação quando esta tem baixa qualidade. A simples adoção de uma pasta de boa qualidade não é suficiente para garantir uma boa zona de transição pasta/agregado, existe a necessidade de diminuir o efeito parede e proporcionar a formação de C-S-H ao invés de CH.

6.7.3.4. Microestrutura da zona de interface aço/pasta

Nas figuras de 6.109 a 6.115 são apresentadas as micrografias de amostra referentes à interface pasta/armadura. As amostras foram extraídas da viga 2 para realizar a análise microestrutural da interface aço/pasta, uma vez que a carbonatação na fissura foi menor quando comparado com os resultados da viga 1 e a SFS é a sílica atualmente utilizada na construção civil.

As amostras foram extraídas na região inferior da viga, portanto a barra de aço é a longitudinal solicitada à tração e o concreto correspondente ao cobrimento. Para analisar a interface pasta/barra de aço foi retirada a barra. Na região das figuras 6.109 a 6.111 que está escrito barra de aço significa que esta foi retirada daquela posição e quando se lê pasta refere-se ao cobrimento.



Figura 6.109 – Zona de interface pasta/barra de aço.



Figura 6.110 – Zona de interface pasta/barra de aço.

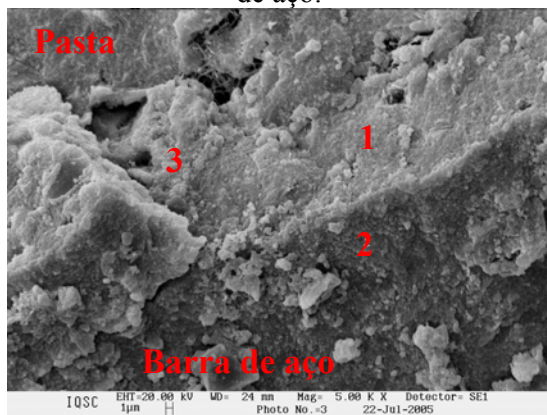


Figura 6.111 – Zona de interface pasta/barra de aço.

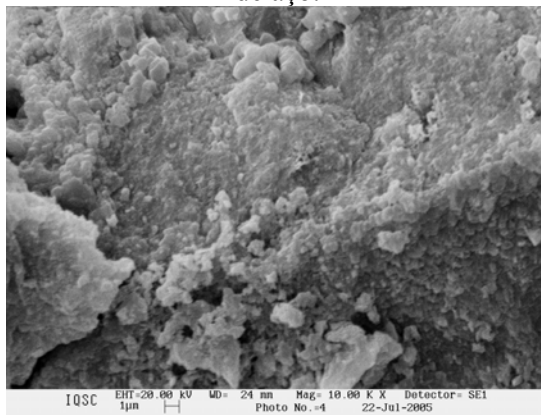


Figura 6.112 – Zona de interface pasta/barra de aço.

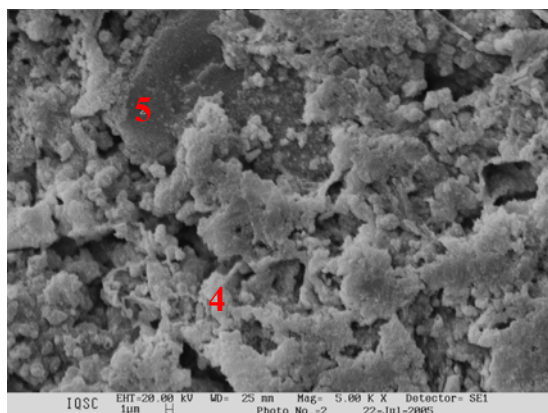


Figura 6.113 – Detalhe do concreto do cobrimento.

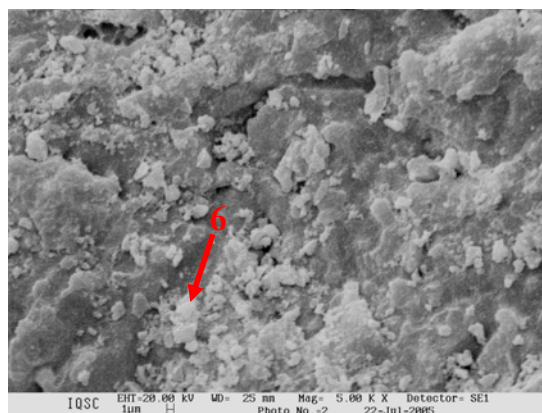


Figura 6.114 – Detalhe do concreto do cobrimento.

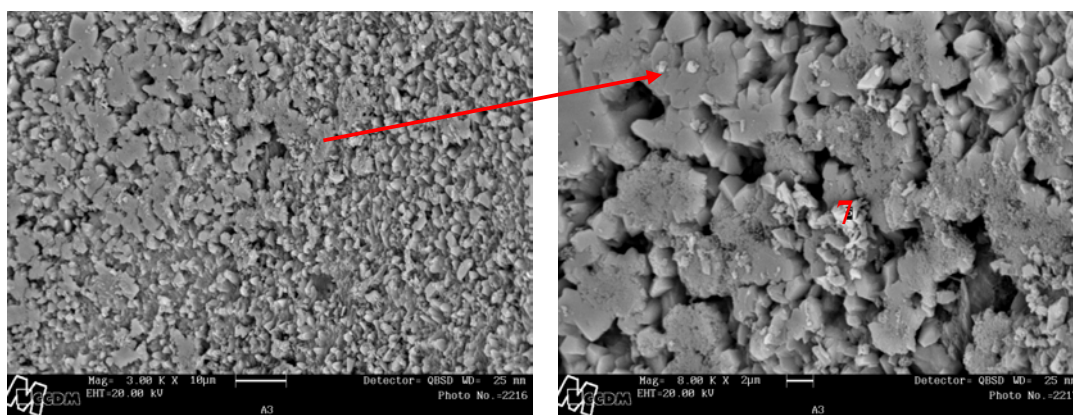


Figura 6.115 – Região da pasta de cimento em que foi sacada a barra de aço.

Nas imagens das figuras 6.109 e 6.110 foram realizadas as análises de espectrografia por dispersão de energia (EDS) geral, ou seja, a quantificação dos elementos químicos foi determinada em toda a amostra da imagem e não em uma região pontual, tabela 6.37. Nas imagens das figuras 6.111, 6.113, 6.114 e 6.115 o EDS foi pontual, tabela 6.37. Comparando as imagens das figuras 6.111 e 6.112 observa-se que com o aumento da magnificação é possível visualizar os cristais de carbonato de cálcio.

Conforme observado nas figuras 6.109 a 6.115 e na tabela 6.37 a carbonatação difundiu até a região da armadura. Embora o valor da carbonatação não tenha sido superior ao valor do cobrimento das vigas, a simples presença da fissura foi suficiente para proporcionar a difusão da carbonatação até a região da armadura.

Tabela 6.37 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.109 a 6.115.

Elementos	Figura 6.109	Figura 6.110	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	58,63	61,30	54,82	65,13	40,33	53,27	66,28	58,72	3,33
O	28,85	25,79	29,71	18,48	46,60	40,09	21,92	35,53	7,48
Na	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,43
Mg	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,84
Al	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,82	0,00	5,93
Si	5,24	4,22	16,06	4,85	3,25	2,70	7,01	5,00	22,26
K	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,56
Ca	6,81	8,18	3,53	16,76	13,89	9,74	9,68	8,76	55,51
Fe	0,00	0,00	0,00	0,00	1,09	0,00	0,00	0,00	0,65
Relação entre os elementos e identificação dos produtos formados									
Ca/Si	1,29	1,94	0,22	3,46	4,27	3,61	1,38	1,75	2,49
(Al+Fe)/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	0,00	0,19	0,00	0,12
S/Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Produtos	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃	CaCO ₃

M.At.* = Massa atômica (%)

6.7.3.5. Microestrutura das amostras de barras de aço em regiões com pontos de corrosão

As barras de aço utilizada na composição da armadura não passaram por processos de limpeza, mas foram escolhidas barras sem a presença pontos de corrosão que fossem visuais. Após um ano de exposição a ciclos de secagem e molhagem foram extraídas amostras da barra de aço da armadura longitudinal que apresentavam pontos de corrosão visuais para realizar imagens de microscopia eletrônica de varredura, figuras 6.116.

**Figura 6.116** – Amostra da barra de aço que foi despassivada devido à carbonatação e sua corrosão.

Cascudo (2000) realizou o ensaio de espectrometria de fluorescência de raio-X para o aço CA-50 e obteve uma proporção de 98,77% de Fe, 0,26% de C, 0,91% de Mn, 0,03% de P e 0,026% de S. Cunha et al. (2006) relata que a carepa de laminação é composta por óxido de ferro. Portanto, em função da proporção entre estes elementos é que será realizada a análise microestrutural.

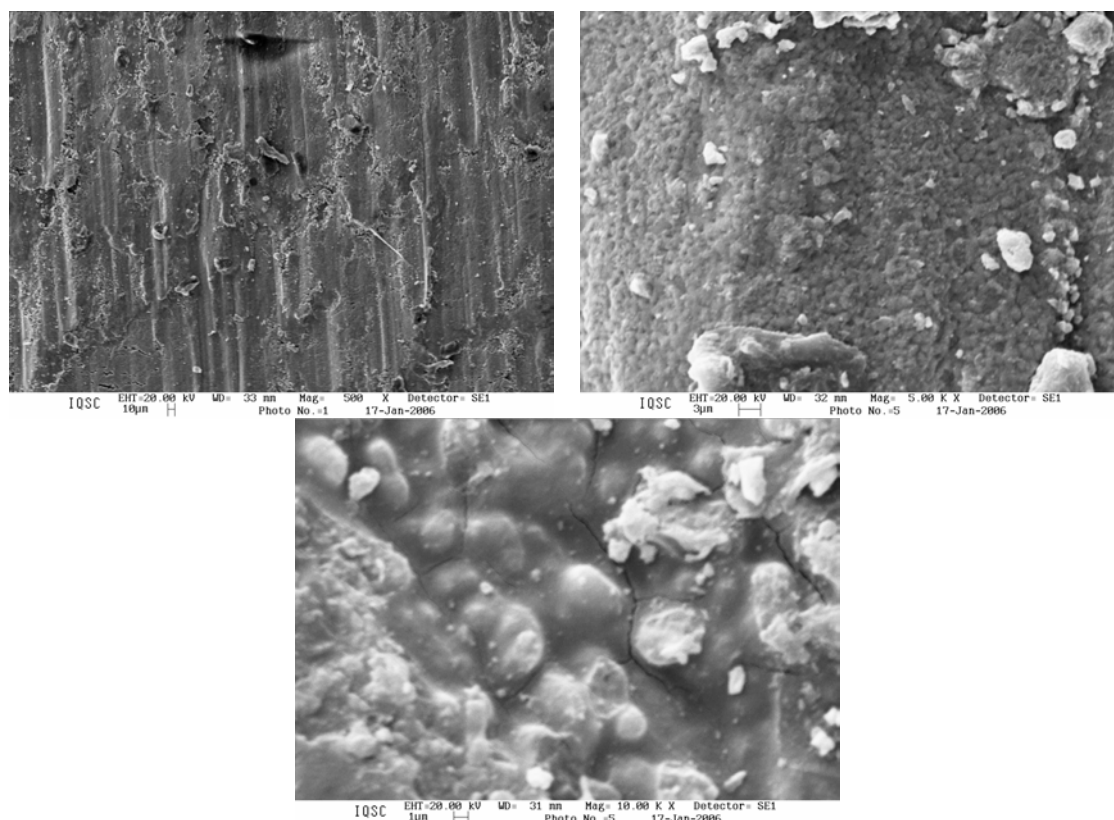


Figura 6.117 – Imagens de barras de aço extraídas do interior da viga e com diferentes magnificações.

Nas figuras 6.117 e 6.118 são apresentadas micrografias da barra de aço que estava inserida na viga. De acordo com a análise da imagem e do EDS pode-se constatar se a barra de aço está com a carepa de laminação ou com a camada passivante formada quando em contato com os álcalis do cimento. Nas análises do EDS que foi constatada a presença dos álcalis do cimento considerou-se que a barra de aço estava passivada.

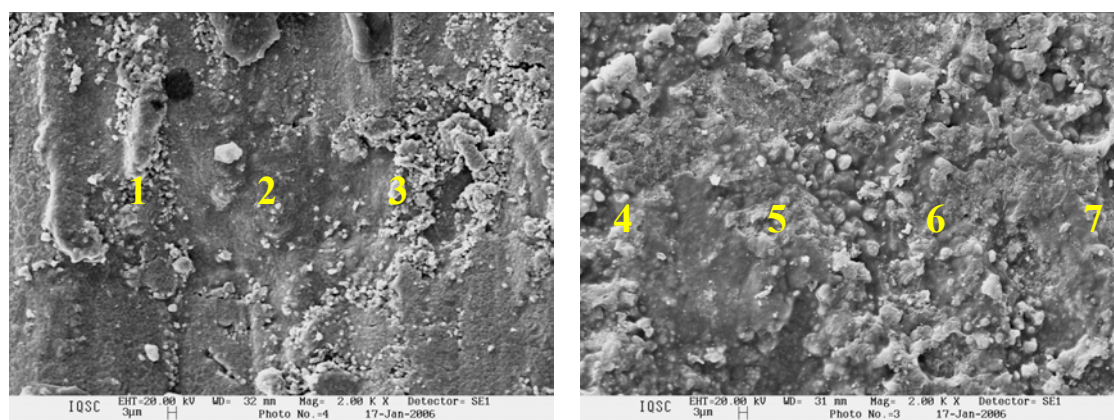
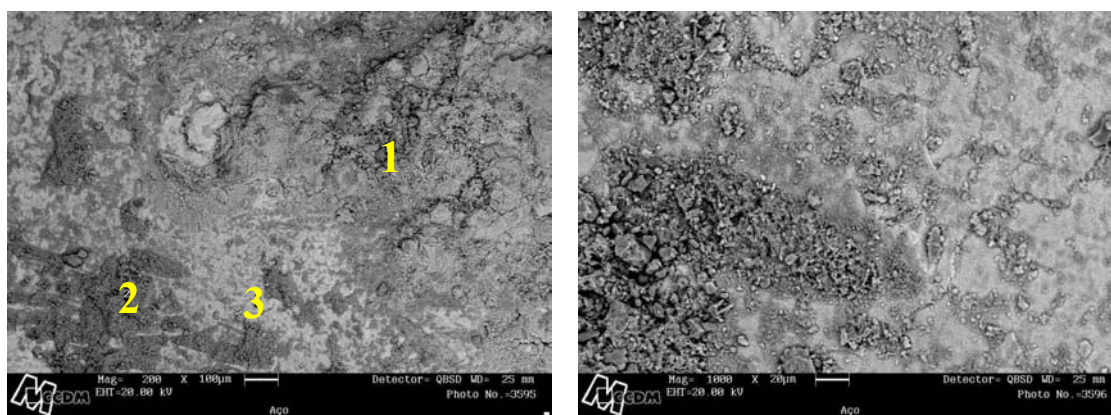
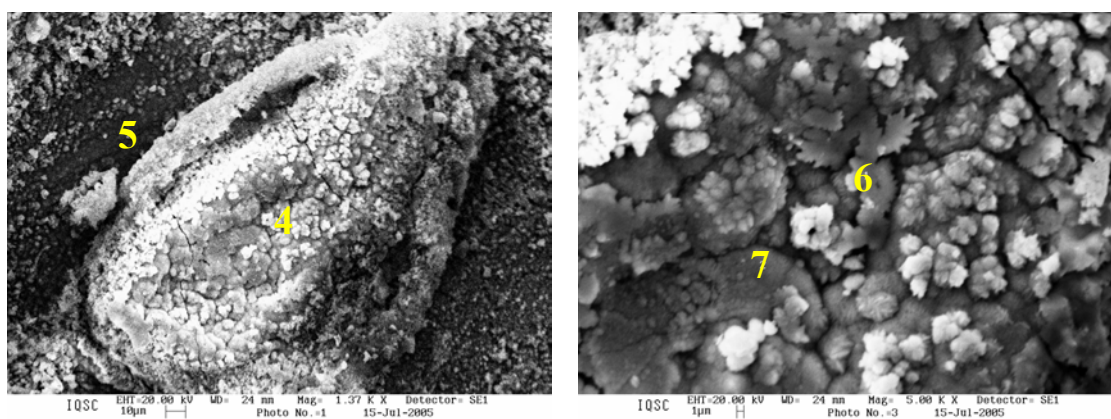


Figura 6.118 – Imagens de barras de aço extraídas do interior da viga com camada de passivação.

Tabela 6.38 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente à figura 6.118.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
O	14,49	32,81	32,60	35,34	21,95	22,88	21,96
Al	0,00	0,00	1,63	5,43	0,00	0,00	1,40
Si	0,00	0,00	8,07	17,53	11,19	16,48	16,37
K	0,00	0,00	0,00	1,96	0,00	0,95	0,94
Ca	0,00	0,00	0,00	14,20	5,75	13,46	15,98
Fe	85,51	67,19	57,70	23,23	61,11	46,24	43,35
Produtos	carepa	carepa	passivada	passivada	passivada	passivada	passivada

M.At.* = Massa atômica (%)

**Figura 6.119** – Imagens de barras de aço extraídas do interior da viga.**Figura 6.120** – Imagens da barra de aço corroída.

Quando a barra de aço está corroída os resultados da espectrografia por dispersão de energia tendem a ser apenas o ferro e o oxigênio. A diferença entre a carepa e a corrosão é visual. Conforme apresentado na revisão bibliográfica a tendência é formar a lepidocrocita (γ -FeOOH), a goetita (α -FeOOH) e a magnetita (Fe_3O_4). Comparando as micrografias obtidas com as apresentadas na literatura verificou-se que o produto de corrosão em análise é a lepidocrocita.

Tabela 6.39 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.119 a 6.120.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
C	2,87	4,55	2,29	0,00	0,00	0,00	0,00
O	4,38	3,18	3,90	48,64	44,37	56,36	52,92
Na	0,00	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mg	0,00	2,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Al	2,56	6,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,42
Si	10,09	17,92	0,59	1,00	0,98	0,46	0,57
K	0,44	2,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Ca	15,06	55,62	5,81	0,98	0,96	0,47	0,36
Ti	0,00	0,33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Mn	0,43	0,21	0,73	0,00	0,00	0,00	0,00
Fe	64,31	6,55	86,67	49,05	53,38	42,68	45,74
Produtos	passivado	C-S-H	passivado	corrosão	corrosão	corrosão	corrosão

M.At.* = Massa atômica (%)

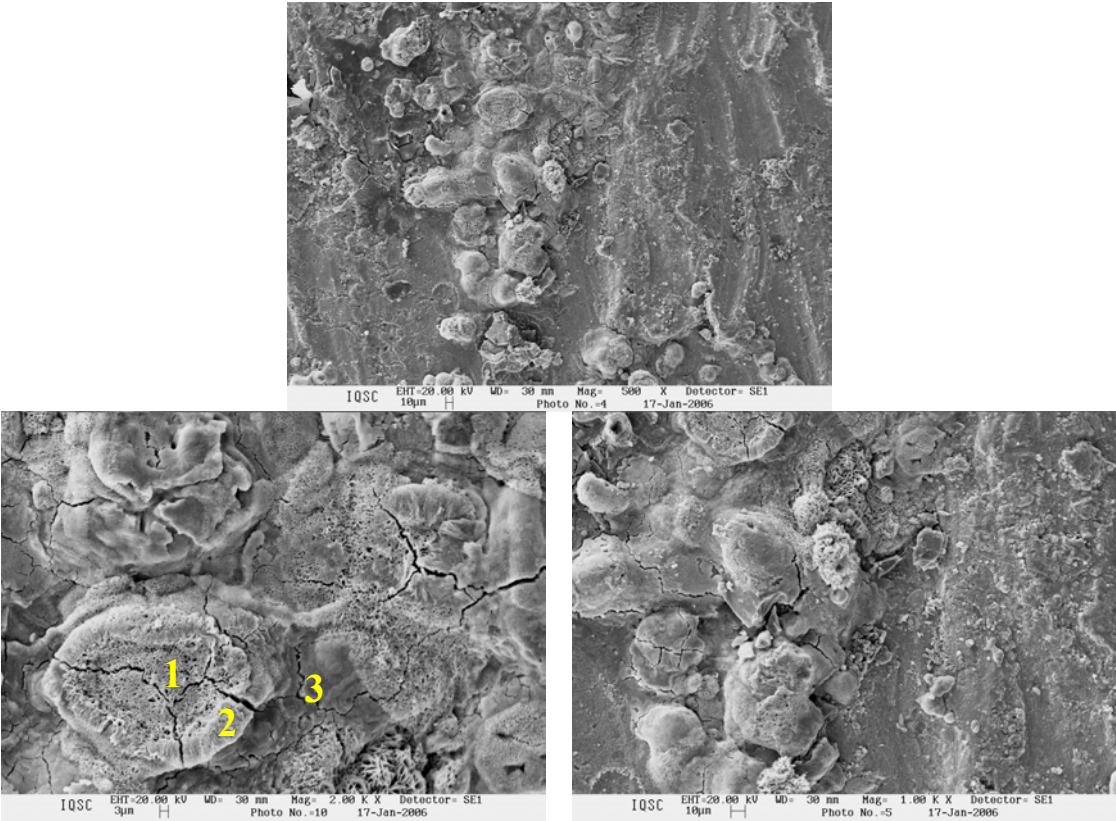


Figura 6.121 – Imagens da barra de aço corroída.

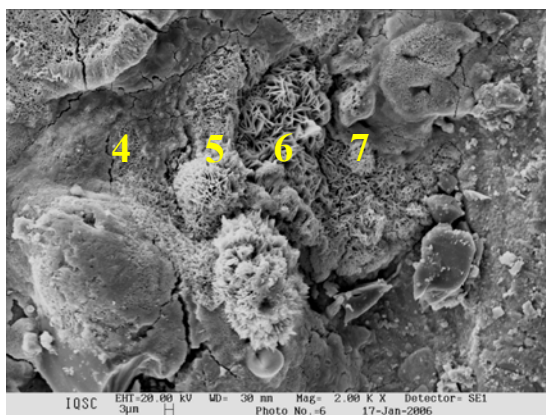


Figura 6.122 – Imagem da barra de aço corroída.

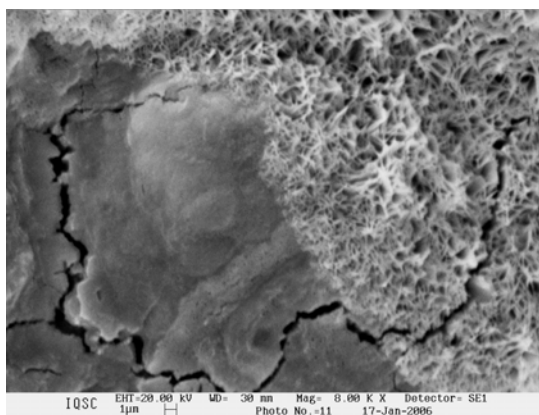


Figura 6.123 – Imagem da zona de transição da ocorrência da corrosão.

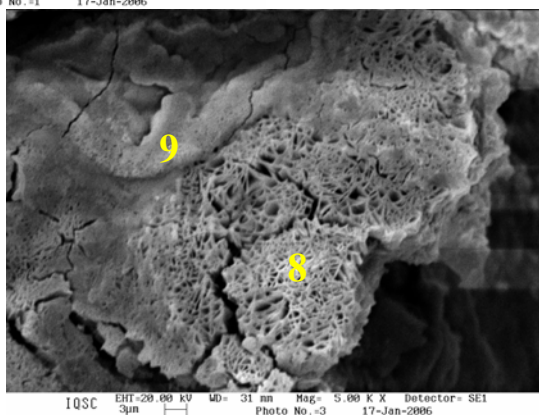
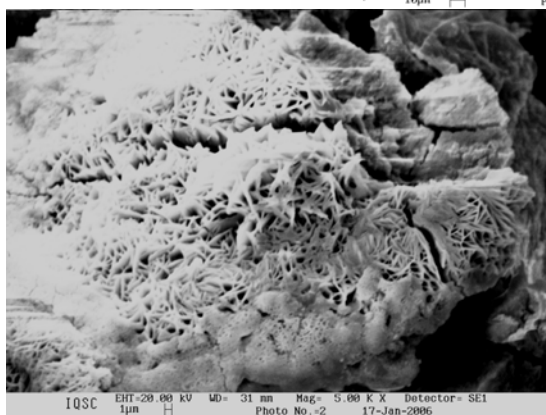


Figura 6.124 – Imagens da barra de aço corroída.

Tabela 6.40 – Resultados da espectrografia por dispersão de energia (EDS) referente às figuras 6.121 a 6.124.

Elementos	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5	Ponto 6	Ponto 7	Ponto 8	Ponto 9
	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*	M.At.*
O	43,15	42,39	17,07	34,81	53,95	17,74	42,58	53,57	50,33
Ca	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,94	0,75
Fe	56,85	57,61	82,93	65,19	46,05	82,26	57,42	45,48	48,91

Todos os pontos referem-se à corrosão

M.At.* = Massa atômica (%)

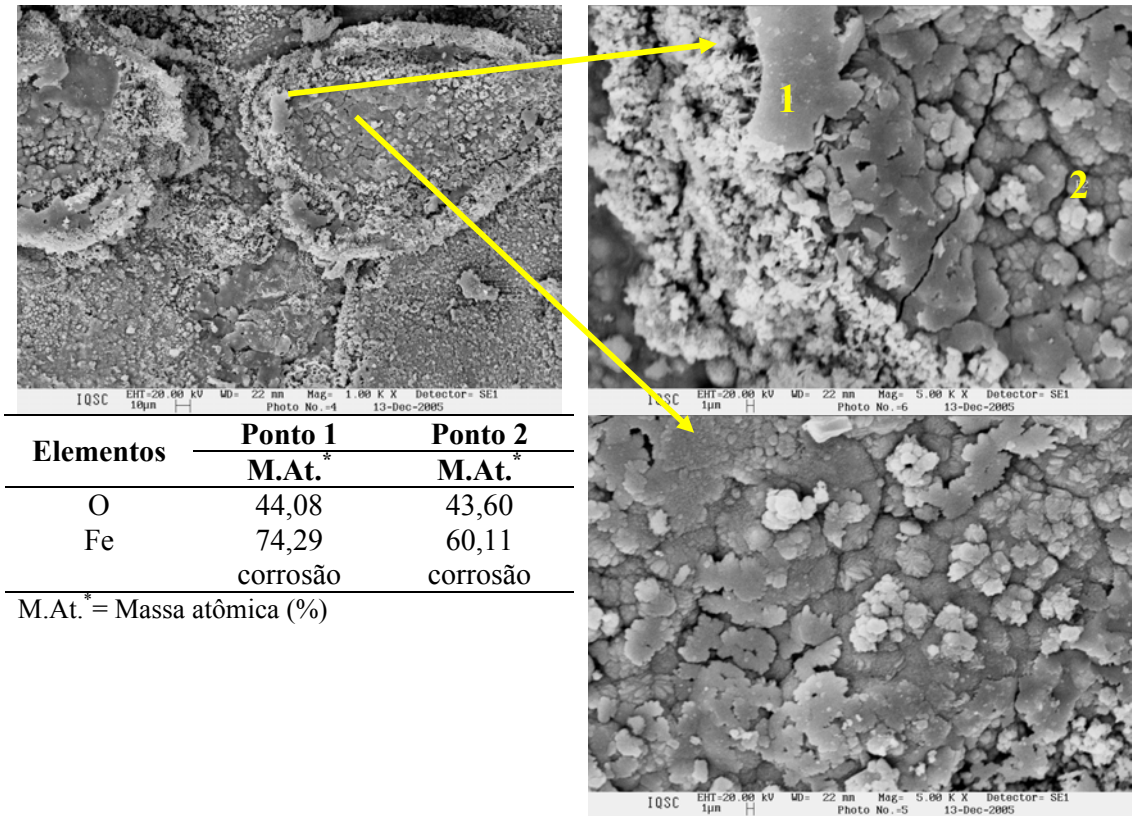


Figura 6.125 – Imagem de corrosão da barra de aço.

Com os resultados do EDS pôde ser observado a carepa de laminação do aço composta por óxido de ferro, a camada de passivação formada devido ao contato da barra de aço com os álcalis presentes no cimento e a presença da corrosão da armadura.

A presença da fissura facilita a difusão da frente de carbonatação, esta despassiva a armadura e quando na presença de umidade tem-se o desencadeamento da corrosão conforme observado nas micrografias.

6.7.3.6. Microestrutura de amostras polidas

A identificação das fases presentes em cada pasta de cimento polida foi realizada com o auxílio do EDS e a análise dos tons de cinza conforme apresentado na tabela 6.41. Segundo Silva (2000) as amostras que contém escória apresentam fases com tons de cinza intermediários entre claro (grão anidro) e médio (portlandita).

Tabela 6.41 – Distribuição das fases presentes na pasta de cimento hidratada pelos tons de cinza, Silva (2000).

Tons de cinza	Fases
Branco (Claro)	Grão anidro (A)
Médio	Portlandita (CH)
Escuro	Outros produtos hidratados - inclui o C-S-H (M)
Preto	Poros (P)

Ao lado de cada imagem está indicado o ponto analisado, o elemento identificado e a relação Ca/Si e (Fe+Al)/Ca. As imagens apresentadas nas figuras 6.126 a 6.128 referem-se às pastas que foram submetidas à cura úmida durante 56 dias e equivalem aos traços das vigas 1, 2 e 3. As figuras 6.129 a 6.131 referem-se às pastas que foram submetidas à cura úmida durante sete dias e expostas ao meio ambiente até completar a idade de 56 dias, os traços referem-se às vigas 1, 2 e 3. Nas figuras 6.132 a 6.134 são apresentadas as imagens referentes às pastas que foram submetidas à cura úmida durante 7 dias, pré-condicionadas por 21 dias e carbonatadas durante 28 dias e os traços referem-se aos das vigas 1, 2 e 3.

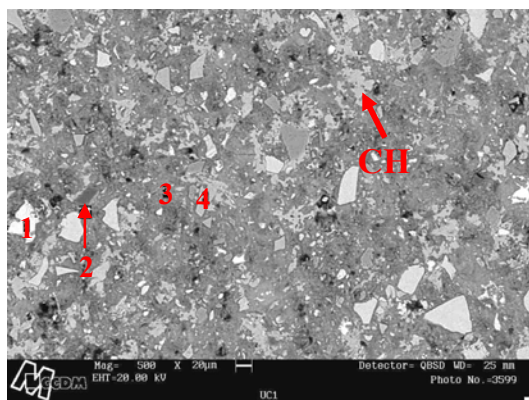


Figura 6.126 – Amostra polida da pasta de cimento referente à viga 1 que foi submetida à cura úmida.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	A	2,41	0,04
2	S	0,003	0,00
3	M	2,03	0,05
4	E	0,84	0,40

A – Cimento anidro

B – Borda do anidro

S – SiO₂

M – Produtos hidratados - inclui o C-S-H

E – Escória

PC = Pasta carbonatada

CH – Ca(OH)₂

C – CaO

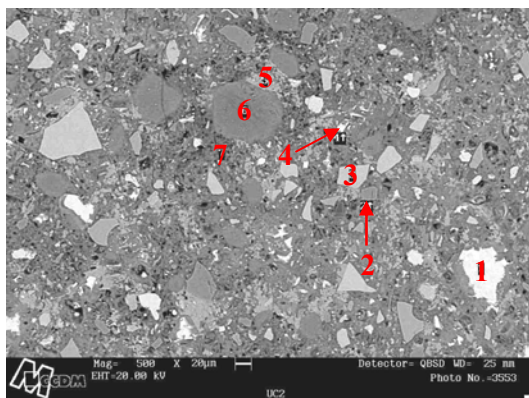


Figura 6.127 – Amostra polida da pasta de cimento referente à viga 2 (SFS) que foi submetida à cura úmida.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	A	8,94	0,42
2	C	1040,44	0,00
3	E	1,36	0,27
4	A	7,77	0,47
5	CH	13,17	0,01
6	M	0,30	0,02
7	M	2,79	0,14

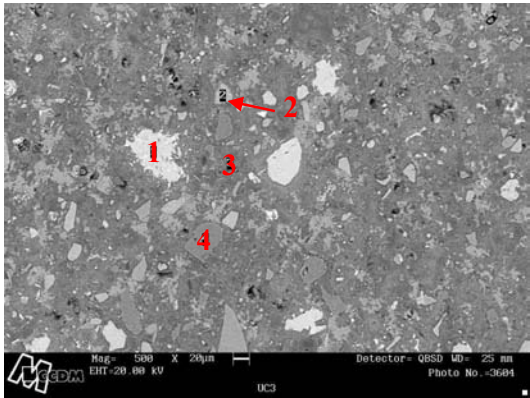


Figura 6.128 – Amostra polida de pasta de cimento referente a viga 3 (SCA) que foi submetida à cura úmida.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	A	4,15	0,09
2	E	1,64	0,24
3	M	2,10	0,09
4	C	--	--

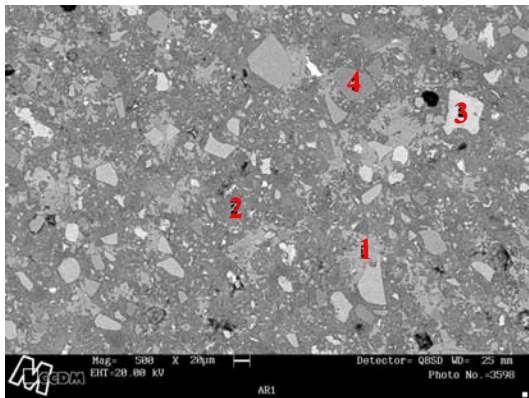


Figura 6.129 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 1 que foi submetida ao meio ambiente.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	CH	25,60	0,01
2	M	2,09	0,07
3	A	2,44	0,07
4	C	--	--

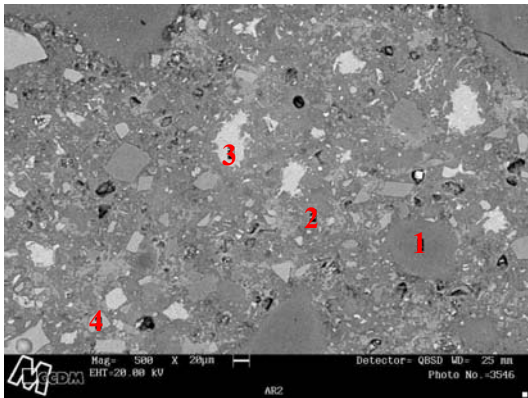


Figura 6.130 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 2 (SFS) que foi submetida ao meio ambiente.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	M	0,32	0,003
2	M	2,41	0,15
3	A	2,82	0,02
4	E	1,43	0,27

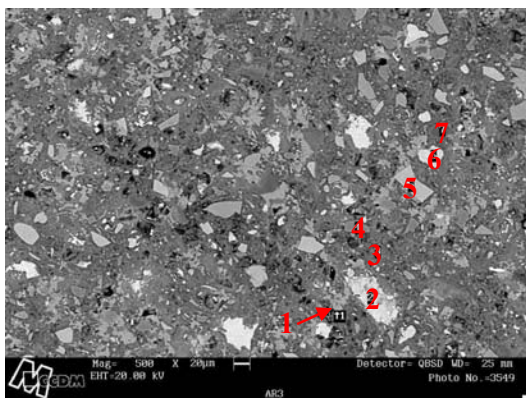


Figura 6.131 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 3 (SCA) que foi submetida ao meio ambiente.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	CH	24,62	0,01
2	A	4,08	0,10
3	M	1,58	0,09
4	C	778,5	0,002
5	E	1,37	0,28
6	A	2,27	0,05
7	S	0,07	0,01

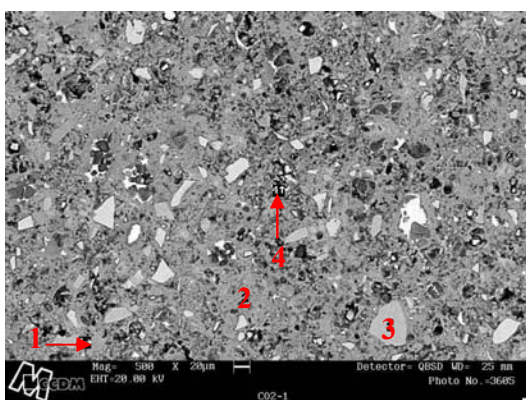


Figura 6.132 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente à viga 1 que foi submetida à carbonatação.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	C	--	--
2	PC	6,18	0,05
3	E	0,79	0,44
4	CaCO ₃	4,30	0,04

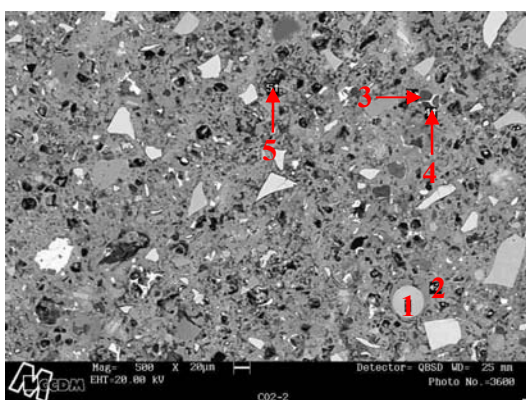
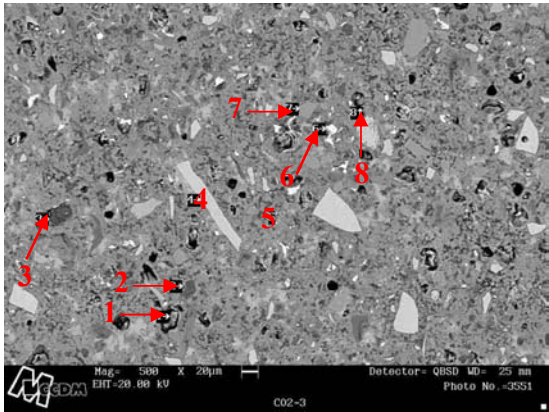


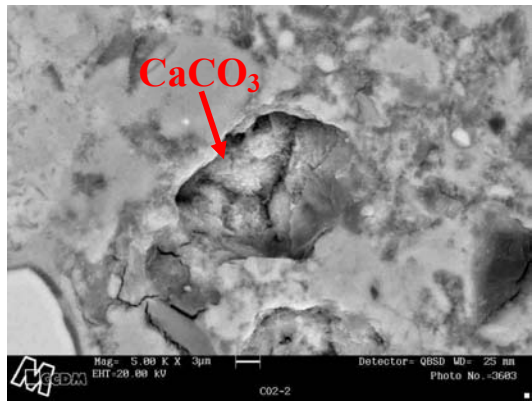
Figura 6.133 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 2 (SFS) que foi submetida à carbonatação.

Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	E	0,56	0,16
2	M	0,97	0,02
3	S	0,27	0,20
4	A	2,41	0,62
5	CaCO ₃	4,82	0,04

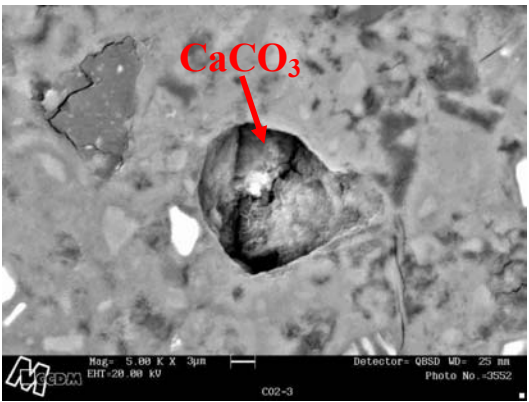


Ponto	Elemento	Ca/Si	(Fe+Al)/Ca
1	CaCO ₃	0,14	0,004
2	S	0,12	0,66
3	S	0,09	0,81
4	E	1,37	0,28
5	PC	2,98	0,09
6	A	13,39	0,50
7	C	853,9	--
8	CaCO ₃	2,68	0,06

Figura 6.134 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento referente a viga 3 (SCA) que foi submetida à carbonatação.



(a)



(b)

Figura 6.135 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento carbonatada com precipitação do CaCO₃ no poro. (a) pasta com SFS e (b) pasta com SCA.

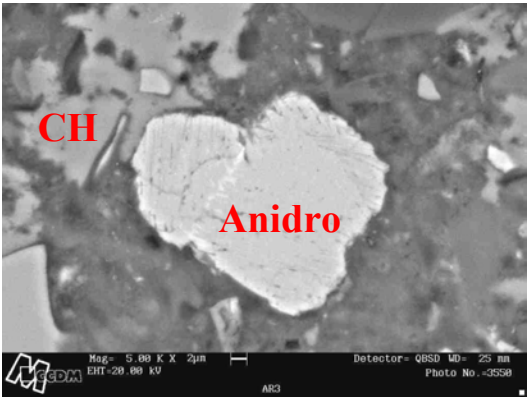
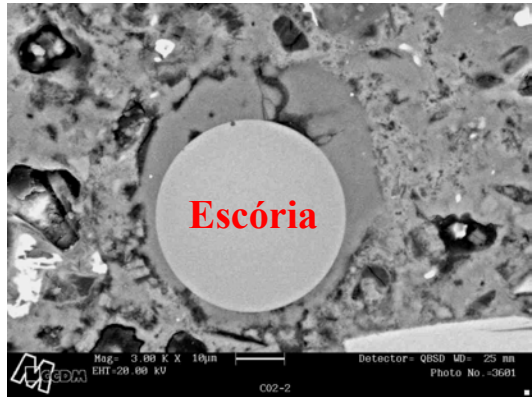


Figura 6.136 – Imagem de amostra polida de pasta de cimento mostrando a escória, o cimento anidro e o hidróxido de cálcio (CH).

Comparando as figuras 6.126 a 6.128 e sabendo que os pontos pretos referem-se aos poros presentes nas pastas, observa-se que a adição da sílica ativa contribui para a diminuição da porosidade. As pastas compostas com SFS e SCA apresentaram praticamente a mesma porosidade, conforme já observado nos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

As pastas submetidas ao meio ambiente e à carbonatação foram curadas durante sete dias, portanto estas pastas tendem a ser mais porosas que as pastas submetidas à cura úmida. Nas imagens referentes às pastas submetidas ao meio ambiente observa-se uma grande porosidade. Este comportamento foi verificado no PIM, em que a pasta submetida ao meio ambiente foi a que apresentou maior porosidade.

Observando as imagens apresentadas nas figuras 6.132 a 6.134 verifica-se que as pastas carbonatadas apresentam uma grande quantidade de poros quando comparada com as pastas submetidas à cura úmida, no entanto a porosidade desta pasta determinada pela PIM foi a menor. Este comportamento deve-se à precipitação do carbonato de cálcio nos poros tamponando-os, conforme apresentado na figura 6.135.

Capítulo 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

Esta pesquisa foi realizada com o intuito de verificar o comportamento da frente de carbonatação em vigas de concreto armado submetidas à flexão, na condição de subarmação. Para o desenvolvimento desta tese foi realizado um estudo experimental para verificar: o comportamento da carbonatação nas regiões com e sem fissuras e nas regiões tracionada e comprimida das vigas; a eficiência do cobrimento; a validade do concreto de alto desempenho em atmosferas agressivas quando fissurado e a possibilidade de realizar estudos de carbonatação em elementos estruturais em escala reduzida.

7.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A profundidade de carbonatação depende da concentração de CO_2 do meio. Foi observado que a tendência desse comportamento é seguir uma função logarítmica. Para concentrações superiores a 10% o aumento do coeficiente de carbonatação não é acentuado. Este comportamento pode ser justificado pelo fato do carbonato de cálcio precipitar nos poros e com isso a frente de carbonatação tende a diminuir.

A profundidade de carbonatação obtida em 28 dias de exposição a uma concentração de 50% de dióxido de carbono demoraria aproximadamente sete meses para ocorrer se estivesse submetida a uma concentração de 1%. Esta é a concentração das grandes cidades e regiões industriais. Portanto, se as vigas estudadas estivessem localizadas em grandes centros, com 65% de umidade relativa e sem proteção de revestimentos demorariam aproximadamente 7 meses para apresentar tal carbonatação. Na prática esta carbonatação não ocorre em sete meses uma vez que a umidade relativa não é constante em 65% e a tendência é realizar revestimentos na estrutura.

A adição de sílica ativa proporcionou uma diminuição volumétrica dos poros das pastas submetidas à cura úmida de aproximadamente 50%. Esta redução na porosidade deve-se à mudança da microestrutura da pasta proporcionada pela reação pozolânica e a redução da

relação água/cimento das pastas 2 e 3 comparado à pasta 1. Para as pastas com SFS e SCA submetidas à cura úmida foram observados praticamente a mesma porosidade total e o mesmo diâmetro médio dos poros. Portanto, em termos de porosidade estas pastas apresentaram comportamento semelhante para condição de cura úmida. As pastas com SFS e SCA submetidas à carbonatação apresentaram comportamentos diferentes, sendo que a pasta com SFS apresentou maior intensidade de carbonatação. Este comportamento pode ser verificado com o PIM uma vez que foi observada uma redução na porosidade total da pasta com SFS.

Com o ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foi observado que a carbonatação proporciona uma redução de aproximadamente 55% da porosidade da pasta. Já com o ensaio de microscopia eletrônica de varredura foi verificado que a tendência é do carbonato de cálcio se precipitar nos poros da pasta.

Nos ensaios de difração de raios-X nas pastas carbonatadas não foram observados os picos de portlandita, os quais foram consumidos na reação de carbonatação, e o halo amorfo do C-S-H. Verificou-se que a intensidade do pico de calcita foi menor para as pastas com adições de SFS e SCA, isto porque a quantidade de portlandita inicial foi menor devido a adição das sílicas serem realizadas por substituição volumétrica ao cimento Portland. Com a carbonatação tem-se a transformação da portlandita em calcita, desta forma quanto menor for a intensidade de portlandita inicial menor será a de calcita após a carbonatação.

Através do ensaio de MEV observou-se que a maioria das morfologias do carbonato de cálcio encontradas nas pastas carbonatadas foi a calcita, sendo encontrada em apenas uma das imagens a aragonita. Portanto, conforme apresentado na revisão bibliográfica, o carbonato de cálcio é comumente encontrado na forma de calcita, fase mais estável.

A presença da fissura facilitou o avanço da frente de carbonatação e juntamente com a umidade foram responsáveis pela presença da corrosão da armadura, dentro de um ano de exposição à umidade. A presença desta corrosão foi confirmada por meio das imagens do MEV.

No estudo da viabilidade de utilizar modelos físicos reduzidos verificou-se que as vigas em escala reduzida tendem a sofrer maiores deformações e deslocamentos quando comparado com as vigas em escala natural. Esta diferença de comportamento está associada à redução no valor do módulo de elasticidade e ao tipo de solicitação que foi flexão simples, e não flexão composta. Também foi verificado que os modelos físicos reduzidos tendem a apresentar menores quantidades de fissuras e com maiores aberturas.

7.2. CONCLUSÃO

A carbonatação não é uniforme ao longo do elemento estrutural e a tendência é que na região tracionada da viga a carbonatação seja maior que na comprimida. Na região comprimida existe o confinamento do concreto e consequentemente a dificuldade de difusão do CO_2 . A carbonatação na região tracionada da viga é a que mais se aproxima dos valores determinados em corpos-de-prova.

Comparando os resultados de profundidade de carbonatação determinados em corpos-de-prova e nas vigas de concreto armado foi observado que os corpos-de-prova apresentaram maiores valores de carbonatação. Portanto, utilizar corpos-de-prova para determinar a frente de carbonatação é a favor da segurança para posições em que o elemento estrutural não esteja fissurado.

Foi verificado que a fissura é um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono, o qual ultrapassou o cobrimento e atingiu a armadura. A determinação da carbonatação nas fissuras demonstrou que maiores aberturas de fissuras proporciona o aumento na profundidade de carbonatação.

Foi constatado que para concretos com menores coeficientes de carbonatação a difusão do dióxido de carbono para a superfície lateral da fissura tende a diminuir e este difunde para o interior da fissura. Este comportamento foi observado principalmente para a viga 3, a qual apresentou o menor coeficiente de carbonatação. A leitura da carbonatação ortogonal à fissura foi pequena, mas foi observada a presença da carbonatação na região próxima à armadura.

Com o MEV foi verificado que o carbonato de cálcio precipita-se na superfície da fissura e na pasta localizada próximo à esta região. Se o comportamento da carbonatação na fissura fosse igual ao que ocorre nos poros a tendência seria o tamponamento das mesmas de pequenas aberturas. No entanto esta semelhança de comportamento não foi observada, uma vez que na fissura não existe umidade suficiente para transformar todo o CO_2 em ácido carbônico como ocorre no poro. Caso a fissura estivesse saturada a difusão do dióxido de carbono não ocorreria. Com isso conclui-se que o comportamento da carbonatação, nos poros e nas fissuras, é diferente.

Foi observado com o MEV que as fissuras tendem a surgir na região composta por hidróxido de cálcio. O CH é mais fraco que o C-S-H, portanto a fissura ocorrerá com maior facilidade no elo menos resistente da pasta de cimento hidratada.

A adição da SFS e SCA proporcionou uma redução estatisticamente significativa na abertura da fissura das vigas 2 e 3 respectivamente. Com a utilização da sílica ativa tem-se a

reação pozolânica que transforma o CH em C-S-H. Esta mudança da microestrutura proporciona uma melhoria na pasta de cimento, o que dificulta a propagação da fissura.

A adição da sílica da casca de arroz proporcionou uma redução significativa na profundidade de carbonatação, o mesmo comportamento não foi observado com a adição da SFS. Esta diferença de comportamento deve-se ao fato de que a SCA apresenta uma elevada superfície específica, o que proporcionou uma melhor aderência pasta agregado e o fortalecimento da zona de interface.

Foi observado que zonas de interface pasta/agregado com elevada porosidade e grande quantidade de hidróxido de cálcio proporcionam um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono. Esta verificação pode ser extrapolada para qualquer tipo de interface da pasta de cimento. Se a zona de interface for grande, tem-se o caminho preferencial para a difusão do CO₂. A simples adoção de uma pasta de boa qualidade não garante uma boa zona de interface pasta/agregado, existe a necessidade de diminuir o efeito parede e proporcionar a formação de C-S-H na interface com o agregado.

Concluiu-se que utilizar modelos físicos reduzidos em escala 1:5 para verificar a frente de carbonatação em elementos estruturais solicitados é adequado, com exceção de estudos na posição da fissura. Vale ressaltar, que é necessário verificar se esta limitação também ocorre para as escalas maiores.

A espessura do cobrimento de acordo com as recomendações da NBR 6118:2003 foi satisfatória para as regiões sem a presença de fissuras, uma vez que a armadura não foi atingida pela frente de carbonatação. Já na posição das fissuras a função de proteção do cobrimento foi invalidada, pois a fissura facilitou a difusão do dióxido de carbono para regiões internas da viga. Em várias regiões da armadura, com cobrimento de 3,0 cm, foi verificada a presença da carbonatação, apesar do valor médio da profundidade de carbonatação nas fissuras estar entre 20 e 25 mm.

Para simular cobrimentos de 2,0 e 2,5 cm foram realizadas leituras de carbonatação ortogonais as fissuras nas respectivas posições (seção AA, vide figura 6.47). Verificou-se que quanto mais próximo à superfície da viga, maiores foram os valores de profundidade de carbonatação ortogonais às fissuras. A redução da frente de carbonatação ortogonal à fissura e em direção ao interior da viga deveu-se à redução da intensidade de CO₂.

Conclui-se que a carbonatação é mais intensa na região tracionada do elemento estrutural e quando na presença da fissura tem-se um caminho preferencial. Portanto esta tendência de comportamento pode ser extrapolada para os demais tipos de elementos estruturais. Independente do elemento, se existir fissuras tem-se o caminho preferencial para a

difusão, na região tracionada tem-se maior intensidade de carbonatação e na região comprimida menor.

A aplicação do concreto de alto desempenho proporciona uma melhor performance frente a carbonatação quando comparado ao concreto convencional. No entanto, a simples adoção deste concreto para construção de elementos estruturais não é suficiente nas peças que contenham fissuras e são submetidas às atmosferas ambientais agressivas. Como o concreto é de elevado desempenho a tendência é de apresentar menor coeficiente de carbonatação e com isso a difusão do dióxido de carbono tende a ir para a região mais interna da fissura. Sendo assim, existe a possibilidade do agente agressivo atingir a região da armadura.

Tendo em vista a presença da fissura e do dióxido de carbono em elementos estruturais, a ocorrência da carbonatação é inevitável. Assim recomenda-se que as fissuras no concreto armado sejam impermeabilizadas e ao longo da vida útil da estrutura sejam realizadas manutenções preventivas.

7.3. SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Esta tese evidenciou algumas suposições que merecem estudos mais aprofundados para confirmar tais comportamentos, sendo assim sugere-se para trabalhos futuros:

- ✦ Verificar o pH da água dos poros das pastas de cimento confeccionadas com adição de SFS e SCA para verificar a influência destas adições na alcalinidade da pasta. A alteração desta alcalinidade influencia de forma direta na profundidade de carbonatação.
- ✦ Realizar ensaios de carbonatação para diferentes concentrações de dióxido de carbono para confirmar a tendência logarítmica entre o coeficiente de carbonatação x concentração sugerida nesta tese.
- ✦ Realizar um estudo mais detalhado da zona de interface pasta/agregado, pasta/armadura, para confirmar o efeito benéfico da dopagem inicial dos agregados na melhoria da zona de interface.
- ✦ Avaliar a interferência nos valores da frente de carbonatação em diferentes escalas, considerando a abertura de fissuras, a variação da seção transversal e o material, a fim de estabelecer um novo coeficiente de correlação.
- ✦ Estudar a influência da granulometria dos agregados na frente de carbonatação observada em modelos físicos reduzidos.

7.4. TRANSFERÊNCIA PARA O MEIO TÉCNICO

7.4.1. Trabalhos completos em anais de eventos

- 1 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L. **Comportamento da carbonatação nas fissuras de viga em concreto armado.** In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2005, Olinda. 2005. v. único.
- 2 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L; SILVA, Fernanda Giannotti da; CASTRO, Alessandra Lorenzetti de. **Concretos de alto desempenho constituídos com sílica extraída da casca de arroz.** In: SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO DO BETÃO NAS ESTRUTURAS, 2005, Coimbra. 2005. v. único.
- 3 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L; SILVA, Fernanda Giannotti da; CASTRO, Alessandra Lorenzetti de. **Demystifying the production process of high performance and high strength concretes - design considerations.** In: IV INTERNATIONAL ACI/CANMET CONFERENCE ON QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES AND RECENT ADVANCES IN CONCRETE MATERIALS AND TESTING, 2005, Olinda. 2005. v. único.
- 4 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L; SILVA, Fernanda Giannotti da; CASTRO, Alessandra Lorenzetti de. **Estudo do comportamento de concretos de alto desempenho - resistências mecânicas e durabilidade.** In: SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO O BETÃO NAS ESTRUTURAS, 2005, Coimbra. 2005. v. único.
- 5 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L; SILVA, Fernanda Giannotti da; CASTRO, Alessandra Lorenzetti de. **Structural Concretes with Silica Fume for Durable-concrete Production.** In: IV INTERNATIONAL ACI/CANMET CONFERENCE ON QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES AND RECENT ADVANCE IN CONCRETE MATERIALS AND TESTING, 2005, Olinda. 2005. v. único.
- 6 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B.L. **Comportamento da carbonatação em vigas pré-moldadas de concreto.** In: 1º Encontro Nacional de Pesquisas-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, 2005, São Carlos. 2005 v. único.
- 7 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L. **Estudo de viga de concreto armado submetido a carbonatação acelerada sob regime de tensão.** In: XXXI JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 2004, Mendoza. XXXI Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural. 2004. v. único.
- 8 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L. **Ajuste do modelo teórico e experimental para o processo de carbonatação.** In: 45º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2003, Vitória. 2003. v. único.
- 9 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L; HELENE, Paulo; CASTRO, Alessandra Lorenzetti de; SILVA, Fernanda Giannotti da; COSTENADO, Fernanda L; FAGURY, Samir. **Desenvolvimento tecnológico dos concretos nos últimos 50 anos.**

In: CONCRETO COLLOQUIA 2003, 2003, São Carlos. Concreto Colloquia 2003. 2003. v. único.

- 10 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L. **A carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa.** In: 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte. 2002. v. único.
- 11 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L. **O efeito da carbonatação em concretos e argamassas com e sem adição de sílica ativa.** In: XXX JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 2002, Brasília. 2002. v. único.
- 12 SILVA, Valdirene Maria; BARBOSA, Mônica Pinto; ALCÂNTARA, Marco Antônio de Moreira; SALLES, Flávio Moreira. **A influência do processo de cura nas propriedades mecânicas dos Concretos de Elevado Desempenho.** In: 41 CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO - IBRACON, 1999, Salvador. 41 Congresso Brasileiro de Concreto - IBRACON. 1999. v. único.

7.4.2 Artigos completos publicados em periódicos

- 1 SILVA, Valdirene Maria; LIBORIO, Jefferson B L; CASTRO, Mário de. **Carbonation Behavior in Reinforced Concrete Beams Under Stress Regime.** In: IBRACON MATERIALS JOURNAL, v. 1, n.1, September, 2005.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118:2003**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7222:1994**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 5739:1980**: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 8522:1984**: Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama – tensão deformação – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6207:1982**: Arame de aço – ensaio de tração – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7217:1987**: Determinação da Composição Granulométrica dos Agregados, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7218:1987**: Agregados - determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7219:1987**: Agregados - determinação do teor de materiais pulverulentos, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7220:1982**: Avaliação das impurezas orgânicas das areias para concreto, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7223:1992**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7251:1987**: Agregado em estado solto determinação da massa unitária, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7810:1983**: Agregado em estado compactado seco. Determinação da massa unitária, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9776:1987**: Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco chapman, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9937:1987**: Agregados - determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo. Rio de Janeiro.

_____. **AFNOR P- 18-301** Determinação do índice de forma.

AFRIDI, M.U.K.; OHAMA, Y.; DEMURA, K.; IQBAL, M.Z. (2001). A note on the comparison of crack resistance of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ crystals of unmodified and polymer-modified mortars in carbonated atmosphere. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 1643-1645.

AHN J. W.; CHOI, K.S. (2004). Synthesis of aragonite by the carbonation process. **Journal of American Ceramic Society**, v. 87, p. 286-288.

AL-AMOUDI, O.S.B.; MASLEHUDDIN, R.M. (1991). Carbonation and corrosion of rebars in salt contaminated OPC/PFA concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 21, p. 38-50.

ALCOCEL, E.G.; GARCÉS, P.; CHINCHÓN, S. (2000). General study of alkaline hydrolysis in calcium aluminate cement mortars under a broad range of experimental conditions. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 1689-1699.

ALONSO, C.; ANDRADE, C.; ARGIZ, C.; MALRIC, B. (1996). $\text{Na}_2\text{PO}_3\text{F}$ as inhibitor of corroding reinforcement in carbonated concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n.3, p. 405-415.

AL-KHAIAT, H.; FATTUHI, N. (2002). Carbonation of concrete exposed to hot and arid climate. **Journal of Materials in Civil Engineering**, p. 97-107.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide to durable concrete – ACI 201.2R – 77**. Detroit, ACI, 1992.

_____. **Building code requirements for structural concrete – ACI 318 – 89**. ACI, 1989.

_____. **High-strength concrete: state of the art – ACI 441R – 96**. ACI, 1996.

_____. **Models of concrete structures – state of the art – ACI 444R – 79**. ACI, 1987.

ANDAC, M.; GLASSER, F.P. (1999). Long-term leaching mechanisms of Portland cement-stabilized municipal solid waste fly ash in carbonated water. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 179-186.

ATIS, C.D. (2003). Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 17, p. 147-152.

ATIS, C.D. (2004). Carbonation-Porosity-Strength Model for fly ash concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, p. 91-94.

ANTUNES, R.A.; COSTA, I. (2002). **Caracterização de produtos de corrosão de aço carbono e aço patinável submetidos a ensaio acelerado de corrosão e ensaio de intemperismo**. In: 22^o CONBRASCORR – Congresso Brasileiro de Corrosão, Salvador – BA, 2002.

ANTUNES, R.A.; COSTA, I.; FARIA, D.L.A. de (2003). Characterization of corrosion products formed on steels in the first months of atmospheric exposure. **Matéria**, v.18, n. 1, p. 27-34.

BAKHAREV, T.; SANJAYAN, J. G.; CHENG, Y.B. (2001). Resistance of alkali-activated slag concrete to carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 1277-1283.

- BENTUR, A.; COHEN, M.D. (1987). Effect of condensed silica fume on the microstructure of the interfacial zone in portland cement mortars. **Journal of the American Ceramic Society**, v. 70, n. 10, p. 738-743.
- BENTZ, D.P.; GARBOCZI, E.J. (1991). Percolation of phases in a three-dimensional cement paste microstructure model. **Cement and Concrete Research**, v. 21, p. 325-344.
- BENTZ, D.P.; STUTZMAN, P.E. (1994). SEM analysis and computer modelling of hydration of portland cement particles. **Petrography of Cementitious Materials, ASTM STP 1215**, ed. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- BERTOS, M.F.; SIMONS, S.J.R., HILLS, C.D.; CAREY, P.J. (2004). A review of accelerated carbonation technology in the treatment of cement-based materials and sequestration of CO₂. **Journal of Hazardous Materials**, p. 193-205.
- BRITO, N.E.D. (1997). **Avaliação do grau de corrosão das armaduras em estruturas com concreto carbonatado**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Dissertação (Mestrado).
- BORGES J.F.; LIMA J.A. (1961). Crack and deformation similitude in reinforced concrete. **Bulletin RILEM N° 7**, June p. 1-12.
- CARMONA, T.G. (2005). **Modelos d previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Dissertação (Mestrado).
- CARVALHO, R.C. & FIGUEIREDO FILHO, J.R. (2001). **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Carlos: Editora UFSCar.
- CASCUDO, O. (2000). **Influência das características do aço carbono destinado ao uso como armadura para concreto armado no comportamento frente à corrosão**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Tese (Doutorado).
- CASTEL, A.; FRANCOIS, R.; ARLIGUIE, G. (1999). Effect of loading on carbonation penetration in reinforced concrete elements. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 561-565.
- CASTRO, A (2003). **Influência das adições minerais na durabilidade do concreto sujeito à carbonatação**. Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Dissertação (Mestrado).
- CHANG, C.F.; CHENG, J.W. (2006). The experimental investigation of concrete carbonation depth. **Cement and Concrete Research**, v. 36, n.9, p. 1760-1767.
- CLAISSE, P.A.; EL-SAYAD, H.; SHAABAN, I.G. (1999). Permeability and pore volume of carbonated concrete. **ACI Materials Journal**, v. 96, n.3, May-June.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON/CEB (1982). **Durability of concrete structure**. state of art report, Bulletin D'information, n. 148, Munich.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON/CEB (1983). **Durability of concrete structure: Final report of CEB-RILEM International**. Bulletin D'information, n. 152, Conpenhagen.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON/CEB (1996). **Durable concrete structures**. Report of Task Group 1+2, 1996.

CUNHA, A.F.; MOL, M.P.G.; MATINS,M.E.; ASSIS,P.S. (2006). Caracterização, beneficiamento e reciclagem de carepas geradas em processos siderúrgicos. **REM: R. Esc. Minas**, Ouro Preto, v. 59, n.1, p. 111-116.

CUNHA, A.C.Q.; HELENE, P.R.L. (2001). **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação**. Boletim Técnico - Série BT/PCC, n.283, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

DAVIDOVITS, J. High-Alkali cements for 21st century concretes. In: Durability of Concrete: Second International Conference, **Proceedings**. American Concrete Institute, Montreal, 1991, (SP-126).

DHIR, R.K.; HEWLETT, P.C.; CHAN, Y.N. (1989). Near-surface characteristics of concrete: prediction of carbonation resistance. **Magazine of Concrete Research**, v. 41, n. 148, p. 137-143.

FERNANDES PARIS, J.M. (1973). **La Carbonatación de la Pasta Hidrata de Cimento Portland Interpretación Físico-Química**. Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, 69 p.

FIGUEIREDO, E.J.P. (1994). **Avaliação do desempenho de revestimentos para proteção da armadura contra a corrosão através de técnicas eletroquímicas - contribuição ao estudo de reparo de estruturas de concreto armado**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo/USP, São Paulo, Tese (doutorado).

HARRIS, H.G ;SABNIS, G.M (1999). **Structural modeling and experimental techniques**. Second, edition. Boca Raton, Florida. CRC Press.

HELENE, P.R.L. (1986). **Corrosão em armaduras para concreto armado**. São Paulo: Pini.

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

HELENE, P.R.L. (1997). **Vida útil das estruturas de concreto**. In: IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções. Anais...Porto Alegre, RS.

HELENE, P.R.L. (2004). **Vida útil das estruturas de concreto**. Boletim Técnico, p. 1-30.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. (1992). **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: Pini.

HO, D.W.S.; LEWIS, R.K. (1987). Carbonation of concrete and its prediction. **Cement and Concrete Research**, v. 17, n. 3, p. 489-504.

HOBBS, D.W. (1999). Aggregate influence on chloride ion diffusion into concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 1995-1998.

HOSSDORF, H. (1972). **Modelos reduzidos métodos de cálculo**. Madrid, Instituto Eduardo Torroja De La Construcción y Del Cemento.

INNOCENTINI, M. D. M.; YAMAMOTO, J.; RIBEIRO, C.; PILEGGI, R. G.; RIZZI JR., A. C.; BITTENCOURT, L. R. M.; RETTORE2, R. P.; PANDOLFELLI, V. C. (2001). Efeito da distribuição granulométrica na secagem de concretos refratários. **Cerâmica**, v. 47, n. 304, p.212-218.

JANOTKA, I. *et al.* (1996). Behavior of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ in the presence of the set styrene-acrylate dispersion. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 11, p. 1727-1735.

JOHANNESSON, B.; UTGENANT, P. (2001). Microstructural changes caused by carbonation of cement mortar. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 925-931.

JUNG, W.Y.; YOON, Y.S.; SOHN, Y.M. (2003). Predicting the remaining service life of land concrete by steel corrosion. **Cement and Concrete Research**, v. 33, p. 663-677.

KOBAYASHI, K.; SUZUKI, K.; UNO, Y. (1994). Carbonation of concrete structures and decompositions of C_3S and H . **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 1, p. 55-61.

KOLEVA, D.A.; BREUGEL, K.V.; WIT, J.H.W. de; FRAAIJ, A.L.A. (2006). Some advantages of pulse, compared to conventional cathodic protection in reinforced concrete. **The Journal of Corrosion Science and Engineering**, v.9.

LEONHARDT, F. (1979). **Construções de concreto**. Verificação da capacidade de utilização, v. 4. Rio de Janeiro: Interciência LTDA, p. 210.

LIBORIO, J.B.L. (1990). **Contribuição ao estudo patológico de construções de argamassa armada existente no Brasil**. Universidade de São Paulo, São Carlos, Tese (Doutorado).

LIBORIO, J.B.L.; CASTRO, A.L.; da SILVA, F.G.; SILVA, V.M. (2005). Demystifying the production process of high performance and high strength concretes – design considerations. **IV High Performance Concrete Structures**.

MARTINELLI, D.A.O. (2003). EESC-USP: Eu me recordo... **Concreto Colloquia 2003**. São Carlos- SP.

MARTINS, A. R. (1990). **Técnica experimental para aplicação de modelos de microconcreto**. Universidade de São Paulo, EPUSP, São Paulo, Tese de Doutorado.

MARTINS, A.R.; MONTICELLI, I.; CAMARINI, G. (2001). Carbonatação em concretos submetidos a diferentes procedimentos de cura. In: **Congresso Brasileiro do Concreto, 43**. Foz do iguaçu, Anais, CD-ROM.

MASSAZZA, F. (1987). The role of the additions to cement in the concrete durability. **Journal of Cement**, p. 359-382.

MATSUSATO, H.; OGAWA, K.; FUNATO, M.; SATO, T. (1992). Studies on the carbonation of hydrated cement and its effect on microstructure and strength. In: **9th International Congress on the Chemistry of Cement, v.IV**. New Delhi, 1992, p.363-369.

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

MONTEIRO, P.J.M. (sd-a) **Portland Cement**. Notas de aula disponível em: www.ce.berkeley.edu/~paulomont/CE60New/cement.pdf, dia 23/09/2006 - 22:40.

MONTEIRO, P.J.M. (sd-b) **Durability**. Notas de aula disponível em: www.ce.berkeley.edu/~paulomont/CE60New/cement.pdf, dia 23/09/2006 - 23:20.

MOLLAH, M.Y.A. *et al.* (1993). An FTIR and XPS investigations of the effects of carbonation on the solidification/stabilization of cement based systems-Portland type V with zinc. **Cement and Concrete Research**, v. 23, n. 4, p. 773-784.

MONTEIRO, E.C.B.; NEPOMUCENO, A.A. (1997). Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos nacionais em relação à corrosão de armaduras, sob a ação conjunta de CO₂ e íons cloretos: cloreto - carbonatação. In: **CON PAT 97**, Porto Alegre - RS.

MONTOYA, P.J.; MESEGUER, A.G.; CABRÉ, F.M. (2000). **Hormigón armado**. Barcelona, Editorial Gustavo Gili.

NEMATI, K.M.; GARDONI, P. (2005). Microstructural and statistical evaluation of interfacial zone percolation in concrete. **Strength, Fracture and Complexity**, v. 3, p. 191-197.

NEVILLE, A.M. (1997). **Propriedades do concreto**. São Paulo: Pini.

NEVILLE, A.M.. Why we have concrete durability problems. In: **CONCRETE DURABILITY, Proceedings**. American Concrete Institute, Detroit, 1987, p.21-30, vol. 1, (SP-100).

NISHIKAWA, T.; SUZUKI, K. (1994). Chemical conversion of C-S-H in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 1, p. 176-182.

NGALA, V.T.; PAGE, C.L. (1997). Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 7, p. 995-1007.

NUNES, F.L. (1998). **Influência da dosagem na carbonatação dos concretos**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Dissertação de Mestrado.

OKOCHI, H. *et al.* (2000). Deterioration of concrete structures by acid deposition an assessment of the role of rainwater on deterioration by laboratory and field experiments using mortar specimens. **Atmospheric Environment**, v. 34, p. 2937-2945.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C.G.; FARDIS, M.N. (1992). Hydration and carbonation of pozzolanic cements. **ACI materials journal**, v. 89, n. 2, p. 119-130.

POURBAIX, M. (1974). **Atlas of electrochemical equilibria in aqueous solutions**, p. 644.

REARDON, E.J.; JAMES, B.R.; ABOUCHAR, J. (1989). High pressure carbonation of cementitious grout. **Cement and Concrete Research**, v. 19, n. 3, p. 385-399.

REINHARDT, H.W.; JOOSS, M. (2003). Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 7, p. 981-985.

RICHARDSON, M.G. (1988). **Carbonation of reinforced concrete: Its causes and management**. New York: CITIS Ltd, Publishers.

RILEM Concrete Permanent Committee CPC-18, (1984). **Measurement of hardened concrete carbonation depth**, *Materiaux et Constructions*, Vol. 17, n°102.

ROY, S.K.; NORTHWOODT, D.O.; POH, K.B. (1999). Durability of concrete - accelerated carbonation and weathering studies. **Building and Environment**, v. 34, p. 597-606.

SABNIS, G.M.; ROLL, F. (1971). Significance of scaled compression cylinders in shear studies of model reinforced concrete slabs. *JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE*. March/1971.

SAROTT, F.A. *et al.* (1992). Diffusion and adsorption studies on hardened cement paste and the effect of carbonation on diffusion rates. **Cement and Concrete Research**, v. 22, n. 2/3, p. 439-444.

SARKAR, S.L.; CHANDRA, S.; BERNTSSON, L. (1992). Interdependence of microstructure and strength of structural lightweight aggregate concrete. **Cement and Concrete Composites**, v.14, p.239-48, 1992.

SEIDLER, N.; DAL MOLIN, D.C.C. (2002). Influência das adições minerais e da resistência à compressão na carbonatação dos concretos. **44º Congresso Brasileiro do Concreto**. Belo Horizonte – MG.

SILVA, I.J. (2000). **Contribuição ao estudo dos concretos de elevado Desempenho: propriedades mecânicas, durabilidade e microestrutura**. Interunidades EESC-IFSC-IQSC, Universidade de São Paulo, São Carlos, Tese (Doutorado).

SILVA, V.M. (2002). **Contribuição ao estudo da carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa**. Interunidades EESC-IFSC-IQSC, Universidade de São Paulo, São Carlos, Dissertação (Mestrado).

SILVA, V.M.; LIBORIO, J.B.L. (2002). A carbonatação em concretos e argamassas com e sem adição de sílica ativa. In: **Congresso Brasileiro de Concreto IBRACON, 44.**, Artigo ainda não publicado.

SILVA, V.S.(2004), **Aderência de chapisco em concretos estruturais – melhoria da microestrutura da zona de interface pela adição da sílica da casca de arroz**. Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo, São Carlos, Tese, 2004.

TAYLOR, H.F.W. (1997). **Cement Chemistry**. ed 2. London. Thomas Telford.

TAYLOR, H.F.W.; NEWBURY, D.E. (1984). An electron microprobe study of a mature cement paste. **Cement and Concrete Research**, v.14, p.565-73.

VEIGA, F.N.; BITTENCOURT, R.M.; ANDRADE, W.P. (1998). **Influencia da adição de filer calcário na carbonatação do concreto.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, 40.

XUEQUAN, W. *et al.* (1999). Study on steel slag and fly ash composite Portland cement. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 1103-1106.

YUASA, N., KASAI, Y., MATSUI, I. (2000). Inhomogeneous distribution of compressive strength from surface layer to interior of concrete in structures. In: Malhotra, V.M. (ed) **Durability of concrete. CANMET/ACI International Conference, Barcelona, 2000. Proceedings.** American Concrete Institute, 2000, 2v., v.1, p 269-281 (SP-192).

WASSERMAN, R.; BENTUR, (1996). A. Interfacial interactions in lightweight aggregate concretes and their influence on the concrete strength. **Cement and Concrete Composites**, v.18, p.67-76.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5738:1994**: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7211:1983**: Agregado para concreto. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 7212:1984**: Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 8953:1992**: Concreto para fins estruturais - classificação por grupos de resistência. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9778:1987**: Argamassa e concreto, endurecidos - determinação da absorção de água por imersão - índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9779:1995**: Argamassa e concreto, endurecidos - determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9832:1992**: Concreto e argamassa - determinação dos tempos de pega por meio da resistência à penetração. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9833:1987**: Concreto fresco - determinação da massa específica e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9917:1987**: Agregados para concreto - determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 9939:1987**: Agregados - determinação do teor de umidade total, por secagem, em agregado graúdo. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 10342:1992**: Concreto - perda de abatimento. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 10786:1989**: Concreto endurecido - determinação do coeficiente de permeabilidade à água. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 10787:1994**: Concreto endurecido - Determinação da penetração de água sob pressão. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 10908:1990**: Aditivos para argamassa e concretos - Ensaios de uniformidade. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 11768:1992**: Aditivos para concreto de cimento Portland, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 12142:1991**: Concreto - determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 12655:1996**: Concreto - preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 12821:1993**: Preparação de concreto em laboratório. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 12815:1993**: Concreto endurecido - determinação do coeficiente de dilatação térmica linear. Rio de Janeiro.

_____. **NBR 13956:1997**: Sílica ativa para uso em cimento Portland, concreto, argamassa e pasta de cimento Portland – Especificação, Rio de Janeiro.

_____. **NBR 13957:1997**: Sílica ativa para uso em cimento Portland, concreto, argamassa e pasta de cimento Portland - métodos de ensaio. Rio de Janeiro.

_____. **EB 2138:1991**, Cimento Portland composto, Rio de Janeiro.

ABREU, A.G.; DALMOLIN, D.C.C. (1997). **Efeito da adição de sílica ativa na resistividade elétrica de concretos convencionais**. In: CON PAT 97, Porto Alegre - RS, 1997.

AFONSO, L. (1995). **Contribuição ao estudo das propriedades de concretos estruturais com cimentos portland submetidos a cura a vapor sob pressão atmosférica**. Departamento de Arquitetura e Urbanismo, EESC-USP, São Carlos, Dissertação de Mestrado.

AGUILERA, J.; MARTÍNEZ-RAMÍREZ, S.; PAJARES-COLOMO, I.; BLANCO-VARELA, M.T. (2003). Formation of thaumasite in carbonated mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 25, p. 991-996.

AITCIN, P.C. (2000). **Concreto de alto desempenho**. São Paulo: Pini.667p.

American Concrete Institute, Committee 222. Corrosion of metals in concrete. **American Concrete Institute Journal**, Vol.82, nº1, pp. 3-32, 1985.

ANDRADE, M.C.P. (1992). **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: Pini.

BALAYSSAC, J.P.; DÉTRICHÉ Ch. H.; GRANDET, J. (1995). Effects of curing upon carbonation of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 9, nº2, p. 91-95.

BARRA, M.; VAZQUEZ, E. (1997). Particularidades do processo de carbonatação em concretos de agregado reciclado. In: **CON PAT 97**, Porto Alegre - RS, 1997.

BASHEER, L.; KROPP, J.; CLELAND, D.J. (2001). Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review. **Construction and Building Materials**, v. 15, p. 93-103.

BATIS, G.; SIDERIS, K.K. (2003). Influence of inorganic and organic corrosion inhibitors on carbonation mechanism and corrosion of steel reinforcement. **11TH Internacional Congress on the Chemistry of Cement**, Durban, South Africa, 2003.

BAUER, E. (1995). **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Tese (Doutorado).

BENTZ, D.P.; STUTZMAN, P.E.; GARBOCZI, E.J. (1992). Experimental and simulation studies of the interfacial zone in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 22, n. 5, p. 891-992.

BIJEN, J. (1996). Benefits of slag and fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 5, p. 309-314.

BIJEN, J.; VAN SELST, R. (1993). Cement equivalence factors for fly ash. **Cement and Concrete Research**, v. 23, n. 5, p. 1029-1039.

CAPUZZO NETO, V (2005). **Interação de paredes de alvenaria estrutural sob ações verticais**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Tese (Doutorado).

CASCUDO, O. (1997). **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. Goiânia - GO: Editora UFG.

CASTRO, P.; SANJUÁN, M.A.; GENESCÁ, J. (2000). Carbonation of concretes in the Mexican Gulf. **Building and Environment**, v. 35, p. 145-149.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON/CEB (1992). **Durable concrete structure**. Design guide, Conpenhagen.

CURTIL, L.; GIELLY, J.; MURAT, M. (1993). The polarizing microscope: A tool of interest for investigation on concrete; application to carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 23, n.2 , p. 329-334.

DUVAL, R.; KADRI, E.H. (1998). Influence of silica fume on the workability and the compressive strength of high-performance concretes. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n. 4, p. 533-547.

ELFVING, P.; PANAS, I.; LINDQVIST, O. (1996). In situ ir study on the initial sulphition and carbonation of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ and CaO by SO_2 polluted air. **Atmospheric Environment**, v. 30, n. 23, p. 4085-4089.

FAGURY, S. C. (2002). **Concretos e pastas de elevado desempenho: contribuição aos estudos dos reparos estruturais e ligações entre concreto novo e velho, com tratamento da zona de interface**. Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais – EESC-IFSC-IQSC-USP, São Carlos, Dissertação de Mestrado.

FRANCISCO, D. (1995). **Normas para elaboração de dissertações e teses no IFSC-USP**. Universidade de São Paulo, Instituto de Física de São Carlos, Serviço de Biblioteca e Informação.

FUSCO, P.B. (1976). **Estruturas de concreto – Fundamentos do projeto estrutural**. São Paulo-SP, ed. da Universidade de São Paulo.

GARCIA, C.C. (1999). **Avaliação das incidências patológicas em edificações na região de São Carlos/SP**. Interunidades em Ciência e Engenharia de Materiais, EESC-IFSC-IQSC-USP, São Carlos, Dissertação de Mestrado.

GIONGO, J.S. (2001). **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. São Carlos: Gráfica EESC-USP.

HAQUE, M.N.; KHAIAT, H.A. (1997). Carbonation of concrete structures in hot dry coastal regions. **Cement and Concrete Research**, v. 19, p. 123-129.

HOBBS, D.W. (1988). Carbonation of concrete containing pfa. **Magazine of Concrete Research**, v. 40, n. 143, p. 69-78.

HOLANDA JR. (2002). **Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Tese (Doutorado).

IDORN, G.; NERENST, P.; POULSEN E.. Benefits from International Interaction in Concrete Research and Development. In: Concrete Durability, **Proceedings**. American Concrete Institute, Detroit, 1987, p.11-19, vol. 1, (SP-100).

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

ISAIA, G.C. (1997). Carbonatação de concreto de elevado desempenho com cinza volante, cinza de casca de arroz e microsilica. In: **CON PAT 97**, Porto Alegre - RS.

ISAIA, G.C.; VAGHETTI, M.A.O.; GASTALDINI, A.L.G. (1998). Efeitos de misturas pozolânicas sobre a carbonatação do concreto de cimento Portland. In: **Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON**, 40.

IHEKWABA, N.M.; HOPE, B.B.; HANSSON, C.M. (1996). Carbonation and electrochemical chloride extraction from concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 7, p. 1095-1107.

JONES, M.R.; DHIR, R.K.; MAGEE, B.J. (1997). Concrete containing ternary blended binders: resistance to chloride ingress and carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 6, p. 825-831.

JIANG, L.; LIN, B. CAI, Y. (2000). A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 699-702.

KAZMIERCZAK, C.S.; HELENE, P.R.L. (1995). **Determinação da eficiência de películas usadas como proteção contra a carbonatação**. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC/150.

KJELSEN, K.O.; WALLEVIK, O.H.; FJÄLLBERG, L. (1998). Microstructures and microchemistry of the paste-aggregate interfacial transition zone of high performance concrete. **Advances in Cement Research**, v.10, n.1, p.33-40.

KLIMESCH, D.S.; RAY, A. (1997). Autoclaved cement-quartz pastes: the effects on chemical and physical properties when using ground quartz with different surface areas part II: results of accelerated carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n.7, p. 1073-1083.

KOBAYASHI, K.; UNO, Y. (1989). Influence of alkali on carbonation of concrete, Part 1, preliminary tests with mortar specimens. **Cement and Concrete Research**, v. 19, n. 5, p. 821-826.

LARBI, J.A.; BIJEN, J.M. (1990). Orientation of calcium hydroxide at the Portland cement paste-aggregate interface in mortars in the presence of silica fume: A contribution. **Cement and Concrete Research**, v. 20, n. 3, p. 461-470.

LIBORIO, J.B.L. (1985). **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas com pilares de seção retangular**. Universidade de São Paulo, São Carlos, Dissertação (Mestrado).

LIBORIO, J.B.L. (1996). **Patologia na Construção Civil**. Notas de Aula, SAP-4847.

LIBORIO, J.B.L. (1999). **Patologia na Construção Civil**. Notas de Aula, Curso de Pós-Graduação, EESC-USP.

LIBORIO, J.B.L.; MELO, A.B. (1999). Processo FAPESP 96-00357-9, pesquisa não divulgada.

LIBORIO, J.B.L. (2001). Pesquisa não divulgada.

LIBORIO, J. B. L. (2002) **Concreto de alto desempenho**. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL SOBRE CONCRETOS ESPECIAIS, Sobral. **Anais...Sobral**: [s.n.]. 1 CD.

LICHTENSTEIN N.B. (1985). **E Patologia das construções: procedimentos para formulação do diagnostico de falhas e definição de conduta adequada a recuperação de edificações**. Universidade de São Paulo, São Paulo, Dissertação (Mestrado).

LO, Y.; LEE, H.M. (2002). Curing effects on carbonation of concrete using a phenolphthalein indicator and Fourier-transform infrared spectroscopy. **Building and Environment**, v. 37, p. 507-514.

MALAMI, C.H.; KALOIDAS, V. (1994). Carbonation and porosity of mortar specimens with pozolanic and hydraulic cement admixtures. **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 8, p. 1444-1454.

MASSONI, R.F.A.P. (1996). **Fôrmas estruturais de argamassa e concreto para elementos de concreto armado**. Departamento de Arquitetura e Urbanismo, EESC-USP, São Carlos, Dissertação de Mestrado.

MARELLI, L. M. (2000). **Estudo de alternativa construtiva para reatores anaeróbios tipo UASB, utilizados no tratamento de esgoto doméstico**. Departamento de Arquitetura e Urbanismo, EESC, São Carlos, Dissertação de Mestrado.

MEHTA, P.K. Durability of Concrete-Fifty Years of Progress? In: Durability of Concrete: Second International Conference, **Proceedings**. American Concrete Institute, Montreal, 1991, p.1-31. (SP-126).

MEHTA, P.K.; AITCIN, P.C. (1990). Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement Concrete and Aggregates**, CCAGDP, v. 12, n. 2, p. 70-78.

MELO, A.B. (2000). **Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland**. Interunidade EESC-IFSC-IQSC, Universidade de São Paulo, São Carlos, Tese (Doutorado).

MELO, A. B. (1996). **Estudo da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica na produção de elementos pré-moldados**. Interunidades EESC-IFSC-IQSC– USP, São Carlos, Dissertação de Mestrado.

MELO, A.B.; LIBORIO, J.B.L. (1994). Cura acelerada de argamassas estruturais mediante cura térmica (vapor), sob pressão atmosférica. In: **REIBRAC– IBRACON**, 36., Porto Alegre, 1994. **Anais**.

MINGSHU, T. *et al.* (1994). Studies on alkali-carbonate reaction. **ACI Materials Journal**, v. 91, n. 1.

NASCIMENTO NETO, J.A. (2003). **Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos** Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Tese (Doutorado).

NILSSON, L.O. (1996). Interaction between microclimate and concrete - a prerequisite for deterioration. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 5, p. 301-308.

NISHIKAWA, T.; SUZUKI, K.; ITO, S. (1992). Decomposition of synthesized ettringite by carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 22, n. 1, p. 6-14.

OLIVEIRA, P.S.F.; HELENE, P.R.L. (1991). Proteção e manutenção das estruturas de concreto. **Engenharia**, n. 485, p. 11-25.

OZYILDIRIM, C. (1994). Laboratory investigation of low-permeability concretes containing slag and silica fume. **ACI Materials Journal**, v. 91, n. 2, p. 197-202.

PAULON, V. A. (1981). **Reações álcali-agregado em concreto**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Dissertação (Mestrado).

PAPADAKIS, V.G. (2000). Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 291-299.

PAPADAKIS, V.G. (1999). Experimental investigation and theoretical modeling of silica fume activity in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 79-86.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C.G.; FARDIS, M.N. (1991). Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. **ACI Materials Journal**, v. 88, n. 4, p. 363-373.

PARROTT, J.L. (1996). Some effects of cement and curing upon carbonation and reinforcement corrosion in concrete. **Materials and Structures**, v. 29, n. 4, p. 164 – 173.

PROENÇA, S.P.B. (1988). Sobre modelos matemáticos do comportamento não-linear do concreto: análise crítica e contribuições. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Tese (Doutorado).

RAO, G.A. (1998). Influence of silica fume replacement of cement on expansion and drying shrinkage. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n. 10, p. 1505-1509.

RAUPACH, M.; SCHIESSL, P. (1997). Monitoring system for the penetration of chlorides, carbonation and the corrosion risk for the reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 11, n. 4, p. 207-214.

ROY, S.K.; NORTHWOODT, D.O.; POH, K.B. (1996). Effect of plastering on the carbonation of a 19-year-old reinforced concrete building. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 4, p. 267-272.

SAETTA, A. V.; SCHREFLER, B. A.; VITALIANI, R.V. (1995). 2-D model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 8, p. 1703-1712.

SANJUAN, M.A.; OLMO, C. (2001). Carbonation resistance of one industrial mortar used as a concrete coating. **Building and Environment**, v. 36, p. 949-953.

SILVA, I.J.; LIBORIO, J.B.L.; MELO, A.B. (2000). **Influência da estrutura porosa da pasta e concretos de cimento Portland na durabilidade das estruturas**. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29.

SILVA, P.F.A. (1993). **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Dissertação (Mestrado).

SILVA, V.M.; LIBORIO, J.B.L. (2002). **O efeito da carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa**. Interunidades EESC-IFSC-IQSC, Universidade de São Paulo, São Carlos, Relatório anual não publicado.

SUGAMA, T. (1996). Hot alkali carbonation of sodium metaphosphate modified fly ash/calcium aluminate blend hydrothermal cements. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 11, p. 1661-1672.

SUGAMA, T.; CARCIELLO, N.R. (1992). Carbonation of hydrothermally treated phosphate-bonded calcium aluminate cements. **Cement and Concrete Research**, v. 22, n. 5, p. 783-792.

SURYAVANSHI, A.K.; SWAMY, R.N. (1996). Stability of friedel's salt in carbonated concrete structural elements. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 5, p. 729-741.

SURYAVANSHI, A.K.; SWAMY, R.N. (1997). An evaluation of controlled permeability formwork for long-term durability of structural concrete elements. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n.7, p. 1047-1060.

TAKEYA, T. (2001). **Análise experimental de estruturas**. Notas de aula. São Carlos: Gráfica EESC-USP.

THOMAZ, E. (1949). **Trincas em edifícios – causas, prevenção e recuperação**. São Paulo, ed. Pini.

TSIVILIS, S. *et al.* (2000). Properties and behavior of limestone cement concrete and mortar. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 1679-1683.

VAYSBURD, A.M.; EMMONS, P.H. (2000). How to make today's repairs durable for tomorrow corrosion protection in concrete repair. **Construction and Building Materials**, v. 14, p. 189-197.

VAGHETTI, M.A.O. (1999). **Efeitos da cinza volante com cinza de casca de arroz ou sílica ativa sobre a carbonatação do concreto de cimento Portland**. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Dissertação de Mestrado.

VERÇOZA, E.J. (1991). **Patologia das edificações**. Porto Alegre, ed. Sagra.

VUCAK, M. *et al.* (1998). Effect of precipitation conditions on the morphology of calcium carbonate: quantification of crystal shapes using image analysis. **Powder Technology**, p. 1-5.

ANEXO A
CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A.1. Cimento Portland

O cimento utilizado foi o CP II E32, cujas propriedades físicas, químicas e mecânicas estão na tabela A.1. A análise química foi realizada por Fluorescência de Raios X; esse ensaio foi executado pelo Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais – CCDM/UFSCar. Esse cimento foi escolhido por ser muito utilizado no canteiro de obras devido à sua disponibilidade no mercado.

Tabela A.1 – Caracterização química, física e mecânica do cimento CP II E 32.

Características	Determinação	Valores obtidos (%)
Químicas	Perda ao fogo	4,98
	Óxido de Silício (SiO_2)	21,86
	Óxido de Alumínio (Al_2O_3)	4,96
	Óxido de Ferro (Fe_2O_3)	1,83
	Óxido de Titânio (TiO_2)	0,16
	Óxido de Cálcio (CaO)	63,57
	Óxido de Magnésio (MgO)	1,46
	Óxido de Sódio (Na_2O)	0,23
	Óxido de Potássio (K_2O)	0,69
	Óxido de Fósforo (P_2O_5)	0,25
	Óxido de Manganês (MnO)	----
	Óxido de Cromo (Cr_2O_3)	----
	Composição potencial- Bogue	
Físicas	C_3S	56,65
	C_2S	20,25
	C_3A	10,05
	C_4AF	5,56
	Massa específica	3,04 g/cm ³
Mecânicas	Finura – área específica *	3316 cm ² /g
	Tempo de pega inicial	138
	Tempo de pega final	338
	Resistência à compressão *	
	1 dia	13,6 ≥ 11 MPa
	3 dias	32,1 ≥ 22 MPa
	7 dias	41,2 ≥ 31 MPa

* Dados fornecidos pela empresa (HOLDERCIM, 2002).

Para este cimento Portland foi realizado o ensaio de difratometria de raios-X, figura A.1. São apresentados na tabela A.2 os principais produtos identificados e a nomenclatura adotada na identificação do difratograma.

Tabela A.2 – Produtos identificados nos difratogramas e suas respectivas nomenclaturas.

Compostos	Nomenclaturas	Fórmula química
Alita	C_3S	$3\text{CaO}.\text{SiO}_2$
Belita	C_2S	$2\text{CaO}.\text{SiO}_2$
Aluminato	A	$3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$
Ferrita	F	$4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$

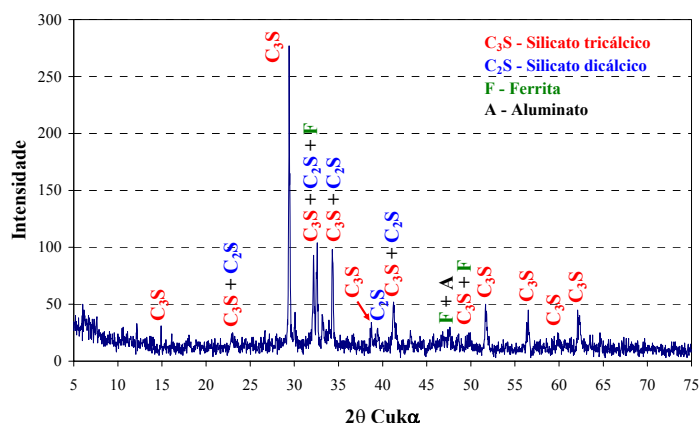


Figura A.1 - Difratograma de raios-X do cimento CP II E 32.

A.2. Agregado miúdo

Foi utilizada uma areia quartzosa de cava advinda de uma jazida próxima à cidade de São Carlos – SP. Na tabela A.3 estão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização desse material.

Tabela A.3 – Caracterização do agregado miúdo – areia Itaporanga.

Determinação	Método de ensaio	Valores obtidos
Composição granulométrica		Areia fina – Zona 2
Diâmetro máximo característico	NBR 7217:1987	2,4 mm
Módulo de finura		2,03
Massa específica por meio do frasco Chapman	NBR 9776:1987	2,63 kg/dm ³
Massa unitária do agregado em estado solto	NBR 7251:1982	1,58 kg/dm ³
Teor de argila em torrões e materiais friáveis	NBR 7218:1987	0,10%
Materiais pulverulentos	NBR 7219:1987	0,75%
Impurezas orgânicas	NBR 7220:1987	< 300 ppm
Número de angulosidade médio	BS - 812	1,68

A composição granulométrica da areia é apresentada na tabela A.4 e representada na figura A.2. A partir da curva granulométrica, caracterizou-se o material como areia fina, zona 2, de acordo com a NBR 7217:1987.

Tabela A.4 - Composição granulométrica do agregado miúdo.

Peneira (mm)	Massa retida (g)	Massa acumulada (g)	% Retida (%)	% Retida acumulada (%)
9,5	0,0	0,0	0	0
6,30	6,6	6,6	1	1
4,80	3,0	9,6	1	2
2,40	13,2	22,8	3	5
1,20	27,0	49,8	5	10
0,60	55,5	105,3	11	21
0,30	242,5	347,8	49	70
0,15	133,3	481,1	27	96
Fundo	18,9	500	4	100
Soma	500		100	305

Diâmetro máximo = 2,4 mm

Módulo de finura = 2,033

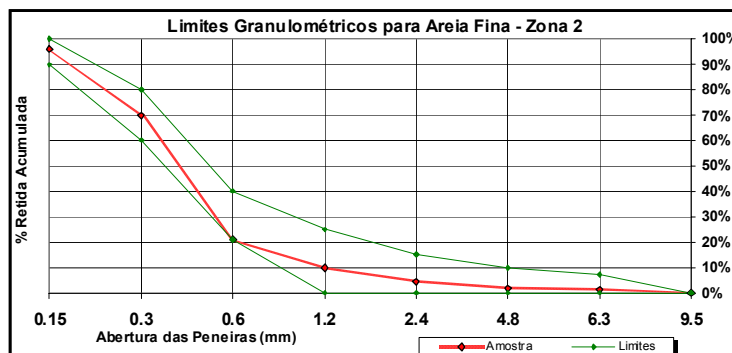


Figura A.2 - Composição granulométrica da areia Itaporanga.

O que determinou a escolha dessa areia foi o número de angulosidade. Quanto menor esse valor, mais arredondado é o agregado; esse valor está compreendido entre 0 e 11. Quando o agregado possui um formato mais arredondado, melhor é o empacotamento desse material com os demais e melhores serão as propriedades do concreto.

A.3. Agregado graúdo

Como agregados graúdos foram utilizados brita 1 e intermediária, de origem basáltica da região de São Carlos. Na tabela A.5 são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização desses materiais.

Tabela A.5 – Caracterização dos agregados graúdos.

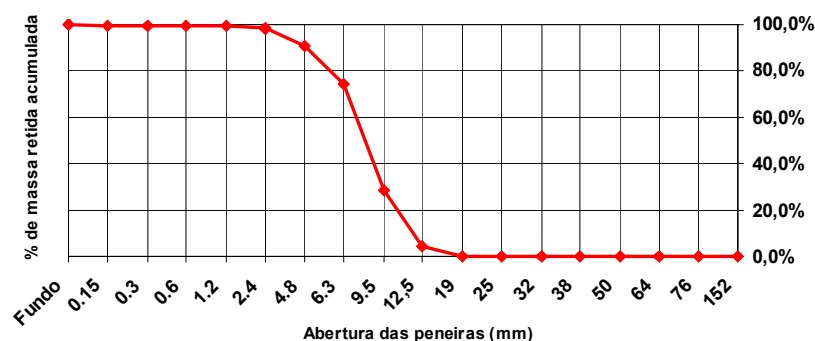
Determinação	Método de ensaio	Valores obtidos	
		Intermediária	Brita 1
Diâmetro máximo característico	NBR 7217:1987	12,5 mm	19,0 mm
Módulo de finura		6,15	6,93
Massa específica	NBR 9937:1987	2,84 kg/m ³	2,89 kg/m ³
Massa específica - γ_{ss}	NBR 9937:1987	2,87 kg/m ³	2,91 kg/m ³
Massa unitária do agregado em estado solto	NBR 7251:1982	1,46 kg/m ³	1,48 kg/m ³
Massa unitária do agregado em estado compactado	NBR 7810:1983	1,58 kg/m ³	1,55 kg/m ³
Absorção do agregado graúdo	NBR 9937:1987	1,0 %	0,6 %
Índice de forma	AFNOR P-18-301	0,23	0,22
Materiais pulverulentos	NBR 7219:1987	0,60 %	0,23 %

As distribuições granulométricas das britas intermediárias e brita 1, conforme a NBR 7217:1987 são apresentadas nas tabelas A.6 e A.7 respectivamente, e as curvas de distribuição granulométrica das mesmas são mostradas nas figuras A.3 e A.4.

Tabela A.6 – Composição granulométrica do agregado graúdo – brita intermediária.

Peneiras (mm)	Massa retida (g)	% retida (%)	% acumulada (%)
25	0	0	0
19	0	0,1	0,1
12,5*	212,5	4,3	4,4
9,5	1192,5	23,9	28,2
6,3*	2294,0	45,9	74,1
4,8	842,0	16,8	90,9
2,4	381,0	7,6	98,6
1,2	43,7	0,9	99,4
0,6	9,0	0,2	99,6
0,3	5,1	0,1	99,7
0,15	3,2	0,1	99,8
Fundo	17,0	0,3	100
Total	5000	100	100

*Peneiras intermediárias

**Figura A.3** – Curva de distribuição granulométrica da brita intermediária**Tabela A.7** – Composição granulométrica do agregado graúdo – brita 1.

Peneiras (mm)	Massa retida (g)	% retida (%)	% acumulada (%)
25	0	0	0
19	0	0,1	0,1
12,5*	3585,7	71,7	71,7
9,5	1157,3	23,1	94,9
6,3*	230,2	4,6	99,5
4,8	9,3	0,2	99,7
2,4	1,6	0	99,7
1,2	0,3	0	99,7
0,6	0	0	99,7
0,3	0	0	99,7
0,15	0	0	99,7
Fundo	15,6	0,3	100
Total	5000	100	100

*Peneiras intermediárias

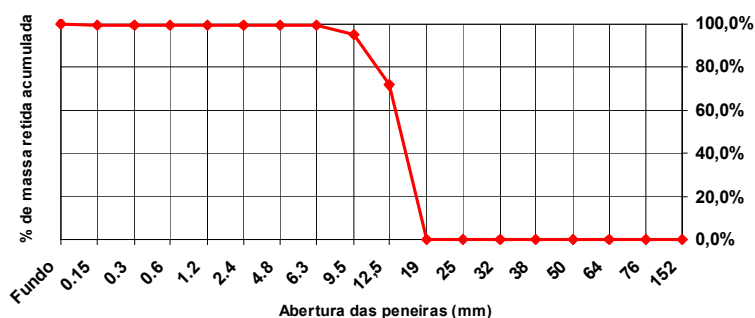


Figura A.4 – Curva de distribuição granulométrica da brita 1

A.4. Composição entre os agregados graúdos

Com o objetivo de diminuir o consumo de cimento e determinar o menor índice de vazios do concreto, realizou-se uma análise de composição “ideal” entre brita 1 e a intermediária, através da massa unitária no estado compactado seco, NBR 7810:1983 cujos valores se encontram na tabela A.8.

O ensaio foi realizado compactando-se 3 camadas de material com 25 golpes em cada camada, em um recipiente metálico com volume de 15 dm³.

O índice de vazio, definido através da massa unitária e massa específica dos agregados, foi calculado de acordo com a equação A.1.

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \quad (\text{A.1})$$

Em que: e = índice de vazios;

ρ_s = massa específica real;

ρ = massa unitária.

O melhor resultado obtido com esse ensaio foi a composição com 70% de brita 1 e 30% de brita intermediária, a qual apresentou o menor índice de vazios. Na tabela A.8 e figura A.5 são apresentados os valores calculados do índice de vazios, utilizando a massa unitária e a massa específica da composição dos agregados.

Tabela A.8 – Resultados do ensaio de composição ideal entre brita 1 e intermediária.

Composição brita 1/brita interm. (%)	Massa Total (kg)	Massa Unitária kg/dm ³	Massa Específica kg/dm ³	Índice de Vazios
100/0	22,475	1,55	2,89	0,86
90/10	22,698	1,56	2,88	0,85
80/20	22,705	1,57	2,88	0,83
70/30	22,842	1,58	2,87	0,82
60/40	22,599	1,56	2,87	0,84
50/50	22,454	1,55	2,86	0,85
40/60	22,415	1,54	2,86	0,86

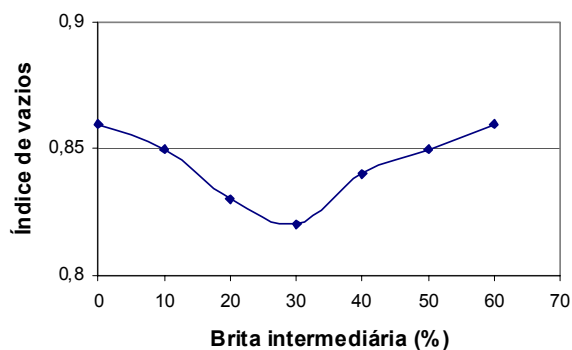


Figura A.5 – Representação gráfica dos índices de vazios.

Esse estudo de composição ideal propicia o máximo empacotamento possível entre os agregados, com vistas a estabelecer, com os outros materiais, uma melhor compacidade.

A.5. Sílica ativa

Na tabela A.10 são apresentados os valores da massa específica e pozolanicidade (ensaio de Chapelle modificado) da sílica extraída da casca de arroz (SCA) e da sílica de ferro-silício ou silício metálico(SFS).

Tabela A.10 – Valores de pozolanicidade e massa específica.

Sílicas avaliadas	Massa específica (kg/dm ³)	Pozolanicidade (%)
SCA	2,10	99,78
SFS	2,20	99,81

Quando da realização do ensaio de difração de raios-X (DRX) da SCA e da SFS, figuras A.6 e A.7, foi verificada a ausência de picos cristalinos; isso comprovou a amorficidade das sílicas. Essa propriedade confere alta pozolanicidade às sílicas com o hidróxido de cálcio. Se eventualmente houver presença de sílica cristalina na amostra, elas encontram-se abaixo do limite de detecção da técnica utilizada.

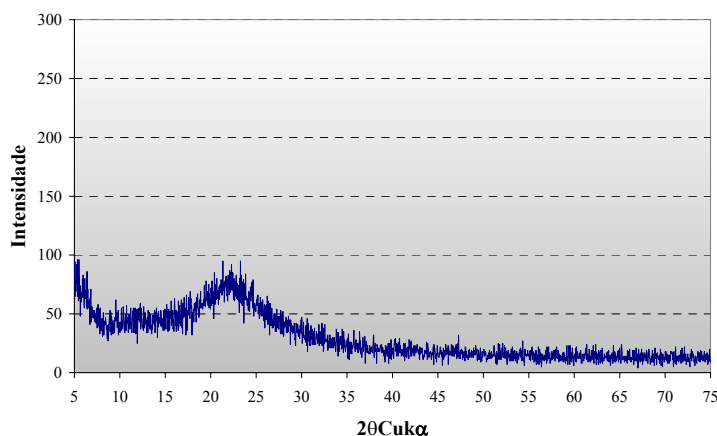


Figura A.6 – Difratograma de raios-X da sílica da casca de arroz (SCA).

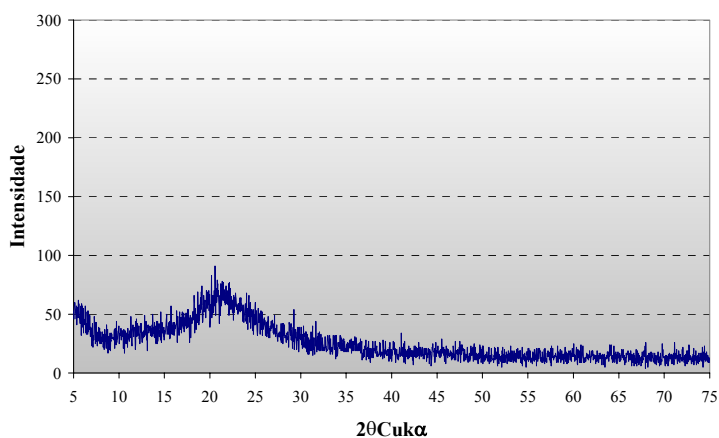


Figura A.7 – Difratograma de raios-X da sílica de ferro silício (SFS).

A tabela A.11 apresenta a composição química da SCA e da SFS. Essa análise química foi realizada por Fluorescência de Raios X, sendo esse ensaio realizado pelo Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais – CCDM/UFSCar.

Tabela A.11 – Caracterização química da SCA e SFS.

Constituintes	SCA	SFS
SiO ₂	97,53	95,92
Al ₂ O ₃	---	---
Fe ₂ O ₃	0,21	1,33
TiO ₂	0,02	0,01
CaO	0,22	0,36
MgO	---	0,38
Na ₂ O	0,01	0,12
K ₂ O	0,04	0,30
P ₂ O ₅	0,26	---
MnO	---	---
Cr ₂ O ₅	---	---
Perda ao fogo	1,72	1,58

A.6. Aditivos

Foi utilizado o aditivo superplastificante Glenium 51 à base de éter carboxílico modificado. A quantidade de água no aditivo é de aproximadamente 60% e a cor é castanho claro.

A.7. Barras de aço

Foram ensaiadas de acordo com a NBR 6207:1982 as barras de aço com diâmetros de 1,65 mm, 2,5 mm, 5,0 mm, 6,3 mm e 12,5 mm; os valores dos módulos de elasticidade e resistência ao escoamento estão na tabela A.12.

Tabela A.12 – Valores do módulo de elasticidade e resistência ao escoamento das barras de aço utilizadas na confecção das vigas.

Diâmetro das barras (mm)	Módulo de Elasticidade E (GPa)	Resistência ao Escoamento f_{yd} (MPa)
12,5	202,0	566
6,3	209,5	551
5,0	212,9	744,1
2,5	170,9	698,8
1,65	193,6	392,8

Nas figuras A.8, A.9, A.10, A.11 e A.12 são apresentados os gráficos da caracterização das barras de aço.

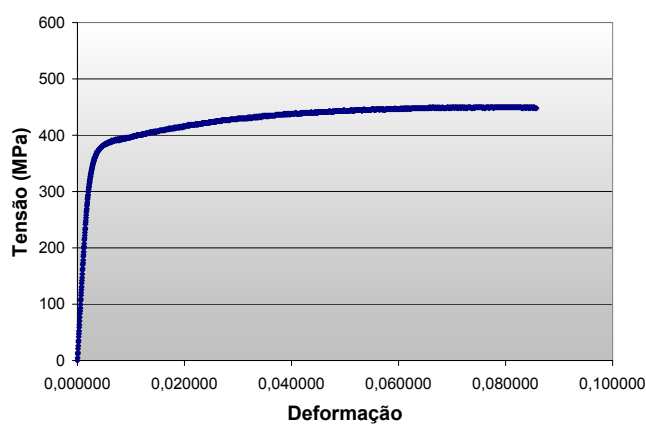


Figura A.8 – Gráfico de tensão x deformação da barra de aço com diâmetro de 1,65 mm.

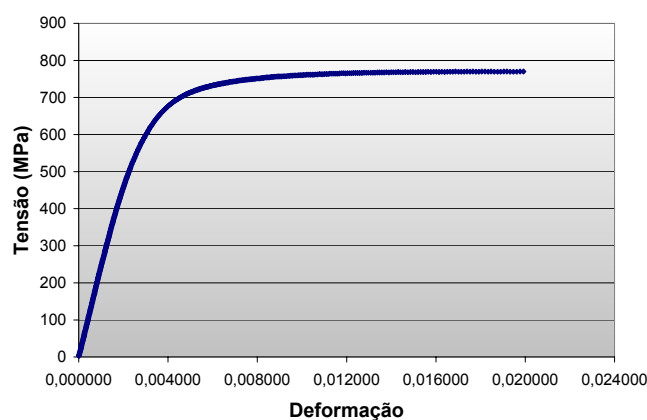


Figura A.9 – Gráfico de tensão x deformação da barra de aço com diâmetro de 2,5 mm.

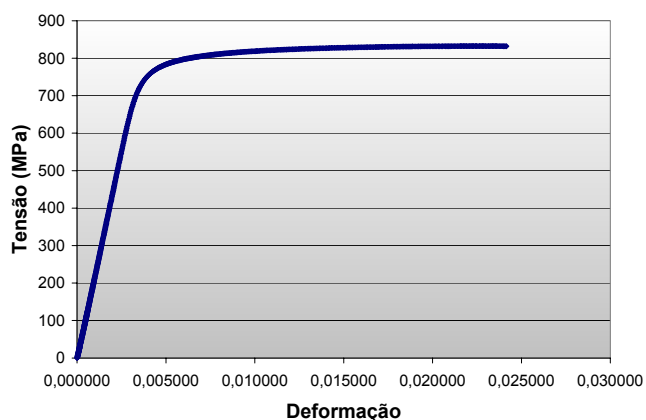


Figura A.10 – Gráfico de tensão x deformação da barra de aço com diâmetro de 5,0 mm.

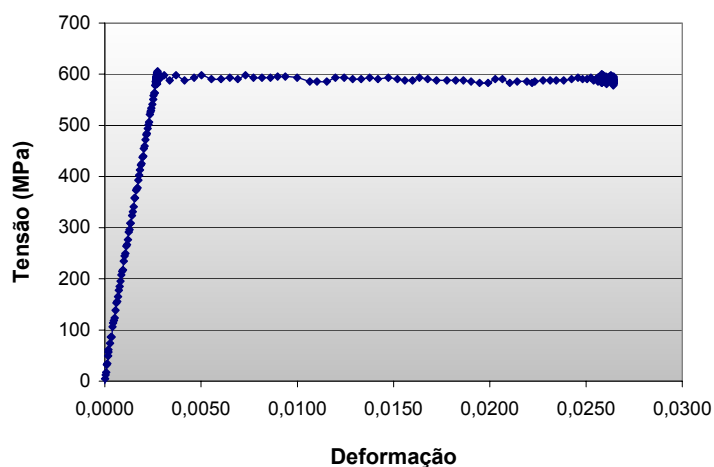


Figura A.11 – Gráfico de tensão x deformação da barra de aço com diâmetro de 6,3 mm.

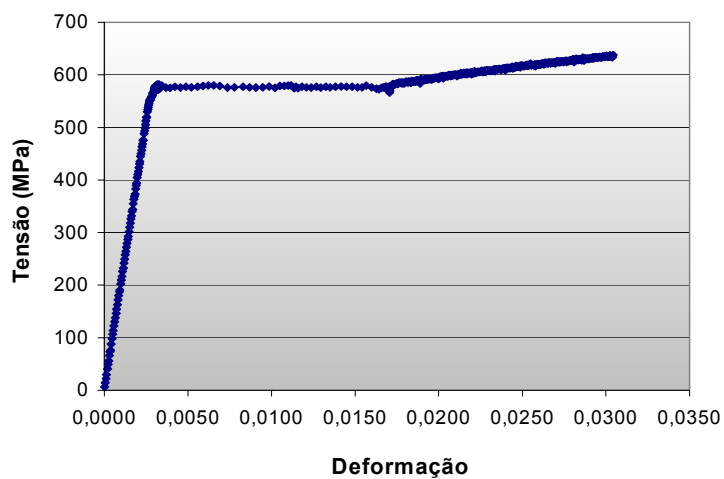


Figura A.12 – Gráfico de tensão x deformação da barra de aço com diâmetro de 12,5 mm.

ANEXO B

**DIMENSIONAMENTO E RESULTADOS TEÓRICOS E
EXPERIMENTAIS DAS VIGAS E DOS MODELOS**

B.1 – Dimensionamento das vigas e dos modelos

O dimensionamento das vigas e dos modelos foi realizado considerando o efeito da flexo-compressão e flexão simples respectivamente. As resistências médias à compressão do concreto, consideradas nos cálculos se encontram na tabela B.1. Utilizou-se o domínio de deformação na seção transversal entre os limites 3 e 4, no qual o concreto e a armadura atingem sua capacidade resistente máxima. Nessa situação, a ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura e a ruína acontece com aviso, após grandes deformações.

Tabela B.1 – Valores de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova referentes às vigas em escala natural e reduzida.

Resistência à compressão simples aos sete dias de idade (MPa)					
Viga 1	Viga 2	Viga 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
37,4	37,7	38,2	40,3	51,5	51,4

Os cálculos a seguir seguem as recomendações de Carvalho e Figueiredo Filho (2001) e NBR 6118:2003.

Altura útil da peça

Foram utilizadas nas vigas em escala natural duas camadas de armadura longitudinal com $\phi_{\text{longitudinal}} = 12,5 \text{ mm}$ e $\phi_{\text{estribo}} = 6,3 \text{ mm}$. Para os modelos utilizou-se apenas uma camada de armadura longitudinal com $\phi_{\text{longitudinal}} = 5,0 \text{ mm}$ e $\phi_{\text{estribo}} = 1,65 \text{ mm}$.

$$h = d + d' \quad (\text{B.1})$$

$$d' = c + \phi_{\text{estribo}} + \phi_{\text{longitudinal}} + \frac{a_v}{2} \quad (\text{B.2})$$

Sendo:

h = altura total da seção transversal da peça (cm);

d = altura útil (cm) – distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida do concreto;

d' = distância entre o eixo da armadura de tração e a face mais próxima do elemento (cm);

c = cobrimento da armadura em relação à face do elemento (cm);

ϕ_{estribo} = diâmetro da armadura transversal (cm);

$\phi_{\text{longitudinal}}$ = diâmetro da armadura longitudinal (cm);

a_v = espaçamento vertical da armadura (cm).

Tabela B.2 – Valores utilizados para o cálculo da altura útil das vigas em escala natural e reduzida.

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
h (cm)	30,0	30,0	30,0	6,0	6,0	6,0
c (cm)	3,0	3,0	3,0	0,5	0,5	0,5
a _v (cm)	2,0	2,0	2,0	---	---	---
d' (cm)	5,88	5,88	5,88	0,91	0,91	0,91
d (cm)	24,12	24,12	24,12	5,09	5,09	5,09

Posição da linha neutra

Limite entre os domínios 3 e 4, aço CA-50 para as vigas em escala natural e aço CA-60 para as vigas em escala reduzida.

$$x = \frac{0,0035 \cdot d}{\varepsilon_{yd} + 0,0035} \quad (B.3)$$

Sendo:

x = altura da linha neutra (cm);

ε_{yd} = deformação específica de escoamento do aço (CA-50 = 0,207% e CA-60 = 0,248%).

Momento último de cálculo

Pelo equilíbrio de esforços solicitantes, tem-se:

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (B.4)$$

Em que:

b_w = largura da alma de uma viga (cm);

f_{cm} = resistência de cálculo à compressão do concreto (kN/cm²)

A força aplicada nos terços do vão para a obtenção do momento fletor solicitante de cálculo é determinado pela equação B.5.

$$F_d = \frac{M_d}{(\text{vão}/3)} \quad (B.5)$$

Determinação da armadura longitudinal devido à flexão

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (B.6)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (\text{seção retangular}) \quad (B.7)$$

Sendo: f_{yd} = resistência de escoamento de cálculo do aço (kN/cm²);

z = braço de alavanca (cm);

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração (cm²).

Determinação da armadura longitudinal considerando a flexo-compressão

Devido ao sistema de carregamento adotado no ensaio em escala natural, a viga foi submetida a uma flexo-compressão. Com isso foi necessário descontar uma parcela da armadura devido à força normal atuante. Considerou-se, por questão de segurança, que a força máxima aplicada no cabo de protensão fosse de 140 kN.

$$\Delta A_s = \frac{N_d}{f_{yd}} = \frac{F_{\text{prot}} \cdot \cos 15^\circ}{f_{yd}} \quad (\text{B.8})$$

$$A_{s, \text{necessário}} = A_s - \Delta A_s \quad (\text{B.9})$$

Tabela B.3 – Valores utilizados para o cálculo da armadura longitudinal das vigas em escala natural e reduzida.

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
x (cm)	15,15	15,15	15,15	2,98	2,98	2,98
b _w (cm)	15,0	15,0	15,0	3,0	3,0	3,0
Md (kN.cm)	7455,4	7515,2	7614,9	68,2	87,1	87,0
Vão (cm)	280	280	280	56	56	56
Fd (kN)	79,9	80,5	81,6	3,6	4,6	4,6
f _{vd} (kN/cm ²)	43,5	43,5	43,5	52,2	52,2	52,2
z (cm)	18,06	18,06	18,06	3,90	3,90	3,90
A _s (cm ²)	9,5	9,6	9,7	0,34	0,43	0,43
F _{prot.} (kN)	140,0	140,0	140,0	---	---	---
ΔA _s (cm ²)	3,1	3,1	3,1	---	---	---
A _{s, necessário} (cm ²)	6,4	6,5	6,6	0,34	0,43	0,43
A _{s, adotado} (cm ²)	6,25	6,25	6,25	0,40	0,40	0,40

Determinação da armadura transversal

A armadura transversal para as vigas em escala natural foi composta de barras com ϕ de 6,3 mm, com dois ramos verticais e o aço CA-50. Nas vigas em escala reduzida foram utilizados fios de aço com ϕ de 1,65 mm com f_{ywd} e f_{ywk} iguais a 34,2 kN/cm² e 39,3 kN/cm² respectivamente. O procedimento adotado para essa verificação foi o modelo de cálculo I.

Verificação da biela comprimida do concreto

$$V_{Sd} < V_{Rd2} \quad (\text{B.10})$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{B.11})$$

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (\text{B.12})$$

Sendo:

V_{Sd} = força cortante solicitante máxima, neste caso é igual à F_d ;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

Tabela B.4 – Valores utilizados na verificação da biela comprimida do concreto das vigas em escala natural e reduzida.

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
V_{Sd} (kN)	79,9	80,5	81,6	3,6	4,6	4,6
α_v	0,85	0,85	0,85	0,84	0,79	0,79
V_{Rd2} (kN)	221,8	223,6	226,6	10,0	12,0	12,0
$V_{Sd} < V_{Rd2}$						

Portanto, a segurança à ruptura por compressão diagonal do concreto está garantida.

Cálculo da armadura transversal

$$\tau_{sw} = \tau_{wd} - \tau_c \quad (B.13)$$

$$\tau_{wd} = \frac{V_{Sd}}{b_w \cdot d} \quad (B.14)$$

$$\tau_c = \frac{V_c}{b_w \cdot d} \quad (B.15)$$

Na flexão simples $V_c = V_{c0}$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (B.16)$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (B.17)$$

$$\rho_{sw} = \frac{1,11 \cdot \tau_{sw}}{f_{ywd}} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (B.18)$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha} \geq 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \quad (B.19)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (B.20)$$

$$A_{sw} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \phi^2}{4} \quad (B.21)$$

Espaçamento máximo permitido:

$$\text{Se } V_d \leq 0,67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{\max} = 0,6 d \leq 30\text{cm} \quad (B.22)$$

$$\text{Se } V_d > 0,67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{\max} = 0,3 d \leq 20\text{cm} \quad (B.23)$$

Sendo:

τ_{sw} = tensão de cisalhamento correspondente a parcela de força cortante absorvida pela armadura transversal

τ_{wd} = tensão de cisalhamento de cortante de cálculo

τ_c = tensão de cisalhamento correspondente a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça

V_c = parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça

V_{c0} = valor de referência para V_c quando $\theta = 45^\circ$

f_{ctd} = valor de cálculo da resistência de tração do concreto

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto

ρ_{sw} = taxa geométrica de armadura transversal

f_{ywd} = resistência ao escoamento na armadura transversal

α = inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos

s = espaçamento dos estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ctm} = resistência média à tração direta (MPa);

f_{ywk} = valor característico da resistência das armaduras transversais.

Tabela B.5 – Valores utilizados no cálculo da armadura transversal das vigas em escala natural e reduzida.

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
τ_{wd} (kN/cm ²)	0,22	0,22	0,23	0,24	0,30	0,30
f_{ctd} (kN/cm ²)	0,17	0,17	0,17	0,18	0,21	0,21
V_c (kN)	36,9	36,9	36,9	1,65	1,92	1,92
τ_c (kN/cm ²)	0,10	0,10	0,10	0,11	0,13	0,13
τ_{sw} (kN/cm ²)	0,12	0,12	0,13	0,13	0,17	0,17
ρ_{sw} (%)	0,31	0,31	0,33	0,42	0,55	0,55
f_{ctm} (kN/cm ²)	0,34	0,34	0,34	0,35	0,42	0,42
Taxa mínima de armadura (%)	0,14	0,14	0,14	0,18	0,21	0,21
A_{sw} (cm ²)	0,62	0,62	0,62	0,04	0,04	0,04
$s_{calculado}$ (cm)	13,3	13,3	12,5	3,2	2,4	2,4
V_d / V_{Rd2}	0,36	0,36	0,36	0,36	0,38	0,38
$s_{m\acute{a}x}$ (cm)	14,5	14,5	14,5	3,0	3,0	3,0

O espaçamento dos estribos das vigas em escala natural foi de 11 cm e para as vigas em escala reduzida foi de 3,0 cm.

Momento de fissuração

Define-se momento de fissuração (M_r) como o momento capaz de provocar a primeira fissura na peça. Representa o limite entre os Estádios I e II. No caso da flexão simples tem-se:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_0}{y_t} \quad (\text{utilizar } f_{ctm} \text{ em kN/cm}^2) \quad (B.24)$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (B.25)$$

$$I_0 = \frac{b_w \cdot h^3}{12} \quad (B.26)$$

Sendo:

f_{ctm} = resistência média à tração direta (MPa);

I_0 = momento de inércia da seção bruta de concreto (cm⁴);

y_t = distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada (cm);

$\alpha = 1,5$ para seções retangulares;

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão (MPa).

Fazendo analogia ao caso de flexo-compressão tem-se:

$$\frac{M_r}{I_0} \cdot y_t - \frac{N}{A} = \alpha \cdot f_{ctm} \quad (\text{utilizar } f_{ctm} \text{ em kN/cm}^2) \quad (B.27)$$

$$\frac{F_{prot} \cdot \sin 15^\circ \cdot (L/3)}{I_0} \cdot y_t - \frac{F_{prot} \cdot \cos 15^\circ}{A_0} = \alpha \cdot f_{ctm} \quad (B.28)$$

Em que:

F_{prot} = força de protensão (kN);

A_0 = área da seção bruta de concreto (cm²);

L = vão da viga (cm).

Tabela B.6 – Cálculo do momento de fissuração das vigas em escala natural e reduzida.

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
I_0 (cm ⁴)	33750	33750	33750	54	54	54
Y_t (cm)	15	15	15	3	3	3
A_0 (cm ²)	450	450	450	18	18	18
$F_{r, prot.}$ (kN)	59,4	59,4	59,4	---	---	---
M_r (kN.cm)	1434,3	1434,3	1434,3	9,45	11,34	11,34

Cálculo do momento fletor de serviço (estádio II)

A investigação experimental pretende representar as condições de serviço das vigas, por isso o carregamento a ser aplicado foi o de serviço. Nesta situação, a estimativa do momento fletor na viga é feita considerando o estágio II, estado de fissuração. Nesse caso, a resistência à tração do concreto é vencida, sendo as tensões de tração absorvidas pelas barras de aço longitudinais. As tensões de compressão são absorvidas pelo concreto, o qual se mantém ainda em regime elástico. O diagrama de tensões de compressão é linear, iniciando nulo na linha neutra e atingindo um valor máximo no bordo comprimido, figura B.1.

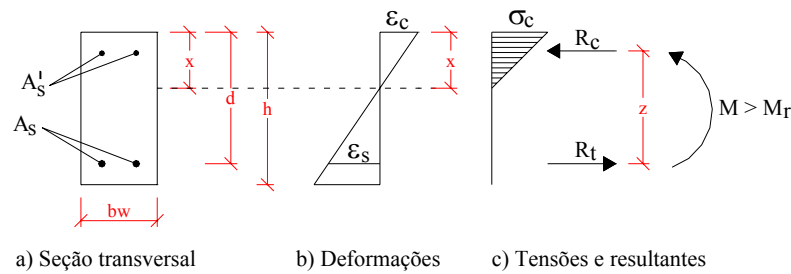


Figura B.1 – Diagrama de tensão no estágio II

Para a determinação da linha neutra no estágio II utiliza-se uma equação do segundo grau.

$$a_1 \cdot x_{II}^2 + a_2 \cdot x_{II} + a_3 = 0 \quad (B.29)$$

Cuja solução é:

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (B.30)$$

Com os coeficientes a_1 , a_2 e a_3 iguais a:

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (B.31)$$

$$a_2 = \alpha_e \cdot A_s \quad (B.32)$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha_e \cdot A_s \quad (B.33)$$

Em que:

α_e = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Segundo a NBR 6118:2003 pode-se considerar $\alpha_e = 15$ para o estágio II;

x_{II} = altura da linha neutra no estágio II (cm).

Uma vez determinada a posição da linha neutra e sabendo-se que o diagrama de tensão do concreto é linear, pode-se calcular a força de compressão resistida pelo concreto. Sabendo-se a força de solicitação determina-se o momento de serviço da viga.

$$R_c = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot x_{II} \cdot b_w}{2} \quad (B.34)$$

$$M_s = R_c \cdot \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right) \quad (B.35)$$

Sendo:

R_c = força de compressão resistida pelo concreto (kN);

M_s = momento de serviço da viga (kN.cm).

Para as vigas em escala natural deve ser considerada a ação do peso próprio no sentido do carregamento devido à disposição do ensaio. No caso do ensaio das vigas em escala reduzida a ação do peso próprio está contrária ao sentido do carregamento.

- Cálculo do momento devido ao peso próprio

$$M_g = \frac{\gamma_{conc} \cdot A \cdot L^2}{8} \quad (B.36)$$

Portanto a força de serviço aplicada nos terços do vão foi:

$$F_s = \frac{M_s - M_g}{(\text{vão}/3)} \quad (B.37)$$

Tabela B.7 – Cálculo do momento fletor de serviço das vigas em escala natural e reduzida.

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
a_1 (cm)	7,5	7,5	7,5	1,5	1,5	1,5
a_2 (cm ²)	93,75	93,75	93,75	6,0	6,0	6,0
a_3 (cm ³)	-2261,25	-2261,25	-2261,25	-30,54	-30,54	-30,54
x_{II} (cm)	12,2	12,2	12,2	2,94	2,94	2,94
R_c (kN)	207,8	209,4	212,2	10,8	13,8	13,8
M_s (kN.cm)	4166,5	4199,9	4255,6	44,4	56,7	56,7
M_g (kN.cm)	126,6	126,6	126,6	1,62	1,62	1,62
F_s (kN)	43,3	43,6	44,2	2,47	3,12	3,12

B.2 – Cálculo dos deslocamentos e das deformações teóricas das vigas em escala natural

Com base na Resistência dos Materiais sabe-se que o cálculo dos deslocamentos instantâneos de uma viga depende da rigidez à flexão da peça (EI). Para vigas de concreto armado a rigidez será constante enquanto a seção mais solicitada estiver no estágio I, isto é, o momento atuante é inferior ao momento de fissuração e a seção não apresenta fissuras. Caso a seção esteja fissurada a viga se encontra no estágio II, neste caso a rigidez à flexão será

variável ao longo do comprimento sendo necessário calcular um valor médio que seria uma rigidez equivalente ($EI_{\text{equivalente}}$).

ESTÁDIO I

A previsão da flecha imediata no meio do vão das vigas para o Estádio I foi feita a partir da equação B.38 da Resistência dos Materiais, válida para seções constantes ao longo da peça e considerando a rigidez no Estádio I. Vale ressaltar que no Estádio I a força normal está aplicada no Centro de Gravidade da peça, portanto o efeito da flexão composta é nulo no cálculo da flecha.

$$\text{Flecha} = \frac{23}{648} \cdot \frac{F_v \cdot L^3}{(E_{cs} \cdot I_I)} \quad (\text{B.38})$$

Sendo:

F_v = Força vertical aplicada no terço do vão;

L = Vão da viga.

Da Resistência dos Materiais a deformação no concreto pode ser determinada pela equação B.39.

$$\epsilon_c = \frac{M_a \cdot x_I}{E_{cs} \cdot I_I} + \frac{N}{A_c \cdot E_{cs}} \quad (\text{B.39})$$

A deformação no aço é determinada por meio da equação de compatibilidade das deformações.

$$\frac{\epsilon_c}{x_I} = \frac{\epsilon_s}{d - x_I} \quad (\text{B.40})$$

ESTÁDIO II

Após o Estádio I a força normal deixa de coincidir com a linha neutra da peça, passando a existir um momento devido a força normal contrário ao carregamento já existente.

$$M_N = N \cdot (x_I - x_{eq}) \quad (\text{B.41})$$

$$M_a = \frac{F_v \cdot L}{3} - N \cdot (x_I - x_{eq}) \quad (\text{B.42})$$

$$x_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^{2,5} \cdot x_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^{2,5} \right] \cdot x_{II} \leq x_I \quad (\text{B.43})$$

Em que:

x_I = altura da linha neutra no estágio I (cm);
 x_{II} = altura da linha neutra no estágio II (cm);
 x_{eq} = altura da linha neutra equivalente (cm);
 M_N = momento devido a força normal (kN.cm);
 N = Força normal (kN);
 M_a = Momento atuante na seção crítica (kN.cm).

Vale ressaltar que para o cálculo do momento atuante foi utilizada a altura da linha neutra equivalente obtida na etapa anterior de cálculo. Para evitar um erro significativo, cada etapa de cálculo correspondia a uma força de protensão de 0,5 kN.

A rigidez equivalente foi determinada de acordo com a NBR 6118:2003, pela seguinte equação:

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \right\} \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (B.44)$$

Em que:

M_r = momento de fissuração;
 M_a = momento fletor da seção crítica;
 I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto;
 I_{II} = momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II.

O cálculo da inércia da seção fissurada de concreto no estágio II foi determinado por meio da equação a seguir:

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s' \cdot (x_{II} - d')^2 \quad (B.45)$$

O cálculo da flecha imediata no meio do vão da viga foi determinada pela equação B.46, da Resistência dos Materiais.

$$Flecha = \frac{23}{648} \cdot \frac{F_v \cdot L^3}{(E \cdot I)_{eq}} - \frac{M_N \cdot L^2}{8 \cdot (E \cdot I)_{eq}} \quad (B.46)$$

Da Resistência dos Materiais a deformação no concreto pode ser determinada pela equação B.47.

$$\varepsilon_c = \frac{M_a \cdot x_{eq}}{(E \cdot I)_{eq}} + \frac{N}{A_c \cdot E_{cs}} \quad (B.47)$$

A deformação no aço é determinada por meio da equação de compatibilidade das deformações.

$$\frac{\varepsilon_c}{x_{eq}} = \frac{\varepsilon_s}{d - x_{eq}} \quad (B.48)$$

B.3 – Transformação dos resultados das vigas em escala reduzida para a escala natural utilizando a teoria dos modelos físicos reduzidos

De acordo com a teoria dos modelos físicos reduzidos o fator de escala de tensão (S_σ) é a razão entre a resistência à compressão simples da viga em escala natural e a reduzida. O fator de escala de deformação (S_ε) foi determinado indiretamente pela equação B.49. Os resultados estão apresentados na tabela B.8.

$$\left(\frac{E_{\text{natural}}}{E_{\text{reduzido}}} \right) = \frac{S_\sigma}{S_\varepsilon} \rightarrow S_\varepsilon = \frac{S_\sigma}{\left(\frac{E_{\text{natural}}}{E_{\text{reduzido}}} \right)} \quad (B.49)$$

Tabela B.8 – Determinação dos fatores de escala de tensão e deformação.

	f_{c7} (MPa)	S_σ	E_{c7} (MPa)	S_ε
Viga 1	37,4	0,928	34,6	0,805
Modelo 1	40,3		30,0	
Viga 2	37,7	0,732	32,1	0,721
Modelo 2	51,5		31,6	
Viga 3	38,2	0,743	37,3	0,590
Modelo 3	51,4		29,6	

Como observado na tabela B.8 o fator de escala de deformação (S_ε) foi diferente de 1, portanto o modelo é classificado como distorcido. Na tabela B.9 apresentam-se os fatores de escala para modelos distorcidos considerados para os três casos abordados. Portanto para a transformação dos resultados experimentais das vigas em escala reduzida para a escala natural basta multiplicar os valores por seus respectivos fatores de escala.

Tabela B.9 – Resumo dos fatores de escala para modelos de concreto armado.

Quantidade	Dimensões	Modelo Distorcido	Modelo		
			1	2	3
Deformações no concreto ε_c	---	S_ε	0,805	0,721	0,590
Deformações no aço ε_s	---	S_ε	0,805	0,721	0,590
Dimensão linear l	L	S_l	5	5	5
Deslocamento δ	L	$S_\varepsilon S_l$	4,025	3,605	2,950
Carga concentrada Q	F	$S_\sigma S_l^2$	23,200	18,300	18,575

S_σ - fator de escala de tensão; S_ε - fator de escala de deformação; S_l - fator de escala de comprimento.

B.4 – Resultados teóricos e experimentais das vigas em escala natural e reduzida**Tabela B.10– Resultados teóricos e experimentais da viga 1.**

Viga 1					
F_v (kN)	M_a (kN.cm)	x (cm)	EI (kN.cm ²)	Flecha teórica (mm)	Flecha ensaio (mm)
0,0	0,0	15,00	116775000	0,00	0,00
1,3	120,7	15,00	116775000	0,09	0,08
2,6	241,5	15,00	116775000	0,17	0,10
3,9	362,2	15,00	116775000	0,26	0,15
5,2	483,0	15,00	116775000	0,35	0,21
6,5	603,7	15,00	116775000	0,43	0,27
7,8	724,4	15,00	116775000	0,52	0,31
9,1	845,2	15,00	116775000	0,60	0,38
11,6	1086,7	15,00	116775000	0,78	0,48
14,2	1328,1	15,00	116775000	0,95	0,61
16,8	1542,6	14,53	109068429,2	1,20	0,75
19,4	1735,9	13,94	99655997,18	1,51	0,89
22,0	1933,1	13,53	93544845,17	1,82	1,11
25,9	2234,6	13,12	87888505,65	2,27	1,50
27,2	2336,3	13,03	86590449,86	2,42	1,64
28,5	2438,5	12,94	85495161,31	2,57	1,76
29,8	2541,2	12,87	84565393,48	2,72	1,89
31,1	2644,2	12,81	83771652,37	2,86	2,03
32,4	2747,6	12,75	83090412,21	3,00	2,17
33,6	2851,3	12,70	82502777,69	3,14	2,31
34,9	2955,3	12,66	81993472,75	3,28	2,47
36,2	3059,5	12,62	81550069,98	3,42	2,67

Tabela B.11– Resultados teóricos e experimentais da viga 1.

Viga 1						
F_v (kN)	ε_c teórica	ε_c ensaio	ε_s superior teórica	ε_s superior ensaio	ε_s inferior teórica	ε_s inferior ensaio
0,0	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
1,3	-0,000019	-0,000015	0,000009	0,000005	0,000013	0,000010
2,6	-0,000037	-0,000021	0,000019	0,000005	0,000027	0,000011
3,9	-0,000056	-0,000033	0,000028	0,000005	0,000040	0,000015
5,2	-0,000074	-0,000044	0,000038	0,000006	0,000054	0,000019
6,5	-0,000093	-0,000052	0,000047	0,000013	0,000067	0,000029
7,8	-0,000112	-0,000063	0,000057	0,000014	0,000081	0,000034
9,1	-0,000130	-0,000075	0,000066	0,000015	0,000094	0,000037
11,6	-0,000167	-0,000100	0,000085	0,000019	0,000121	0,000046
14,2	-0,000205	-0,000118	0,000104	0,000032	0,000148	0,000066
16,8	-0,000246	-0,000152	0,000137	0,000039	0,000192	0,000076
19,4	-0,000289	-0,000182	0,000180	0,000050	0,000248	0,000089
22,0	-0,000332	-0,000223	0,000223	0,000069	0,000303	0,000109
25,9	-0,000396	-0,000301	0,000286	0,000191	0,000384	0,000232
27,2	-0,000417	-0,000321	0,000307	0,000216	0,000411	0,000264
28,5	-0,000437	-0,000348	0,000327	0,000237	0,000437	0,000295
29,8	-0,000458	-0,000370	0,000347	0,000255	0,000463	0,000325
31,1	-0,000479	-0,000391	0,000367	0,000275	0,000488	0,000351
32,4	-0,000499	-0,000414	0,000387	0,000295	0,000514	0,000374
33,6	-0,000520	-0,000434	0,000406	0,000313	0,000539	0,000402
34,9	-0,000540	-0,000460	0,000425	0,000333	0,000564	0,000428
36,2	-0,000560	-0,000485	0,000444	0,000352	0,000588	0,000458

Tabela B.12– Resultados teóricos e experimentais do modelo 1.

Modelo 1							
F_v (kN)	F_v transformada (kN)	Flecha ensaio (mm)	Flecha transformada (mm)	ε_c ensaio	ε_c transformada	ε_s ensaio	ε_s transformada
0,0	0,0	0,00	0,00	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
0,2	2,3	0,03	0,12	-0,000028	-0,000022	0,000013	0,000010
0,4	4,6	0,07	0,28	-0,000051	-0,000041	0,000065	0,000052
0,6	7,0	0,16	0,64	-0,000053	-0,000042	0,000075	0,000060
0,8	9,3	0,20	0,81	-0,000089	-0,000071	0,000102	0,000082
1,0	11,6	0,24	0,97	-0,000114	-0,000091	0,000126	0,000101
1,2	13,9	0,29	1,17	-0,000130	-0,000105	0,000171	0,000138
1,4	16,2	0,33	1,33	-0,000150	-0,000121	0,000200	0,000161
1,6	18,6	0,40	1,61	-0,000169	-0,000136	0,000246	0,000198
1,8	20,9	0,44	1,77	-0,000201	-0,000161	0,000283	0,000227
2,0	23,2	0,49	1,97	-0,000210	-0,000169	0,000327	0,000263
2,2	25,5	0,53	2,13	-0,000233	-0,000187	0,000356	0,000286
2,4	27,8	0,59	2,37	-0,000265	-0,000213	0,000389	0,000313
2,6	30,2	0,63	2,54	-0,000310	-0,000250	0,000398	0,000320
2,8	32,5	0,67	2,70	-0,000296	-0,000238	0,000468	0,000376
3,0	34,8	0,73	2,94	-0,000336	-0,000270	0,000493	0,000396

Tabela B.13– Resultados teóricos e experimentais da viga 2.

Viga 2					
F_v (kN)	M_a (kN.cm)	x (cm)	EI (kN.cm ²)	Flecha teórica (mm)	Flecha ensaio (mm)
0,0	0,0	15,00	108337500	0,00	0,00
2,6	241,5	15,00	108337500	0,19	0,10
5,2	483,0	15,00	108337500	0,37	0,22
7,8	724,4	15,00	108337500	0,56	0,34
10,4	965,9	15,00	108337500	0,74	0,45
12,9	1207,4	15,00	108337500	0,93	0,62
15,5	1448,2	14,93	107300977,4	1,13	0,78
16,8	1542,6	14,53	101187655,2	1,29	0,88
18,1	1638,7	14,21	96332393,05	1,46	0,97
19,4	1735,9	13,94	92455181,47	1,63	1,06
20,7	1834,1	13,71	89328903,5	1,80	1,18
22,0	1933,1	13,53	86785501,76	1,96	1,26
23,3	2032,9	13,37	84699056,02	2,13	1,39
24,6	2133,5	13,24	82974157,78	2,29	1,50
25,9	2234,6	13,12	81537778,7	2,45	1,60
27,2	2336,3	13,03	80333495,03	2,61	1,72
28,5	2438,5	12,94	79317330,6	2,77	1,83
29,8	2541,2	12,87	78454729,61	2,93	1,97
31,1	2644,2	12,81	77718328,71	3,08	2,10
32,4	2747,6	12,75	77086301,63	3,24	2,23
33,6	2851,3	12,70	76541118,1	3,39	2,37
34,9	2955,3	12,66	76068605,56	3,54	2,51
36,2	3059,5	12,62	75657234,4	3,69	2,67
37,5	3164,0	12,59	75297569,17	3,84	2,79
38,8	3268,6	12,56	74981844,39	3,99	2,93

Tabela B.14– Resultados teóricos e experimentais da viga 2.

Viga 2						
F_v (kN)	ϵ_c teórica	ϵ_c ensaio	ϵ_s superior teórica	ϵ_s superior ensaio	ϵ_s inferior teórica	ϵ_s inferior ensaio
0,0	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
2,6	-0,000040	-0,000005	0,000020	0,000019	0,000029	0,000025
5,2	-0,000080	-0,000009	0,000040	0,000039	0,000057	0,000051
7,8	-0,000120	-0,000014	0,000060	0,000055	0,000086	0,000074
10,4	-0,000160	-0,000040	0,000080	0,000064	0,000115	0,000106
12,9	-0,000201	-0,000065	0,000100	0,000074	0,000144	0,000138
15,5	-0,000242	-0,000104	0,000122	0,000080	0,000175	0,000183
16,8	-0,000265	-0,000118	0,000145	0,000090	0,000204	0,000201
18,1	-0,000288	-0,000130	0,000168	0,000109	0,000234	0,000236
19,4	-0,000312	-0,000146	0,000192	0,000131	0,000264	0,000275
20,7	-0,000335	-0,000155	0,000215	0,000159	0,000294	0,000313
22,0	-0,000358	-0,000161	0,000238	0,000181	0,000323	0,000342
23,3	-0,000381	-0,000193	0,000260	0,000194	0,000353	0,000361
24,6	-0,000404	-0,000206	0,000283	0,000232	0,000382	0,000396
25,9	-0,000427	-0,000240	0,000305	0,000238	0,000410	0,000406
27,2	-0,000449	-0,000251	0,000327	0,000263	0,000438	0,000437
28,5	-0,000471	-0,000258	0,000348	0,000290	0,000466	0,000468
29,8	-0,000494	-0,000300	0,000369	0,000288	0,000494	0,000471
31,1	-0,000516	-0,000326	0,000391	0,000305	0,000521	0,000494
32,4	-0,000538	-0,000343	0,000411	0,000320	0,000548	0,000522
33,6	-0,000560	-0,000357	0,000432	0,000340	0,000575	0,000554
34,9	-0,000582	-0,000389	0,000452	0,000354	0,000602	0,000567
36,2	-0,000604	-0,000400	0,000473	0,000385	0,000628	0,000608
37,5	-0,000626	-0,000412	0,000493	0,000411	0,000654	0,000644
38,8	-0,000648	-0,000435	0,000513	0,000435	0,000680	0,000673

Tabela B.15– Resultados teóricos e experimentais do modelo 2.

Modelo 2							
F_v (kN)	F_v transformada (kN)	Flecha ensaio (mm)	Flecha transformada (mm)	ϵ_c ensaio	ϵ_c transformada	ϵ_s ensaio	ϵ_s transformada
0,0	0,0	0,00	0,00	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
0,2	1,8	0,03	0,11	-0,000020	-0,000014	0,000022	0,000015
0,4	3,7	0,09	0,32	-0,000073	-0,000052	0,000058	0,000041
0,6	5,5	0,13	0,47	-0,000071	-0,000051	0,000111	0,000080
0,8	7,3	0,19	0,68	-0,000103	-0,000074	0,000155	0,000111
1,0	9,2	0,26	0,92	-0,000134	-0,000096	0,000197	0,000141
1,2	11,0	0,32	1,13	-0,000169	-0,000121	0,000247	0,000178
1,4	12,8	0,38	1,37	-0,000201	-0,000144	0,000311	0,000224
1,6	14,6	0,45	1,62	-0,000226	-0,000163	0,000354	0,000255
1,8	16,5	0,54	1,94	-0,000267	-0,000192	0,000429	0,000309
2,0	18,3	0,61	2,20	-0,000303	-0,000218	0,000470	0,000338
2,2	20,1	0,68	2,43	-0,000337	-0,000243	0,000522	0,000376
2,4	22,0	0,76	2,74	-0,000374	-0,000269	0,000571	0,000411
2,6	23,8	0,83	2,97	-0,000413	-0,000297	0,000614	0,000442
2,8	25,6	0,89	3,20	-0,000437	-0,000315	0,000670	0,000482
3,0	27,5	0,97	3,49	-0,000473	-0,000340	0,000722	0,000519

Tabela B.16– Resultados teóricos e experimentais da viga 3.

Viga 3					
F_v (kN)	M_a (kN.cm)	x (cm)	EI (kN.cm ²)	Flecha teórica (mm)	Flecha ensaio (mm)
0,0	0,0	15,00	125718750	0,00	0,00
5,2	483,0	15,00	125718750	0,32	0,04
7,8	724,4	15,00	125718750	0,48	0,13
10,4	965,9	15,00	125718750	0,64	0,24
12,9	1207,4	15,00	125718750	0,80	0,34
15,5	1448,2	14,93	124515931,7	0,97	0,46
18,1	1638,7	14,21	111787590,1	1,26	0,64
19,4	1735,9	13,94	107288333,6	1,40	0,71
20,7	1834,1	13,71	103660487,7	1,55	0,80
22,0	1933,1	13,53	100709032,4	1,69	0,88
23,3	2032,9	13,37	98287845,39	1,83	0,97
24,6	2133,5	13,24	96286211,13	1,97	1,08
25,9	2234,6	13,12	94619384,93	2,11	1,17
27,2	2336,3	13,03	93221890,65	2,25	1,27
28,5	2438,5	12,94	92042696,73	2,39	1,39
29,8	2541,2	12,87	91041703,36	2,52	1,51
31,1	2644,2	12,81	90187157,14	2,66	1,64
32,4	2747,6	12,75	89453730,09	2,79	1,73
33,6	2851,3	12,70	88821079,41	2,92	1,90
34,9	2955,3	12,66	88272758,79	3,05	2,04
36,2	3059,5	12,62	87795388,83	3,18	2,21
37,5	3164,0	12,59	87378020,3	3,31	2,39
38,8	3268,6	12,56	87011641,86	3,44	2,52

Tabela B.17– Resultados teóricos e experimentais da viga 3.

Viga 3						
F_v (kN)	ϵ_c teórica	ϵ_c ensaio	ϵ_s superior teórica	ϵ_s superior ensaio	ϵ_s inferior teórica	ϵ_s inferior ensaio
0,0	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
5,2	-0,000069	-0,000005	0,000035	0,000030	0,000050	0,000037
7,8	-0,000104	-0,000036	0,000052	0,000039	0,000074	0,000051
10,4	-0,000138	-0,000067	0,000069	0,000041	0,000099	0,000063
12,9	-0,000173	-0,000081	0,000086	0,000063	0,000124	0,000089
15,5	-0,000208	-0,000092	0,000106	0,000082	0,000151	0,000110
18,1	-0,000249	-0,000110	0,000145	0,000101	0,000202	0,000192
19,4	-0,000269	-0,000135	0,000165	0,000107	0,000228	0,000199
20,7	-0,000289	-0,000177	0,000185	0,000109	0,000253	0,000207
22,0	-0,000309	-0,000189	0,000205	0,000130	0,000279	0,000243
23,3	-0,000328	-0,000204	0,000224	0,000159	0,000304	0,000281
24,6	-0,000348	-0,000215	0,000244	0,000190	0,000329	0,000321
25,9	-0,000368	-0,000231	0,000263	0,000212	0,000353	0,000347
27,2	-0,000387	-0,000250	0,000281	0,000236	0,000378	0,000376
28,5	-0,000406	-0,000264	0,000300	0,000275	0,000402	0,000416
29,8	-0,000426	-0,000268	0,000318	0,000312	0,000426	0,000455
31,1	-0,000445	-0,000295	0,000337	0,000330	0,000449	0,000475
32,4	-0,000464	-0,000331	0,000355	0,000335	0,000473	0,000484
33,6	-0,000483	-0,000340	0,000372	0,000380	0,000496	0,000531
34,9	-0,000502	-0,000345	0,000390	0,000406	0,000519	0,000558
36,2	-0,000521	-0,000369	0,000407	0,000439	0,000541	0,000593
37,5	-0,000539	-0,000387	0,000425	0,000476	0,000564	0,000623
38,8	-0,000558	-0,000416	0,000442	0,000482	0,000586	0,000632

Tabela B.18– Resultados teóricos e experimentais do modelo 3.

Modelo 3							
F_v (kN)	F_v transformada (kN)	Flecha ensaio (mm)	Flecha transformada (mm)	ϵ_c ensaio	ϵ_c transformada	ϵ_s ensaio	ϵ_s transformada
0,0	0,0	0,00	0,00	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000
0,2	1,9	0,03	0,09	-0,000028	-0,000016	0,000018	0,000010
0,4	3,7	0,06	0,18	-0,000051	-0,000030	0,000053	0,000031
0,6	5,6	0,10	0,30	-0,000077	-0,000045	0,000096	0,000056
0,8	7,4	0,15	0,44	-0,000170	-0,000100	0,000126	0,000074
1,0	9,3	0,19	0,56	-0,000218	-0,000128	0,000165	0,000097
1,2	11,1	0,23	0,68	-0,000244	-0,000144	0,000215	0,000127
1,4	13,0	0,27	0,80	-0,000284	-0,000168	0,000256	0,000151
1,6	14,9	0,33	0,97	-0,000317	-0,000187	0,000295	0,000174
1,8	16,7	0,44	1,30	-0,000371	-0,000219	0,000371	0,000219
2,0	18,6	0,48	1,42	-0,000403	-0,000237	0,000394	0,000232
2,2	20,4	0,55	1,62	-0,000446	-0,000263	0,000440	0,000260
2,4	22,3	0,61	1,80	-0,000464	-0,000273	0,000504	0,000297
2,6	24,2	0,67	1,98	-0,000493	-0,000291	0,000548	0,000323
2,8	26,0	0,73	2,15	-0,000561	-0,000331	0,000573	0,000338
3,0	27,9	0,82	2,42	-0,000593	-0,000350	0,000622	0,000367

ANEXO C

PROCEDIMENTOS ADOTADOS NO PROGRAMA EXPERIMENTAL

C.1. Fixação dos extensômetros elétricos de resistência

Para realizar a colagem dos extensômetros, preparou-se a superfície das barras de aço e do concreto; preparação que consistiu em deixar a superfície plana e uniforme. No caso das barras, as superfícies foram limadas, lixadas e esmerilhadas. No concreto fez-se a regularização da superfície aplicando-se uma massa à base de epóxi a qual foi lixada após a secagem. Para a marcação foram colocados sinais de orientação para o correto posicionamento do extensômetro. A limpeza foi feita com gaze embebida em um solvente (tricloroetileno) para retirar resíduos e gordura da superfície.

Teve-se o cuidado de verificar qual o melhor adesivo a ser empregado. No caso das barras de aço foi realizado um ensaio preliminar, colando-se os extensômetros com dois tipos de adesivos. Utilizou-se um adesivo tipo 1 de endurecimento rápido à base de cianoacrilato e um adesivo bicomponente composto por adesivo e catalizador, no qual o endurecimento ocorre em elevadas temperaturas. No gráfico da figura C.1 pode-se observar a semelhança de comportamento dos diferentes adesivos; optou-se por empregar o cianoacrilato por ser o adesivo mais viável economicamente e por praticidade.

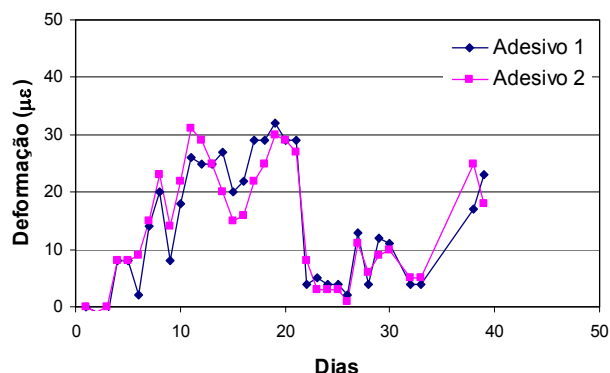


Figura C.1 – Teste realizado para a escolha do melhor adesivo a ser empregado, sendo o adesivo 1 cianoacrilato e o adesivo 2 um adesivo bicomponente.

Para a impermeabilização e proteção dos extensômetros fixados nas armaduras utilizou-se fita elétrica de auto-fusão. Esse cuidado é necessário para proteger os extensômetros da água e do impacto, durante a concretagem da peça. A proteção dos extensômetros posicionados no concreto foi realizada por meio de fita isolante comum e cola de base epóxi.

C.2. Determinação da abertura das fissuras

A determinação da abertura das fissuras foi realizada por meio de uma lupa graduada com precisão de 0,01 mm, figura C.2. Para as vigas em escala natural, as leituras das aberturas

de fissuras foram realizadas após a perda de protensão devido ao encunhamento. Para as vigas em escala reduzida as leituras foram realizadas após a aplicação do carregamento. Em ambos os casos, após o período de carbonatação acelerada, as leituras foram novamente determinadas.



Figura C.2 – Lupa graduada Mitutoyo para a determinação da abertura das fissuras.

C.3 - Calibração da câmara de carbonatação acelerada

A calibração da câmara de carbonatação seguiu os procedimentos abaixo:

- ✦ No registro de saída da câmara de carbonatação foi conectado um aspirador de pó;
- ✦ Objetivando trocar a atmosfera interna da câmara de carbonatação foi ligado o aspirador de pó e, simultaneamente, abriu-se o manômetro do cilindro de dióxido de carbono. Manualmente, abrindo e fechando o registro de saída de CO_2 da câmara, manteve a pressão em aproximadamente $0,0 \text{ mmH}_2\text{O}$, medida pelo pressostato;
- ✦ Após a troca da atmosfera foi inserido dióxido de carbono na câmara até uma pressão de $50 \text{ mmH}_2\text{O}$;
- ✦ Foi utilizado um frasco coletor de gás para retirar amostras do CO_2 presente no interior da câmara. Esse frasco foi totalmente preenchido com água de forma que não ficassem bolhas de ar;
- ✦ O frasco coletor de gás foi conectado ao registro de saída da câmara que se encontrava fechado, figura C.3 (a). Em seguida abriu-se o registro da câmara e as duas torneiras do frasco coletor de gás, figura C.3 (b). Uma vez que a câmara estava sob pressão, a água do frasco foi expulsa e o volume preenchido pela água passou a ser preenchido pela atmosfera interna da câmara, figura C.3 (c);
- ✦ Após a saída de toda a água presente no coletor foram fechadas com presilha uma das extremidades da mangueira; as duas torneiras do coletor; a outra extremidade da mangueira; o registro da câmara e foi desconectado o frasco coletor de amostras, figura C.4. Em seguida marcou-se a direção do fluxo de entrada, para retirar a amostra a ser ensaiada desta região, figura C.4;

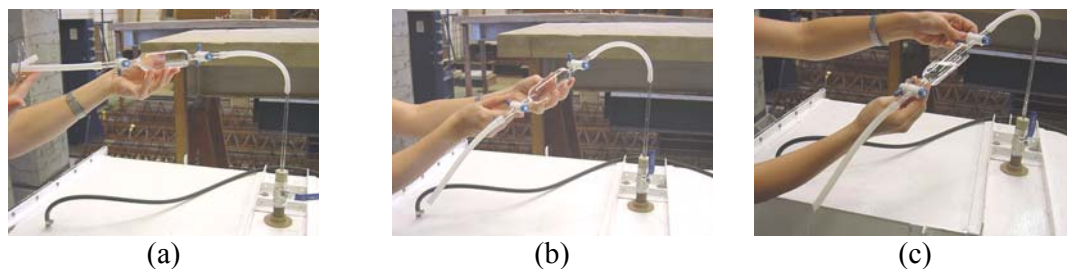


Figura C.3 – Coleta da amostra da atmosfera interna da câmara de carbonatação.

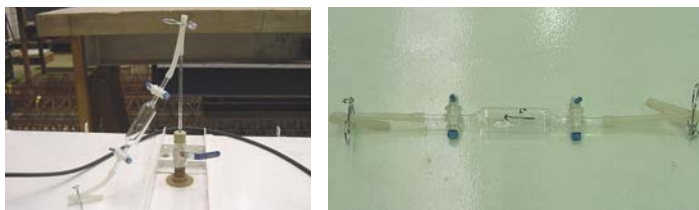


Figura C.4 – Amostra da atmosfera interna da câmara de carbonatação.

- ✦ Com o auxílio de uma seringa foi retirada uma amostra de 1 ml do coletor e através do cromatógrafo GOW MAC foi determinada a concentração de dióxido de carbono presente na câmara de carbonatação, figura C.5;

Esse cromatógrafo foi aferido para analisar amostras de dióxido de carbono e a equação C.1 é a sua curva de calibração com $R^2 = 0,9993$.

$$Y = 857423 \cdot X \quad (C.1)$$

Sendo: Y = área líquida;
X = volume de CO₂ (ml).

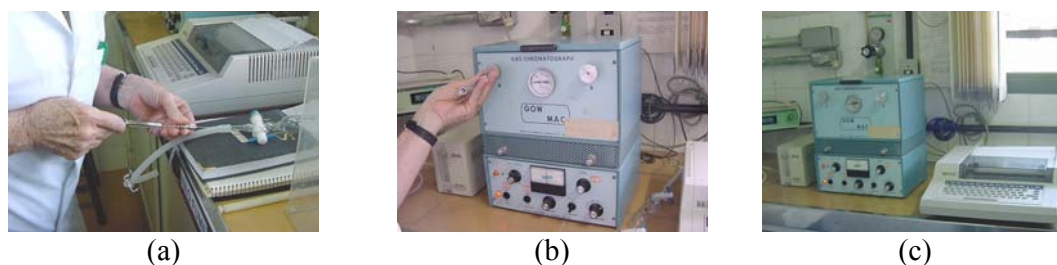


Figura C.5 – Ensaio para determinar a concentração de dióxido de carbono¹.

- ✦ Com a utilização de um cromatógrafo realizou-se o ensaio de concentração, obtendo-se um valor médio de 50% em volume;

Vale salientar que a concentração de dióxido de carbono obtido no interior da câmara de carbonatação foi proporcionada pela troca da atmosfera: foi aspirado o ar existente e foi inserido dióxido de carbono.

¹ Ensaio realizado na Escola de Engenharia de São Carlos, no Departamento de Hidráulica e Saneamento.

C.4. Calibração da câmara de carbonatação com menores dimensões

As vigas em escala reduzida foram submetidas à atmosfera agressiva em uma câmara de carbonatação de menores dimensões desenvolvida por Silva (2002), a qual possui um volume de $1,24 \text{ m}^3$ e as seguintes dimensões: $1,15 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} \times 0,9 \text{ m}$, figura C.6. Essa câmara foi utilizada objetivando reduzir o consumo de dióxido de carbono.



Figura C.6 – Câmara de carbonatação acelerada com menores dimensões.

O pressostato eletrônico programável, a solenóide e o transdutor diferencial foram instalados nessa câmara para manter automática a entrada do dióxido de carbono. O mesmo procedimento de calibração realizado na câmara com volume de $2,63 \text{ m}^3$ foi realizado nessa câmara. A concentração de dióxido de carbono foi de 50%, umidade relativa de $65 \pm 5\%$ e temperatura ambiente.

A mesma câmara de carbonatação foi utilizada para ensaiar apenas corpos-de-prova submetidos à concentrações de 1%. Vale ressaltar que a única diferença para obter estas concentrações foi o tempo de troca da atmosfera.

C.5. Equipamento e procedimentos utilizados para realizar a difratometria de raios-X (DRX)

O equipamento de difração trabalha acoplado a um computador que processa os resultados e produz um difratograma. As condições estabelecidas para a realização desse ensaio são: radiação $\text{CuK}\alpha$ com filtro de Ni sem fenda de recepção; corrente de 40 mA e Tensão de 40 kV.

Os procedimentos de preparação da amostra para o caso de pastas de cimento carbonatadas foram:

- ✚ quebrar a amostra em pedaços de aproximadamente 5 mm;
- ✚ limpar a amostra com ultra som durante 15 minutos, figura C.7 (a);

- ✦ parar a hidratação da amostra mergulhando-a em um recipiente com álcool isopropílico com agitador magnético durante 30 minutos e fazendo vácuo durante 15 minutos, figura C.7 (b) e (c) respectivamente. Realizar esse procedimento 3 vezes;

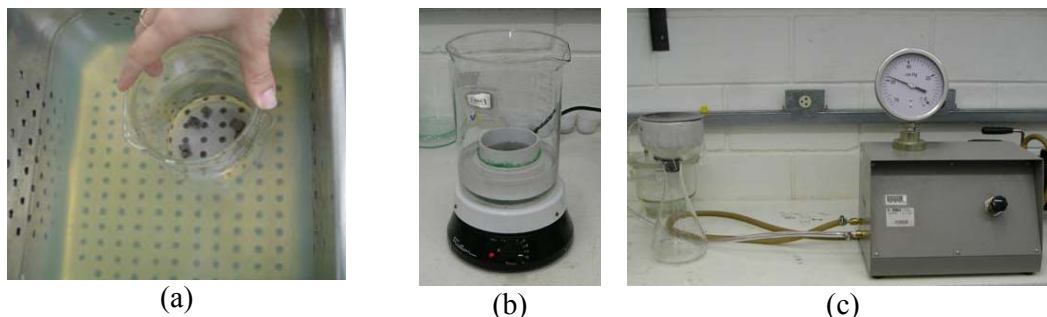


Figura C.7 – Preparação de amostras para análise microestrutural.

- ✦ colocar as amostras em estufa a 60°C durante 12 horas;
- ✦ moer as amostras em um almofariz cerâmico até proporcionar grãos que passem na peneira # 200 (0,075 mm);
- ✦ colocar o pó em um porta amostra apropriado para o equipamento de difração de raios-x.

C.6. Procedimentos utilizados para realizar a porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM)

O tamanho dos poros preenchidos é inversamente proporcional à pressão aplicada. Considerando que os poros sejam cilíndricos pode-se utilizar a equação (C.2) desenvolvida por Washburn para determinar o diâmetro do poro.

$$d = \frac{-4 \cdot \gamma \cdot (\cos \theta)}{p} \quad (C.2)$$

Em que:

d – diâmetro equivalente do poro;

γ – tensão superficial do mercúrio;

θ - ângulo de contato entre o mercúrio e a parede do poro;

p – pressão aplicada.

A tensão superficial do mercúrio pode ser considerada como 0,485 N/m e o ângulo de contato entre o mercúrio e a parede do poro pode ser assumido como 130°.

A preparação da amostra foi realizada de acordo com o seguinte procedimento:

- ✦ corte da amostra em tamanhos compatíveis com o porta-amostra utilizado, nesse caso foi 1 cm³, figura C.8.



Figura C.8 – Corte de amostra para análise microestrutural.

- ✦ Limpar as amostras com ultra som durante 15 minutos e parar a hidratação da amostra, figura C.7;
- ✦ secar as amostras em estufa a 60°C durante 12 horas.

C.7. Equipamento e procedimentos utilizados para realizar a microscopia eletrônica de varredura (MEV)

O microscópio eletrônico de varredura consiste basicamente de uma coluna ótico-eletrônica, da câmara para a amostra, do sistema de vácuo e do controle eletrônico e sistema de imagem. A imagem no MEV é constituída ponto a ponto por meio de um feixe de elétrons de alta energia que é focalizado num ponto da amostra, causando a emissão de elétrons que são coletados e amplificados para fornecer um sinal elétrico.

Os sinais utilizados nesta pesquisa foram os elétrons secundários (SE) e os elétrons retroespalhados (BSE). Os elétrons secundários proporcionam uma imagem de alta resolução, sendo mais utilizados em amostras fraturadas. Os elétrons retroespalhados são mais sensíveis à diferença em número atômico, é mais utilizado em amostras polidas.

O microscópio eletrônico de varredura é utilizado juntamente com o espectrômetro de dispersão de energia (EDS), o qual possibilita a obtenção do espectro inteiro de raios-X o que permite a análise quantitativa dos constituintes da amostra. Maiores esclarecimentos consultar Jorge Jr. e Botta Filho (2003).

A preparação da amostra fraturada seguiu os seguintes procedimentos:

- ✦ cortar a amostra, em tamanhos compatíveis com o porta-amostra, utilizando uma disco diamantado de baixa rotação e lubrificado com álcool isopropílico;
- ✦ quebrar a mostra ao meio para obter a região fraturada;
- ✦ limpar a amostra com ultra som durante 15 minutos;
- ✦ parar a hidratação da amostra mergulhando-a em um recipiente com álcool isopropílico com agitador magnético durante 30 minutos e fazendo vácuo durante 15 minutos. Realizar esse procedimento 3 vezes;
- ✦ secar as amostras em estufa a 60°C durante 12 horas.

- ✦ colar a amostra no porta amostra com tinta condutora (tinta prata);
- ✦ passar um pouco de tinta prata entre a amostra e o porta amostra para assegurar o aterramento;
- ✦ recobrir a amostra com uma fina camada condutora de ouro;
- ✦ deixar a mostra em um dessecador com vácuo e sílica gel para absorver a umidade, até o dia do ensaio.

A preparação da amostra polida seguiu o seguinte procedimento:

- ✦ cortar a amostra, em tamanhos compatíveis com o porta-amostra, utilizando uma serra diamantada de baixa rotação e lubrificada com álcool isopropílico;
- ✦ limpar as amostra com ultra som durante 15 minutos;
- ✦ parar a hidratação da amostra mergulhando-a em um recipiente com álcool isopropílico com agitador magnético durante 30 minutos e fazendo vácuo durante 15 minutos. Realizar esse procedimento 3 vezes;
- ✦ colocar as amostras em estufa a 60°C durante 12 horas.
- ✦ impregnar sob vácuo e embutir a frio com resina para preencher a estrutura dos poros;
- ✦ Lixar e polir a amostra de acordo com a seguinte sequência:
 - Remover o excesso da resina e expor a superfície da amostra utilizando a lixa nº 320;
 - lixar utilizando lixas de carbetto de silício nº 400, 600, 800, 1000, 1200, 1500 e 2000;
 - limpar com ultra som durante 15 minutos;
 - fazer o polimento utilizando suspensão de diamante em óleo mineral;
 - limpar com ultra som durante 15 minutos;
- ✦ colar a amostra no porta amostra com tinta condutora (tinta prata);
- ✦ passar um pouco de tinta prata entre a amostra e o porta amostra para assegurar o aterramento;
- ✦ recobrir a amostra com uma fina camada condutora de ouro;
- ✦ deixar a mostra em um dessecador com vácuo e sílica gel para absorver a umidade, até o dia do ensaio.