

**MICROESTRUTURA DO COBRIMENTO DE CONCRETOS
COM ALTOS TEORES DE ESCÓRIA E CINZA VOLANTE
ATIVADAS POR CIMENTO PORTLAND E CAL HIDRATADA**

por

Rodrigo Matzenbacher Brizola

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Materiais de Construção Civil, da Universidade Federal de Santa Maria como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil.**

Orientador: Geraldo Cechella Isaia

Santa Maria, RS, Brasil

2007

© 2007

Todos os direitos autorais reservados a Rodrigo Matzenbacher Brizola. A reprodução de partes ou do todo deste trabalho somente com autorização por escrito do autor.

Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria - RS, CEP: 97105-900.

Fone: (55)3220-8837 Fax: (55)3220-8030 e-mail: pgcivil@ct.ufsm.br



GEPECON

Grupo de Estudos e Pesquisas em Concreto
Universidade Federal de Santa Maria - CT

<http://www.ufsm.br/gepecon>

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a dissertação de Mestrado

**MICROESTRUTURA DO COBRIMENTO DE CONCRETOS
COM ALTOS TEORES DE ESCÓRIA E CINZA VOLANTE
ATIVADAS POR CIMENTO PORTLAND E CAL HIDRATADA**

elaborada por
Rodrigo Matzenbacher Brizola

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

Geraldo Cechella Isaia, Dr.
(Presidente/Orientador)

Antônio Luiz Guerra Gastaldini, Dr. (UFSM)

Denise Carpena Coitinho Dal Molin, Dr^a. (UFRGS)

Santa Maria, 8 de Março de 2007.

*Aos meu pais, pela bonita história de sucesso
na educação de seus filhos, meu eterno
agradecimento.*

AGRADECIMENTOS

Agradecer... agradecer é indispensável... pois o caminho de sucesso e vitória não é construído somente com dedicação e esforço pessoal. Cabe meu reconhecimento aos que colaboraram direta ou indiretamente:

Ao meu orientador Geraldo Cechella Isaia pela confiança depositada em mim desde quando bolsista de iniciação científica, pelos inquestionáveis ensinamentos e orientações, e também pela oportunidade ímpar em presenciar sua inesgotável dedicação e entusiasmo em todos os seus estudos;

À todos os professores e colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e do Grupo de Pesquisas em Concreto pelo apoio e companheirismo;

À Universidade Federal de Santa Maria pela acolhida e viabilização da obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil;

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq - pelos recursos concedidos para realização desta pesquisa;

À todo o corpo técnico do Laboratório de Materiais de Construção Civil: Adelar, Alceu, Aleise, Emerson, João, Marialva, Mauro, Paulo e Vitor;

Aos bolsistas de iniciação científica – Roberta, Carlise e Filipe – pela dedicação e empenho na colaboração do desenvolvimento do trabalho experimental;

Agradecimento especial aos grandes amigos Marcos Vagheti e Régis Moraes pela inestimável ajuda no ingresso na área científica e incentivo na permanência, além da sempre disponibilidade em ajudar;

Às famílias Sarkis e Saicoski, imenso agradecimento pela amizade, carinho, confiança e sábios conhecimentos repassados ao longo desses anos;

Aos meus pais Alcir e Angelita, minhas irmãs Dafne e Maiara, meus familiares e à minha namorada Roberta, é uma tarefa difícil expressar em palavras minha eterna gratidão pelo enorme e incondicional afeto, apoio e compreensão dos momentos de ausência;

E finalmente agradeço à Deus que, além de guiar-me e dar-me saúde me privilegiou com tantas amizades especiais.

À todos vocês, meus humildes agradecimentos e estejam certos que sempre que precisarem estarei pronto para ajudar..... *Muito Obrigado por Tudo!!!*

Rodrigo

Use sua força de vontade para guiar seu destino. Tudo o que você desejar com intensidade pode transformar seu caminho. Quem acredita em seus sonhos tem apenas uma direção: sempre em frente”.

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

MICROESTRUTURA DO COBRIMENTO DE CONCRETOS COM ALTOS TEORES DE ESCÓRIA E CINZA VOLANTE ATIVADAS POR CIMENTO PORTLAND E CAL HIDRATADA

AUTOR: RODRIGO MATZENBACHER BRIZOLA

ORIENTADOR: GERALDO CEHELLA ISAIA

Local da Defesa e Data: Santa Maria, 8 de março de 2007.

Na história das estruturas de concreto houve período no qual a resistência mecânica foi a propriedade mais importante para os projetistas. Porém, devido ao surgimento de manifestações patológicas nas estruturas de concreto e seus respectivos montantes gastos em recuperação, outro aspecto também está sendo considerado: a durabilidade. Por motivos ambientais como aquecimento global, poluição e diminuição das matérias-primas, prioriza-se também a sustentabilidade. Visando colaborar com estes fatores o presente trabalho tem como objetivo analisar a microestrutura da camada de cobrimento de concretos com substituição em massa de 90% de cimento Portland por adições minerais. Foram pesquisadas três misturas: concreto de referência (100%CPV-ARI), concreto com 70%Escória+20%CinzaVolante e outra mistura similar com adição de 20% de cal hidratada com o intuito de repor parcialmente o hidróxido de cálcio consumido pelas reações pozolânicas – as quais foram nomeadas respectivamente de R, EV e EVC. Objetiva, mais especificamente, estabelecer as diferenças microestruturais da camada de cobrimento de protótipos (vigas–70x20x15cm), através dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, água combinada, difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura. Para efeito de comparação, também foram realizados ensaios de resistência à compressão em corpos-de-prova (10x20cm) moldados e curados em câmara úmida e em testemunhos (10x20cm) extraídos dos protótipos curados em condições ambientais após 7 dias de cura úmida. Foram estudadas três relações a/ag : 0.40, 0.60 e 0.80 para o concreto R e 0.30, 0.40 e 0.50 para os concretos com adições, obtendo resistências entre 20 e 70MPa. Os ensaios da microestrutura foram realizados aos 91 e 300 dias, com amostras a partir da face dos protótipos, em três camadas, nas profundidades: 0-1cm(C1), 2-3cm(C2) e 4.5-5.5cm(C3). A evolução da resistência foi acompanhada nas idades de 28, 91, 182 e 300 dias. Os resultados foram analisados em igualdade de relação a/ag e resistência à compressão. Para as relações a/ag 0.40 e 0.50, aos 28 dias de idade, em relação ao concreto de referência, a resistência do concreto EV foi em média 54.0% deste, e o concreto EVC foi 68.5%. E na idade final de 300 dias, os percentuais são de 72.5% e 76%. Em ambas as idades de ensaio, com o aumento da profundidade da camada ocorreu: decréscimo no volume total intrudido de mercúrio, decréscimo no teor de água combinada para o concreto de referência e acréscimo nos concretos com adições, decréscimo na intensidade de pico do hidróxido de cálcio nas três misturas, decréscimo na intensidade de pico do silicato de cálcio hidratado para o concreto de referência e acréscimo nos concretos com adições minerais. A análise das micrografias mostrou refinamento no tamanho dos grãos, maior densificação e uniformidade nas misturas com adições.

Palavras-chaves: Concreto, Escória, Cinza Volante, Cal, Cobrimento, Microestrutura.

ABSTRACT

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

MICROSTRUCTURE OF COVERCRETE CONCRETES WITH HIGH CONTENTS OF SLAG AND FLY ASH ACTIVATED BY PORTLAND CEMENT AND HYDRATED LIME

AUTHOR: RODRIGO MATZENBACHER BRIZOLA

COORDINATOR: GERALDO CEHELLA ISAIA

City and Date: Santa Maria, 28th february of 2007.

In the history of the concrete structures there was a time in which the mechanical resistance was the most important property for the designers. However due to amount of pathologies in the concrete structures and your respective worn-out amounts in recovery, other feature is being prioritized: the durability. And for environmental reasons as global heating, pollution and the raw materials decrease, the sustentability is prioritized. Aiming at collaborate to these factors these paper has as objective analyzes the microstructure of the covercrete with substitution in mass of 90% of cement for mineral additions. Were researched three types of concretes – reference concrete (100%CPV-ARI), concrete with 70%Slag+20%FlyAsh and other similar mixture with addition of 20% of hydrated lime with the intention of partially restoring the hydroxide of calcium consumed by the pozzolanics reactions - named respectively of R, EV and EVC. Aims at, more specifically, to establish the differences microstructures of the covercrete of the prototypes(beams-70x20x15cm), through the tests of combined water, x-ray diffraction and scanning electron microscopy. For comparison effect, compressive strength test were also accomplished in molded cylinders(10x20cm) and cured in humid camera and in the cylinders(10x20cm) extracted of the cured prototypes in environmental conditions after 7 days of humid cure. Were studied three relationships a/ag : 0.40, 0.60 and 0.80 for the concrete R and 0.30, 0.40 and 0.50 for the concretes with additions, obtaining resistance between 20 and 70MPa. The tests of the microstructure were accomplished in the 91 and 300 days, with samples starting from the surface of the prototypes, in layers, in the depths of: 0-1.0cm(C1), 2.0-3.0cm(C2) and 4.5-5.5cm(C3). Evolution of the strength was accompanied in the ages of 28, 91, 182 and 300 days. Results were analyzed in equality of a/ag and compressive strength. For a/ag 0.40 and 0.50, to 28 days of age, in relation to reference concrete, the strength of the concrete EV was 54.0% on average of this, and the concrete EVC it was 68.5%. In the final age of 300 days, the percentile are of 72.5% and 76%. In both tests ages, with the increase of the depth of the layer occurs: decrease in the intruded volume total mercury, decrease in the tenor of combined water for the reference concrete and increment in the concretes with additions, decrease in the intensity of pick of the hydroxide of calcium in the three mixtures, decrease in the intensity of pick of the hydrated silicate for the reference concrete and increment in the concretes with mineral additions. Analysis on scanning electron microscopy showed refinement in the size of the grains, larger compact and uniformity in the mixtures with additions.

Keywords: Concrete, Slag, Fly Ash, Hydrated lime, Covercrete, Microstructure.

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Composição química do cimento e adições minerais	48
TABELA 2.2 – Características físicas do cimento e adições minerais	49
TABELA 2.3 – Parâmetros da curva granulométrica do cimento e adições minerais	49
TABELA 2.4 – Resistência à compressão do cimento	49
TABELA 2.5 – Características dos agregados	52
TABELA 2.6 – Nomenclaturas das misturas, relações a/ag, teores de cimento e adições	54
TABELA 2.7 – Consumo de materiais por m ³	55
TABELA 2.8 – Valores médios de temperatura e umidade relativa durante a cura úmida ...	56
TABELA 2.9 – Profundidade das camadas e nomenclaturas	58
TABELA 3.1 – Evolução da resistência à compressão	66
TABELA 3.2 – Acréscimo na resistência à compressão entre idades de ensaio	67
TABELA 3.3 – Índices de resistência em relação ao concreto de referência	68
TABELA 3.4 – Maturidade dos testemunhos	71
TABELA 3.5 – Maturidade dos corpos de prova	72
TABELA 3.6 – Índices de maturidade	73
TABELA 3.7 – Relações a/ag, consumo de aglomerantes e água para $f_c=50\text{MPa}$	77
TABELA A.1 – Resultados de resistência à compressão e equações de Abrams	149
TABELA A.2 – Evolução da resistência à compressão e equações de progressão.....	150
TABELA A.3 – Equações de maturidade	151
TABELA A.4 – Resultados de porosimetria para a idade de 91 dias	152
TABELA A.5 – Resultados de porosimetria para a idade de 300 dias	153
TABELA A.6 – Correlação entre resistência e volume total intrudido	154
TABELA A.7 – Resultados de água combinada e equações: 91 dias	155
TABELA A.8 – Resultados de água combinada e equações: 300 dias	156
TABELA A.9 – Correlação entre resistência e água combinada	157
TABELA A.10 – Resultados da intensidade de pico do CH: 91 dias	158
TABELA A.11 – Resultados da intensidade de pico do C-S-H: 91 dias	158
TABELA A.12 – Resultados da intensidade de pico do CH: 300 dias	158
TABELA A.13 – Resultados da intensidade de pico do C-S-H: 300 dias	158

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Mina de calcário (HOLCIM BRASIL, 2003)	21
FIGURA 2 – Índices de desempenho das variáveis para 40 e 55MPa (ISAIA, 2004)	23
FIGURA 1.1 – Modelo de vida útil em função da corrosão (TUUTTI, 1982)	27
FIGURA 1.2 – Ataque pelo CO ₂ (BREUGEL e ROOIJ, 2004)	28
FIGURA 1.3 – Exsudação do concreto (GUIMARÃES, 2005)	30
FIGURA 1.4 – Produtos externos da hidratação (AITCIN, 2000)	32
FIGURA 1.5 – Produtos internos da hidratação (AITCIN, 2000)	32
FIGURA 1.6 – Composição de argamassas x absorção de água (GUIMARÃES, 2002)	37
FIGURA 1.7 – Concreto sem e com adição mineral (adaptado de FORMAGINI, 2005)	38
FIGURA 1.8 – Rede de poros da pasta (MOPTT, 1991 apud HOPPE, 2002)	39
FIGURA 1.9 – Deslocamento da argamassa (BRAUN, 2003 apud CARASEK, 2005)	42
FIGURA 1.10 – Distribuição heterogênea da camada de cobrimento devido ao efeito parede (BRAUN, 2003 apud CARASEK, 2005)	42
FIGURA 1.11 – Influência do tipo de cimento na permeabilidade (CEB, 1993 apud CASCUDO et al, 2003)	44
FIGURA 2.1 – Distribuição granulométrica do cimento e adições minerais	49
FIGURA 2.2 – Difratoograma do cimento Portland CPV-ARI	50
FIGURA 2.3 – Difratoogramas da escória natural e aquecida e resfriada lentamente	50
FIGURA 2.4 – Difratoogramas da cinza volante e cal hidratada	51
FIGURA 2.5 – Micrografias do cimento e escória, ampliação 1200X	51
FIGURA 2.6 – Micrografias da cinza volante e cal hidratada, ampliação 1200X	51
FIGURA 2.7 – Distribuição granulométrica do agregado miúdo	53
FIGURA 2.8 – Distribuição granulométrica do agregado graúdo	53
FIGURA 2.9 – Moldagem dos protótipos e cura úmida de 7 dias	56
FIGURA 2.10 – Protótipos durante a cura ambiente	56
FIGURA 2.11 – Extração dos testemunhos em sentido perpendicular ao da concretagem ..	57
FIGURA 2.12 – Interstícios dos protótipos após extração dos testemunhos	57
FIGURA 2.13 – Marcação das camadas para corte	58
FIGURA 2.14 – Ensaio de resistência à compressão	58
FIGURA 2.15 – Testemunho extraído (10x20cm) e corte das camadas	59
FIGURA 2.16 – Ensaio de água combinada: balança, mufla e dessecador	62

FIGURA 2.17 – Aparelho de difração de raios-X	63
FIGURA 2.18 – Identificação da face analisada no MEV	64
FIGURA 2.19 – Câmara de metalização da amostra e microscópio eletrônico	64
FIGURA 3.1 – Evolução da resistência à compressão dos testemunhos	67
FIGURA 3.2 – Índices de eficiência da cal na resistência à compressão	68
FIGURA 3.3 – Perfil de energia durante as reações (CARVALHO, 2002)	70
FIGURA 3.4 – Maturidade x Resistência: testemunhos e corpos de prova	72
FIGURA 3.5 – Resistência: testemunhos x corpos de prova	74
FIGURA 3.6 – Relação entre resistência dos testemunhos e corpos de prova	75
FIGURA 3.7 – Volume total de poros e resistência do revestimento (YUASA, 2000)	78
FIGURA 3.8 – Porosidade na camada de revestimento (BASHEER e NOLAN, 2001)	78
FIGURA 3.9 – Volume total intrudido, concretos R, EV e EVC: 91 e 300 dias	80
FIGURA 3.10 – Volume total intrudido para f_c de 50MPa aos 91 e 300 dias	82
FIGURA 3.11 – Comportamento do volume total intrudido com a resistência	83
FIGURA 3.12 – Distribuição dos poros, concretos R, EV e EVC: 91 e 300 dias	86
FIGURA 3.13 – Distribuição dos poros para f_c de 50MPa aos 91 dias	89
FIGURA 3.14 – Diâmetro crítico, concretos R, EV e EVC: 91 e 300 dias	90
FIGURA 3.15 – Relação entre umidade relativa e raio do poro abaixo do qual ocorre a condensação capilar à 25°C (POWERS, 1946 apud OLIVEIRA, 2000)	93
FIGURA 3.16 – Representação esquemática da pasta de cimento fresca (AITCIN, 2000) ..	94
FIGURA 3.17 – Água combinada, concretos R, EV e EVC: 91 e 300 dias	96
FIGURA 3.18 – Água combinada para f_c de 50MPa aos 91 e 300 dias	98
FIGURA 3.19 – Correlação entre a água combinada e o volume total intrudido	99
FIGURA 3.20 – Intensidade do pico do C-S-H x relação a/ag: concretos R, EV e EVC ...	103
FIGURA 3.21 – Intensidade do pico do CH x relação a/ag: concretos R, EV e EVC	104
FIGURA 3.22 – Intensidade dos picos do C-S-H x profundidade da camada	105
FIGURA 3.23 – Intensidade dos picos do CH x profundidade da camada	106
FIGURA 3.24 – Correlação entre intensidade de pico do C-S-H e CH com a resistência ..	107
FIGURA 3.25 – Correlação entre intensidade de pico do C-S-H e CH com o volume total intrudido dos concretos	108
FIGURA 3.26 – Correlação da intensidade de pico do C-S-H e CH com água combinada	110
FIGURA 3.27 – Micrografia de concreto com a/c 0.55 e picos de Ca e Si no espectro em EDS do C-S-H (SARKAR et al, 1999)	111
FIGURA 3.28 – Concretos de alta e baixa relação a/ag	112

FIGURA 3.29 – Micrografias dos concretos R4 e R8: ampliação 30X	113
FIGURA 3.30 – Micrografias dos concretos R4 e R8, camadas 1 e 3	114
FIGURA 3.31 – Interface pasta-agregado do concreto R4-C3: ampliação de 1000X	115
FIGURA 3.32 – Interface pasta-agregado do concreto R8-C1: ampliações 370 e 3300X ..	116
FIGURA 3.33 – Micrografias do concreto R8-C3 com ampliações de 700 e 3300X	117
FIGURA 3.34 – Micrografias dos concretos EV3 e EV5: ampliação 30X	118
FIGURA 3.35 – Micrografias dos concretos EV3 e EV5: camadas 1 e 3	119
FIGURA 3.36 – Espectogramas das micrografias da figura 3.35	120
FIGURA 3.37 – Micrografia do concreto EV5-C1 com ampliação de 5000X	121
FIGURA 3.38 – Micrografias dos concretos EVC3 e EVC5: ampliação 30X	122
FIGURA 3.39 – Micrografias dos concretos EVC3 e EVC5: camada 1 e 3	123
FIGURA 3.40 – Espectogramas das micrografias da figura 3.39	124
FIGURA 3.41 – Micrografia do concreto EVC5-C3 com ampliação de 6500X	125
FIGURA 3.42 – Micrografias dos concretos para f_c de 42MPa aos 91 dias	126
FIGURA 3.43 – Análise global das variáveis em estudo em igualdade de a/ag 0.40	129
FIGURA A.1 – Temperaturas do ar: máxima, mínima e média.....	151
FIGURA B.1 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto R4.....	160
FIGURA B.2 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto R6.....	161
FIGURA B.3 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto R8.....	162
FIGURA B.4 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto EV3.....	163
FIGURA B.5 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto EV4.....	164
FIGURA B.6 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto EV5.....	165
FIGURA B.7 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto EVC3	166
FIGURA B.8 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto EVC4	167
FIGURA B.9 – Curva do volume de mercúrio intrudido do concreto EVC5	168
FIGURA C.1 – Difratoograma do concreto R4.....	170
FIGURA C.2 – Difratoograma do concreto R6.....	171
FIGURA C.3 – Difratoograma do concreto R8.....	172
FIGURA C.4 – Difratoograma do concreto EV3	173
FIGURA C.5 – Difratoograma do concreto EV4.....	174
FIGURA C.6 – Difratoograma do concreto EV5.....	175
FIGURA C.7 – Difratoograma do concreto EVC3	176
FIGURA C.8 – Difratoograma do concreto EVC4	177
FIGURA C.9 – Difratoograma do concreto EVC50	178

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- a (%)** - água combinada (em porcentagem)
- Al₂O₃** - óxido de alumínio
- a/ag** - relação água/aglomerante (cimento + escória + cinza volante), em massa
- a/c** - relação água/cimento, em massa
- ABCP** - Associação Brasileira de Cimento Portland
- ASTM** - American Society for Testing and Materials
- c.p.** - corpo-de-prova
- CV** - cinza volante
- CH** - hidróxido de cálcio - Ca(OH)₂
- CO₂** - anidrido carbônico ou gás-carbônico
- CPV** - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
- Ca⁺²** - íon cálcio
- CaO** - óxido de cálcio
- CaCO₃** - carbonato de cálcio
- CEB** - Comitê Euro-Internacional du Betón
- Cl⁻** - íon cloreto
- cm** - centímetro
- cm²** - centímetro quadrado
- C/S** - relação cálcio/sílica
- C₂S** - silicato bicálcico
- C₃S** - silicato tricálcico
- C-S-H** - silicatos de cálcio hidratados
- CPV-ARI** - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
- CST** - Companhia Siderúrgica de Tubarão (ES)
- C1** - camada 1 (profundidade entre 0 e 1.0 cm)
- C2** - camada 2 (profundidade entre 2.0 e 3.0 cm)
- C3** - camada 3 (profundidade entre 4.5 e 5.5 cm)
- dm³** - decímetro cúbico
- D_{máx}** - desvio relativo máximo
- E** - escória granulada de alto forno
- EDS** - microsonda de espectrometria por dispersão de raios-x

EV - concreto com teor de 70% de escória granulada de alto-forno mais 20% de cinza volante (substituição em massa)

EVC - concreto com teor de 70% de escória granulada de alto-forno mais 20% de cinza volante mais 20% de cal hidratada

fck - resistência à compressão axial característica do concreto

fc - resistência à compressão axial de dosagem do concreto

Fe(OH)₂ - hidróxido de ferro II

Fe₂O₃ - óxido de ferro

g - grama

GEPECON - Grupo de Estudos e Pesquisas em Concreto

H₂O - molécula de água

H – notação resumida da molécula de água

IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas (SP)

kg - quilograma

KOH - hidróxido de potássio

KPa - kilopascal (10³ Pascal)

KW - kilowatts

KV - kilovolts

K₂O - óxido de potássio

l - litros

LMCC - Laboratório de Materiais e Construção Civil

mA - miliampéres

MEV - Microscopia Eletrônica de Varredura

MgO - óxido de magnésio

ml - mililitros

MPa - Megapascal (10⁶ Pascal)

Mn - manganês

m² - metro quadrado

m³ - metro cúbico

mm - milímetro

min - minuto

NaOH - hidróxido de sódio

Na₂O - óxido de sódio

NBR - Norma Brasileira

nm - nanômetro

O₂ - molécula de oxigênio

OH⁻ - íon hidroxila

P - pressão aplicada

P₁₀₅ - massa da amostra após a constância de massa em temperatura de 105°C

P₅₀₀ - massa da amostra após uma hora em 500°C

pH - potencial hidrogeniônico

R - concreto de referência (100% cimento CPV)

R² - coeficiente de determinação

r - coeficiente de correlação

SO₂ - dióxido de enxofre

SiO₂ - dióxido de silício

SO³ - anidrido sulfúrico

Si⁺⁴ - íons silício

T - testemunhos extraídos dos protótipos

T_{méd} - temperatura média do ar

UR - umidade relativa do ar

UFSM - Universidade de Federal de Santa Maria

VTI - volume total intrudido de mercúrio

Φ - diâmetro dos poros

w - abertura de fissura

μm - micrômetro

°C - graus Celsius

γ - tensão superficial do mercúrio

γ_c – massa específica do cimento

θ - ângulo de contato entre o mercúrio e a parede do poro

θ-2θ - ângulo de difração de raios-x

Å - angstrom

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A – Resultados dos ensaios	154
ANEXO B – Curvas do volume total intrudido de mercúrio.....	154
ANEXO C – Difractogramas.....	154

SUMÁRIO

RESUMO	6
ABSTRACT	7
LISTA DE TABELAS	8
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	12
LISTA DE ANEXOS	15
INTRODUÇÃO	19
1. INTRODUÇÃO TEÓRICA	27
1.1 Importância da Camada de Cobrimento	27
1.2 Microestrutura	28
1.3 Estrutura dos Poros	31
1.4 Adições Minerais	33
1.4.1 Escória Granulada de Alto Forno	33
1.4.2 Cinza Volante	35
1.4.3 Cal hidratada	36
1.5 Concretos com Adições Minerais	38
1.5.1 Alterações na Microestrutura	38
1.5.2 Influência da Cal hidratada	40
1.7 Ensaios Laboratoriais x Estruturas Reais	41
2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	46
2.1 Variáveis Envolvidas	46
2.2 Caracterização dos Materiais	47
2.2.1 Cimento e Adições Minerais	47
2.2.2 Agregados	52
2.2.3 Aditivo Superplastificante	53
2.3 Proporcionamento e Dosagem dos Concretos	54
2.4 Ensaios	57
2.4.1 Resistência à Compressão	58
2.4.2 Porosimetria por Intrusão de Mercúrio	59

2.4.3 Água Quimicamente Combinada	60
2.4.4 Difração de Raios-X	62
2.4.5 Microscopia Eletrônica de Varredura	63
3. APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	
3.1 Resistência à Compressão	65
3.1.1 Evolução da Resistência	65
3.1.2 Maturidade	70
3.1.3 Testemunhos Extraídos x cp's moldados	73
3.1.4 Análise em Igualdade da Resistência em 50MPa	76
3.2 Porosimetria por Intrusão de Mercúrio	77
3.2.1 Porosidade Total (Volume total intrudido de Hg)	79
3.2.2 Distribuição dos Poros	84
3.2.3 Diâmetro Crítico	89
3.3 Água Quimicamente Combinada	92
3.3.1 Resultados dos Ensaios	95
3.3.2 Água Combinada x Volume Total Intrudido de Hg	98
3.4 Difração de Raios-X	100
3.4.1 Influência da relação a/ag e idade	103
3.4.2 Influência da Profundidade da Camada	105
3.4.3 Difração de Raios-X x Volume Total Intrudido	108
3.4.4 Difração de Raios-X x Água Combinada	109
3.5 Microscopia Eletrônica de Varredura	111
3.5.1 Concreto de Referência	113
3.5.2 Concreto com Escória e Cinza Volante	118
3.5.3 Concreto com Escória, Cinza Volante e Cal Hidratada	122
3.5.4 Análise Global em Nível de Resistência de 42MPa	126
3.6 Análise Global da Microestrutura	127
4. CONCLUSÕES	
4.1 Sobre as diferenças constatadas entre os corpos-de-prova moldados e os testemunhos extraídos quanto à resistência	130
4.2 Como variam as propriedades microestruturais do concreto a partir da face do protótipo até a profundidade de 5cm	131

4.3 Sobre as modificações constatadas devido ao alto teor de substituição de cimento Portland	133
4.4 Sobre a influência da cal na resistência e na microestrutura	134
4.5 Como variam as propriedades estudadas em igualdade de relação a/ag 0.40 e resistência de 50MPa	135
4.6 Considerações Finais	136
BIBLIOGRAFIAS	138
ANEXO A	148
ANEXO B	159
ANEXO C	169

INTRODUÇÃO

É essencial que as estruturas de concreto desempenhem as funções que lhe foram atribuídas, que mantenham a resistência e a utilidade que delas se espera durante um período de vida previsto. Porém, a durabilidade do concreto não significa suportar qualquer tipo de ação e não deve ser interpretada como tendo menor importância do que as outras propriedades do concreto, como a resistência.

A durabilidade inadequada se manifesta através de deterioração que pode ser originada por fatores externos ou causas internas do próprio concreto. As diferentes formas de ação podem ser físicas, químicas ou mecânicas. Deve-se observar que os processos físicos e químicos de deterioração podem atuar sinergicamente. Também é importante observar que a deterioração do concreto raramente se deve a uma única causa isolada: o concreto pode muitas vezes se apresentar satisfatório mesmo com muitas características indesejáveis, mas com mais um fator desfavorável pode ocorrer deterioração (NEVILLE, 1997).

Recentemente e ainda não muito freqüente, é que a importância da “pele do concreto” tem sido reconhecida como fundamental para a durabilidade, mesmo que já seja de conhecimento há algum tempo que o cobrimento não tem exatamente a mesma microestrutura que o seu interior (PARROT, 1992 apud AITCIN, 2000).

Observa-se que a pele do concreto além de ter maior porosidade, que facilita a percolação de fluídos nesta interface, é a região mais sensível às variações volumétricas (retração hidráulica e térmica) devidas às trocas de umidade e de energia com o ambiente, facilitando a formação de fissuras. Logo, essa camada de cobrimento da armadura é a porção da peça de concreto que deve ter estabilidade dimensional, maior resistência e compacidade para possibilitar maior proteção do aço e durabilidade à estrutura.

Segundo GEMELI (2001), estima-se que a corrosão destrua 25% da produção mundial de aço por ano, o que corresponde de 5 a 7 toneladas por segundo. O custo total da corrosão está avaliado em 4% do produto nacional bruto. Isto demonstra a importância que envolve o fenômeno da corrosão, devendo ser uma das principais

preocupações de autoridades científicas para minimizar os seus efeitos, além do fato que a corrosão também é responsável por perdas humanas devido ao colapso de viadutos, pontes e edifícios. Exemplos de problemas ocorridos em virtude do processo de corrosão são citados por DAL MOLIN (1989), como a queda de quatro marquises com pelo menos 10 vítimas fatais, ocorridas na cidade de Porto Alegre entre 1987 e 1989.

Nota-se, portanto, que muitos problemas ligados à falta de durabilidade das estruturas de concreto são originados da falta de integração entre a realidade dos laboratórios e das obras, em especial com respeito aos modelos para predição da vida útil de uma estrutura. As modelagens dos mecanismos de deterioração do concreto em laboratório são, muitas vezes, bastante distintas da realidade devido às diferenças de escala ou volume de concreto ensaiado, à idade do ensaio, condições climáticas do ensaio ou das correlações imprecisas entre ensaios acelerados e em escala natural (ISAIA, 2001).

Hoje se sabe que, para muitas condições de exposição de estruturas de concreto, *tanto* a resistência *como* a durabilidade devem ser consideradas de forma bem definida na fase de projeto. Foi dada ênfase à expressão “tanto...como” porque, conforme NEVILLE (1997), é um erro dar mais importância somente a uma característica.

Para AITCIN (2000), como a durabilidade do concreto está se tornando um assunto de preocupação na maioria dos países devido ao número elevado de estruturas de concreto que apresentam sérios sinais de deterioração avançada, faz-se necessário estudar a microestrutura da camada de revestimento para seu melhor conhecimento.

Recentemente, grande parte de pesquisas abordam em seu contexto a relação da sustentabilidade entre os recursos naturais disponíveis e as demandas sociais porque, na última década, grande parte dos recursos de que o homem dispõe para satisfazer suas necessidades têm sido utilizados inadequadamente, causando danos em nível de preocupação crescente (figura 1). É nesse contexto que surge a idéia de desenvolvimento sustentável, que é aquele capaz de satisfazer as necessidades da sociedade atual sem comprometer a capacidade das gerações futuras de suprir suas necessidades.



Figura 1 – Mina de calcário (HOLCIM BRASIL, 2003).

Segundo OLIVEIRA (2000), a construção civil é uma atividade que produz grande impacto ambiental pelo volume de recursos naturais utilizados. Cerca de um terço da energia e 40% dos materiais usados pela economia mundial são empregados na construção, operação e manutenção de edifícios.

Em questão de poluição ambiental, no material concreto, o cimento é a principal fonte, pois na produção do clínquer o carbonato de cálcio ao ser calcinado no forno para a formação dos silicatos de cálcio, emana CO_2 que se adicionará à emissão de CO_2 da queima do combustível, resultando aproximadamente 1 tonelada deste gás por tonelada de clínquer produzido.

Com efeito, cada ação realizada durante o processo industrial, em especial na indústria da construção, deve ter como propósito produzir com menos energia, menos matéria-prima, menos desperdício, menos poluição, mais reutilização e reciclagem. Considerando-se que a indústria da construção civil representa no mínimo 10% do PIB mundial e que o cimento e seus derivados são os materiais mais utilizados pelo homem, a produção ecoeficiente das estruturas de concreto é um imperativo no sentido de inserir este segmento da construção civil no contexto das tendências e anseios da sociedade por edificações e infra-estrutura construídas por intermédio de processos mais sustentáveis (ISAIA, 1995).

Ao comentar as perspectivas do concreto para meados do ano 2000, NEVILLE (1992) *apud* ISAIA (1995) aponta que no concreto de alto desempenho as baixas relações água/cimento resultam em parcelas de cimento não hidratado, que atuam como fíler. Para ele, o cimento é um fíler muito caro de modo que, no futuro, deve

ser empregado cada vez mais e em maior proporção materiais como cinza volante, escória de alto forno, bem como suas combinações, que são mais baratas e podem produzir concretos com melhor desempenho. São também economicamente vantajosas porque são subprodutos de outros processos e estão continuamente disponíveis, na verdade necessitam serem eliminados.

No Brasil, segundo ROCHA (2003), estima-se a disponibilidade em 3 milhões de toneladas/ano de cinzas, sendo composta de 65% a 85% de cinzas volantes. Dessa forma, aproveitando esse material na execução de concreto, a indústria da construção civil (re)aproveita toneladas de cinza que, de outra forma, seria descartada no meio ambiente, causando um impacto considerável no ecossistema. Segundo GALBRAITH'S LIMITED (2004), a produção mundial de ferro gusa foi de 650 milhões de toneladas em 2003, gerando aproximadamente 195 milhões de toneladas de escória.

A intensificação do uso de resíduos de outros setores industriais é uma tentativa de compensar o ciclo da cadeia produtiva das matérias-primas. Internacionalmente a operação de companhias voltadas especificamente para a comercialização de resíduos está se tornando uma atividade competitiva, tendo em vista que hoje existem empresas, como a companhia inglesa East Coast Slag Products, que vende escória moída para a produção de concreto em betoneira (OLIVEIRA, 2000).

Para reforçar a idéia de sustentabilidade, tem-se as palavras proferidas por MEHTA (1997): "Na aurora do século XXI, entramos em uma era de desenvolvimento sustentável. A indústria do cimento será chamada para solucionar as duas necessidades presentes da sociedade atual, ou seja, proteção do meio ambiente e encontrar soluções para a crescente industrialização e urbanização do mundo. Também devido a sua enorme dimensão, a indústria do concreto é inquestionavelmente o lugar ideal para deposição econômica e segura de milhões de toneladas de subprodutos industriais como cinza de carvão mineral e escória de alto forno. Devido as suas propriedades, a cinza volante e a escória podem ser empregadas em grandes quantidades como materiais substitutos do cimento no concreto. De fato, concreto com superplastificante contendo 60 a 70% de cinza volante ou escória na massa do material cimentício total tem mostrado alta resistência e durabilidade a idades relativamente precoces. Esta demonstração tem removido uma das maiores objeções para o emprego de altos teores de cinza

volante e escória. No mundo industrial será difícil encontrar exemplos similares de excelente complementaridade ou casamento entre dois componentes de um sistema, um dos quais *parece* ser um resíduo industrial. Entretanto, no futuro, o uso de subprodutos como material cimentício deve se tornar mandatório”.

Este relato de MEHTA (1997) é confirmado por ISAIA (2004) em seu estudo de sustentabilidade de concretos com cinza volante (50%), escória (70%) e escória mais cinza volante (70%+20%) para resistências de 40 e 55MPa. Os melhores resultados foram obtidos para a mistura de escória(70%) mais cinza volante(20%). Para ambos os níveis de resistência apresentaram, em média, decréscimos de 55% de consumo de energia, 88% de emissão de CO₂, 5% no custo do m³ de concreto e aumento de 40% no índice médio de durabilidade quando comparados com o concreto de referência (sem adições), conforme figura 1.2.

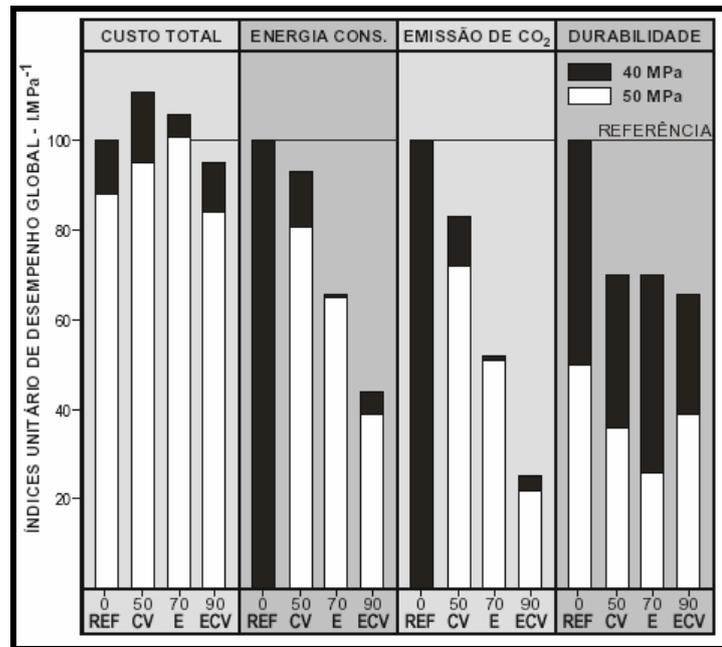


Figura 1.2 – Índices de desempenho das variáveis para 40 e 55 MPa (ISAIA, 2004).

Com essa avaliação, ISAIA (2004) conclui que se 3.5% da produção mundial do concreto fosse realizada com 90% de adições minerais, não seria necessário aumentar a produção de clínquer além dos níveis atuais e reduziria a emissão de CO₂ em 120 milhões de toneladas. Como se isso não bastasse, ainda haveria um ganho potencial de 1.53 bilhões de dólares pelo menor custo do concreto e venda do CO₂ no Mercado do Carbono.

No entanto, a disponibilidade comercial da escória é pequena porque alguns contratos, mais antigos, possuem cláusula proibindo as siderúrgicas de venderem o

produto para terceiros. Contudo após a privatização das siderúrgicas cresceu o interesse na criação de um mercado alternativo na busca tanto de um aumento do faturamento na venda de resíduos quanto de reconhecimento social. Com isto estes contratos deverão ser progressivamente alterados.

Mantendo como consumidor a indústria cimenteira, a possibilidade de aumento do faturamento pelo aumento do preço tem como limite o custo do clínquer. Os preços de escória subiram até 20 vezes após o processo de privatização e encontram-se hoje muito próximos do custo de produção do clínquer Portland. Por outro lado, se vendida na forma de cimento ou mesmo como escória moída para adição ao cimento Portland na betoneira, diretamente ao consumidor final, como operado normalmente em países como Estados Unidos e Canadá, a escória beneficiada passaria a competir com um produto que tem valor superior a US\$100/tonelada. Além disso, os fabricantes de cimento passariam a ter competidores, aumentando a estabilidade das siderúrgicas. Para tanto, pode-se esperar aumento na oferta de escórias para terceiros (MARQUES, 1994).

A colocação no mercado de um cimento com menor preço possibilita a redução do custo da habitação, inclusive a popular que, particularmente quando na forma de pré-moldados de concreto, é usuária intensiva de cimento. Esta ação, que combina a idéia de preservação ambiental com a solução de um grave problema social brasileiro, contribuiria com a imagem das siderúrgicas na sociedade (JOHN, 1995).

No presente trabalho, para predizer sobre a durabilidade foi estudada a microestrutura da camada de revestimento foi estudada a partir da face da viga em três camadas de um centímetro de espessura, sendo realizados os seguintes ensaios: porosimetria por intrusão de mercúrio, água quimicamente combinada, difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura. Ensaio de resistência à compressão também foram realizados em corpos-de-prova (moldados e curados em condições padronizadas) e em testemunhos extraídos dos protótipos (vigas).

Como proposta de utilização de resíduos industriais, estes foram empregados em 90% de substituição de igual massa de cimento, sendo 70% de escória de alto forno mais 20% de cinza volante. E como proposta para diminuir o efeito da carbonatação, além de outros benefícios, em mistura de concreto similar a esta foi adicionada 20% de cal hidratada. Como referência foi estudada mistura com 100% de cimento CPV-ARI. Com o intuito de diminuir as diferenças entre “concretos de

laboratório” e os “concretos das obras” moldaram-se vigas que foram mantidas em cura ambiente até a data dos ensaios após cura úmida de sete dias.

O questionamento maior, que originou este trabalho foi: “Como variam os principais parâmetros que governam a microestrutura da camada de cobrimento do concreto com 90% de adições minerais em substituição ao cimento?”. Mais especificamente as questões são:

- quais as diferenças constatadas entre os corpos-de-prova moldados e os testemunhos extraídos quanto à resistência à compressão?
- como variam as propriedades microestruturais do concreto a partir da face do protótipo até a profundidade de 5cm?
- quais são as modificações constatadas devido ao alto teor de substituição de cimento Portland?
- qual a influência da cal na resistência e na microestrutura?
- como variam as propriedades estudadas em igualdade de relação a/ag 0.40 e resistência de 50MPa?

Após esta introdução, o trabalho está estruturado em quatro capítulos. O capítulo 1 aborda o referencial teórico sobre alguns pontos de importância dentro do tema da dissertação, como o papel fundamental que a camada de cobrimento desempenha e suas principais características microestruturais. Também é relatado sobre o concreto com elevados teores de adições minerais, seu respaldo técnico, econômico e sustentável.

O capítulo 2 expõe o procedimento experimental, sendo apresentados os questionamentos aos quais se pretende responder, o estabelecimento das variáveis da pesquisa, a caracterização dos materiais utilizados, a dosagem dos concretos e a particularidade de cada ensaio.

No capítulo 3, além de conter pontos de revisão bibliográfica de tópicos específicos do assunto de cada ensaio, faz-se a apresentação, análise e discussão dos resultados. As relações entre as variáveis foram determinadas através de inferência estatística.

As conclusões finais sobre como variam as propriedades estudadas em relação à superfície externa do protótipo encontram-se no capítulo 4.

Cabe salientar que a presente dissertação faz parte de um projeto de pesquisa mais amplo, sobre a caracterização da camada de cobrimento do concreto, que está

sendo desenvolvido pelo Grupo de Estudos e Pesquisas em Concreto (GEPECON) da UFSM, sendo dividido em temas para quatro dissertações de mestrado (incluindo esta) abrangendo diversas variáveis ligadas à durabilidade, dentre elas: absorção capilar de água, difusividade de água, carbonatação acelerada, hidróxido de cálcio remanescente, potencial hidrogeniônico, penetração de cloretos, cloretos retidos e solução iônica dos poros.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO TEÓRICA

1.1. Importância da Camada de Cobrimento

Uma das principais causas da deterioração das estruturas de concreto armado e protendido, segundo HELENE (1986) apud VAGHETTI (2005), afetando diretamente a vida útil da mesma, é a corrosão da armadura.

O aço no interior dos concretos está envolto em uma proteção física e também química contra os agentes externos, onde a espessura do cobrimento representa a barreira física que dificulta a entrada de agentes agressivos e a alcalinidade do eletrólito, a barreira química. Esse ambiente altamente alcalino ($\text{pH} \cong 12$) proporcionado pelo concreto, decorrente da hidratação dos silicatos de cálcio e formação de quantidade expressiva de hidróxido de cálcio, favorecem a formação de uma película protetora de caráter passivo sobre o aço.

O modelo proposto por TUUTTI em 1982 (figura 1.1), relatado por CASCUDO (1997) a fim de expor o mecanismo da corrosão do aço no concreto, subdivide o processo em iniciação e propagação.

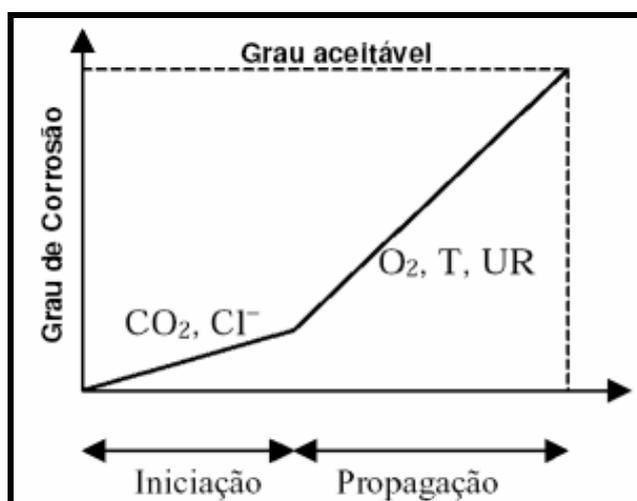


Figura 1.1 – Modelo de vida útil em função da corrosão (TUUTTI, 1982 apud CASCUDO, 1997).

No período de iniciação, a película passivadora é a grande defesa da armadura e a garantia de que esta não sofrerá corrosão. Entretanto, ela pode ser perdida (despassivada) pela presença de quantidade suficiente de íons cloretos ou pela diminuição da alcalinidade devido às reações de carbonatação (figura 1.2). Ocorrendo a despassivação, a armadura fica vulnerável à corrosão. Inicia-se então, o período de propagação do fenômeno desde que existam três elementos básicos: eletrólito, diferença de potencial e oxigênio.

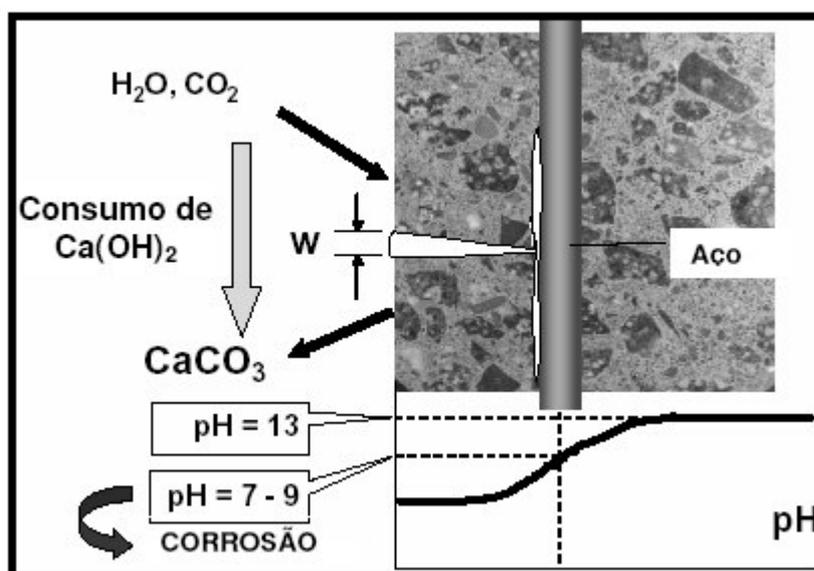


Figura 1.2 – Ataque pelo CO_2 (BREUGEL e ROOIJ, 2004).

No processo de iniciação, pode-se dizer que a velocidade da despassivação dependerá da maior ou menor facilidade do agente agressivo chegar à armadura e no período de propagação, a taxa de corrosão dependerá da disponibilidade de oxigênio e umidade necessária nas reações anódicas e catódicas. Com isso, tanto o processo de iniciação como o processo de propagação são decisivamente influenciados pela microestrutura (forma, tamanho e distribuição) dos produtos hidratados.

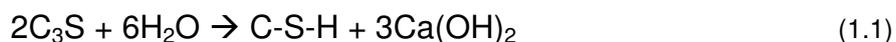
1.2. Microestrutura

Para RAMACHANDRAN (1999), o constituinte ativo do concreto é a pasta de cimento e sua durabilidade é altamente dependente desta, sendo muitas de suas propriedades determinadas pela sua microestrutura. Microestrutura constitui a natureza de corpo sólido e da porção não-sólida, a estrutura de poros.

As características microestruturais dependem de muitos fatores, como a natureza física e química do cimento, tipo e quantidade de adições minerais, temperatura e período de hidratação, e da relação a/ag. O estudo da fase sólida inclui principalmente o exame da morfologia (forma e tamanho) e união das superfícies dos produtos formados. A porosidade total e a análise da distribuição do tamanho dos poros são necessárias para investigar a fase não-sólida.

Para MEHTA E MONTEIRO (1994), o mecanismo de hidratação do cimento Portland é constituído por um processo de dissolução-precipitação nas primeiras fases seguido de um processo topoquímico. Os tipos, quantidades e características das duas principais fases sólidas presentes na pasta são:

- *Silicato de cálcio hidratado*: abreviado para C-S-H, constitui de 50 a 60% do volume de sólidos de uma pasta de cimento Portland completamente hidratado, sendo conseqüentemente, o mais importante na determinação das propriedades da pasta. A morfologia do C-S-H varia de fibras pouco cristalinas a um reticulado cristalino. O fato do termo C-S-H ser hifenizado significa que este não é um composto bem definido, a relação entre cálcio e sílica (C/S) varia entre 1.5 e 2.0 e o teor de água estrutural varia ainda mais. Cálculos estequiométricos determinam que a reação de hidratação do C₃S resulta em 61% C₃S₂H₃ e 39% de Ca(OH)₂ e a hidratação do C₂S em 82% de C₃S₂H₃ e 18% de Ca(OH)₂. O componente C₃S precisa de 24% de água para hidratar e o C₂S apenas 21%. As reações aproximadas podem ser descritas como:



- *Hidróxido de cálcio*: com estequiometria definida Ca(OH)₂, abreviado como CH, constitui de 20 a 25% do volume dos sólidos da pasta hidratada. Tende a apresentar-se em cristais grandes, sob a forma de prismas hexagonais distintos, porém, pode se apresentar sob formas não definidas. A morfologia e quantidade são afetadas principalmente pelo espaço disponível na estrutura da pasta.

Conforme AITCIN (2000), a pasta de cimento hidratada pode, como uma primeira aproximação, ser considerada como material cristalino de uma única fase, para o qual os princípios fundamentais de comportamento dos materiais frágeis, tais como as cerâmicas, podem ser convenientemente aplicados para controlar a

microestrutura e as propriedades do concreto. Isto é particularmente verdadeiro para o concreto de alto desempenho, que mostra mais similaridades microestruturais com as cerâmicas do que o concreto usual. Sendo a resistência dos materiais cerâmicos derivada principalmente das forças de Van der Waals, segue-se que quanto mais compactos (isto é, livre de poros grandes), menos cristalinos e menores são os produtos de hidratação maior será a resistência, ou seja, quanto maior a quantidade de C-S-H e menor a concentração de CH mais resistente é a pasta.

Entretanto algumas regiões da pasta hidratada, como a interface pasta/agregado, são afetadas pelo acúmulo de água (figura 1.3). Esse aumento da relação água/aglomerante induz a formação de compostos de maior tamanho, como os cristais de hidróxido de cálcio, devido ao maior espaço livre nesta área.

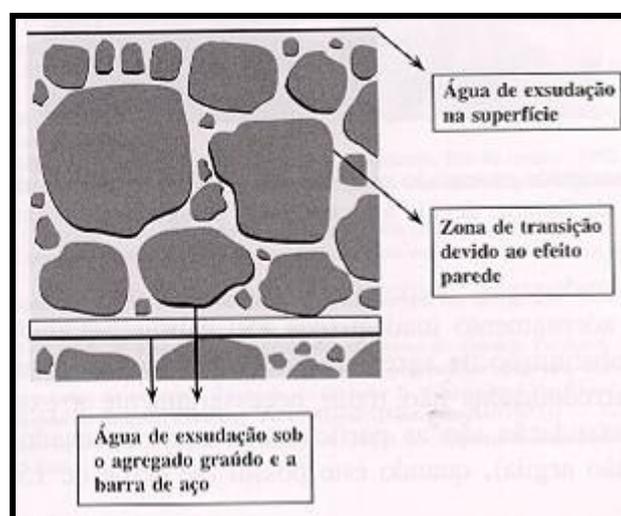


Figura 1.3 – Exsudação do concreto (GUIMARÃES, 2005).

Para MEHTA & MONTEIRO (1994), os cristais de CH têm tamanho que varia de 1 a 10 μ m. Assim, quanto mais espaço houver na pasta (poros), mais CH irá se desenvolver. Sendo a resistência do hidróxido de cálcio relativamente baixa em comparação com o silicato de cálcio hidratado, e considerando a maior porosidade da zona de transição e da interface concreto/forma, estes se tornam locais preferenciais para a formação de fissuras devido ao acúmulo de tensões. ISAIA (2001) ressalta que as tensões são transferidas de grão a grão e crescem com o passar do tempo, seja por aumento de carga ou variações das condições termo-higrométricas (retração).

NIELSEN (1993) apud AITCIN (2000) conclui que para melhorar a resistência das pastas é necessário enfatizar a microestrutura em três níveis: porosidade,

tamanho do grão e heterogeneidades. Atualmente esta conclusão pode e deve ser expandida para a durabilidade do concreto.

Para PAULON (2005), dois fatores são muito importantes no estudo da microestrutura da pasta do cimento: a quantidade de água e a idade. A pasta varia com a relação a/c utilizada e sua importância pode ser traduzida tanto em termos de microestrutura, como de efeitos produzidos sobre as propriedades do concreto: resistência mecânica e durabilidade. Quanto à idade, as particularidades da microestrutura desenvolvem-se desde o contato do cimento com a água. Nos primeiros minutos e nas primeiras horas as mudanças são bastante rápidas; tornando-se mais lentas após a primeira semana. Entretanto, o processo de hidratação continua durante meses e anos. Com esses dois fatores que são de extrema importância, soma-se ainda a utilização das adições minerais, que além de alterarem a distribuição e forma dos produtos hidratados, também alteram significativamente os seus tamanhos e idades de formação.

Contudo, pode-se dizer que a pasta é uma região relativamente heterogênea de elementos sólidos, micro-cristais, formando massa porosa de espaços vazios que contém soluções.

1.3. Estrutura de Poros

Quando os compostos de silicatos anidros entram em contato com a água, sua hidratação começa a ter lugar através da solução. Em outras palavras, a fase líquida torna-se saturada com vários íons que combinam para formar diferentes produtos que começam a preencher o espaço originalmente ocupado pela água. Os espaços não preenchidos entre as partículas consistirão de vazios e de poros capilares. Com a hidratação aumentando e a porosidade capilar diminuindo, o movimento da umidade no sistema torna-se lento. Acredita-se que a hidratação subsequente das porções não hidratadas das partículas é um processo através de reações de estado sólido, na qual as reações acontecem diretamente na superfície dos compostos anidros sem que estejam em solução (AITCIN, 2000).

Estudos feitos com microscópios eletrônicos de varredura têm mostrado que os produtos iniciais da hidratação, formados quando existem água e espaço vazio no sistema, consistem de flocos de grandes cristais que geram considerável volume de

vazios. Como esses produtos iniciais da hidratação cristalizam-se fora dos limites originais das partículas anidras, no espaço preenchido pela água que envolve tais partículas, os pesquisadores referem-se a eles como “produtos externos” (figura 1.4).



Figura 1.4 – Produtos externos da hidratação (AITCIN, 2000).

De outro lado, os produtos da hidratação das reações de estado sólido, formados dentro dos limites originais das partículas em hidratação, são chamados de “produtos internos” (figura 1.5) e são mais compactos e menos cristalinos, conforme MEHTA e MONTEIRO (1993) apud AITCIN (2000).

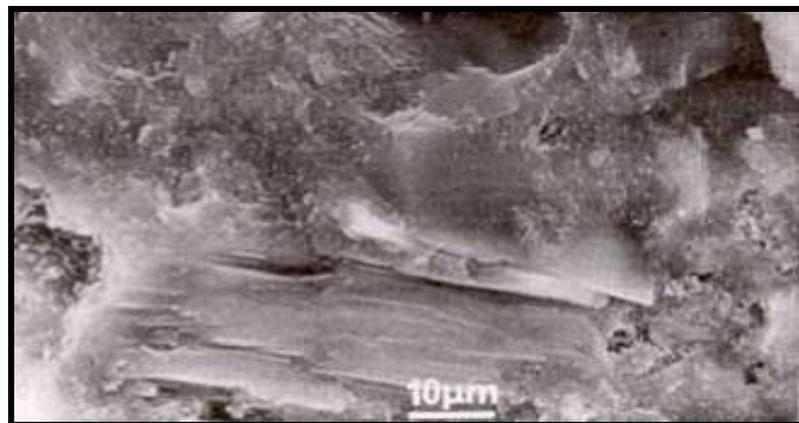


Figura 1.5 – Produtos internos da hidratação (AITCIN, 2000).

Do ponto de vista da resistência da pasta hidratada é altamente desejável uma microestrutura similar à dos produtos internos, para isso eliminando-se de algum modo os produtos externos. O conceito de produtos de tipo interno e externo na hidratação é útil para entender o papel da baixa relação água/aglomerante e das adições minerais.

Do ponto de vista da durabilidade, um fator crítico que afeta o desempenho das estruturas de concreto é a distribuição dos tamanhos dos poros, mais que a

porosidade total, pois a profundidade de penetração de líquidos (água), gases (gás carbônico) e íons (cloretos) dependem da interconectividade e tortuosidade dos mesmos. ANDRADE (2005) ressalta que o processo de degradação que ocorre em compostos sólidos porosos formados de pastas de cimento Portland/adições minerais é promovido por mecanismos de transporte e por movimentos orquestrados que otimizam a transferência das substâncias presentes no meio externo através da estrutura de poros e interstícios.

De acordo com ISAIA (2001), os poros capilares têm maior influência nos processos de transporte de líquidos e gases no interior do concreto. Os poros do gel, espaços vazios entre os produtos da hidratação e entre grãos de cimento não hidratados, por sua vez, tendo menor dimensão, apresentam maior interação entre as suas paredes e a fase líquida, porque atuam a pequenas distâncias da sua superfície, devido às atrações eletrostáticas decorrentes dos fenômenos de contato (forças de Van der Waals – tensão superficial). Desta forma, os processos de transporte através dos poros menores ficam praticamente impedidos pelos efeitos eletrostáticos superficiais.

Segundo MINDESS e YOUNG (1981) apud SILVEIRA (2004), com relação ao diâmetro, os poros se classificam em capilares e poros de gel. Os capilares são divididos em mesoporos ($10 < \Phi < 50\text{nm}$) e macroporos ($\Phi > 50\text{nm}$), afetando principalmente a resistência e a permeabilidade. Os poros de gel, também designados de microporos, possuem diâmetro menor que 10nm, influenciando a retração (umidade relativa menor que 50%) e a fluência.

1.4. Adições Minerais

1.4.1. Escória Granulada de Alto Forno

A escória granulada de alto-forno (E), segundo PECCHIO e BATTAGIN (1999), é um subproduto da manufatura do ferro-gusa em alto-forno, sendo que cada tonelada deste produz aproximadamente 300kg de escória. A escória corresponde ao líquido sobrenadante na base do alto forno e se separa do ferro-gusa, também líquido, por diferença de densidade. Na saída do alto forno, a escória passa por um resfriamento rápido ao cair em tanques com água, conhecidos por tanques de

granulação. Este é o processo de obtenção da escória granulada e vítrea que é utilizada tradicionalmente pela indústria cimenteira como adição ao cimento Portland.

As porcentagens dos principais componentes das escórias de alto forno brasileiras, segundo CINCOTTO et al (1992) são: sílica (30 a 35%), óxido de cálcio (40 a 45%), óxido de alumínio (11 a 18%), óxido de magnésio (2.5 a 9%) e Fe_2O_3 (0 a 2%).

Embora seu mecanismo fundamental de hidratação seja o mesmo do cimento, diferentemente deste a escória quando em contato com a água não se hidrata ($k_d < k_p$)¹ ou faz muito lentamente, inviabilizando o seu emprego na maioria das situações. Essa baixa velocidade de hidratação é devida à sua baixa solubilidade em água. Existem evidências empíricas que mostram que uma camada de sílico-aluminato hidratado é formada na superfície da escória, dificultando e até mesmo impedindo o processo de dissolução (ILLER, 1979)². Estes produtos dificultam a dissolução da sílica mesmo se formados em quantidades muito pequenas.

Entretanto existem meios de acelerar a hidratação, os quais são classificados em três processos: ativação química, mecânica ou térmica. No caso da ativação química, de maior interesse prático, a aceleração do processo de hidratação das escórias ocorre pela combinação de dois fatores: elevação da velocidade de dissolução através da elevação do pH e antecipação do início de precipitação dos compostos hidratados devido ao aumento da concentração de íons na solução no início do processo de dissolução ou pela alteração da solubilidade dos compostos da escória. Segundo DRON (1982) e LOU et al (1986)³ a elevação do pH colabora devido ao fato da dissolução da escória ocorrer por ataque hidroxílico (ataque pelos íons OH^-) enquanto a dissolução do clínquer se faz por ataque hidrolítico (ação das moléculas de água). Entre os ativadores químicos mais comuns estão a cal hidratada, os hidróxidos de metais alcalinos como KOH e NaOH , o cimento Portland ou mesmo mistura destes compostos.

A cal hidratada eleva o pH para valores próximos de 12.5, evitando a formação do gel pouco permeável sobre as partículas anidras. Além disso, como a

¹ A dissolução da escória tende a um equilíbrio. Este equilíbrio é caracterizado pelo produto de solubilidade kd em relação à escória, função da concentração de íons dissolvidos no equilíbrio. A precipitação dos compostos hidratados - e o ganho de resistência - ocorrerá somente se $kd > kp$, onde kp é o produto de solubilidade dos íons dissolvidos em relação ao produto hidratado. (JOHN. 1995)

² apud JOHN, 1995.

³ ibid.

concentração de Ca^{2+} na solução está mais próxima da saturação com relação aos produtos hidratados, a precipitação inicia-se mais rapidamente. Em algumas escórias, as concentrações de equilíbrio de dissolução estão abaixo das concentrações de saturação com relação aos produtos hidratados (DRON, 1984, apud JOHN, 1995). Para estas escórias o ativador não apenas acelera a dissolução, mas a presença de íons Ca^{2+} torna possível a precipitação.

BREUGEL e ROOIJ (2004) relatam que a escória é mais comumente ativada pelo uso de cimento Portland, sendo necessário entre 10 e 20% deste para ocorrer a ativação. Esses autores também são da opinião que em um segundo estágio a escória de alto forno contribui com reações pozolânicas. ESCALANTE et al (2001) estudando a escória de alto forno em teores de 30 e 50% em substituição ao cimento, observaram que o consumo de CH aumenta com o acréscimo no teor de escória.

1.4.2. Cinza Volante

O carvão é uma rocha sólida com alto teor de carbono (55% a 95%), originado de vegetais superiores e de resíduos vegetais terrestres (folhas, galhos, troncos, sementes, celulose) que ao longo de milhões de anos sofreram compactação e transformações, resultando em uma rocha estratificada conhecida e denominada de 'carvão mineral'. No Brasil as maiores reservas de carvão mineral encontram-se na Região Sul, especialmente no estado do Rio Grande do Sul, que conta com aproximadamente 89% das reservas nacionais, sendo as maiores jazidas as de Candiota, Santa Terezinha e Charqueadas (GOMES, 2002).

A combustão do carvão para a geração de energia gera partículas sólidas, finas e esféricas que são captadas por precipitadores, sendo armazenadas em silos e conhecidas como cinza volante (CV).

A norma brasileira NBR-12653 (1992) e a ASTM-C618 (1980) classificam as cinzas volantes segundo o teor de cálcio. As cinzas de baixo teor de cálcio, teor este menor que 10%, são denominadas de classe C na norma brasileira e classe F na norma americana. Para alto teor de cálcio, entre 15 e 30%, a NBR classifica como classe E e a ASTM como classe C. Segundo ABREU (2004) apud VAGHETTI (2005) as cinzas volantes brasileiras apresentam composição química semelhante e teor de

cálcio (CaO) inferior a 5%. Os teores de seus componentes principais são: sílica (60-65%), alumina (20-30%) e óxido de ferro (2-6%).

Com relação a alguns requisitos que a cinza volante deve atender quanto a sua composição química, tanto a norma americana (ASTM-C618) quanto a norma brasileira (NBR-12653) estabelecem que o teor de álcalis (em equivalente de Na₂O) deve ser menor que 1,5%, o teor de SO₃ deve ser menor 5% e não deve ser inferior a 70% o total de sílica, alumina e óxido férrico.

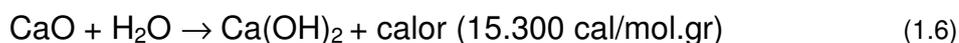
A cinza volante de baixo cálcio é uma pozolana, pois segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), um material pozolânico é formado essencialmente por sílica ou sílica-alumínio que não possui propriedades cimentantes, mas quando tem finura adequada e em presença de umidade, reage com o hidróxido de cálcio à temperatura ambiente para formar compostos com propriedades cimentantes.

Para FAN & ZHANG, apud GOMES (2003), a razão para a baixa reatividade é que a camada superficial de suas partículas é densa e quimicamente estável. Essa camada necessita ser rompida para deflagrar os constituintes internos que possuem maior reatividade. Ambientes muito básicos produzem a corrosão dessa densa camada externa, expondo o núcleo ativo.

PAPADAKIS (1999) apud CASTRO (2003) investigou a atividade da cinza volante de baixo teor de cálcio e, por meio de medidas do calor de hidratação, percebeu que o início da atividade da cinza volante se dá entre 2 e 3 semanas após a mistura e se processa até aos 6 meses de idade.

1.4.3. Cal Hidratada

A calcinação de rochas calcárias resulta na formação de dois produtos: a cal e o dióxido de carbono. A qualidade química da cal depende das características e das impurezas contidas na rocha. A cal calcinada é ainda cal virgem, e para a sua utilização na construção civil deve sofrer a reação de hidratação para tornar-se cal hidratada. Esta tem sua composição variável, de acordo com a cal virgem que lhe deu origem. A reação de hidratação pode ser expressa pela seguinte reação:



Para a hidratação completa da cal virgem com alto teor de cálcio são necessários, estequiometricamente, 32.1% de água. Parte dessa água adicionada

se incorpora às moléculas de hidratos - 24.3% no $\text{Ca}(\text{OH})_2$, 30.9% no $\text{Mg}(\text{OH})_2$, 15.8% no $\text{Ca}(\text{OH})_2.\text{MgO}$ e 27.2% no $\text{Ca}(\text{OH})_2.\text{Mg}(\text{OH})_2$ - e a outra parte da água constitui a umidade e hidratos de outros elementos químicos.

A cal hidratada apresenta partículas de hidróxido de cálcio puro, tem cor branca, e cristaliza-se em placas lamelares ou prismas. Em estado de pasta, aumenta o seu volume, devido à capacidade de absorver e reter volume de água além da água estequiometricamente combinada. A variação dos limites de aumento de volume pelo processo úmido é em média de 2.2 vezes o volume desta cal seca. A capacidade de retenção de água das argamassas está relacionada com a quantidade de cal hidratada, conforme figura 1.6 (GUIMARÃES, 2002).

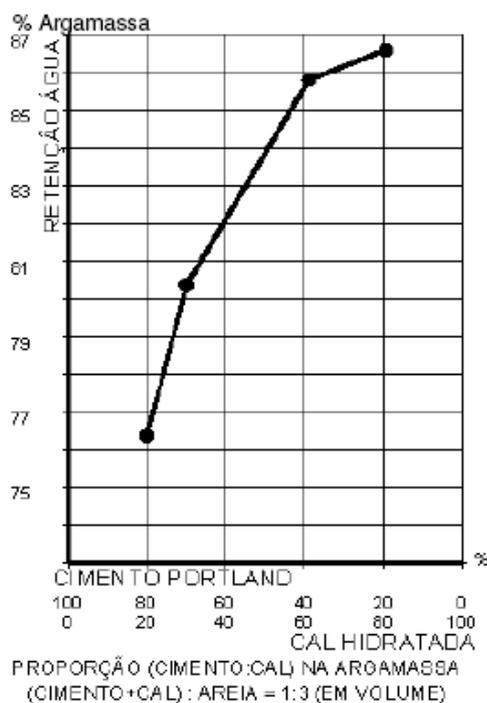


Figura 1.6 – Composição das argamassas x retenção de água (GUIMARÃES, 2002).

Como mencionado no item 1.4.1, a cal hidratada é um ativador natural da escória. Segundo CINCOTTO et al (1992), ao realizar ensaios de tempos de pega (NBR-7215) na escória sem ativador, o início de pega foi após 57 horas de mistura e sem fim de pega observável até 84 horas. A simples adição de 0.1% de cal hidratada acelerou as reações, diminuindo o tempo de início de pega para 16 horas e o fim de pega para 48 horas. Com 0.5%, os tempos de início e fim de pega igualavam-se aos do cimento Portland e a partir desse valor a diminuição é mais acentuada, de modo a evidenciar a partir de 5% tendência à estabilização.

1.5. Concretos com Adições Minerais

1.5.1. Alterações na Microestrutura

A reação da escória e cinza volante com o hidróxido de cálcio (reação pozolânica) consome este, o que contribui para a formação de uma pasta endurecida mais resistente e durável em meios ácidos. Quando se compara a reação pozolânica com a reação de hidratação de uma pasta de cimento sem pozolanas, observam-se dois efeitos físicos importantes: refinamento do tamanho dos poros e refinamento do tamanho dos grãos. O silicato de cálcio hidratado secundário, ao formar-se ao redor das partículas de pozolana, tende a preencher os vazios capilares grandes com um material micro-poroso. As partículas finas e bem distribuídas de pozolana também atuam como locais de nucleação para o hidróxido de cálcio que se apresenta agora na forma de pequenos e numerosos cristais menos orientados, aumentando o efeito das forças de Van der Waals. Esses dois efeitos tornam as pastas menos permeáveis, logo mais resistentes e duráveis (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

Para NEVILLE (1997) além da ação química, a ação física das adições minerais denominada de efeito filer (figura 1.7), que consiste no preenchimento dos vazios, ou seja, na colmatação dos poros, tornando a estrutura mais densa e mais compacta, é o que evidencia o efeito benéfico do uso da cinza volante em cimento de alto forno quando é prejudicada a reação pozolânica pelo menor teor de hidróxido de cálcio.

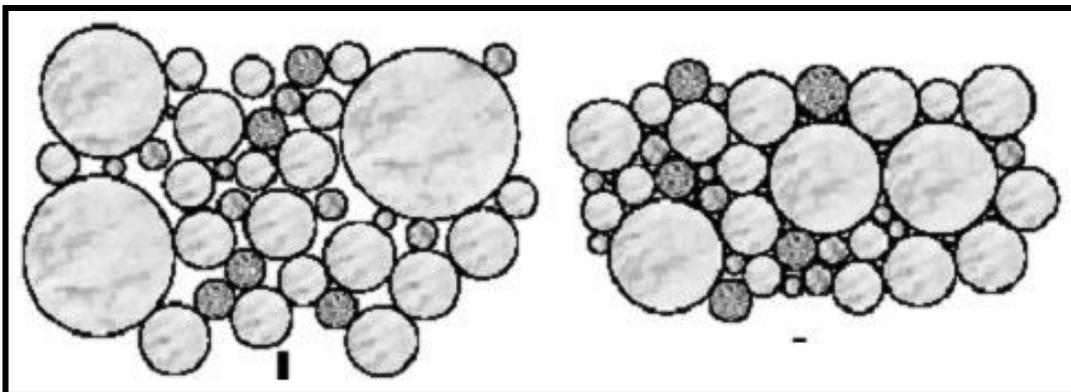


Figura 1.7 – Concreto sem adições minerais (esquerda) e com adições minerais (direita). (Adaptado de FORMAGINI, 2005).

Tais modificações se refletem na microestrutura da pasta, principalmente na distribuição de tamanho dos poros, diminuindo o tamanho médio e maior tortuosidade. MOPTT (1991) apud (HOPPE, 2002) ilustra este fenômeno através da figura 1.8.

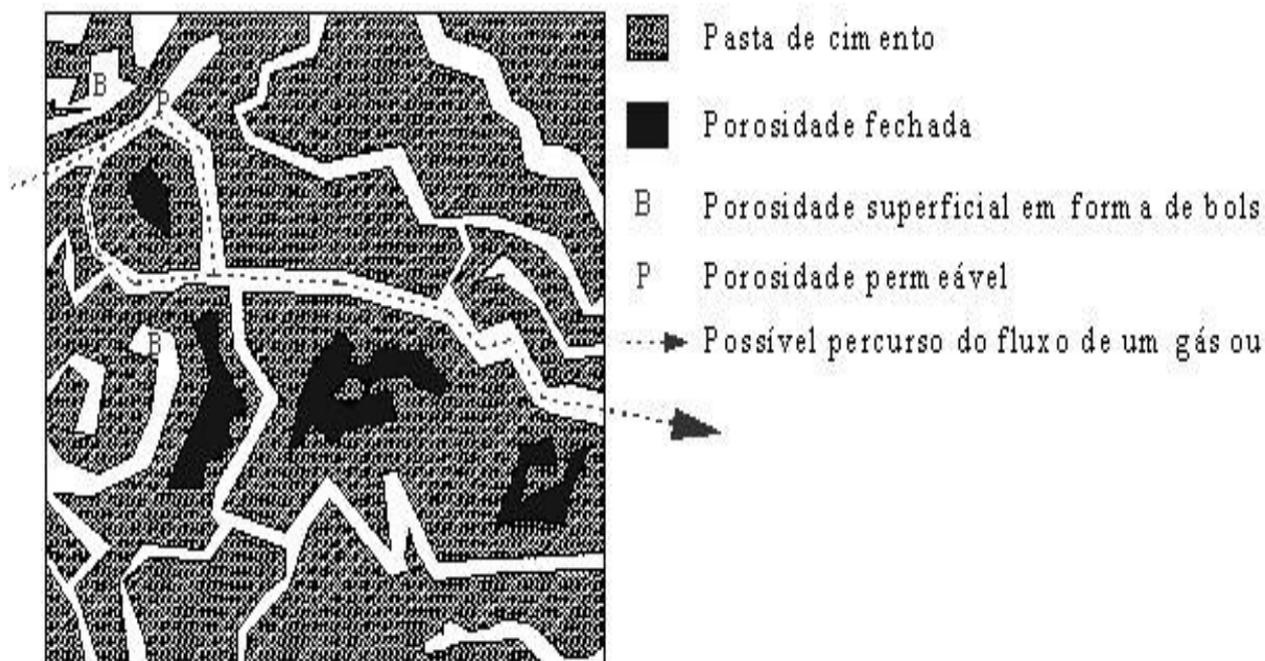


Figura 1.8 – Rede de poros da pasta (MOPTT, 1991 apud HOPPE, 2002).

CASTRO (2003) relata que SATO (1998) pesquisou a distribuição de poros de concreto com adição de escória em teor de 70% e verificou o refinamento da estrutura de poros. Contudo, ESCALANTE et al (2001) alertam que maior teor de escória em substituição ao cimento diminui a sua reatividade. Isto se deve à diminuição da ativação alcalina que seria promovida pelo ativador cimento Portland.

TAYLOR (1997) afirma que no sistema contendo cinza volante e escória de alto forno ocorre o decréscimo da relação C/S do C-S-H formado, em consequência da menor quantidade de CaO desse sistema pela substituição de cimento.

Conforme GLASSER e MARR (1994), citados por OLIVEIRA (2000), a menor relação C/S do C-S-H é responsável pela maior incorporação de álcalis, principalmente pela adsorção dos íons alcalinos na superfície dos produtos hidratados, o que implicaria, em tese, na redução do pH da solução dos poros e em consequência disto ficaria reduzida a reatividade da cinza volante nessas misturas. Porém, OLIVEIRA (2000) analisou a água dos poros de cimentos com escória em teor de 90% e observou uma pequena redução do pH, sendo o valor de 12.6 para a pasta sem adições e 11.8 para a pasta com escória. Ressalta-se neste trabalho que

estes valores foram obtidos através do método da água de equilíbrio, que sempre resultou em valores inferiores aos obtidos pela extração da água dos poros sob pressão e é o método que representa a condição real do pH.

Pesquisadores como GLASSER (1991) e NIELSEN (1987) apud VAGHETTI (2005) concluíram que o concreto com adições minerais só reduz o pH mediante a ação da carbonatação ou outros gases ácidos, como o gás sulfídrico e o dióxido de enxofre, pois, do contrário, o meio mantém-se bem alcalino (pH~12).

Em pesquisa sobre a influência das adições minerais na microestrutura do concreto, HASPARYK et al (2002) apud VAGHETTI (2005) estudaram, entre outras adições, a escória de alto-forno nos teores de 40%, 50% e 60% (substituição ao cimento) para relação a/ag de 0.51. Os autores observaram, fazendo análise dos diferentes concretos no MEV, que a microestrutura do concreto contendo alto teor de escória (60%) apresentou-se mais densa, com melhor aderência pasta/agregado, tornando-se difícil de visualizar e/ou diferenciar os produtos de hidratação formados. Como conclusão, especificamente sobre os concretos com escória, os autores constataram que estes foram os mais eficientes no refinamento dos poros e dos grãos entre os concretos analisados, pois a escória atua como material cimentante, gerando produtos de hidratação e como material pozolânico, reagindo com o hidróxido de cálcio.

1.5.2. Influência da Cal Hidratada

A cal tem atualmente pouca utilização em concretos. Existem poucos trabalhos que estudam adições de cal em concretos. Sua finalidade é prover hidróxido de cálcio para as reações pozolânicas e ainda restabelecer a reserva deste para evitar o avanço da frente de carbonatação. Contudo, ao reter água e com sua liberação progressiva ao longo do tempo propicia cura interna do concreto, hidratando os grãos anidros e conseqüentemente densificando o gel, sem que haja retração excessiva do concreto. O refinamento do tamanho dos grãos dar-se-á nas partículas de hidróxido de cálcio oriundos da hidratação do cimento e da cal hidratada, através da sílica amorfa proveniente das adições, reforçando a estrutura do C-S-H, preenchimento dos poros através do efeito fíler, o que atribui vantagens físicas sobre o concreto, tornando-se visível através da diminuição dos coeficientes de

permeabilidade e absorção capilar e incrementos na resistência à compressão (GUIMARÃES, 2002).

Para pesquisar os efeitos sobre as propriedades de durabilidade do concreto estrutural oriundas da adição de cal, MIRA *et al.* (2002) realizaram estudos em que adicionaram, em massa, quantidades entre 0% e 20% de cal hidratada em concretos com relação água/aglomerantes 0.61 e com conteúdo de materiais cimentícios de 320 kg/m³. Para tanto, empregaram cimento Portland comum, pozolânico e uma composição de 80% de cimento Portland comum e 20% de cinza volante. A análise de difração de raios-X revelou elevado teor de hidróxido de cálcio no concreto com adição de cal nos ensaios aos 3, 28 e 91 dias. A análise da porosidade em função do teor de adição de cal hidratada, realizada aos 28 dias, apresentou incremento significativo no concreto executado com cimento Portland comum para a crescente incorporação de cal. Nos concretos com adições minerais a presença da cal hidratada gerou maior quantidade de C-S-H e conseqüentemente refinamento dos poros e diminuição da interconectividade dos mesmos, resultando em melhorias nas propriedades de durabilidade. Os autores concluem que os resultados são positivos quando utilizada a cal como uma adição aos concretos que possuam materiais pozolânicos na mistura.

1.6. Ensaio Laboratoriais x Estruturas Reais

Quando se realiza pesquisa em laboratório e em corpos-de-prova moldados, a porosidade da pasta e interface é considerada nos estudos, de modo conjunto, ao se medir ou determinar as variáveis ligadas a microestrutura ou durabilidade. Entretanto, esta metodologia de abordagem não está em completa sintonia com o concreto de uma estrutura real porque os diversos elementos que compõem uma construção apresentam volume e formas distintas, em especial devido às diferenças entre a camada de cobrimento e o interior da peça (SILVEIRA, 2004).

Assim como na interface pasta/agregado, a interface fôrma/concreto também apresenta o efeito parede, tornando esta zona mais porosa, em escala distinta, pois na primeira a espessura não excede alguns micrometros e na segunda chega a atingir alguns milímetros. Com isso, o concreto da superfície de uma peça de concreto apresenta características distintas do seu interior, ou seja, é mais porosa e

mais suscetível à percolação e trocas de fluidos em ambos os sentidos (ISAIA, 2001).

Normalmente, como destacado por SILVA (1995) apud CARASEK et al (2005), o efeito parede é entendido como decorrente da movimentação de argamassa para junto de superfícies limites do concreto, tais como: fôrmas, armaduras e os próprios agregados. No caso específico do cobrimento, a energia de compactação força a argamassa confinada na massa interna do concreto a se deslocar em direção às formas, conforme ilustra a figura 1.9.

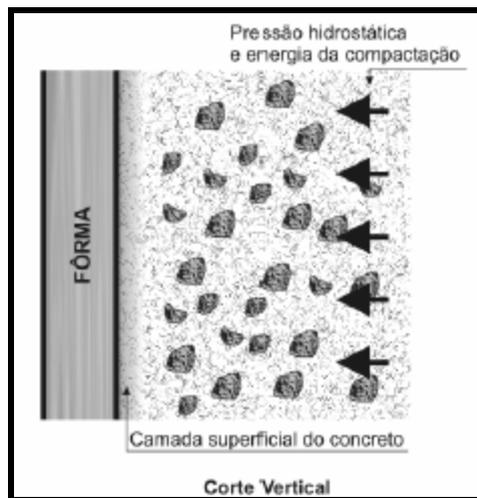


Figura 1.9 – Deslocamento da argamassa (BRAUN, 1995 apud CARASEK, 2005).

SILVA (1995) apud CARASEK et al (2005) esquematiza o efeito parede no concreto da seguinte maneira (figura 1.10): nos primeiros milímetros a partir da superfície estão presentes somente pasta de cimento, poros e argamassa, depois podem ser encontrados alguns agregados graúdos, mas certa homogeneidade na distribuição dos elementos somente ocorre a partir dos 15mm.

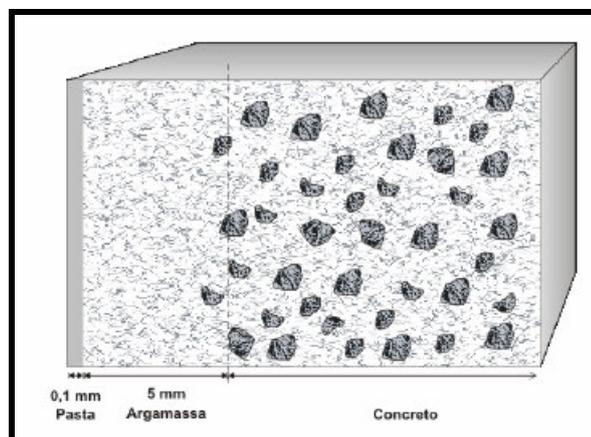


Figura 1.10 – Distribuição heterogênea do cobrimento devido ao efeito parede (BRAUN, 2003 apud CARASEK, 2005).

Os aspectos de heterogeneidade e o efeito parede são mais pronunciados quanto maior a quantidade de água de amassamento no concreto. Deste modo, a relação água/aglomerante apresenta-se como um parâmetro de importância no processo. De modo análogo, os fatores que contribuem para o aumento da coesão interna da pasta são também importantes no sentido de minimizar o efeito parede na região do cobrimento, podendo-se citar o uso de adições minerais, especialmente aquelas de elevada finura (CARASEK, 2005).

Observa-se que a durabilidade de uma estrutura real de concreto será bastante distinta de um concreto moldado em corpos-de-prova em laboratório, pois não leva em conta tanto as variações da microestrutura da camada de cobrimento como as diferenças e variações de micro-clima que ocorrem durante a vida útil desta estrutura.

YUASA et al (1999) afirmam que, por razões práticas, a desforma do concreto é realizada muito cedo, quando as reações de hidratação nas primeiras idades ainda estão acontecendo. Devido ao processo de secagem iniciado na superfície do concreto, ocorre falta de água necessária para a hidratação na região próximo da superfície. Como resultado, parte da superfície do concreto é mais propensa a apresentar uma estrutura de poros mais grosseira do que no concreto do interior das peças.

Para PARROT (2000), o desempenho em longo prazo da camada de cobertura depende das reações de hidratação que desenvolvem a microestrutura no período logo após a cura, quando o concreto é exposto às condições ambientais. As reações ocorrem principalmente nas semanas iniciais da exposição, quando a camada de cobrimento do concreto ainda está úmida e depende da umidade relativa e temperatura do ambiente ao qual está exposto e do tipo de aglomerante utilizado. Este autor afirma ainda que incrementos no período de cura acima de 3 dias promovem uma redução significativa na porosidade.

Segundo RAMEZANIANPOUR & MALHOTRA (1995), apud GOMES (2003), a cura adequada do concreto é essencial para satisfazer plenamente requisitos de resistência e durabilidade. Torna-se ainda mais importante quando o concreto contém adições minerais, como escória granulada de alto-forno e cinza volante, e é submetido a ambientes quentes e secos imediatamente após a moldagem. A redução do período de cura úmida determina resistências menores, maior porosidade e concretos mais permeáveis. As resistências dos concretos de escória

ou cinza volante são mais sensíveis a uma cura deficiente que a de um concreto sem adições minerais. Essa sensibilidade aumenta com o aumento da quantidade de escória e cinza volante na mistura.

CASTRO (2003) em seu estudo sobre a carbonatação da camada de cobrimento de concretos com adições minerais realizou dois tipos de cura: a primeira foi de 28 dias em câmara úmida ($UR > 90\%$) e, após, até chegar aos 91 dias (63 dias) em local seco e protegido, sendo a segunda cura de 91 dias em local seco e protegido. Uma de suas conclusões foi que o concreto com escória de alto forno (65%) apresentou desempenho próximo ao concreto de referência quando curado adequadamente. No entanto, sofreu maior influência dos procedimentos de cura do que o concreto sem adição, resultando em eficiências menores quando não curados adequadamente. FERREIRA (2004) também desenvolveu os dois métodos de cura citados anteriormente na avaliação da penetração de cloretos na camada de cobrimento e verificou que os concretos sujeitos ao procedimento de cura úmida resultaram em menores penetrabilidades que aqueles curados ao ambiente. Para o concreto com escória (65%) o aumento foi de 22.89%, sendo que o concreto de referência obteve um acréscimo médio de 4.78%.

AITCIN (2000) ressalta que uma cura deficiente pode inclusive reverter o efeito benéfico produzido pelas adições, aumentando a permeabilidade do concreto. A figura 1.11 do Comitê Euro-Internacional du Betón, apud CASCUDO (2003), demonstra filosofia idêntica.

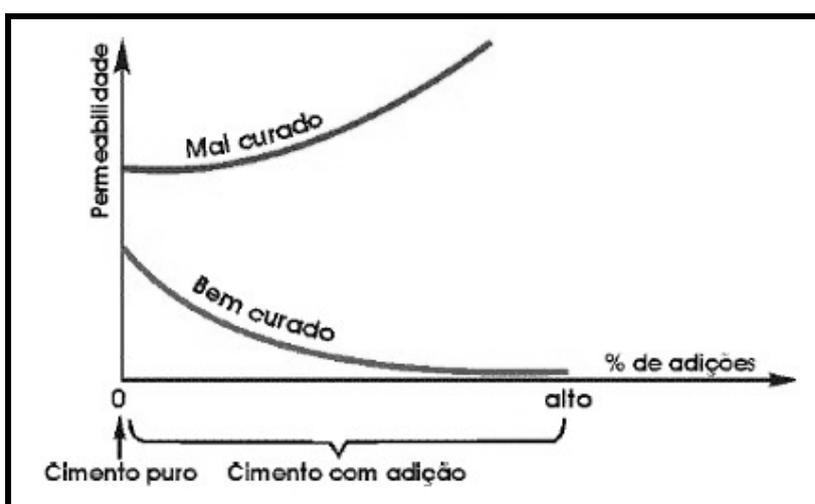


Figura 1.11 – Influência do tipo de cimento na permeabilidade (CEB, 1993 apud CASCUDO, 2003).

Através da conclusão dos autores citados anteriormente nota-se a importância de métodos que considerem fatores como cura, volume e interface de fôrma,

aproximando-se da realidade das obras. HELENE (2001), em debate na mesa redonda do 2º WORKDUR, cujo tema era “Durabilidade do concreto ou das estruturas de concreto?”, finalizou dissertando sobre a “*Regra dos Quatro C’s*” visando à obtenção de durabilidade adequada para estruturas de concreto, ou seja, especial atenção na *Composição* do concreto (dosagem), na *Compactação* (adensamento), no *Cobrimento* e na *Cura*.

O referencial teórico mais específico de cada propriedade estudada no presente trabalho é apresentado juntamente com a análise e discussão dos resultados.

CAPÍTULO 2

2. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

2.1. Variáveis Envolvidas

A definição das variáveis envolvidas no experimento elucida o alcance e conhecimento das metas, as quais são:

- *variáveis independentes:*
 - ✓ relação água/aglomerante (a/ag): os valores nominais foram 0.40, 0.60 e 0.80 para os traços de referência e, 0.30, 0.40 e 0.50 para os traços de escória mais cinza volante com e sem cal. Esses valores foram adotados para satisfazer a faixa de resistência de 20 a 70MPa, obtendo assim concretos convencionais e de alta resistência;
 - ✓ idade de ensaio: 28, 91, 182 e 300 dias para a resistência à compressão, com o intuito de acompanhar a progressão da resistência ao longo do tempo. Idade de 91 e 300 dias para os ensaios de água combinada, difração de raios-X e porosimetria. A microscopia foi analisada somente aos 91 dias por questões operacionais;
 - ✓ profundidade da camada em relação à face do protótipo: 0 a 1.0cm (camada 1 – C1), 2.0 a 3.0cm (camada 2 – C2) e 4.5 a 5.5cm (camada 3 – C3). Adotou-se três camadas com a intenção de caracterizar desde a camada mais externa (C1) até o interior da estrutura (C3);
 - ✓ tipo de adição mineral: escória granulada de alto forno e cinza volante, sendo o motivo da escolha a maior disponibilidade destes materiais em nível de Brasil e de Rio Grande do Sul respectivamente;
 - ✓ teor de adição mineral: a substituição total (em massa) foi de 90%, sendo 70% de escória de alto forno e 20% de cinza volante;
 - ✓ adição de cal hidratada: em teor de 20% da massa dos aglomerantes, objetivando repor o CH não formado pela substituição do cimento por

- adições, disponibilizando também para as reações pozolânicas e ativação da escória;
- ✓ condições de cura: úmida em câmara climatizada para corpos-de-prova e ambiente para os protótipos;
 - *variáveis dependentes*:
 - ✓ resistência à compressão axial: em corpos-de-prova moldados e testemunhos extraídos dos protótipos;
 - ✓ teor de água combinada: com o intuito de comparar o grau de hidratação e sua evolução no tempo;
 - ✓ análise qualitativa do teor hidróxido de cálcio e silicato de cálcio hidratado: analisando o comportamento do silicato de cálcio hidratado e hidróxido de cálcio através das intensidades de pico obtidas pelo ensaio de difração de raios-X;
 - ✓ porosidade total e distribuição dos poros: objetivando quantificar o volume total e a distribuição dos poros;
 - ✓ homogeneidade e compacidade: visualizar a diferenças entre os concretos através de imagens adquiridas com microscópio eletrônico de varredura e comprovar qualitativamente os resultados dos demais ensaios.

2.2. Caracterização dos Materiais

Antes de iniciar o desenvolvimento experimental os materiais foram submetidos a ensaios de caracterização, de acordo com normas específicas, visando à determinação de suas propriedades físicas e químicas para serem utilizadas nas dosagens e possivelmente na explicação de alguns resultados.

2.2.1. Cimento e Adições Minerais

O cimento utilizado foi CPV-ARI (NBR 5733), escolhido por conter menor teor de adições minerais. A cinza volante foi proveniente da Termoelétrica de Candiota/RS e a escória granulada de alto-forno da Companhia Siderúrgica de Tubarão/ES, foram utilizadas conforme fornecidas, não passando por processo de

moagem no laboratório devido à utilização desta forma por concreteiras da região. Entretanto ressalta-se que ambos os materiais apresentavam composição granulométrica adequada para o uso em concreto, sendo apenas secas em estufa (80°C) no momento da entrega para a retirada de eventual umidade durante o transporte. A cal hidratada utilizada foi do tipo cálcica, CH-I (NBR 7175), fornecida por indústria brasileira.

Os ensaios de caracterização desses materiais foram:

- massa específica – NBR 6474 (NM 23);
- tempo de pega – NBR 11581 (NM 65);
- superfície específica BLAINE – NBR 7224 (NM 76);
- finura #0.075 mm – NBR 11579;
- composição granulométrica;
- resistência à compressão da argamassa normal – NBR 7215;
- análise química – NBR 5743, 5744, 5745, 5747, 7227 e 9203 (NM 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18 e 19);
- análise química – procedimento IPT
- análise por difração de raios-X;
- análise em microscopia eletrônica de varredura.

Os ensaios de composição química foram realizados na Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP/SP) e encontram-se na tabela 2.1. Exceto a granulometria a laser, as características físicas dos materiais foram determinadas no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC – UFSM) e estão na tabela 2.2.

Tabela 2.1 – Composição química do cimento e adições minerais

Componentes	Teor em massa (%)			
	CPV-ARI	E	CV	Cal
Perda ao fogo	3,0	0,8	1,2	26,1
SiO₂	19,3	33,9	64,6	0,9
Al₂O₃	4,7	11,2	27,3	0,4
Fe₂O₃	3,0	0,9	2,2	0,2
CaO	63,4	43,6	1,5	73,1
MgO	1,8	7,7	0,8	0,4
SO₃	3,1	-	0,1	0,2
Na₂O	0,1	0,1	0,1	0,1
K₂O	0,8	0,4	1,5	
Sulfeto	-	1,2	-	-

Tabela 2.2 – Características físicas do cimento e adições minerais

	CPV-ARI	E	CV	CaI
Massa Específica (kg/dm³)	3,15	2,89	2,28	2,23
Área Específica Blaine (m²/kg)	430	510	420	773
Resíduo na #0.075 (%)	0,14	2,46	9,38	0,9
Início de pega (min.)	125	-	-	-

A distribuição granulométrica (figura 2.1) foi determinada através do ensaio com granulômetro laser, método PO-GT-1043, realizado na ABCP/SP.

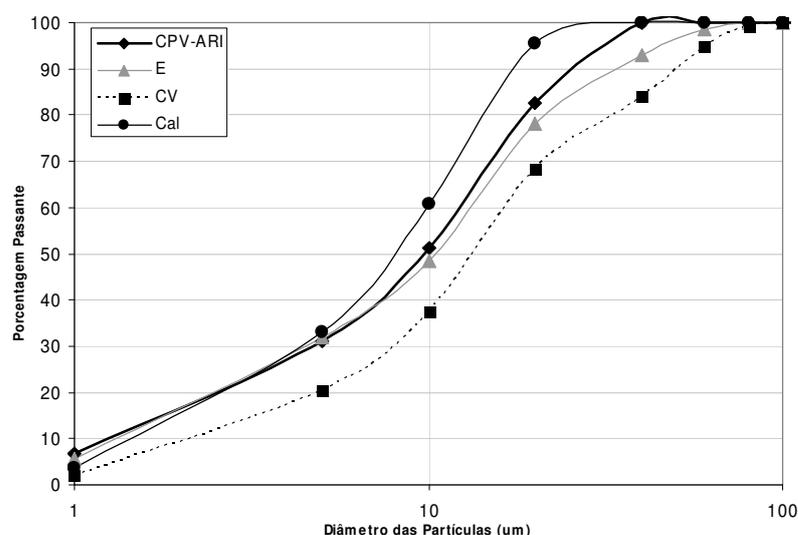


Figura 2.1 – Distribuição granulométrica do cimento e adições minerais (%passante)

Na tabela 2.3 mostra-se a dimensão média das partículas e o diâmetro abaixo do qual encontram-se 90% das partículas, parâmetros estes retirados da curva granulométrica. E na tabela 2.4 consta a resistência à compressão do cimento.

Tabela 2.3 – Parâmetros da curva granulométrica do cimento e adições minerais

Material	Dimensão média (µm)	Diâmetro abaixo do qual encontram-se 90% das partículas (µm)
CPV-ARI	9,6	23,07
E	10,5	32,7
CV	13,5	50,2
CaI	7,81	17,1

Tabela 2.4 – Resistência à compressão do cimento

Idade (Dias)	fc (MPa) Cimento
3	35,7
7	40,3
28	45,4

Nas figuras 2.2 a 2.4 encontram-se os difratogramas do cimento, escória natural, escória aquecida a 1000°C por duas horas (resfriada lentamente), cinza volante e cal. A importância do conhecimento da composição mineralógica das escórias reside no fato de que quando possuem composição intermediária entre gehlenita e akermanita, serão mais ativas (hidráulicas) para utilização como adição ao cimento Portland, segundo CINCOTTO et al (1992).

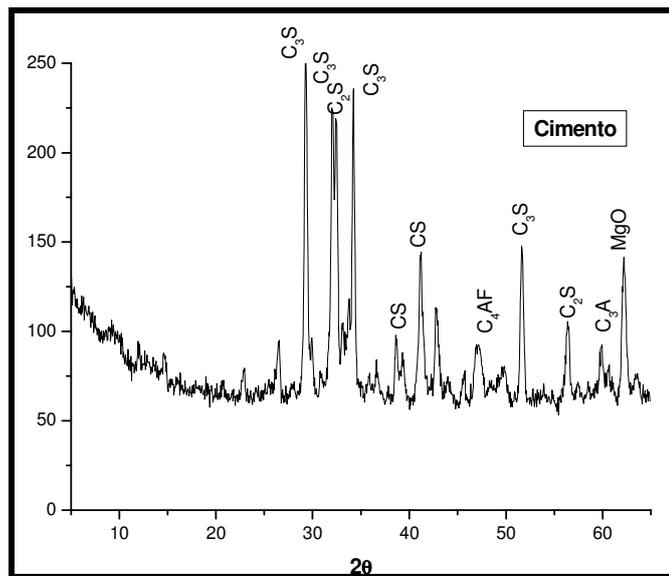


Figura 2.2 – Difratograma do cimento Portland CPV-ARI.

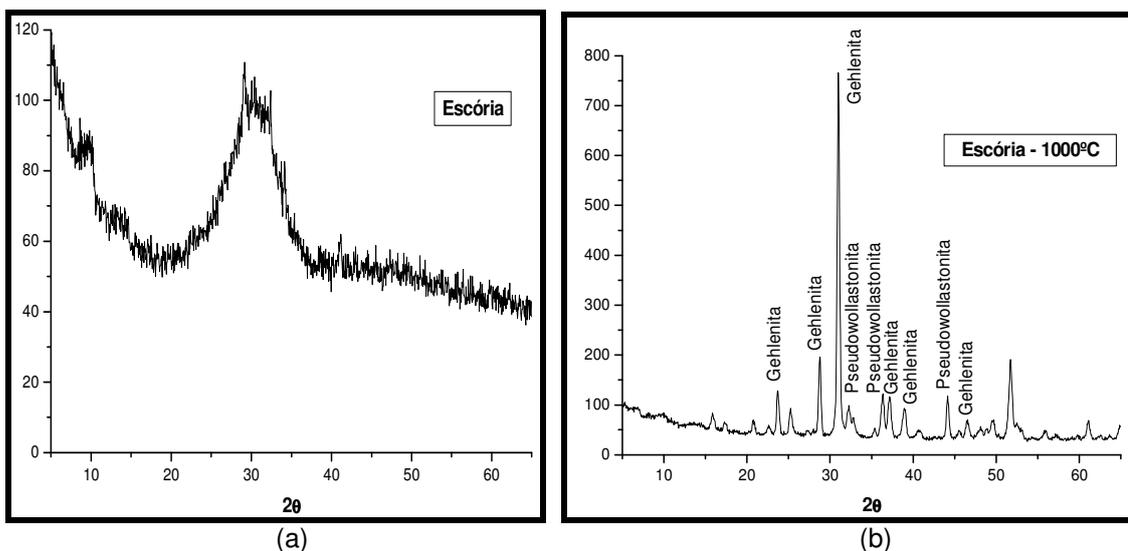


Figura 2.3 – Difratogramas da escória: (a) natural (b) aquecida a 1000°C e resfriada lentamente.

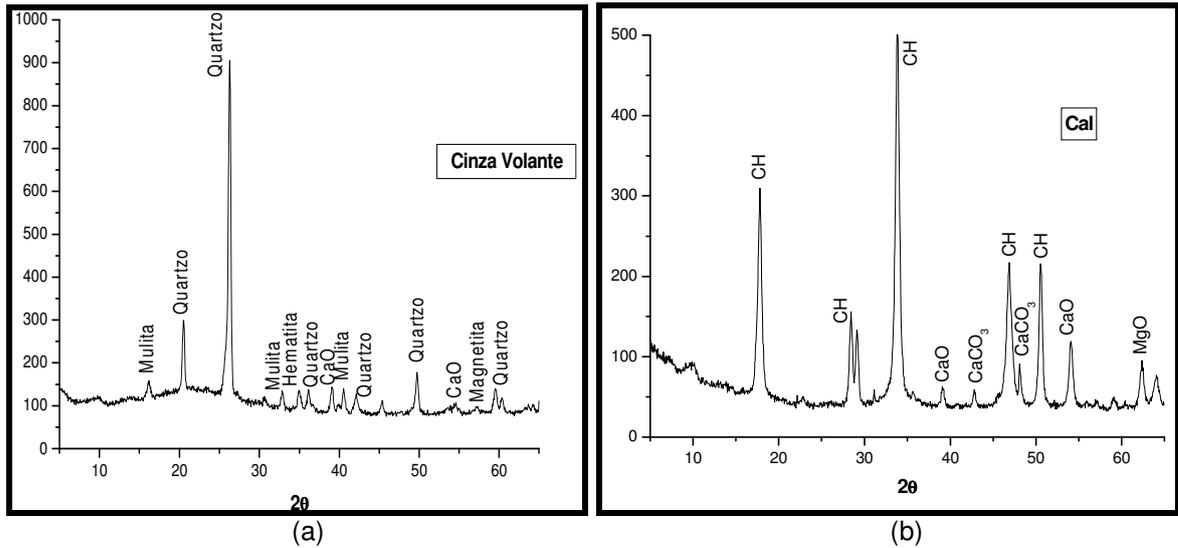


Figura 2.4– Difratogramas: (a) cinza volante (b) cal hidratada.

Com o microscópio eletrônico de varredura foram adquiridas micrografias do cimento, escória, cinza volante e cal hidratada, conforme figuras 2.5 e 2.6.

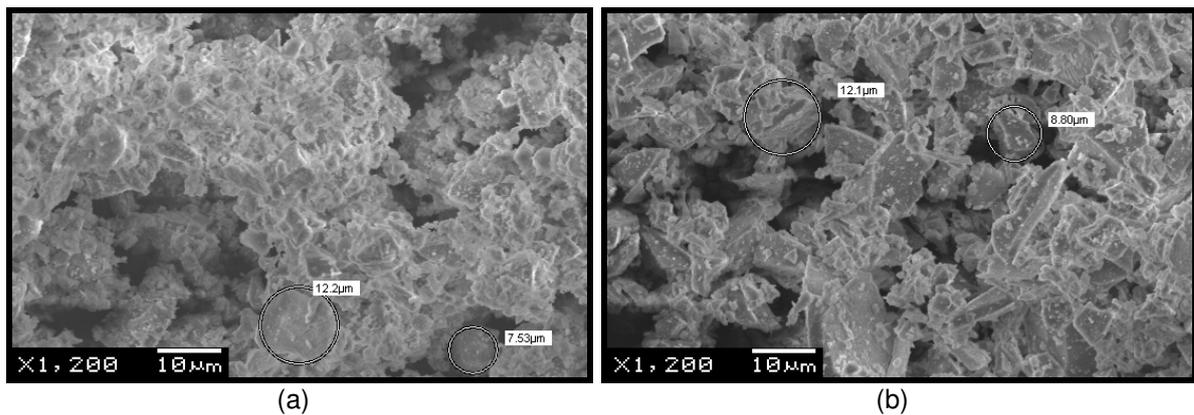


Figura 2.5 – Micrografias: (a) cimento (b) escória. Ampliação 1200X.

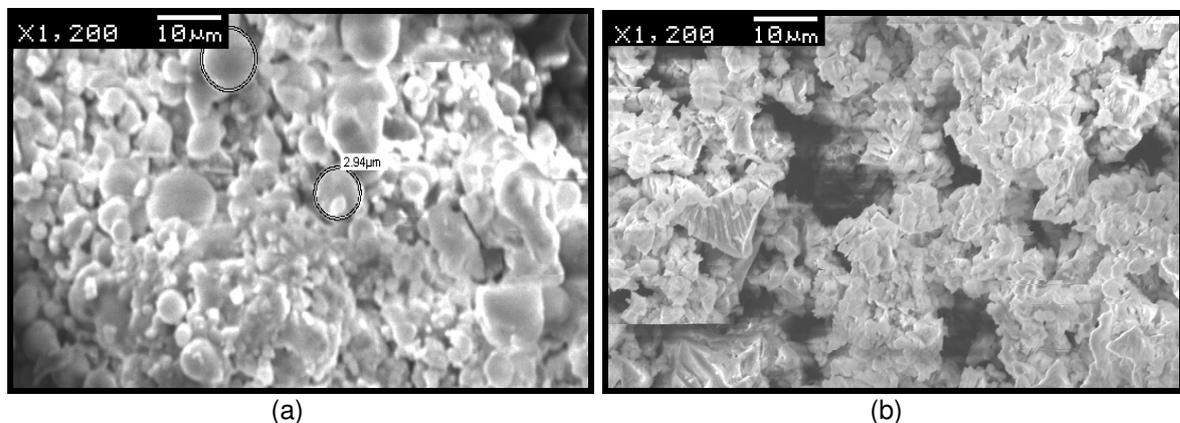


Figura 2.6 – Micrografias: (a) cinza volante (b) cal hidratada. Ampliação 1200X.

2.2.2. Agregados

Como agregado miúdo, foi utilizado areia quartzosa, proveniente do município de Santa Maria/RS, sendo seca ao sol para retirada de umidade. Os seguintes ensaios foram realizados para a caracterização:

- composição granulométrica – NBR 7217 (NM 248);
- massa específica – NBR 9776 (NM 52);
- massa unitária solta – NBR 7251;
- inchamento do agregado miúdo – NBR 6467.

O agregado graúdo utilizado foi pedra britada de rocha diabásica proveniente do município de Itaara/RS, sendo lavada para a retirada de impurezas e seca ao sol.

Os ensaios para a caracterização foram:

- composição granulométrica – NBR 7217 (NM 248);
- massa específica e absorção de água – NBR 9937 (NM 53);
- massa unitária solta – NBR 7251;
- abrasão Los Angeles – NBR 6465;
- índice de forma por paquímetro – NBR 7809.

A tabela 2.5 e as figuras 2.7 e 2.8 ilustram os resultados desta caracterização.

Tabela 2.5 – Características dos agregados.

Peneiras – (mm)	Brita	Areia
Módulo de Finura	5,36	1,88
Dmáx. Característico – (mm)	19,00	1,18
Massa Específica – (kg/dm³)	2,49	2,61
Massa Unitária Solta – (kg/dm³)	1,34	1,64
Absorção de Água – (%)	3,03	-
Umidade Crítica	-	3,20
Coefficiente de Inchamento Médio	-	1,23
Abrasão Los Angeles – (%)	16,36	-
Índice de Forma	2,70	-

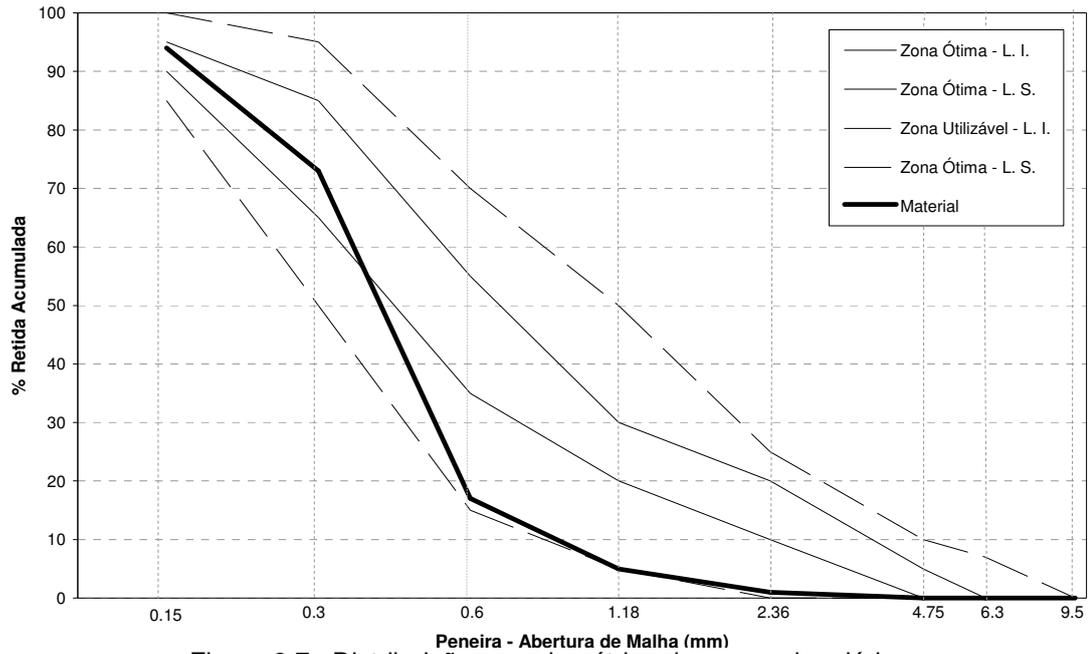


Figura 2.7– Distribuição granulométrica do agregado miúdo.

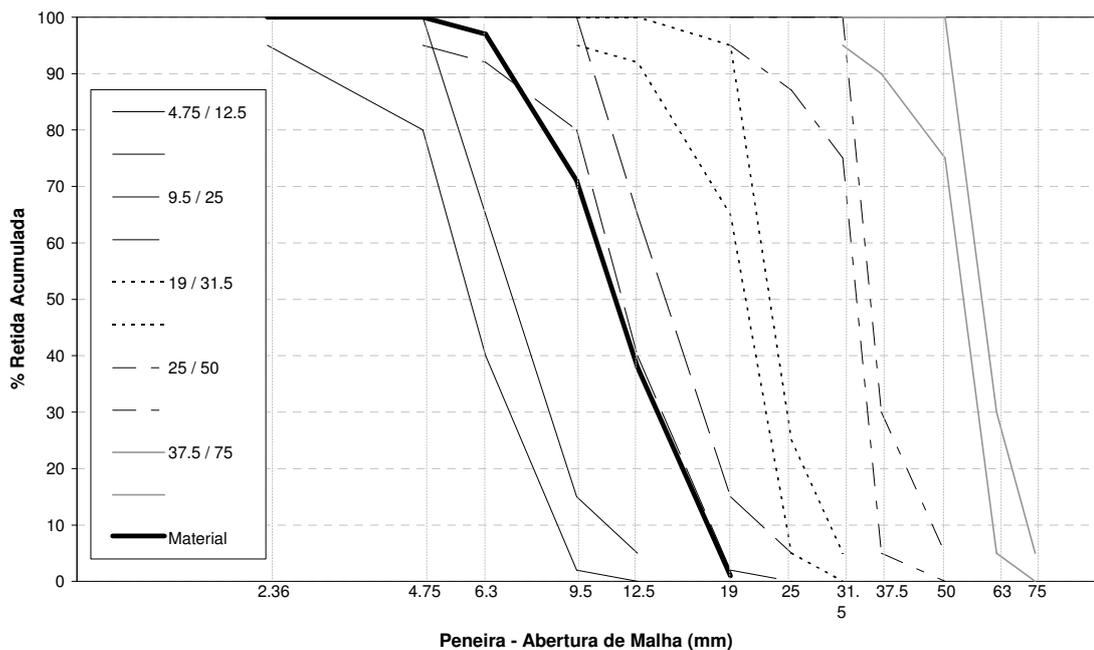


Figura 2.8– Distribuição granulométrica do agregado graúdo.

2.2.3. Aditivo Superplastificante

Quando necessário para atingir o abatimento sem alterações na relação a/ag de cada traço, foi utilizado o aditivo superplastificante. O aditivo utilizado foi a base de éter carboxílico modificado, isento de cloretos, com pH de 5 a 7, teor médio de sólidos de 30% e massa específica de 1.10 kg/dm³.

2.3. Proporcionalamento e Dosagem dos Concretos

Investigou-se três misturas com três relações a/ag cada, uma somente com cimento Portland (100%), estabelecida como referência. As outras duas misturas foram compostas de 70% de escória mais 20% de cinza volante em substituição de igual massa de cimento, totalizando 90% de substituição, sendo uma das misturas com adição de 20% de cal hidratada em relação à massa de aglomerantes. Os teores de adições minerais utilizados nesta pesquisa foram baseados em trabalhos anteriores, produzidas pelo Grupo de Estudos e Pesquisas em Concreto (GEPECON), os quais comprovaram a viabilidade na substituição do cimento por teores de até 90% de adições minerais. Para facilitar o acompanhamento das misturas durante a apresentação dos resultados e conclusões foi estabelecido nomenclaturas, conforme tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Nomenclaturas das misturas, relações a/ag, teores de cimento e adições.

Mistura	a/ag nominal	CPV-ARI (%)	E (%)	CV (%)	Cal (%)
R4	0,40	100	-	-	-
R6	0,60	100	-	-	-
R8	0,80	100	-	-	-
EV3	0,30	10	70	20	-
EV4	0,40	10	70	20	-
EV5	0,50	10	70	20	-
EVC3	0,30	10	70	20	20
EVC4	0,40	10	70	20	20
EVC5	0,50	10	70	20	20

O teor de argamassa seca, 52% em massa, foi mantido aproximadamente constante em todas as misturas. Como a substituição parcial do cimento Portland por adições minerais, de massas específicas menores, acarreta aumento de volume de argamassa, foi necessário corrigir esse volume reduzindo-se o volume correspondente de areia, para evitar volumes excessivos e maior demanda de água.

Cabe salientar que como o teor de sólidos do aditivo utilizado é de 30%, logo, somente 70% da quantidade empregada deste no traço foi deduzida na água de amassamento.

Exceto os concretos EV3, EVC3 e EVC4, os quais devido aos elevados teores de finos e aditivo foram auto-adensáveis, os demais concretos atingiram o

abatimento especificado de 8.0 ± 2.0 cm. Na tabela 2.7 é apresentado o consumo de materiais por m^3 .

Tabela 2.7 – Consumo de materiais por m^3 .

Traço	a/ag	CPV-ARI kg/m ³	CV kg/m ³	E kg/m ³	Cal kg/m ³	Areia kg/m ³	Pedra kg/m ³	Água kg/m ³	Aditivo kg/m ³
R4	0,400	462,3	-	-	-	636,6	1014,3	184,9	-
R6	0,600	312,6	-	-	-	791,9	979,4	187,6	-
R8	0,827	226,8	-	-	-	913,3	933,3	187,6	-
EV3	0,302	66,1	132,2	462,5	-	370,7	1001,0	198,2	2,1
EV4	0,402	47,3	94,7	331,3	-	563,7	1009,6	189,3	1,2
EV5	0,491	37,8	75,6	264,6	-	690,2	986,9	185,2	0,8
EVC3	0,331	65,2	130,5	456,6	130,5	193,7	988,8	208,7	9,8
EVC4	0,402	47,2	94,4	330,4	94,4	455,5	1006,9	186,0	5,7
EVC5	0,491	37,7	75,5	264,2	75,5	581,9	1006,4	183,8	2,0

Nos traços de referência não foi requerido a utilização de aditivo para atingir o abatimento especificado. Entretanto, sabe-se que o uso de aditivo altera a reologia e até certo ponto a microestrutura do concreto. Contudo, devido aos baixos teores de aditivo que seriam utilizados nestes traços consideraram-se não significativas as eventuais alterações na microestrutura que poderiam ser evidenciadas pelo seu uso.

Foram moldados primas (vigas) de 70x20x15cm com o objetivo de simular as condições de obra. Para a moldagem desses protótipos foi desenvolvida uma armação metálica de duas partes, as quais foram fixadas através de parafusos, dando suporte para as chapas de compensado naval de 15mm que nela se encaixam. Para evitar a possível perda de pasta de cimento entre as faces dos compensados foi colocada fita adesiva. Óleo queimado foi utilizado nas faces da forma como desmoldante.

A moldagem foi realizada em duas camadas, sendo que cada camada foi vibrada com vibrador de imersão de diâmetro 25mm (figura 2.9a). Após a moldagem, a face superior foi mantida úmida por 24 horas. Após este período, efetuou-se a desforma e os protótipos foram enrolados em sacos de aniagem, mantidos úmidos por sete dias (figura 2.9b) e armazenados ao abrigo do sol e do vento, período julgado como máximo de cura úmida em obras.

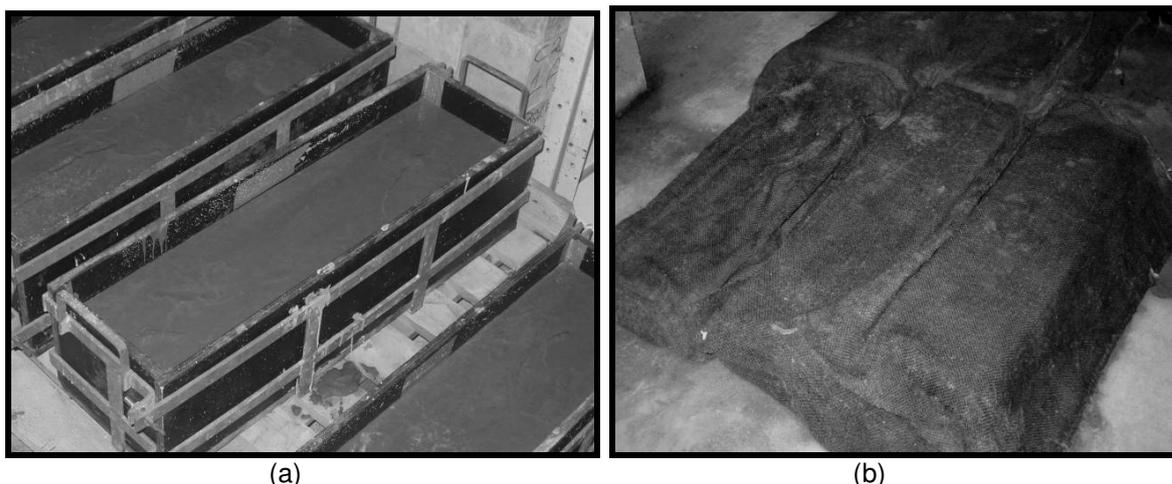


Figura 2.9 – Protótipos: (a) moldagem (b) cura úmida de 7 dias.

A tabela 2.8 mostra os valores médios diários de temperatura e umidade relativa durante o período de sete dias de cura úmida.

Tabela 2.8 – Valores médios de temperatura e umidade relativa durante a cura úmida

	R4	R6	R8	EV3	EV4	EV5	EVC3	EVC4	EVC5
T_{média}	15	13	19	12	20	19	16	12	16
UR_{média}	66	58	58	57	58	67	63	60	51

Após este período, os protótipos foram colocados ao ar livre, com seu eixo longitudinal orientado no sentido norte-sul, apoiados com a face de 20x70cm sobre roletes de concreto (figura 2.10). Desta forma, os prismas ficaram expostos às condições ambientais até a data das extrações dos testemunhos para os ensaios de resistência à compressão (28, 91, 182 e 300 dias) e de amostras para os ensaios de água combinada, difração de raios-X e porosimetria (91 e 300 dias) e microscopia (91 dias).



Figura 2.10 – Protótipos durante a cura ambiente.

Também foram moldados, conforme NBR 5738, corpos-de-prova cilíndricos (cp) de 10x20cm para comparar sua resistência com a dos testemunhos (T). O adensamento dos corpos-de-prova foi em mesa vibratória, permanecendo nos moldes por 24 horas, sendo desmoldados e colocados em câmara climatizada à temperatura de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa de 95% até as datas dos ensaios.

2.4. Ensaaios

Com o auxílio de extratora de broca diamantada do tipo copo, com 10cm de diâmetro, foram extraídos testemunhos cilíndricos de 10cm de diâmetro e 20cm de altura, no sentido perpendicular ao da concretagem (figuras 2.11).

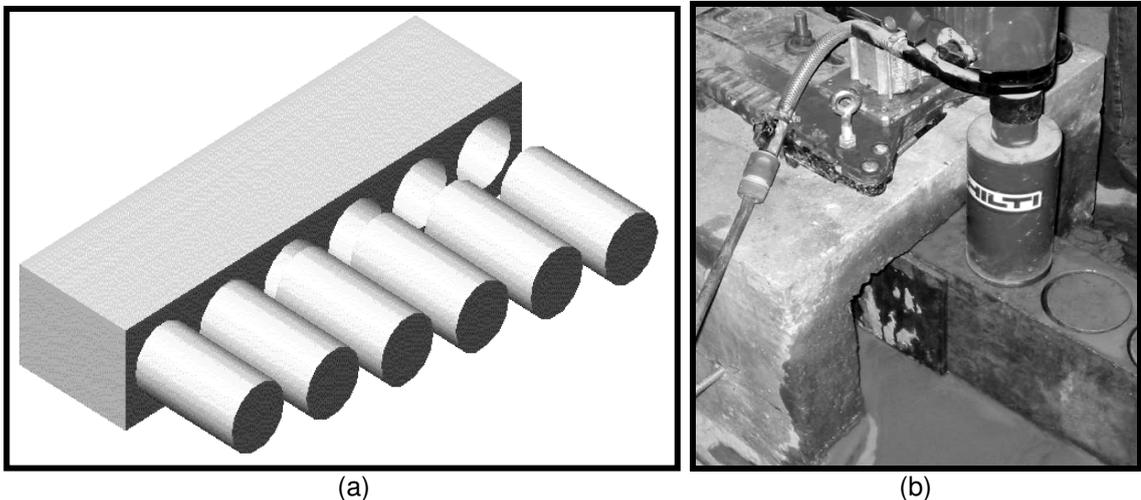


Figura 2.11 – Extração dos testemunhos: (a) sentido perpendicular ao da concretagem (b) bancada.

Os testemunhos foram utilizados nos ensaios de resistência e na obtenção dos corpos-de-prova para os ensaios de porosimetria e microscopia. O pó para a realização dos ensaios de água combinada e difração de raios-X foi retirado dos interstícios deixados entre os furos dos testemunhos extraídos dos protótipos, através do corte em serra de disco diamantada e posteriormente sendo pulverizado usando soquete e almojariz de porcelana (figuras 2.12 e 2.13).

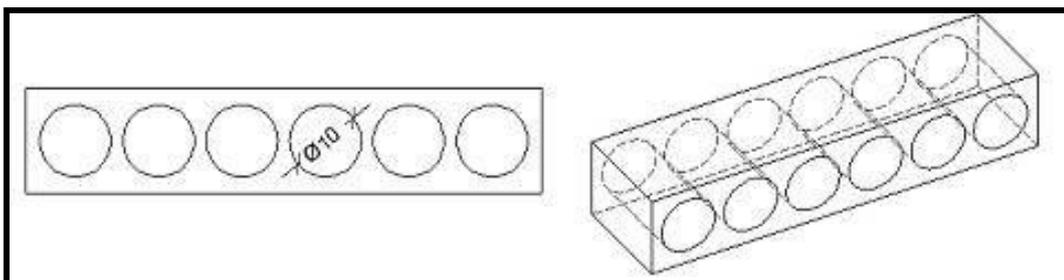


Figura 2.12 – Interstícios dos protótipos após extração dos testemunhos.

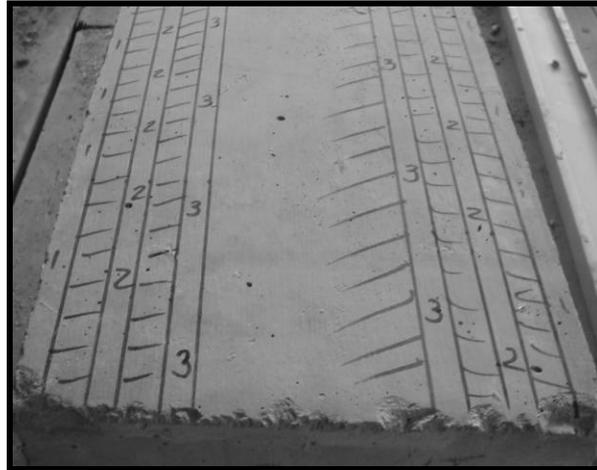


Figura 2.13 – Marcação das camadas para corte.

As profundidades das camadas a serem estudadas, em relação à face da viga, e suas respectivas nomenclaturas utilizadas foram:

Tabela 2.9 – Profundidade das camadas e nomenclaturas.

	Profundidade	Nomenclatura
Camada 1	0 a 1,0 cm	C1
Camada 2	2,0 a 3,0 cm	C2
Camada 3	4,5 a 5,5 cm	C3

2.4.1. Resistência à Compressão

O ensaio de resistência à compressão conforme NBR 5739 (figura 2.14) foi realizado nos corpos-de-prova moldados (cp) e em testemunhos (T) extraídos dos protótipos nas idades de 28, 91, 182 e 300 dias. Para cada data de ensaio foram ensaiados 3 testemunhos e 3 corpos-de-prova. O capeamento foi realizado com enxofre.

Os corpos-de-prova, logo após a desforma, foram colocados em câmara úmida e ficaram até a data de ensaio. Já os protótipos, após os sete dias de cura úmida em sacos de aniagem, foram deixados sob cura ambiente (sob ação das intempéries) até a data da extração dos testemunhos para ensaio.



Figura 2.14 – Ensaio de resistência

2.4.2. Porosimetria por Intrusão de Mercúrio

A porosidade total e distribuição dos poros foram determinadas através da intrusão de mercúrio. Aos 91 e 300 dias de idade foram cortados discos com 1.0 cm de espessura dos testemunhos extraídos dos protótipos (figura 2.15), dos quais foram confeccionados cubos de aproximadamente 1cm³ da argamassa do concreto de cada camada.

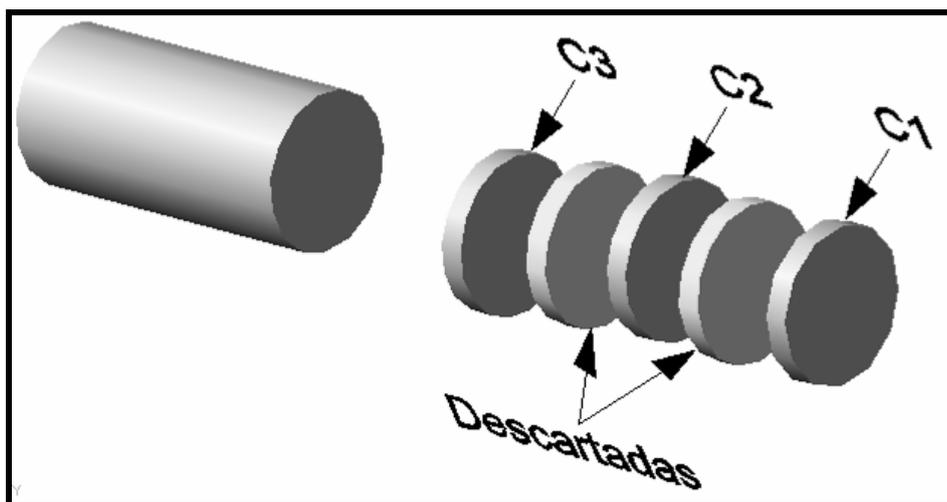


Figura 2.15 – Testemunho extraído (10x20cm) e corte das camadas.

Os cortes foram realizados com o auxílio de serra de disco diamantado. Imediatamente após o corte, os cubos foram imersos em álcool isopropílico por 10 dias. Em seguida, foram submetidos à secagem em estufa, ficando os dois primeiros dias à 30°C, o terceiro e quarto dias à 40°C, à 60°C os três dias seguintes e à 80°C os últimos três dias. Realizada a secagem, as amostras foram acondicionadas em cápsulas plásticas com algodão até serem enviadas para ABCP/SP.

O equipamento utilizado foi da marca Micromeritics modelo Autopore II 9220. O diâmetro mínimo detectado pelo equipamento é de 3×10^{-9} m (3nm). As pressões de intrusão variaram de 0 a 345kPa na faixa de baixa pressão e da pressão atmosférica a 414MPa na faixa de alta pressão. O valor do ângulo de contato foi 130°, a densidade e tensão superficial do mercúrio de 13,5335g/cm³ e 485dina/cm, respectivamente. Em todos os ensaios utilizou-se um mesmo penetrômetro, de 6,0960ml de volume.

Apesar do corte com disco ocasionar superfície plana e lisa, não há interferência decisiva na entrada do mercúrio para a realização do ensaio, uma vez que este é introduzido por pressões elevadas, as quais sobrepujam o efeito de

eventual colmatação superficial dos poros. Outra justificativa reside no fato de que todos os corpos-de-prova para os demais ensaios (carbonatação, absorção de água, penetração de cloretos e difusividade da água) são cortados desta mesma maneira e seus ensaios são realizados sob pressão atmosférica.

As principais causas que influem sobre os resultados nos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio, segundo BEAUDOIN e MARCHAND (2001), são o tamanho do corpo-de-prova, ângulo de contato do mercúrio, a secagem da amostra, pureza do mercúrio, taxa de aplicação da pressão e compressividade do mercúrio, não sendo realizada nenhuma menção quanto à influência da modalidade de corte, por disco ou por talhadeira, nos resultados do ensaio. Com efeito, alguns pesquisadores tem utilizado a técnica de corte com disco para a obtenção das amostras, entre os quais pode-se citar UCHIKAWA *et al.* (1998), OLIVEIRA (2000) e BAUER *et al.* (2001).

O diâmetro equivalente dos poros preenchidos pelo mercúrio, admitindo os poros cilíndricos, pode ser associado à pressão aplicada através da equação 2.1:

$$\Phi = -4 \cdot \gamma \cdot (\cos\theta) / P \quad (2.1)$$

onde: “ Φ ” é o diâmetro do poro, “ γ ” é a tensão superficial do líquido, “ θ ” é o ângulo de contato entre o mercúrio e a parede do poro e “ P ” a pressão aplicada.

2.4.3. Água Quimicamente Combinada

Segundo TAYLOR (1990) apud JOHN (1995), a água não evaporável é definida como a diferença de massa entre a condição de equilíbrio em um ambiente com umidade relativa de 11% e a perda ao fogo. Segundo o mesmo autor, a diferença de massa entre a condição seca em estufa à 105°C e a perda ao fogo fornece uma estimativa equivalente.

No trabalho de JOHN (1995) a água não evaporável foi estimada pela perda de massa por aquecimento em forno, até a temperatura de 580°C, de amostras previamente secas a 105°C em estufa ventilada. Este critério parte do fato de que a quase totalidade da água de hidratação é liberada em temperaturas inferiores a 650°C. No entanto, a temperatura máxima de aquecimento não pode ser estabelecida claramente porque, em algumas faixas de temperatura, ocorre a decomposição de mais de um composto. TAYLOR (1997) apud OLIVEIRA (2000)

afirma que as perdas de massa a partir de 550°C são devidas à desidratação final do C-S-H.

Demais autores adotam ainda outros critérios. ROBINS & JOLICOEUR (1991)¹ adotam a perda de massa entre 200 e 500°C para a mesma determinação utilizando termogravimetria. Já ZAMPIERI (1993)¹ adota a faixa entre 80 e 550°C no mesmo equipamento. KONDO & OSHAWA (1969)¹ adotam como temperatura máxima 700°C. LEA (1970)¹ emprega o termo “água combinada” para a perda de massa por aquecimento entre 105°C e 550°C.

No presente estudo, nas datas de ensaios 91 e 300 dias, foi realizada a pulverização do concreto retirado do protótipo, sendo o pó peneirado na peneira nº200 da ABNT (malha de 0.075mm), utilizando-se a fração passante como amostra representativa. Depois deste procedimento, as amostras foram imersas em álcool etílico absoluto e posteriormente filtradas e levadas à estufa à 105°C por 24 horas, para interromper as reações de hidratação. Ao serem retiradas da estufa, as amostras foram acondicionadas em cápsulas plásticas até a realização do ensaio.

A determinação do teor de água combinada foi avaliada pelo conteúdo de água não evaporável, obtido pela diferença de massa entre 105° e 550°C. Conforme MARSH & DAY(1988) e SELLEVOLD & JUSTNES(1993), apud ISAIA (1995), apesar deste método não ser um indicador preciso, atestam que este ensaio fornece dados adequados para indicar as variações do grau de hidratação. O procedimento de ensaio foi realizado conforme roteiro abaixo (figura 2.16), sendo que o resultado de cada camada é originado da média de três determinações:

- pesou-se cerca de 20g de pó em cadinho, o qual foi levado à estufa à 105°C. Pesou-se em intervalos máximos de 1 hora até a constância de massa, com erro inferior a 0.01g, sendo este valor chamado de P_{105} ;
- colocou-se o cadinho em mufla com temperatura de 550°C durante uma hora;
- ao retirar o cadinho da mufla, foi colocado em dessecador (com sílica gel) até que esfriasse à temperatura ambiente e pesou-se com precisão de 0.01g, sendo este valor chamado de P_{550} ;
- o teor de água combinada é dado por:

$$a (\%) = (P_{105} - P_{550}) / P_{105} \quad (2.2)$$

¹ apud JOHN (1995).



Figura 2.16 – Ensaio de água combinada: Balança, Mufla e Dessecador.

2.4.4. Difração de Raios-X

A análise por difração de raios-X tem caráter qualitativo, uma vez que está baseada apenas na intensidade de pico dos produtos de interesse.

O processo de preparação das amostras foi idêntico ao ensaio de água combinada, sendo as mesmas idades de ensaio.

Utilizou-se aparelho marca Shimadzu, modelo XD7A com tubo de cobre de potência 2KW, tensão de 40KV, corrente de 20mA, goniômetro VG-208R com varredura do ângulo θ - 2θ à razão de 2° /minuto (*gônio sampling pitch = 0.05*)¹ entre os ângulos de 5 e 65° (figura 2.17). O zero do goniômetro, valor determinado durante a calibração do equipamento de difração, apresentou valor abaixo do valor $0.02^\circ(2\theta)$ recomendado por GOBBO (2003), cujo objetivo é reduzir os efeitos de deslocamento de picos.

¹ gônio sampling pitch = intervalo(passo) da leitura da intensidade dos picos.

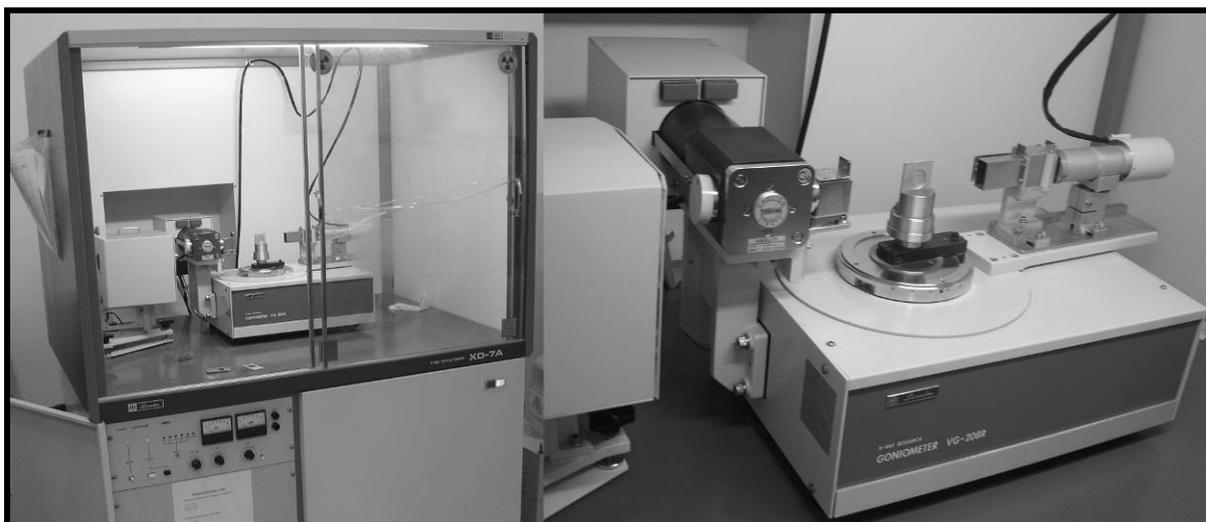


Figura 2.17 – Aparelho de Difração de Raios-X.

A análise dos resultados de difração de raios-X teve por objetivo apenas a identificação das principais fases – hidróxido de cálcio (CH) e silicato de cálcio hidratado (C-S-H) – auxiliando na interpretação da evolução da hidratação dos concretos. Essas fases foram identificadas e analisadas nos difratogramas segundo GUIDE TO COMPOUNDS OF INTEREST IN CEMENT AND CONCRETE RESEARCH (HIGHWAY RESEARCH BOARD, sd).

Para o hidróxido de cálcio foi analisado o pico primário de distância interplanar (d) igual a 0.263 nanômetros (34.1°) e o pico secundário em 0.490nm (18.1°), pela possibilidade da orientação principal dos cristais ocorrerem no pico secundário devido ao processo de moagem, conforme ressalta OLIVEIRA (2000). Com relação ao silicato de cálcio hidratado sabe-se que seus picos encontram-se entre as distâncias interplanares 0.304 e 0.307nm. Entretanto não foi realizada a análise através da soma das intensidades entre estas distâncias interplanares e sim somente na intensidade do pico principal em 0.304nm (29.4°), objetivando simplificar as análises visto que a difração de raios-X não é o foco principal do estudo.

2.4.5. Microscopia Eletrônica de Varredura

Com o objetivo analisar as diferenças entre a textura e forma da microestrutura da superfície das amostras foi realizada microscopia eletrônica de varredura, sendo em alguns casos conjuntamente com a espectrometria por dispersão de energia de raios-X (EDS). O microscópio utilizado foi, no Laboratório de Microscopia da UFSM, da marca JEOL JSM 6060 com capacidade de magnificações de 5 a 300.000 vezes

e equipado com EDS fabricada pela NORAN. As análises foram realizadas em amostras de concreto obtidas de forma similar aos corpos-de-prova do ensaio de porosimetria, tendo como exceção suas dimensões. Estas não possuíam a forma cúbica e sim três dimensões diferentes, para poder posteriormente à paralisação da hidratação e secagem, identificar a face analisada no microscópio (figura 2.18).

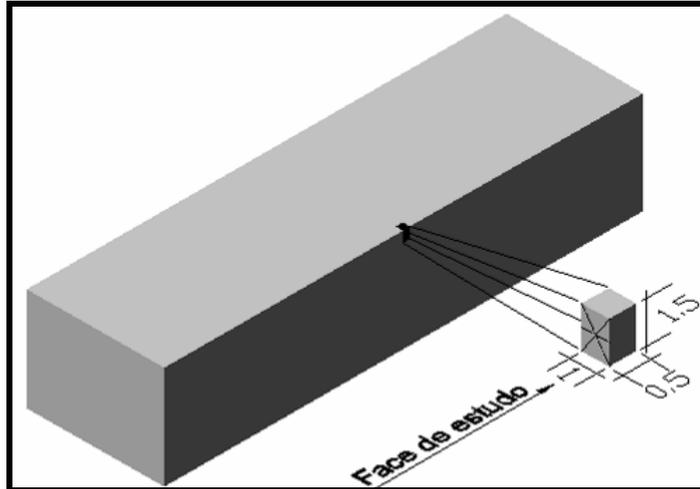


Figura 2.18 – Identificação da face analisada no MEV: face lateral de 1.0x1.5cm.

Antes das amostras serem levadas ao microscópio, foram colocadas em uma câmara para a metalização da amostra, a qual consiste em revestir com uma fina camada de ouro, a fim de proporcionar as interações eletrônicas necessárias para gerar as imagens quando colocadas no microscópio (figuras 2.19).

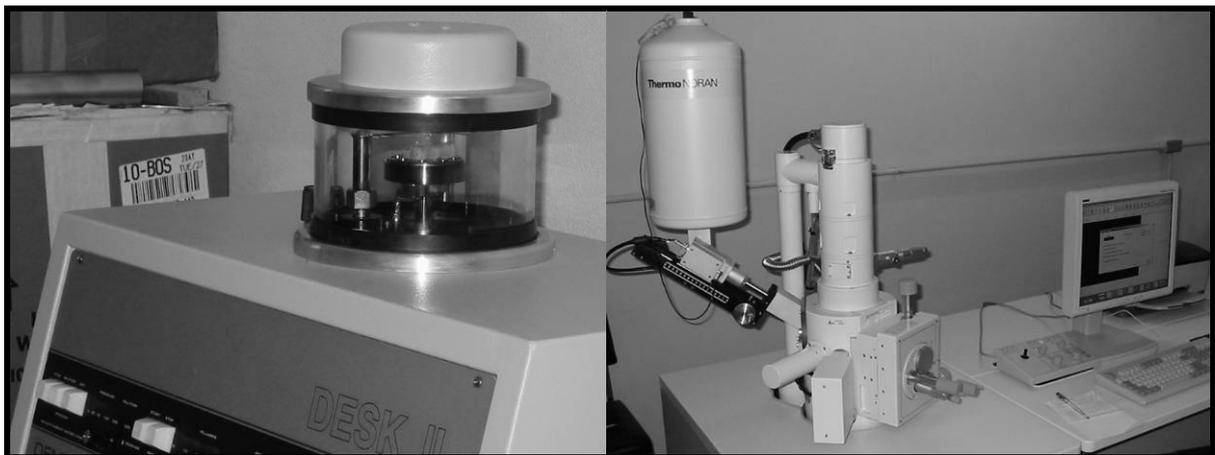


Figura 2.19 – Ensaio no MEV: (a) câmara de metalização (b) microscópio eletrônico.

Segundo ROSSIGNOLO (2003) para que os resultados das análises em EDS sejam significativos, é preciso que a amostra analisada seja plana. Entretanto, como as amostras foram obtidas através de corte com serra de disco diamantado, considerou-se assim a superfície suficientemente plana.

CAPÍTULO 3

3. APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1. Resistência à Compressão

Os valores apresentados são a média dos resultados obtidos nos ensaios para desvio máximo relativo inferior a 5%. Caso contrário, quando a dispersão foi mais elevada, foi utilizado o maior valor. Utilizaram-se os resultados dos ensaios realizados com os corpos-de-prova apenas na comparação com os resultados dos testemunhos, sendo nas demais análises utilizados os valores dos testemunhos.

3.1.1. Evolução da Resistência

Conforme GOMES (2003), a resistência inicial dos concretos, para um dado teor de substituição de cimento por adição mineral, depende da reatividade da adição. Quanto mais reativa, maiores as resistências iniciais, sendo uma medida dessa reatividade dada pelo módulo químico ($[\text{CaO}+\text{MgO}]/\text{SiO}_2$). As misturas são tanto mais reativas quanto maior o valor deste módulo químico. Por outro lado, quanto maior a finura de um aglomerante mais locais de nucleação ele disponibiliza, assim como mais íons OH^- e álcalis, na solução dos poros.

No presente estudo, o módulo da mistura de referência (3.38) foi o maior e entre as misturas com adições minerais a que teve adição de cal (1.49) foi superior à sem adição de cal (1.11). Como consequência, a resistência inicial da mistura de referência resultou maior. Entretanto, analisando os resultados de finura blaine da tabela 2.2 (página 48) tem-se que a escória e cal têm finura blaine maior que o cimento e, a cinza volante possui valor muito próximo deste. Com isso, as adições melhoram o desempenho que seria afetado pelo menor valor de módulo químico apresentado. Além disso, os produtos hidratados das reações da escória e cinza volante apresentam-se com superfícies específicas maiores que as dos produtos

resultantes da hidratação do cimento. O silicato de cálcio secundário e o hidróxido de cálcio atuam como locais de nucleação, precipitando-se ao redor das partículas de cinza volante e aumentando assim a taxa de reação da cinza. Tem-se ainda que a hidratação da escória libera íons OH^- e álcalis na solução dos poros, os quais reagem com a sílica da cinza volante, rompem sua fase vítrea e aceleram o processo de hidratação, conforme GOMES (2003).

Inicialmente, na tabela 3.1, são apresentados em conjunto os resultados da resistência à compressão axial. Os valores referentes ao concreto de referência com relação a/ag nominal 0.50 foram obtidos através de interpolação por meio da equação de Abrams. Os resultados do concreto EVC3 também foram interpolados da a/ag 0.331 para a/ag 0.302, com o objetivo de analisar em igualdade de a/ag com o concreto EV3. As tabelas A.1 e A.2 em anexo contêm os resultados dos ensaios, as equações de exponenciais da resistência em relação à a/ag e as equações logarítmicas da resistência com o tempo.

Tabela 3.1 – Evolução da Resistência à Compressão

Corpos-de-Prova (cp)						
Traço	a/ag nominal	a/ag real	28 dias (MPa)	91 dias (MPa)	182 dias (MPa)	300 dias (MPa)
R4	0,40	0,400	61,7	63,4	68,1	69,2
R5*	0,50	0,491	48,6	50,5	53,0	54,0
R6	0,60	0,600	36,0	37,8	38,1	38,7
R8	0,80	0,827	21,9	24,4	26,0	27,8
EV3	0,30	0,302	37,8	49,7	52,0	55,8
EV4	0,40	0,402	30,9	41,9	43,7	48,5
EV5	0,50	0,491	22,4	34,7	36,7	42,2
EVC3*	0,30	0,302	54,1	53,4	58,6	62,9
EVC4	0,40	0,402	37,6	41,0	45,5	48,5
EVC5	0,50	0,491	27,4	37,2	39,5	41,6
Testemunhos (T)						
Traço	a/ag nominal	a/ag real	28 dias (MPa)	91 dias (MPa)	182 dias (MPa)	300 dias (MPa)
R4	0,40	0,400	55,0	62,5	68,3	71,7
R5*	0,50	0,491	46,3	51,2	54,8	57,1
R6	0,60	0,600	39,4	41,0	42,3	43,1
R8	0,80	0,827	17,8	21,6	23,8	25,7
EV3	0,30	0,302	35,4	51,6	55,1	62,1
EV4	0,40	0,402	30,3	45,3	47,9	52,4
EV5	0,50	0,491	24,3	32,8	37,0	41,0
EVC3*	0,30	0,302	58,6	61,4	63,6	65,3
EVC4	0,40	0,402	39,8	48,0	50,2	52,0
EVC5	0,50	0,491	30,1	40,4	42,8	44,9

*Valores obtidos através da equação de Abrams da tabela A.3.1 do anexo.

Ilustra-se na figura 3.1 a evolução da resistência dos testemunhos e a tabela 3.2 quantifica, em porcentagem, os ganhos de resistência entre as idades de ensaio. A partir da análise desta tabela pode-se concluir que entre as idades de 28 e 91 dias o concreto EV obteve maior ganho de resistência, ou seja, os concretos R e EVC tiveram maior desenvolvimento de resistência até a idade de 28 dias. Entre 28 e 91 dias o concreto EV obteve 43% de aumento na resistência na média das três relações a/ag, enquanto os concretos R e EVC, respectivamente obtiveram valores médios de 12% e 20%.

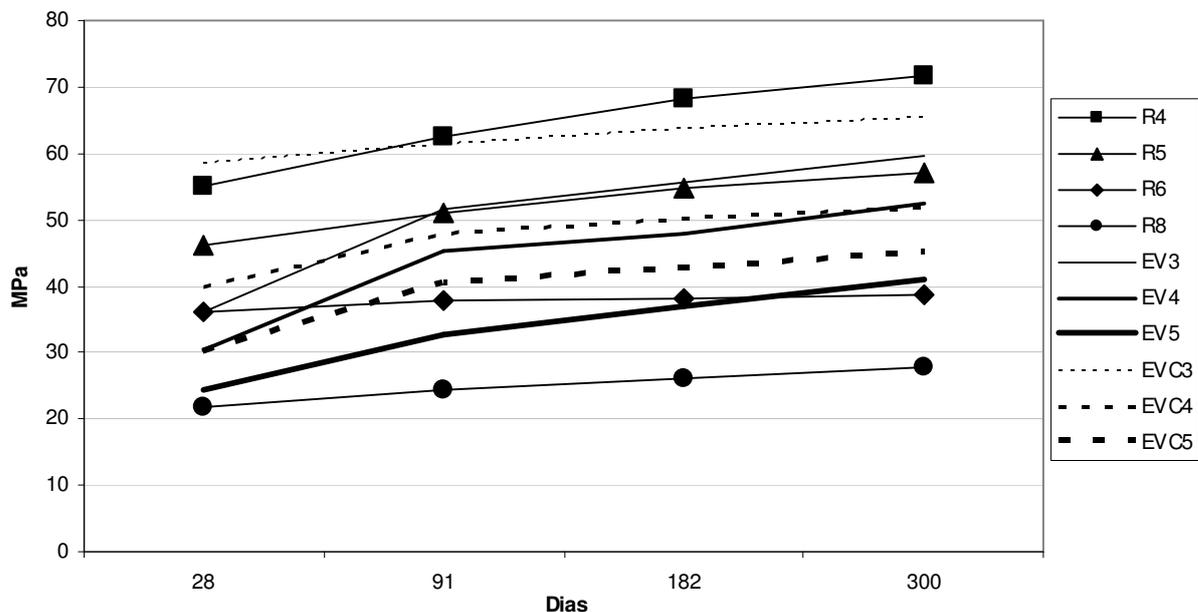


Figura 3.1 – Evolução da Resistência à Compressão dos Testemunhos.

Tabela 3.2 – Acréscimo na resistência à compressão dos testemunhos entre idades de ensaio.

Traço	Ganhos (%)			
	28-91	91-182	182-300	91-300
R4	14	9	5	15
R5	11	7	4	12
R6	4	3	2	5
R8	21	10	8	19
EV3	46	7	13	20
EV4	49	6	10	16
EV5	35	13	11	25
EVC3	5	4	3	6
EVC4	21	5	4	8
EVC5	34	6	5	11

A tabela 3.3 compara os resultados dos testemunhos através do índice de resistência em porcentagem, ou seja, a relação entre a resistência à compressão das misturas com adições minerais dividida pela resistência do concreto de

referência. Em todas as idades dos ensaios, para as relações a/ag 0.40 e 0.50, a resistência à compressão da mistura de referência foi maior que as misturas com adições.

Tabela 3.3 – Índices de resistência em relação ao concreto de referência (testemunhos).

Traço	Índices de Resistência (%)			
	28	91	182	300
R4	100	100	100	100
R5	100	100	100	100
EV4	55	72	70	73
EV5	53	64	67	72
EVC4	72	77	73	73
EVC5	65	79	78	79

Aos 28 dias, em relação ao concreto de referência, a resistência do concreto EV foi 54% deste na média das duas relações a/ag e o concreto EVC foi 69%. Na idade de 91 dias esses percentuais aumentaram, respectivamente para 68% e 78%. Para 182 dias os concretos obtiveram, respectivamente, 69% e 76%. E na idade final de 300 dias, os valores foram de 73% e 76%.

A menor porcentagem na idade de 28 dias para os traços com substituição de cimento por escória e cinza volante já era esperado, pois as reações de hidratação destas tendem a desenvolver-se lentamente, conforme explicado anteriormente. Porém, a partir da idade de 91 dias esses concretos obtiveram em torno de 70% da resistência do concreto de referência.

A figura 3.2 mostra os índices de eficiência da adição de cal, ou seja, a relação entre a resistência à compressão do concreto EVC e o concreto EV.

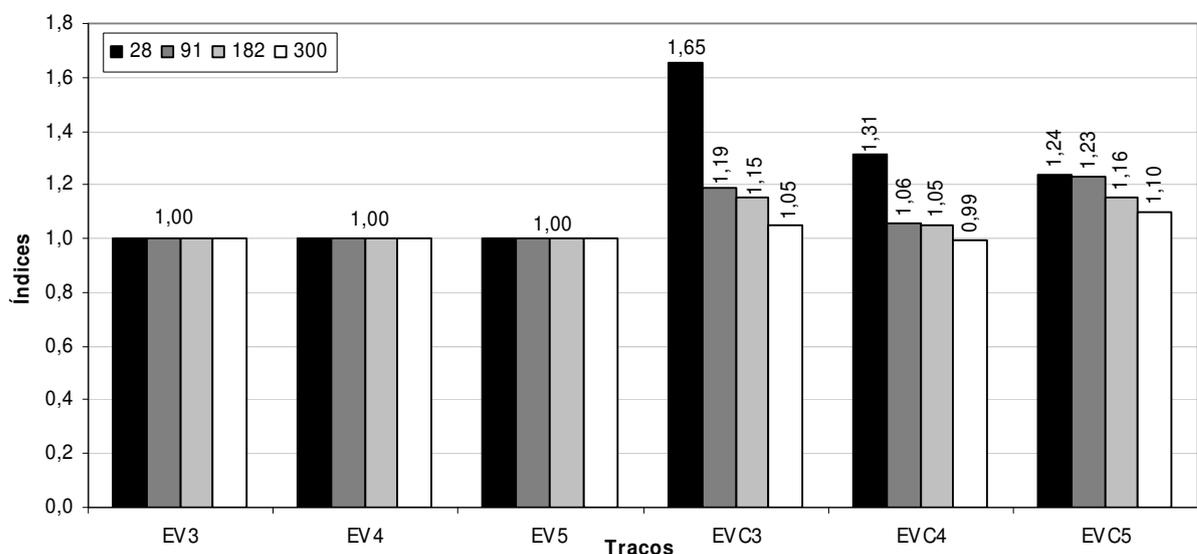


Figura 3.2 – Índices de eficiência da cal na resistência à compressão (testemunhos).

Verificou-se que a cal melhorou a resistência a partir de 28 dias, sendo nesta idade 40% maior que a mistura sem cal na média das três relações a/ag, confirmando a ativação da escória e o aumento das reações pozolânicas pela maior disponibilidade de hidróxido de cálcio. Aos 91 dias e 182 dias os valores foram 16% e 12% respectivamente. Nota-se também que a cal ainda colaborou na resistência até a idade de 300 dias. Essa tendência também foi comprovada por HEIKAL *et al* (2000) apud DAL RI (2002), que concluíram que a adição de cal hidratada acelerou a taxa de hidratação devido ao seu efeito de ordem física e química. Física, pois a finura do material funciona como fíler e química porque as pozolanas reagem com a cal adicionada formando C-S-H secundário, aumentando a resistência à compressão. Além disto, favorece com o aumentando dos pontos de nucleação.

Cabe mencionar que como as misturas com cal resultaram em maior consumo de aditivo para homogeneizar a mistura na betoneira devido a sua elevada finura, parte desse aumento na resistência pode ser devido a melhor dispersão das partículas e na diminuição da tensão superficial da água ocasionada pelo superplastificante.

Analisando os trabalhos de HOPPE (2002), GOMES (2003) e VAGHETTI (2005), os quais, entre outras misturas em estudo, estudaram a substituição do cimento por 70% de escória e obtiveram valores de resistência à compressão na idade de 91 dias para a relação a/ag de 0.50 respectivamente: 35.8, 38.0 e 30.5MPa. Essas diferenças podem ser atribuídas a cimentos e escórias diferentes (química e fisicamente), ao proporcionamento dos agregados e ao uso ou não de aditivos. Contudo, tem-se desses trabalhos que concretos com 70% de escória e relação a/ag de 0.50 fornecem resistências entre 30 e 38MPa, e que ao comparar com o concreto EV5, cuja resistência foi de 34.7MPa, conclui-se que a resistência obtida nesta pesquisa equipara-se com as citadas, apesar de conter também 20% de cinza volante. Com isso ainda comprova-se que a adição de cinza volante em misturas com altos teores de escória, na qual as reações pozolânicas podem ser prejudicadas, é viável devido ao fato de que suas pequenas partículas arredondadas obturam os poros entre os produtos de hidratação, ocasionando o refinamento destes (AITCIN, 2000).

3.1.2. Maturidade

Para entender o sentido da maturidade dos concretos torna-se necessário a explicação sobre a energia de ativação. Segundo ATKINS (1998) apud CARVALHO (2002), a energia de ativação provém da idéia de que as moléculas devem possuir uma quantidade mínima de energia cinética para reagir. Esta energia é a necessária para transformar os reagentes em produtos. Nas reações tipo exotérmica, caso da hidratação do cimento, os reagentes estão em um estado de energia maior do que a dos produtos (figura 3.3).

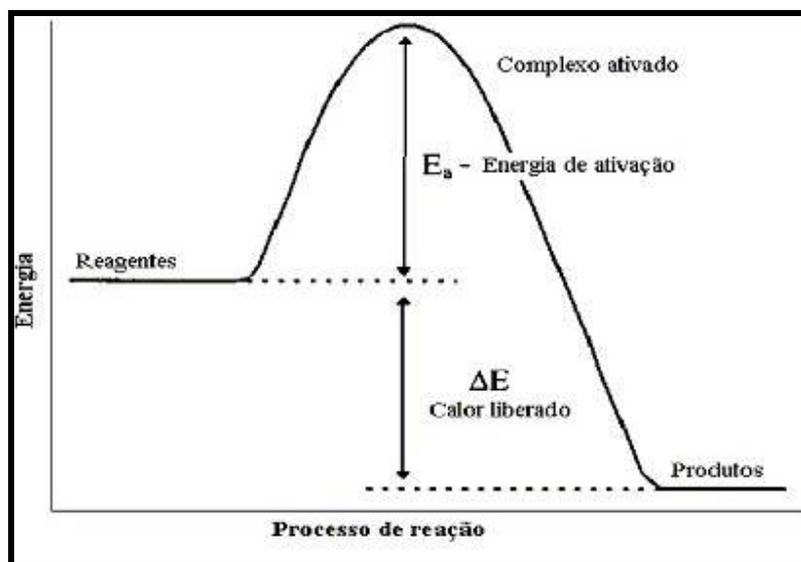


Figura 3.3 – Perfil de energia durante as reações (CARVALHO, 2002).

Assim sendo, a energia de ativação é a diferença entre a energia necessária para ativar a reação e o nível de energia dos reagentes, sendo que o calor total gerado na reação é a diferença entre o nível de energia dos reagentes e o nível de energia dos produtos. Esta energia é transferida através das colisões entre as moléculas. O fator de frequência traduz o número de colisões e a probabilidade de que elas possuam orientação favorável para que ocorra a reação, com átomos convenientemente posicionados para formar novas ligações. Em temperaturas mais altas, existe número maior de moléculas com o mínimo de energia para reagir.

Segundo COURTAULT & BRIAND (1960) e PAULINI (1988) apud CARVALHO (2002), o conceito de reação química ativada não é muito fácil de ser entendido dentro da química dos aglomerantes, em virtude do caráter espontâneo das reações de hidratação. Ainda assim, este conceito mostra-se apropriado para o entendimento

da influência da temperatura na hidratação, e convenientemente para a determinação da maturidade das argamassas e concretos.

Para NEVILLE (1997), como a resistência do concreto depende tanto da idade como da temperatura, pode-se dizer esta é função do somatório do intervalo de tempo multiplicado pela temperatura, sendo este somatório denominado maturidade. Geralmente esta é expressa em °C.dia e mostra linearidade com a resistência à compressão, podendo ser escrita como:

$$f_c = a + (b \cdot \ln M) \quad (3.1)$$

Os valores dos coeficientes a e b dependem do nível de resistência do concreto, ou seja, da relação a/ag e do tipo de aglomerante.

As tabelas 3.4 e 3.5 mostram os valores das maturidades dos concretos calculados conforme equação 3.2. Os valores de temperatura foram obtidos junto à Unidade Climatológica Principal de Santa Maria – 8º Distrito de Meteorologia. Na figura A.1 em anexo encontra-se o gráfico com as temperaturas máxima, mínima e média durante o período da pesquisa.

$$M = \sum (t \times T) \quad (3.2)$$

onde “M” é a maturidade em °C.dia, “t” é o tempo em dias decorrido da data da moldagem e “T” é a temperatura média diária em °C. A tabela A.3 mostra as equações da resistência com a maturidade, ficando comprovada que a relação linear entre a resistência à compressão e a maturidade também é válida para concretos com alto teor de adições minerais (figura 3.4).

Tabela 3.4 – Maturidade dos testemunhos

Traço	Maturidade Testemunhos (°C.dia)			
	28 dias	91 dias	182 dias	300 dias
R4	476,0	1442,2	3261,2	6229,4
R6	503,2	1507,7	3341,5	6277,0
R8	496,4	1521,1	3428,1	6364,8
EV3	411,0	1514,1	3546,9	6347,0
EV4	448,9	1530,2	3482,2	6364,3
EV5	446,4	1523,0	3447,0	6363,0
EVC3	455,3	1638,9	3824,1	6467,4
EVC4	425,1	1572,0	3671,8	6410,0
EVC5	472,0	1616,1	3761,6	6466,8

Tabela 3.5 – Maturidade dos corpos-de-prova

Traço	Maturidade CP (°C.dia)			
	28 dias	91 dias	182 dias	300 dias
Todos	644,0	2093,0	4186,0	6900,0

Temperatura Média da Câmara Úmida (°C) = 23

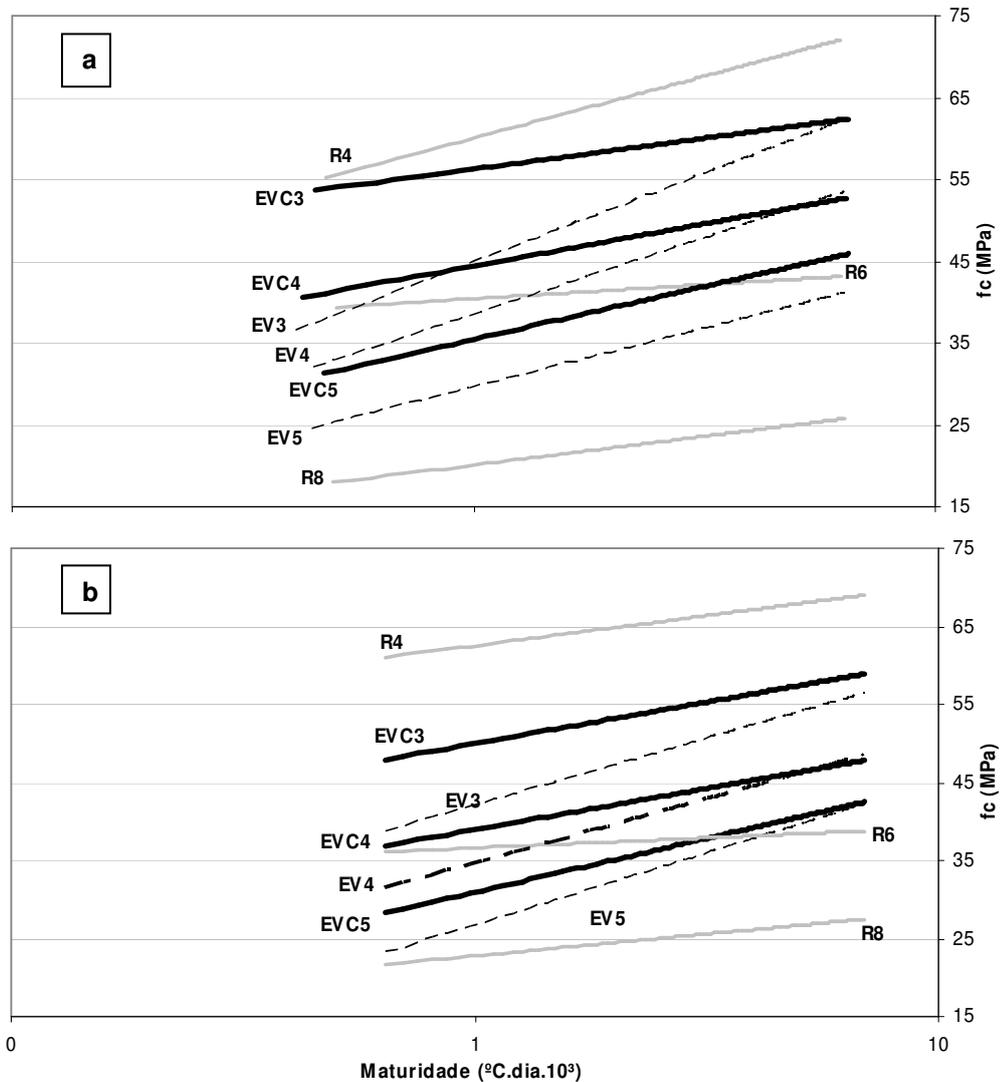


Figura 3.4 – Maturidade x Resistência: (a) testemunhos (b) corpos-de-prova.

A tabela 3.6 apresenta a relação entre a maturidade dos testemunhos curados ao ambiente e a maturidade dos corpos de prova curados em câmara úmida. Verifica-se que as maiores diferenças de maturidade são nas idades iniciais de 28 e 91 dias, decrescendo esta diferença nas idades de 182 dias e com mais intensidade para os 300 dias. Esta maior diferença de maturidade nas idades iniciais está atribuída ao fato das moldagens ocorrerem nos meses de junho e julho, cujas temperaturas médias são mais baixas.

Tabela 3.6 – Índices de Maturidade $[(M_T - M_{cp}) / M_{cp}] \times 100$

Traço	Índice de Maturidade (%)			
	28 dias	91 dias	182 dias	300 dias
R4	-26	-31	-22	-10
R6	-22	-28	-20	-9
R8	-23	-27	-18	-8
EV3	-36	-28	-15	-8
EV4	-30	-27	-17	-8
EV5	-31	-27	-18	-8
EVC3	-29	-22	-9	-6
EVC4	-34	-25	-12	-7
EVC5	-27	-23	-10	-6

Ainda pode-se concluir que a partir da idade de 300 dias existe a probabilidade das maturidades entre os testemunhos e corpos-de-prova moldados serem iguais, na região de Santa Maria, devido à compensação que ocorre entre as temperaturas de inverno e verão.

3.1.3. Testemunhos extraídos x cp's moldados

Os gráficos da figura 3.5 ilustram a evolução da resistência dos testemunhos e dos corpos-de-prova e na figura 3.6 apresenta-se a relação entre a resistência à compressão dos testemunhos extraídos e os corpos-de-prova moldados, calculada através da seguinte maneira: $[(T-cp)/cp]$.

Para o concreto R4 a resistência do testemunho foi menor apenas na idade de 28 dias (-11%=6.7MPa), sendo consideradas iguais nas demais idades devido à diferença ser menor que 5%. Analisando os resultados do R6 tem-se que os valores dos testemunhos foram sempre maiores que os dos corpos-de-prova: 9%(3.4MPa), 8%(3.2MPa), 11%(4.2MPa) e 11%(4.4MPa) respectivamente para as idades de 28 à 300 dias. Para o R8, os testemunhos sempre tiveram valores menores que os cp's, sendo observada tendência de decréscimo desta diferença ao longo do tempo: 19%(6.7MPa), 11%(2.8MPa), 8%(2.2MPa) e 8%(2.1MPa) aos 28, 91, 182 e 300 dias respectivamente. Devendo-se ressaltar que os testemunhos tiveram maturidades menores em todas as idades, sendo na média das três a/ag: 24% aos 28 dias, 29% para a idade de 91 dias, 20% aos 182 dias e 9% aos 300 dias.

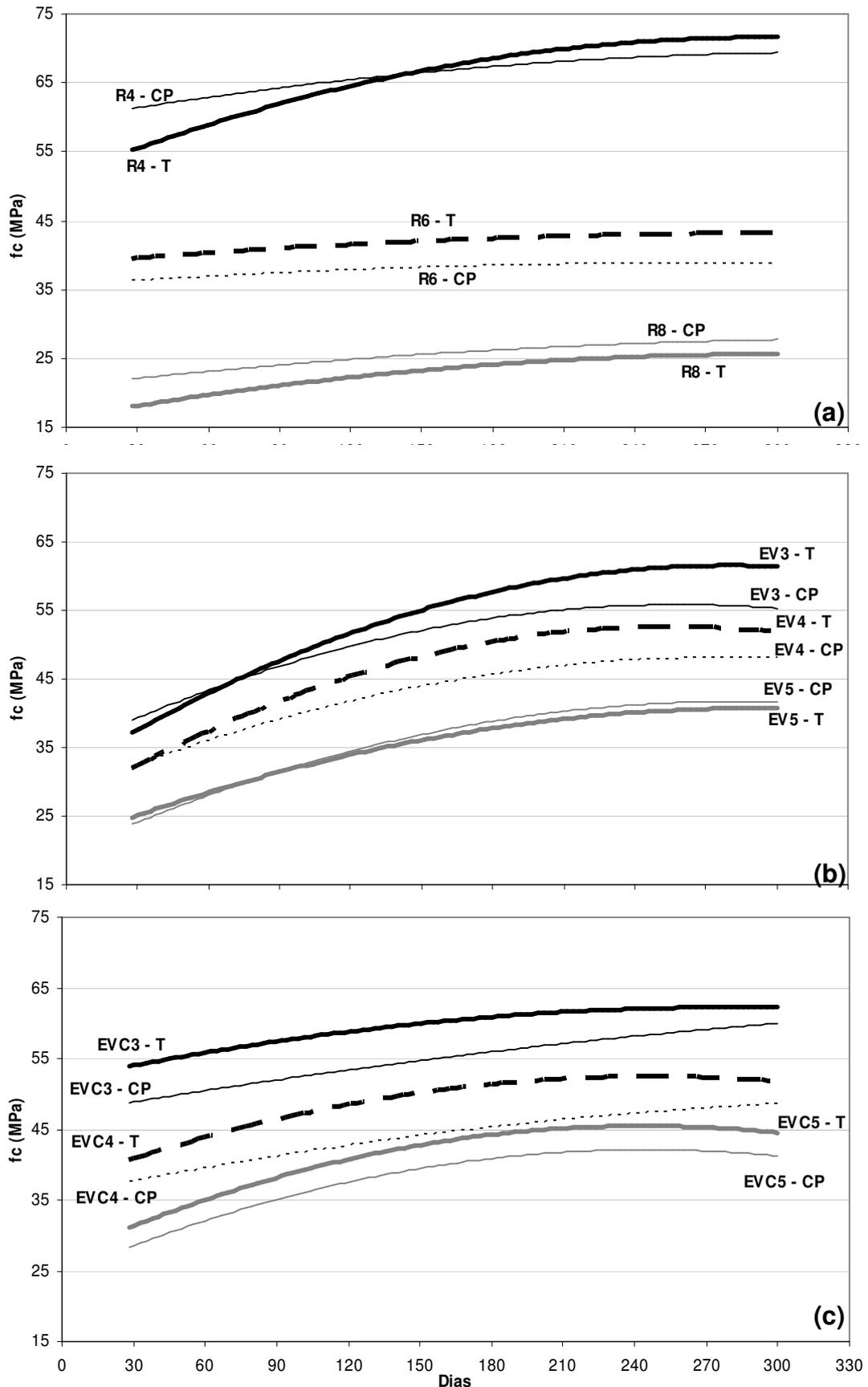


Figura 3.5 – Resistência dos testemunhos e corpos-de-prova: (a) R, (b) EV e (c) EVC.

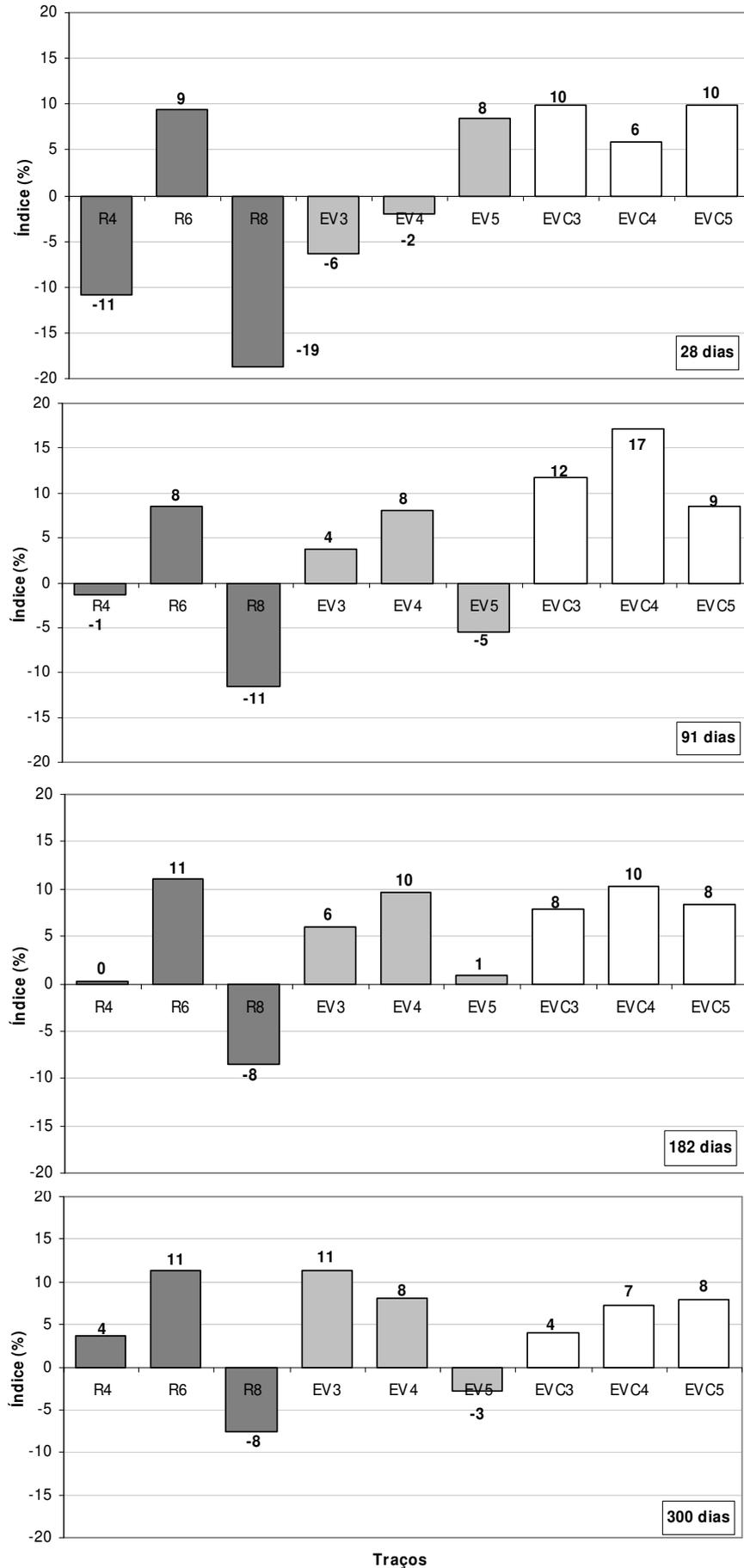


Figura 3.6 – Relação entre resistência dos testemunhos e corpos-de-prova: [(T-cp)/cp].

No concreto EV, na relação a/ag 0.30, somente aos 28 dias os testemunhos resultaram em resistências menores que as dos corpos-de-prova: 6%(2.4MPa). Aos 91 são consideradas estaticamente iguais e para as idades de 182 e 300 dias foram respectivamente maiores em: 6%(3.1MPa) e 11%(6.3MPa). Aos 28 dias para a relação a/ag 0.40 as resistências foram iguais e a partir desta data os testemunhos obtiveram resistências maiores em 9% na média. A resistência do testemunho do EV5 foi maior, em 8%(1.9MPa), apenas aos 28 dias. Após esta idade as resistências permaneceram iguais estatisticamente. Lembrando-se que as maturidades desses concretos também foram menores em todas as idades.

O concreto EVC, exceto na a/ag 0.30 aos 300 dias, obteve resistências maiores para os testemunhos. Em valores médios, essas diferenças foram de 9% para 28 dias, 13% aos 91 dias, 9% na idade de 182 dias e 6% aos 300 dias, mesmo com maturidades médias inferiores: 43% aos 28 dias, 30% aos 91 dias, 11% aos 182 dias e 7% aos 300 dias.

Em análise global tem-se que aos 28 dias são apenas três misturas (R4, R8 e EV3) com resistência menor dos testemunhos em relação aos corpos-de-prova. A partir desta idade somente o concreto R8 apresentou valores menores. Nota-se também que devido à adição de cal os testemunhos não apresentaram resistências menores que os cp's mesmo com maturidades bem inferiores (diferença máxima de 30% na média dos 28 dias).

Como as maturidades dos corpos-de-prova foram sempre superiores, conclui-se que as menores resistências podem ser atribuídas ao seu estado saturado no momento do ensaio ($UR \cong 95\%$), em relação ao estado úmido dos testemunhos. Estas diferenças entre os corpos-de-prova e os testemunhos mostram que as condições de ensaio em laboratório não podem ser transladadas para as condições de obra.

3.1.4. Análise em Igualdade de Resistência em 50MPa

A comparação dos traços em igualdade de resistência foi realizada em 50MPa aos 91 e 300 dias de idade. As relações a/ag dessas resistências foram determinadas utilizando as equações da tabela A.1 em anexo.

Tabela 3.7 – Relações a/ag, Consumo e f_c unitário para $f_c=50\text{MPa}$

Traço	Relação a/ag		Consumo de Aglomerantes (kg/m ³)		Consumo de Água (l/m ³)		$f_{c\text{unitário}}$ MPa/(kg ativador*)	
	91dias	300dias	91dias	300dias	91dias	300dias	91 dias	300 dias
R	0,500	0,546	376,7	344,2	188,3	187,9	0,133	0,145
EV	0,330	0,408	599,7	464,5	197,9	189,5	0,834	1,076
EVC	0,393	0,433	454,1	414,2	178,5	179,3	0,367	0,402

* Cimento Portland e cal hidratada

Através da tabela 3.7 notou-se que os concretos com adições necessitam de maior consumo de aglomerantes para atingir a resistência, entretanto os valores da resistência unitária foram maiores.

Na análise da resistência unitária por quilo de ativador (cimento Portland e cal hidratada) mostrou-se que o valor do concreto EV foi maior que EVC. Este fato pode estar atribuído ao fato da cal possuir moléculas maiores ao absorver água, acarretando menor eficiência das adições na redução da porosidade total e evidenciando que o efeito físico prevalece sobre o químico.

3.2. Porosimetria por Intrusão de Mercúrio

A técnica mais difundida para caracterização da estrutura de poros no concreto é a porosimetria por intrusão de mercúrio, a qual permite obter, dentre outros parâmetros, a distribuição do tamanho dos poros da amostra. É bastante comum também a busca pela quantificação do diâmetro crítico, o qual pode ser definido como a menor dimensão de poros acima da qual se estabelece uma trajetória de poros conectados.

BEAUDOIN e MARCHAND (1999) relatam que, apesar de inúmeras vantagens, não se acredita que esse método representa a verdadeira distribuição de tamanho de poros para um sistema tão complexo como a pasta de cimento hidratada. Entretanto, de forma já consagrada diversos estudos têm permitido conclusões significativas principalmente sobre o estudo dos mecanismos de transporte.

YUASA *et al.* (2000), em estudo sobre a camada de cobrimento, concluíram que o processo de secagem ocasionou aumento do tamanho dos poros maiores que 18–32nm e acréscimo no volume total de poros quanto mais próximo da superfície, sendo esta tendência mais explícita para as relações a/ag mais altas, conforme

figura 3.7a. Observou ainda que, pelo fato de estar exposta ao sol e vento, assim como outras variações do microclima, a camada mais superficial do concreto é mais suscetível a variações volumétricas ocasionadas pela evaporação da água e trocas de umidade (retração hidráulica) e energia (retração térmica) na zona concreto/ambiente. Essas variações podem provocar fissuras devido à menor resistência desta camada (figura 3.7b), as quais se tornam um caminho fácil para agentes agressivos penetrarem no concreto.

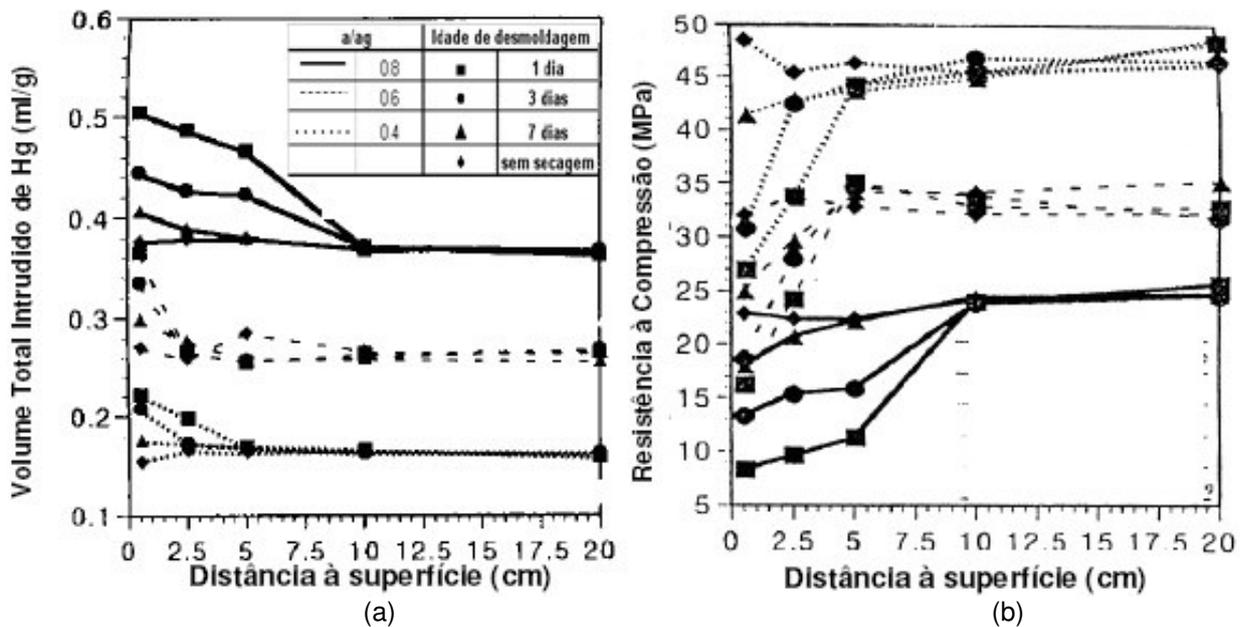


Figura 3.7 – Distribuição do volume total de poros (YUASA, 2000).

SURYAVANSHI e SWAMY (1997), em pesquisa sobre a durabilidade das estruturas de concreto, encontraram decréscimo na porosidade total e no diâmetro crítico ao passar da camada situada entre 0-5mm da face do protótipo para a camada entre 5-25mm. A figura 3.8 ressalta a maior porosidade do cobrimento em comparação à massa interna do concreto segundo BASHERR e NOLAN (2001).

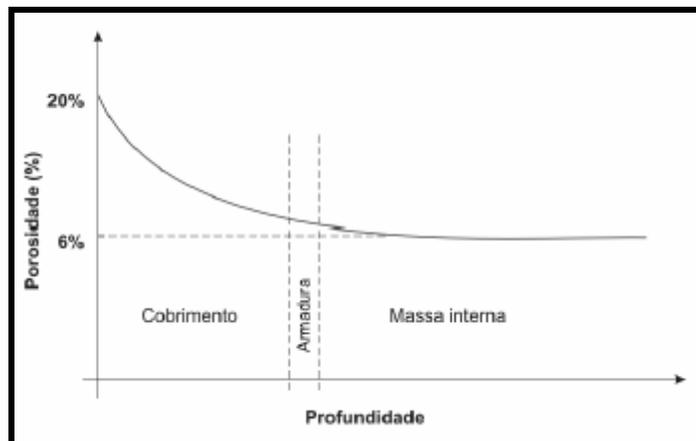


Figura 3.8 – Porosidade na camada de cobrimento (BASHEER & NOLAN, 2001).

Analisando através de microsonda eletrônica, CARASEK et al (2005) concluíram que existem diferenças na porosidade da camada de revestimento que podem ser atribuídas ao efeito parede gerado pela superfície da fôrma durante a concretagem. Foram identificadas três regiões com diferentes porosidades: a primeira região mais externa, da superfície até cerca de 6mm, com teores de óxidos totais e de sílica mais baixos (óxidos totais, OT, em torno de 65%); a segunda região intermediária entre 6mm e 8.5mm, com maiores teores de óxidos totais e de sílica (OT aproximadamente 70%); e a região mais interna com profundidade maior que 8.5mm, com teores de óxidos totais e de sílica um pouco maiores do que a região intermediária (OT em torno de 75%).

Em relação à adição de cal no concreto, HEIKAL et al (2000) concluem que a porosidade total é tanto maior quanto maior o teor de cal incorporada na mistura.

No presente trabalho, a porosidade total foi avaliada através do volume total intrudido e a distribuição do tamanho dos poros foi realizada através do volume intrudido seguindo a classificação feita por MINDESS e YOUNG (1981), na qual os poros dividem-se em capilares grandes/macroporos ($\Phi > 50\text{nm}$), capilares médios/mesoporos ($10\text{nm} < \Phi < 50\text{nm}$) e capilares pequenos/microporos ($\Phi < 10\text{nm}$). Mostra-se nas tabelas A.3.5 e A.3.6 do anexo os resultados do ensaio.

3.2.1. Porosidade Total (Volume Total de Hg Intrudido)

Na figura 3.9 ilustra-se os resultados do volume total intrudido de mercúrio para os concretos R, EV e EVC nas idades de 91 e 300 dias. Os valores apresentados no topo das colunas do gráfico representam os índices¹ em relação à coluna adotada como 100 de cada gráfico. Da análise destes gráficos tem-se que o volume total intrudido aumentou com o aumento da relação a/ag, sendo esses acréscimos mais pronunciados para o concreto de referência, explicado pela maior diferença entre as a/ag estudadas (0.40, 0.60 e 0.80) que os concretos com adições (0.30, 0.40 e 0.50). Para o concreto de referência, ao aumentar a relação a/ag de 0.40 para 0.80 os incrementos máximos nos índices foram de 30 aos 91 dias e 43 aos 300 dias. Nos concretos EV e EVC, quando a a/ag aumentou de 0.30 para 0.50 as variações máximas nos índices foram, respectivamente, 22 e 7 na idade de 91 dias e aos 300 dias esses valores foram de 15 e 26.

¹ $(VTI_n/VTI_{100}) \times 100$, onde VTI é o volume total intrudido de mercúrio.

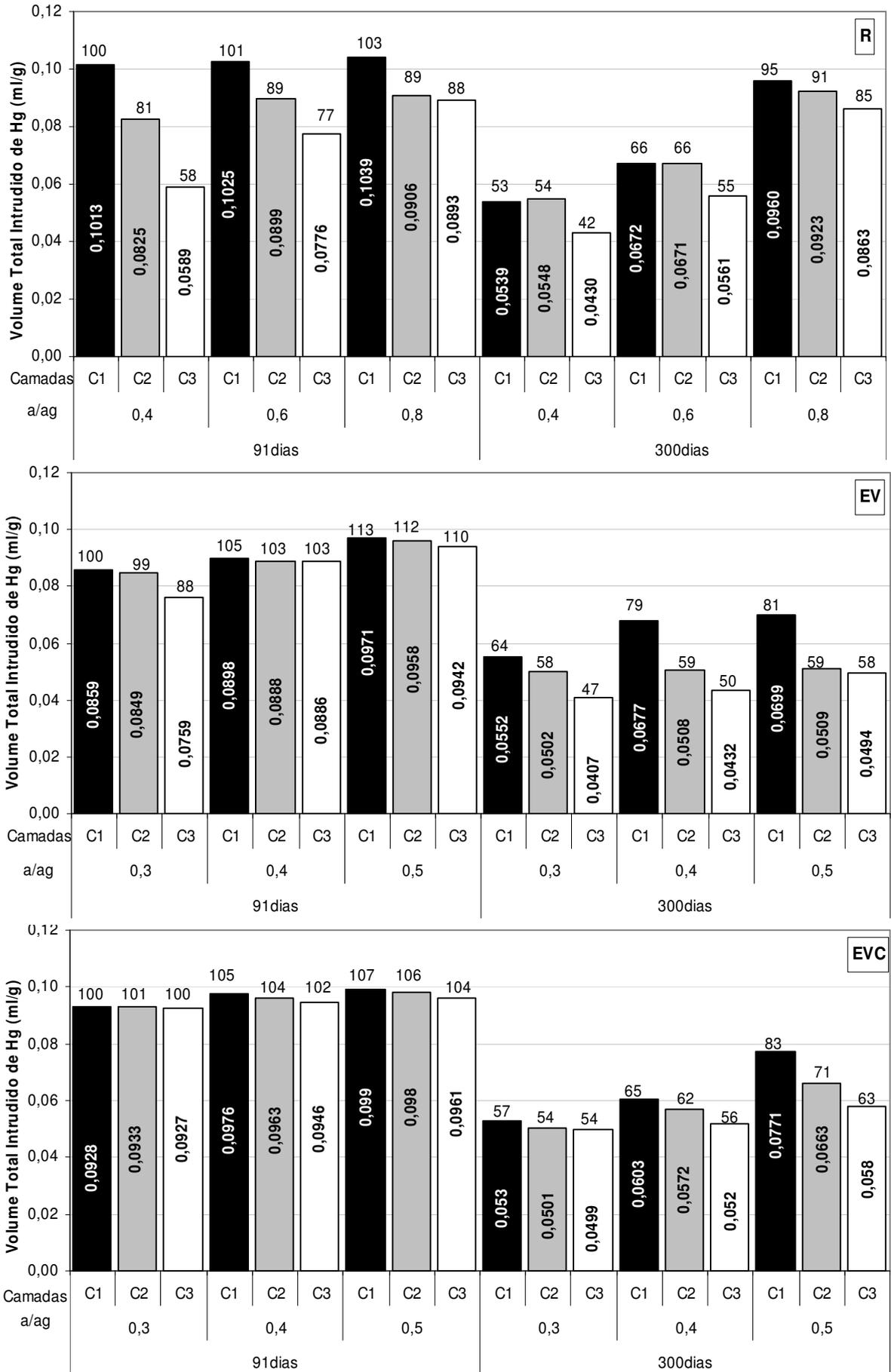


Figura 3.9 – Volume total intrudido de mercúrio aos 91 e 300 dias para os concretos R, EV e EVC.

Com o avanço da idade ocorreu decréscimo no volume total intrudido devido ao progresso das reações de hidratação, sendo esses decréscimos maiores nos concretos com adições. Para o concreto EV o maior decréscimo médio das camadas no índice foi de 46 na relação a/ag 0.5 e no concreto EVC esse valor foi de 45 para a/ag 0.30. A possível explicação para estes concretos terem maior decréscimo no volume total intrudido entre as idades de 91 e 300 dias deve-se às reações mais lentas da escória e cinza volante quando comparadas ao cimento Portland.

Ao aumentar a profundidade da camada de cobrimento de C1 para C3 ocorreu decréscimo no volume total intrudido devido a menor influência do efeito parede nas camadas mais internas. Os decréscimos (índices) médios das três relações a/ag estudadas, respectivamente para os concretos R, EV e EVC foram: 27, 6 e 2 na idade de 91 dias e aos 300 dias esses valores foram de 11, 23 e 11. O fato das adições apresentarem aos 300 dias maior diferença de volume total intrudido entre as camadas 1 e 3 do que na idade de 91 dias pode ser atribuída à continuidade das reações de hidratação na camada mais interna devido a maior presença de umidade que a camada mais externa.

A análise em igualdade de a/ag na relação 0.40 para a idade de 91 dias mostrou que:

- na camada 1 o concreto EV obteve o menor volume total intrudido, com diferença em 13% para o concreto R, sendo o concreto EVC estaticamente igual o concreto R (diferença menor que 5%) ;
- na camada 3 o concreto R resultou em menor volume total, sendo respectivamente 50% e 61% menor que os concretos EV e EVC.

Essa análise para idade de 300 dias revelou que:

- na camada 1 o concreto R teve volume total intrudido 26% menor que o concreto EV e 12% menor que EVC;
- na camada 3 os concretos R e EV resultaram no mesmo volume total intrudido (diferença menor que 5%), sendo em torno de 20% menor que o concreto EVC.

A igualdade em a/ag demonstrou que a adição de cal hidratada tende a aumentar o volume total intrudido devido a retenção de água, pois em três dos quatro pontos analisados acima o concreto EVC teve valores maiores. Também se conclui que na idade final de 300 dias o concreto de R apresentou menor porosidade na camada mais externa devido a maior quantidade de cimento, o qual hidrata-se

mais rapidamente que os concretos com adições, não perdendo a umidade adquirida do ambiente. Entretanto, na camada mais interna o concreto EV obteve a mesma porosidade de R, o que se atribuído a menor influência do sol e vento nesta camada.

Para a análise em igualdade de resistência em 50MPa, figura 3.10, os valores foram encontrados através das equações da tabela A.6 em anexo.

Aos 91 dias, o concreto EV obteve menor volume total intrudido na camada 1, sendo 15 pontos menor que o concreto R e 10 pontos menor que o concreto EVC. Na camada 3 o concreto de referência resultou em menor volume total intrudido: 11 em relação ao concreto EV e 25 pontos em relação ao EVC.

Para a idade de 300 dias na camada 1 pode-se dizer que os concretos não apresentaram diferença no volume total intrudido pois esta foi menor que 5 pontos. O mesmo aconteceu na camada 3 dos concretos R e EVC, sendo estes em torno de 7 pontos maior que o concreto EV. Esta análise mostrou que para o mesmo nível de resistência em idade mais avançada, na qual as reações de hidratação e pozolânicas praticamente já ocorreram, a porosidade total tendeu a valores próximos, independente do tipo de concreto.

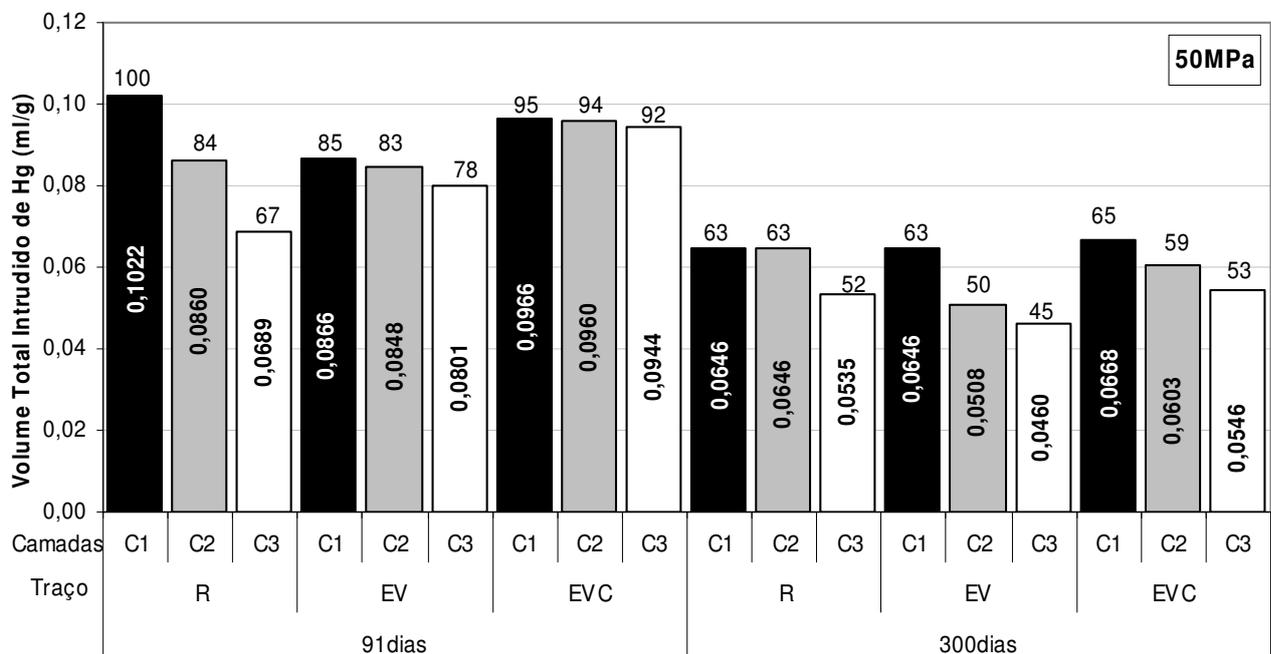


Figura 3.10 – Volume total intrudido de mercúrio aos 91 e 300 dias para $f_c=50\text{MPa}$.

Para melhor explicar o comportamento do volume total intrudido com a variação da resistência construíram-se os gráficos da figura 3.11.

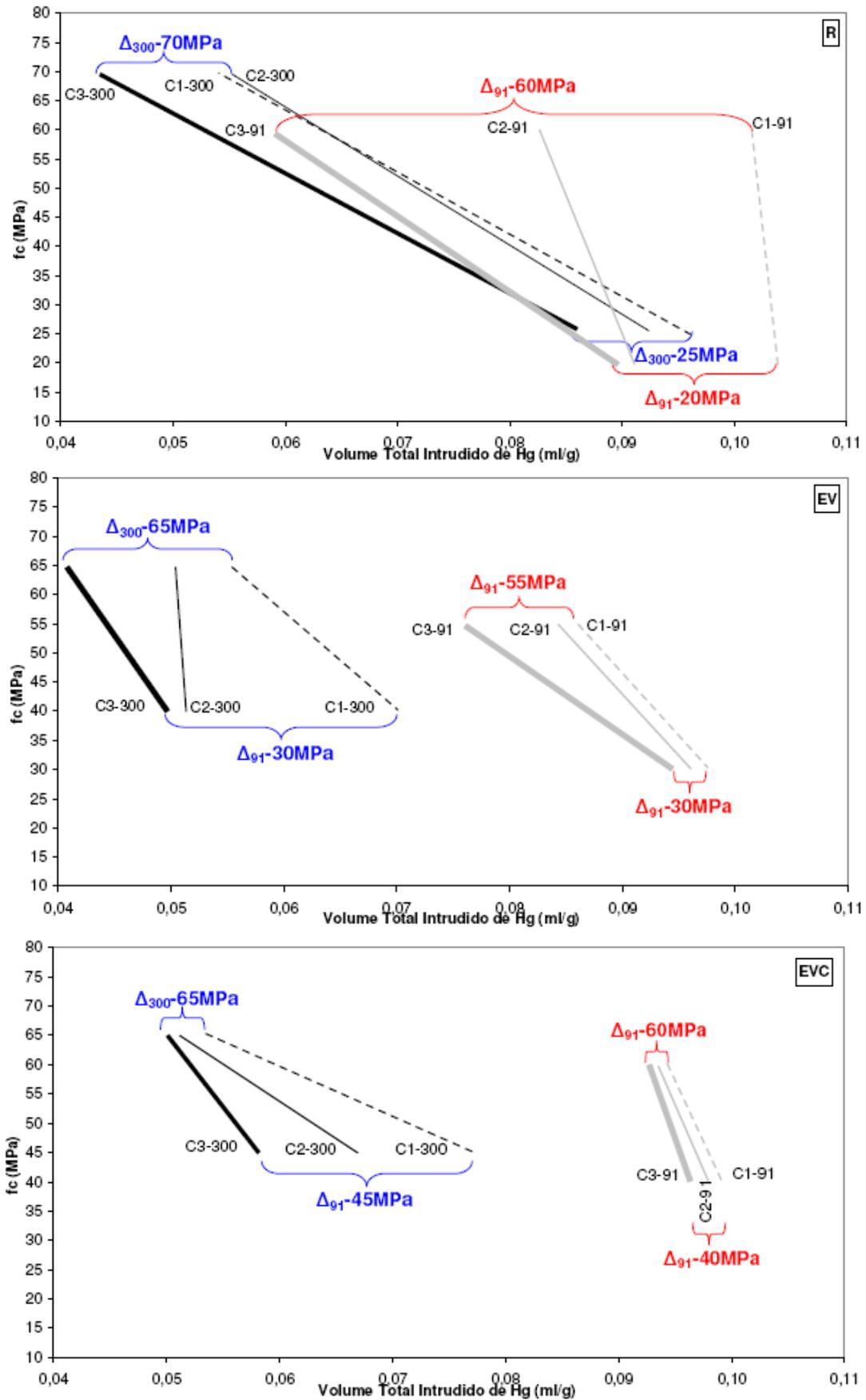


Figura 3.11 – Comportamento do volume total intrudido com a variação da resistência.

Da análise da figura anterior tem-se:

- convergência do volume total intrudido entre as camadas para a idade de 91 dias dos concretos R e EV quando a resistência diminuiu do nível de resistência de 55-60MPa para o nível entre 20-30MPa, demonstrando-se assim que para esse nível de resistência mais elevado as diferenças entre o volume total intrudido entre a camada mais externa e a mais interna é maior devido a menor influência do ambiente na camada 3 pela maior compactidade deste concreto;
- na idade de 300 dias a diferença entre as camadas 1 e 3 no volume total intrudido tendeu a ser próximo entre os níveis de resistência de 70 e 25MPa no concreto de referência e entre 65 e 30MPa no concreto EV;
- divergência do volume total intrudido entre as camadas do concreto EVC aos 91 e 300 dias quando a resistência diminuiu do nível de resistência de 60-65MPa para o nível de 40-45MPa, mostrando-se com isto que para 60MPa as diferenças entre o volume total intrudido entre a camada mais externa e a mais interna é menor, sendo possivelmente explicada pela maior eficiência da cal em relações a/ag menores e pela maior influência da camada 1 pelo ambiente e pelo efeito parede em resistências mais baixas.

3.2.2. Distribuição dos Poros

Nos gráficos da figura 3.12 apresentam-se os resultados das distribuições dos poros para os concretos nas idades de 91 e 300 dias.

Da avaliação dos resultados do concreto de referência tem-se que com o aumento da relação a/ag de 0.4 para 0.80 a porcentagem de macroporos apresentou valores próximos e os microporos tiveram tendência de decréscimo, sendo estes mais acentuados nas camadas 1 e 2. Observou-se também decréscimo na porcentagem de microporos ($\Phi < 10\text{nm}$) e acréscimo de macroporos ($\Phi > 50\text{nm}$) ao aumentar a profundidade da camada de cobertura devido ao maior contato com umidade da camada mais externa, pronunciando-se mais esta tendência na idade de 91 dias. Nesta idade, ao ser aumentada a profundidade da camada 1 para 3 ocorreram, respectivamente para os concretos R4 e R8, decréscimos de microporos em 42 e 20% e incrementos nos macroporos em 49 e 46%. Com o avanço da idade

de ensaio destacou-se: na camada 1 a transformação dos mesoporos em microporos sendo aproximadamente 30% para o concreto R4 e 48% para o concreto R8 e na camada 3 a passagem de macroporos para mesoporos em porcentagem da ordem de 40% para R4 e 50% para R6.

Analisando o concreto EV para o aumento da relação a/ag de 0.3 para 0.50 na idade de 91 dias ocorreram acréscimos de microporos nas três camadas e decréscimos nos macroporos nas camadas 1 e 2. Este fato parece ser contraditório pois o teor de macroporos deveria aumentar e o de microporos diminuir com o acréscimo da relação a/ag, contudo como pode ter ocorrido perda de água devido à exposição ao ambiente teve-se que nas relações a/ag menores a perda desta tornou-se mais significativa no refinamento dos poros. Esses decréscimos da porcentagem de macroporos e acréscimos dos microporos foram, na média das camadas C1 e C2, em 45 e 10% respectivamente. Na idade de 300 dias, com o aumento da a/ag de 0.30 para 0.50, o comportamento de acréscimo dos macroporos nas camadas 1 e 2 foi oposto à idade de 91 dias, sendo em 39% na média destas camadas. Essas diferenças de comportamento entre as idades demonstrou que em idades mais avançadas possíveis ganhos de umidade provocaram maior refinamento dos macroporos no EV3 que em EV5.

Ainda sobre os resultados do concreto EV tem-se acréscimo da porcentagem de microporos e decréscimo a porcentagem de macroporos quando a profundidade da camada aumentou de C1 para C3. Esses valores foram de 26 e 32% de acréscimo de microporos e, 56 e 13% de redução dos macroporos respectivamente para os concretos EV3 e EV5 aos 91 dias. Análise idêntica para a idade de 300 dias correspondeu a incrementos de 34 e 32% nos poros menores que 10nm e decréscimo de 5 e 50% nos poros com diâmetro maior que 50nm. Entre as idades de 91 e 300 dias, respectivamente para as camadas 1 e 3, foram verificados acréscimos nos microporos em 5 e 13% para a mistura EV3 e valor de 6% para EV5. Com relação aos macroporos não se observou tendência oposta de comportamento de EV3 e EV5, sendo de decréscimo para EV3 e acréscimo para EV5.

Analisando o concreto EVC para o aumento da a/ag de 0.30 para 0.50 observou-se que nas camadas 1 e 3 as porcentagens de macroporos e microporos sofreram pequenas variações em ambas idades de ensaio.

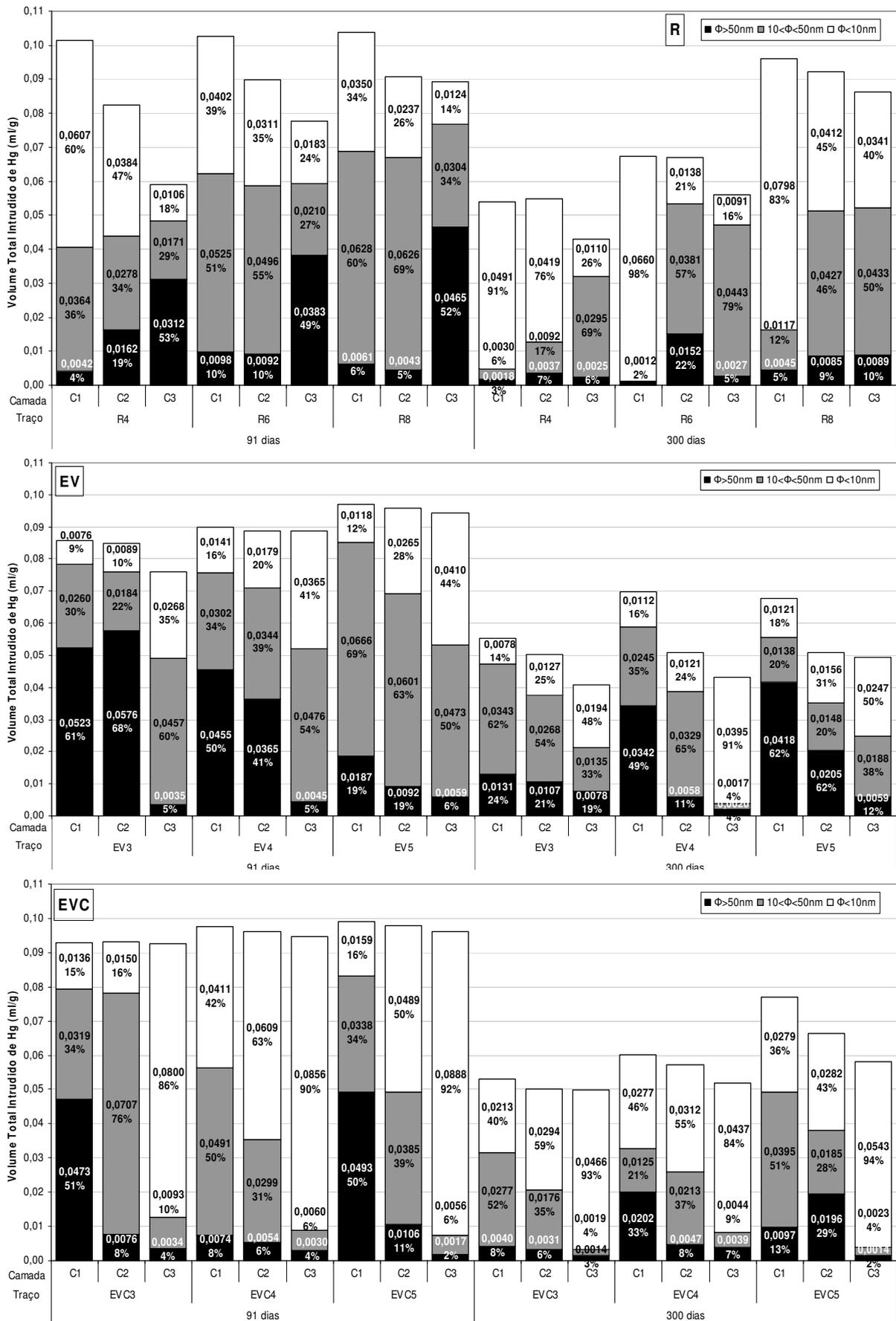


Figura 3.12 – Distribuição dos poros, 91 e 300 dias, concretos R, EV e EVC.

O aumento da profundidade da camada 1 para 3 resultou no mesmo comportamento do concreto EV, ou seja, maior porcentagem de microporos na camada mais interna e macroporos na camada mais externa do protótipo. Aos 91 dias a camada 3 do concreto EVC3 apresentou teor de microporos 71% maior e teor de macroporos 47% menor em relação a camada 1, sendo para a idade de 300 dias esses teores em 53% para os microporos e 5% para os macroporos. No concreto EVC5, respectivamente aos 91 e 300 dias, verificaram-se acréscimo de 76 e 58% nos microporos e decréscimos de 48 e 11% nos macroporos. Esses comportamentos demonstram a maior influência sofrida da camada mais externa destes concretos pela exposição ao ambiente e pelo efeito parede das fôrmas.

A tendência dos micro e macroporos com o avanço da idade foram de acréscimo e decréscimo respectivamente. Para o concreto EVC3 esse acréscimo de microporos foi de 16% e para o concreto EVC5 11%, na média das camadas 1 e 3. Com relação aos poros maiores que 50nm os decréscimos máximos observados foram na camada 1 em 43% para EVC3 e 37% para EVC5.

Da análise da influência do tipo de concreto na distribuição dos poros em igualdade de relação a/ag 0.40 conclui-se aos 91 dias que:

- na camada mais externa (C1) o concreto R apresentou-se mais eficiente no refinamento dos poros pois obteve teor de microporos (60%) maior que os concretos EVC (42%) e EV (16%), e teor de macroporos (4%) menor que EVC (8%) e EV (50%);
- na camada mais interna (C3) o refinamento dos poros ocorreu nos concretos com adições minerais, sendo a porcentagem dos microporos do concreto EVC (90%) maior que os concretos EV (41%) e R (18%), e a porcentagem dos macroporos ($\cong 5\%$) menor que o concreto R (53%).

Na idade de 300 dias a análise em igualdade de relação a/ag obteve a mesma situação anterior, ou seja, na camada 1 o concreto R4 resultou em maior quantidade de microporos e menor quantidade de macroporos, ocorrendo este fato para os concretos com adições na camada 3. Outras conclusões obtidas desta igualdade em a/ag são:

- na camada mais externa os concretos com adições apresentaram estrutura dos poros menos refinada devido à provável perda de parte da água de

hidratação antes que as reações ocorressem pois estas foram mais lentas pelo fato do elevado teor de adições;

- na camada mais interna, a qual tem menor influência do ambiente e conseqüentemente maior disponibilidade de umidade, os concretos com adições mostraram-se mais eficientes no refinamento do poros devido ao menor tamanho dos produtos hidratados e pelo consumo de hidróxido de cálcio formando C-S-H secundário;
- a adição de cal promoveu acréscimos nas porcentagens de microporos, o que pode ser resultado da ativação da escória, da maior disponibilidade de CH para as reações pozolânicas formando C-S-H secundário e pelo efeito fíler devido ao tamanho de suas partículas (dimensão média próxima de $7\mu\text{m}$).

Para a análise em igualdade de resistência não foi utilizada regressão estatística como na análise do volume total intrudido, mas sim, associou-se a relação a/ag de cada mistura na resistência desejada (50MPa aos 91 dias) com o tamanho de poros correspondente. Conforme tabela 3.7 (pág. 76) as relações a/ag necessárias para esta resistência foram 0.50, 0.33 e 0.393 respectivamente para os concretos R, EV e EVC. Consideraram-se estas relações a/ag necessárias para EV e EVC próximas das relações estudadas nos traços EV3 (0.302) e EVC4 (0.402), sendo, portanto as interpolações realizadas apenas para obtenção dos valores correspondentes a R5. Então, a análise em nível de resistência de 50MPa conforme figura 3.13, foi realizada entre os concretos R5 ($f_c=51.2\text{MPa}$), EV3 ($f_c=51.6\text{MPa}$) e EVC4 ($f_c=48.0\text{MPa}$), resultando em desvio máximo relativo de 7%. Entretanto, como a soma do volume desses poros deve ser igual ao volume total intrudido de mercúrio encontrado para resistência de 50MPa, as pequenas diferenças (máxima de 4%) ocorridas em R5 pela interpolação foram divididas entre as três faixas de poros para a correção desses valores.

A avaliação dos resultados da figura 3.13 mostrou que na camada 1 o concreto de referência e com adição de cal apresentaram estrutura de poros mais refinada que o concreto EV sendo, 50% de microporos e 8% de macroporos para R e para EVC 42 e 8% destes poros respectivamente. Esse comportamento explica-se pela menor velocidade das reações de hidratação da escória na mistura EV, ocorrendo perda de parte da água antes da hidratação das partículas anidras. Nos concretos R e EVC foi menor a influência do ambiente devido, respectivamente, a maior

quantidade de cimento e a utilização de cal hidratada que além de ativar a escória, colabora com o efeito fíler de suas pequenas partículas, fornece CH para as reações pozolânicas da cinza volante e também retém água, a qual é posteriormente liberada para a hidratação.

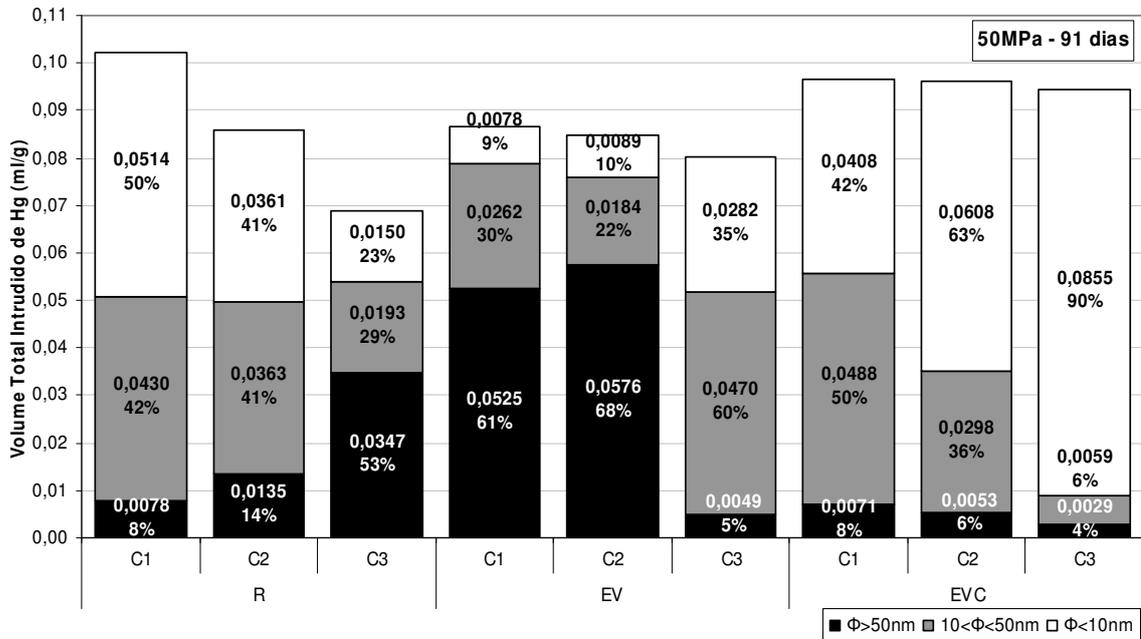


Figura 3.13 – Distribuição dos poros para $f_c=50\text{MPa}$ aos 91 dias.

Na camada 3 destacaram-se as misturas com adições minerais, sendo o concreto EVC pelo teor de 90% de microporos e 4% de macroporos e EV pela baixa porcentagem de macroporos (5%). A estrutura de poros mais aberta no concreto R pode estar atribuída ao consumo da água disponível nesta camada e a não reposição desta para a continuidade das reações.

3.2.3. Diâmetro Crítico

Os valores dos diâmetros críticos foram retirados das curvas *diâmetro dos poros x volume cumulativo de mercúrio* através do ponto de interseção das duas retas tangentes (Anexo B). Na figura 3.14 mostram-se os resultados em ambas as idades.

Com o aumento da relação a/ag , exceto para o concreto EV na idade de 91 dias, o diâmetro crítico apresentou tendência de acréscimo ou manteve-se aproximadamente constante.

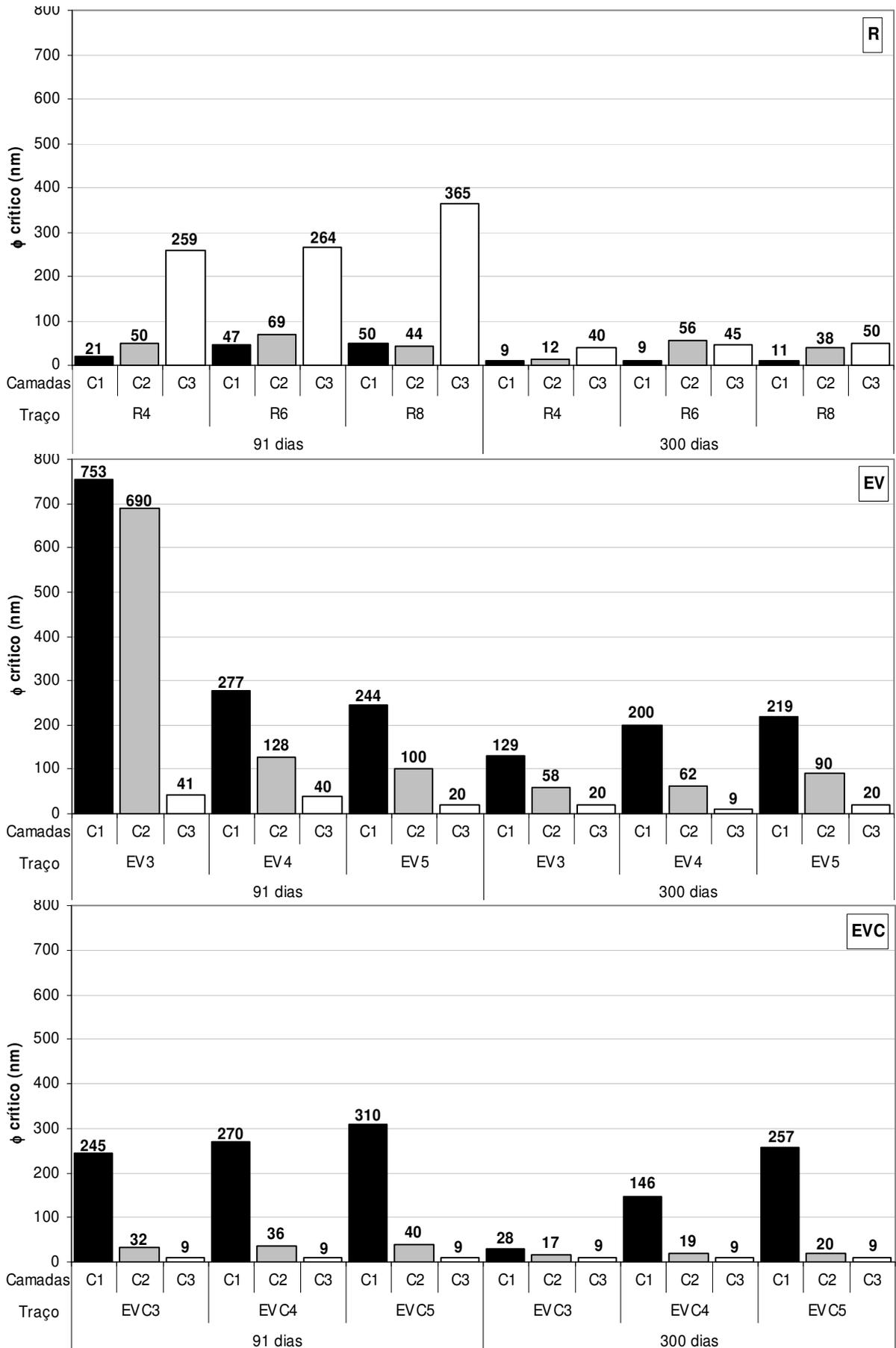


Figura 3.14 – Diâmetro crítico, 91 e 300 dias, respectivamente concretos R, EV e EVC.

Quando a relação a/ag do concreto de referência aumentou de 0.40 para 0.80 o diâmetro crítico passou de 21 para 50nm e de 259 para 365nm, respectivamente para as camadas 1 e 3 aos 91 dias. Na idade de 300 dias a camada 1 manteve-se praticamente constante e a C3 apresentou incremento de 40 para 50nm. Para o concreto EVC os acréscimos do diâmetro crítico, quando a a/ag aumentou de 0.30 para 0.50, foram mais significativos para a camada mais externa, aumentando de 245 para 310nm e de 28 para 257nm, respectivamente nas idades de 91 e 300 dias. Na idade de 300 dias do concreto EV esses valores aumentaram de 129 para 219nm na camada 1 e de 58 para 90nm na camada 2.

Esse comportamento de acréscimo do diâmetro crítico com o aumento da relação a/ag explica-se pelo fato de que a maior relação a/ag resultou em maior quantidade de poros e/ou poros com dimensões maiores, acarretando com maior facilidade a sua interconectividade. Já a tendência oposta do concreto EV a este comportamento na idade de 91 dias, mais pronunciada nas camadas 1 e 2, pode estar atribuída ao decréscimo no teor de macroporos destas camadas para o aumento da relação a/ag .

Com o avanço da idade houve decréscimo no diâmetro crítico, devido ao progresso das reações de hidratação que densificam a estrutura de poros. No concreto de referência esta variação foi maior na camada mais interna (C3), diminuindo o diâmetro crítico de 259nm para 40nm em R4 e 365nm para 50nm em R8. Para EV os maiores decréscimos foram: de 756nm para 129nm na camada 1 do concreto EV3 e de 277nm para 200nm em EV4-C1. O concreto EVC obteve maior decréscimo na camada 1, diminuindo de 245nm para 28nm no concreto EVC3 e de 310nm para 257nm no EVC5.

O aumento da profundidade da camada 1 para a camada 3 originou duas tendências: acréscimo do diâmetro crítico nos concretos de referência e decréscimos nos concretos com adições. A explicação pode estar vinculada à porcentagem de macroporos destes concretos, pois a tendência destes para o concreto de referência foi de acréscimo e nos concretos com adições de decréscimos, o que corrobora para influência dos macroporos no diâmetro crítico.

A análise em igualdade de a/ag na relação 0.40 para a idade de 91 dias mostrou que na camada 1 o concreto R obteve menor diâmetro crítico (21nm) devido ao maior refinamento de seus poros (60% microporos), sendo os concretos EV(16% microporos) e EVC(42% microporos) considerados iguais e com diâmetro crítico

aproximado de 270nm. Entretanto na camada 3 dos concretos com adições observou-se valores menores que o concreto de referência: EVC obteve diâmetro crítico de 9nm, EV com 40nm e 259nm para R. Esses resultados também podem ser creditados ao maior refinamento dos poros, pois as porcentagens de microporos foram de 90% para EVC, 41% para EV e 18% para R.

Na idade de 300 dias tanto as tendências como as possíveis respostas foram iguais aos 91 dias.

3.3. Água Quimicamente Combinada

Sobre as formas na qual a água está presente na pasta dos concretos, MEHTA e MONTEIRO (1994) adotam a seguinte classificação:

- água capilar – presente em vazios maiores do que 5nm e pode ser considerada como a água que está livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida;
- água adsorvida – fisicamente ligada à superfície dos sólidos por força de atração molecular;
- água interlamelar – associada à estrutura do C-S-H e se constitui como uma camada monomolecular fortemente ligada às lamelas por pontes de hidrogênio e que preenchem vazios de aproximadamente 1 a 4nm;
- *água quimicamente combinada* – parte integrante dos produtos hidratados.

POWERS, apud NEVILLE (1997), mostrou que a hidratação é bastante reduzida quando a umidade relativa no interior dos poros capilares chega a valores abaixo de 80%. Se a umidade relativa do ar ambiente é pelo menos igual a esse valor, haverá uma pequena movimentação da água entre o concreto e o ar ambiente. Deve-se acrescentar que o concreto mais afastado da superfície exposta, isto é, em maior profundidade, é menos sujeito aos deslocamentos de umidade, que somente atinge a parte externa, tipicamente até 30mm da superfície, mas chegando até 50mm. Em concreto armado/protendido, essa profundidade representa sempre, ou quase sempre, a espessura do cobrimento.

Dos ensaios de PARROT apud NEVILLE (1997), tem-se uma indicação da profundidade da região externa influenciada pela cura. Observando concreto com relação a/c 0.59, conservado a 20°C e umidade relativa 60%, o autor obteve os

seguintes períodos para que a umidade no interior do concreto diminuísse para 90%: 12 dias na profundidade de 12.5mm, 45 dias até 15.5mm, 172 dias até 33.5mm.

Segundo estudos de POWERS e BROWNYARD (1947) apud OLIVEIRA (2000), a pasta endurecida tende a entrar em equilíbrio com a umidade do ambiente. Quando é exposta ao vapor de água à temperatura ambiente, ganha umidade até que seja estabelecido o equilíbrio entre a quantidade de água livre no interior da pasta e o vapor de água no ambiente. Como esse equilíbrio depende da porosidade do sólido, para mesma pressão de vapor local, o teor de água evaporável depende da porosidade da pasta. A figura 3.15 exibe a curva que relaciona a umidade relativa e o valor do raio do poro abaixo do qual existe condensação capilar. A análise desta figura mostra que, em ambiente de cura padronizada, com umidade relativa em torno de 95%, todos os poros com diâmetro igual ou inferior a 60nm estão saturados.

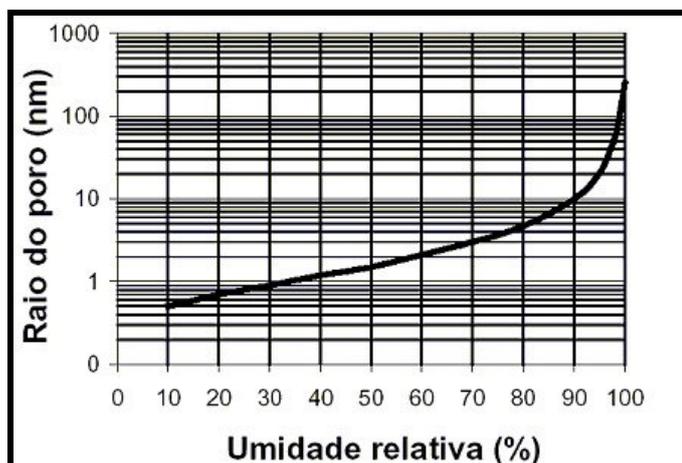


Figura 3.15 – Relação entre a umidade relativa e o raio de poros abaixo dos quais ocorre condensação capilar, a 25°C (Powers, 1946 apud OLIVEIRA, 2000).

Para OLIVEIRA (2000), é importante ressaltar que a umidade relativa varia com a pressão parcial de vapor de água pura. Para uma solução de sais como a água dos poros, a pressão parcial de vapor diminui e, portanto, a umidade relativa também diminui. Assim, a umidade relativa na pasta é sempre inferior à do ambiente e a condensação de vapor de água se dá, provavelmente, em poros menores do que os indicados na figura, para cada faixa de umidade.

De acordo com SATO (1998) apud CASTRO (2003), os concretos com estruturas de poros mais refinadas (maior proporção de poros menores) retêm maior quantidade de água que os concretos com maior proporção de poros maiores. Por outro lado, sabe-se que os concretos de microestrutura menos compacta, com maior porosidade aberta ao meio, possuem maior facilidade de entrada e saída de água.

Portanto, as características microestruturais do concreto (intrínsecas a cada tipo de concreto) resultam em comportamentos complexos, sendo que concretos sob uma mesma condição de umidade ambiente podem desenvolver umidades internas diferentes e, dependendo do grau de refinamento de suas microestruturas, pode ocorrer ou não a saturação dos poros.

YUASA et al. (1999) estudaram a distribuição de umidade na camada de cobrimento de concreto de cimento Portland ($\gamma_c=3.16\text{g/cm}^3$) e mantendo as amostras em sala climatizada à 20°C e 60% de umidade relativa, obtendo:

- o decréscimo de umidade iniciou no paramento externo do concreto estendendo-se até 50mm de profundidade na idade de 28 dias;
- a água combinada junto à superfície foi menor do que a do interior, tornando-se mais significativa este decréscimo para as relações a/ag menores;

Outro fator relevante é que a capacidade de retenção de água das argamassas está relacionada com a quantidade de cal hidratada presente na pasta. Com a adição de cal hidratada ao concreto, obtém-se, portanto, uma maior retenção de água por parte da pasta, criando assim uma reserva interna de umidade no concreto, umidade esta que fica disponível para a hidratação da mistura. Essa teoria foi comprovada pelos estudos de HEIKAL et al (2000), no qual observou aumento da água combinada com o aumento do teor de adição de cal.

ISAIA (1995) observou aumento da água combinada com o acréscimo da relação a/ag, comportamento semelhante ao obtido por CHEN-YI e FELDMAN (1985) e explicado pela maior disponibilidade de espaço para formação dos produtos hidratados. A figura 3.16 representa esta disponibilidade de espaço para duas pastas frescas tendo relações a/ag 0.65 e 0.25, sendo que neste esquema a relação da superfície da água para aquela do cimento é igual à relação a/ag em massa.

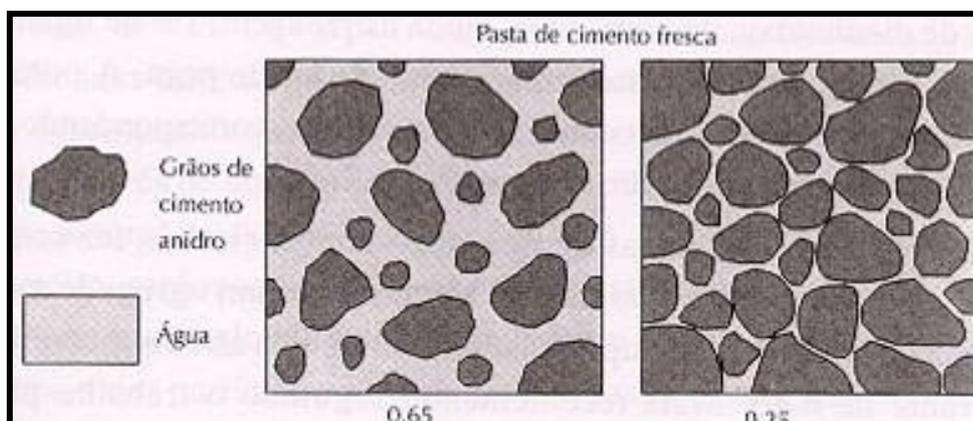


Figura 3.16 – Representação esquemática da pasta de cimento fresca (AITCIN, 2000).

3.3.1. Resultados do ensaio

Nos gráficos da figura 3.17 mostram-se os resultados, em porcentagem, do ensaio de água combinada, calculados conforme prescrito no item 2.5.3.

Nas três camadas e ambas as idades de ensaio a água combinada aumentou com o aumento da relação a/ag , devendo-se ao fato da existência de mais espaço para a formação dos produtos hidratados, o que foi confirmado pelo aumento do volume total intrudido de mercúrio. Para o concreto de referência, quando a relação a/ag aumentou de 0.40 para 0.80 os acréscimos na água combinada foram, respectivamente para as camadas 1 e 3, em 19 e 10% na idade de 91 dias e aos 300 dias em 11 e 13%. Nos concretos com adições o incremento de a/ag de 0.30 para 0.50 aos 91 dias resultou em acréscimos, respectivamente nas camadas 1 e 3, de 43 e 23% para o concreto EV e para o concreto EVC 19 e 7%. Na idade de 300 dias esses acréscimos foram de 13 e 15% para EV e para EVC 8 e 12%.

O aumento da profundidade da camada de cobrimento em relação à face do protótipo resultou em dois comportamentos distintos em relação à água combinada: decréscimo para o concreto de referência e acréscimo nos concretos com adições.

Para o concreto de referência a tendência explica-se pela maior quantidade de cimento desta mistura, pelo maior contato da camada mais externa com a possível umidade proveniente do ambiente ao longo do tempo e também pela maior disponibilidade de espaço para a formação dos produtos hidratados devido ao maior volume total intrudido de mercúrio nesta camada. Nos concretos com adições, mesmo com maior disponibilidade de espaço (maior volume total intrudido de mercúrio) para a formação dos produtos hidratados na camada mais externa e ficando mais em contato com a possível umidade proveniente do ambiente, não houve maior teor de água combinada devido à pequena quantidade de cimento, o que resultou na perda desta água ao longo do tempo antes que ocorressem as reações de hidratação devido a menor reatividade das adições. Contudo, esta camada funcionou como protetora para as camadas mais internas, impedindo que a água destas seja perdida prematuramente.

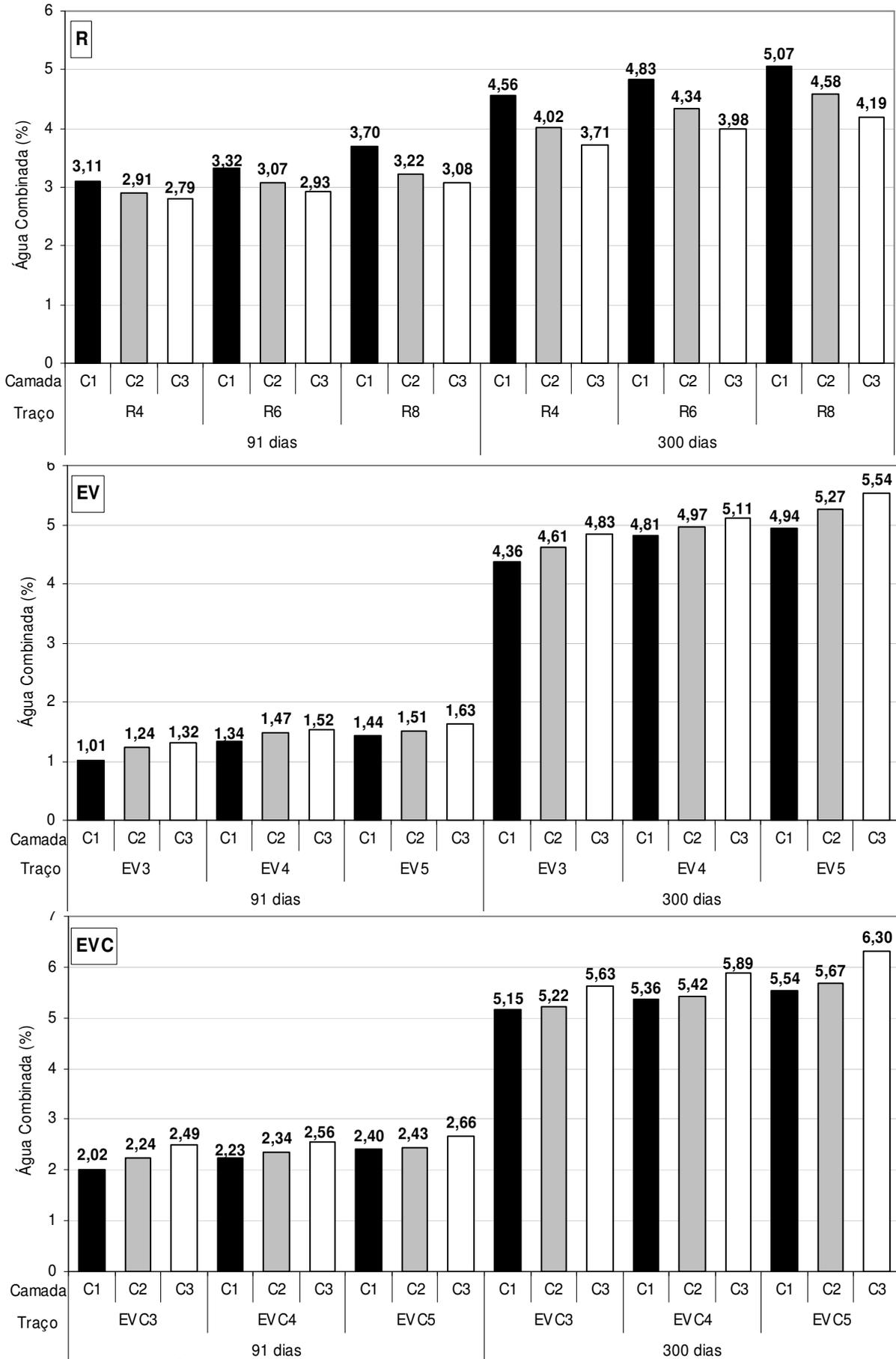


Figura 3.17 – Água Combinada aos 91 e 300 dias, respectivamente concreto R, EV e EVC.

Do acréscimo da profundidade de C1 para C3, na média das três relações a/ag estudadas, tem-se:

- para o concreto R, decréscimos na água combinada em 15 e 22% respectivamente na idades de 91 e 300 dias;
- no concreto EV acréscimos de 19% aos 91 dias e 10% na idade 300 dias;
- incrementos de 16 e 11%, respectivamente, aos 91 e 300 dias para o concreto EVC.

SILVEIRA (2004), em sua pesquisa sobre a camada de cobrimento, obteve na mistura com cal teores de água combinada crescentes com o aumento da profundidade e nas misturas sem cal decréscimos no teor de água combinada ao aumentar-se a profundidade de estudo, ressaltando-se que as misturas sem cal eram os traços de referência e com 50% de substituição por cinza volante.

Com o avanço da idade de 91 para 300 dias a água combinada aumentou, o que já era esperado devido ao progresso das reações de hidratação. Esses acréscimos, na média dos valores das três camadas, foram:

- próximo de 38% para os concretos R4 e R8;
- 290 e 244% respectivamente para EV3 e EV5;
- em torno de 135% para as misturas EVC3 e EVC5.

Sobre a análise da água combinada em igualdade de a/ag realizada para o fator 0.40 tem-se que o concreto de referência obteve teor maior de água combinada que os concretos com adições na idade de 91 dias e menor aos 300 dias, confirmando que as reações de hidratação da escória são mais lentas que as do cimento Portland e que as adições de cinza volante e cal colaboram com a formação adicional de C-S-H secundário. Na idade de 91 dias, respectivamente nas camadas 1 e 3, o concreto de referência foi 132 e 84% maior que o concreto EV e em relação ao EVC 39 e 9%. Para a idade de 300 dias o concreto EVC superou, respectivamente os concretos R e EV, em 17 e 11% para a camada 1 e na camada 3 em 58 e 15%, explicitando o efeito benéfico da cal em três pontos: na ativação da escória, maior disponibilidade de CH para as reações pozolânicas e reserva de umidade para período de hidratação prolongado.

Para a análise em igualdade de resistência em 50MPa, figura 3.18, os valores foram encontrados através da correlação entre a água combinada e a resistência à compressão. As equações que melhor se ajustaram aos resultados foram lineares

para os concretos R e EV e na forma de potência para EVC, com coeficiente de determinação maior que 78%, excetuando-se para EV-C2 aos 91 dias com valor de 71% (tabela A.3.9).

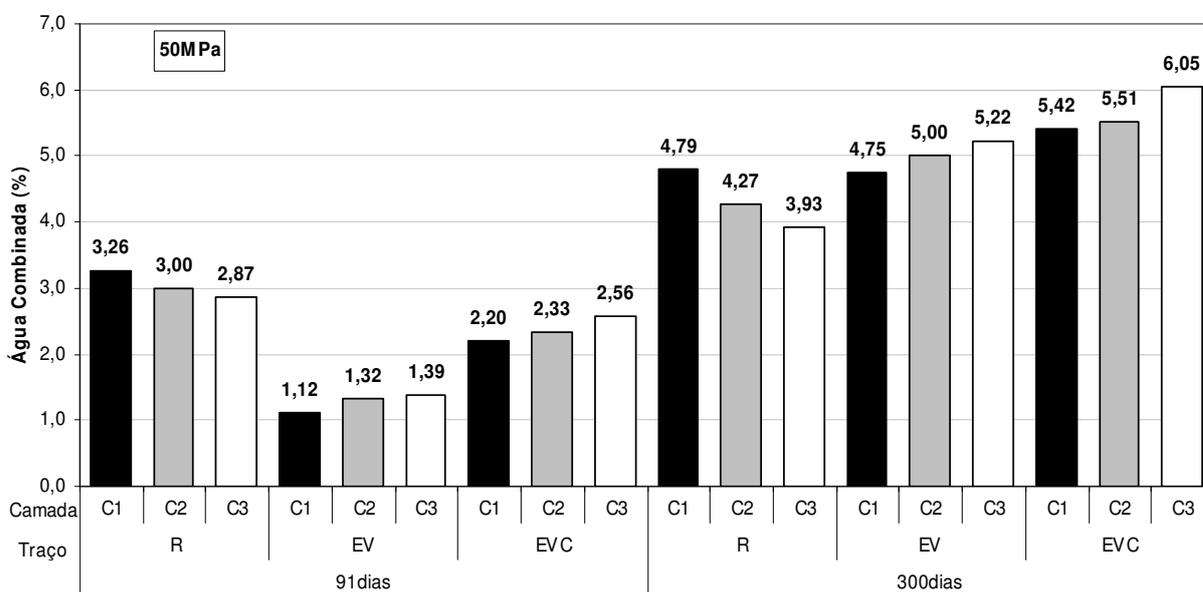


Figura 3.18 – Água Combinada para $f_c=50\text{MPa}$ aos 91 e 300 dias.

A avaliação dos resultados de 91 dias mostrou que o concreto de referência obteve maior teor de água combinada que os concretos com adições para atingir a resistência de 50MPa, sendo na média das três camadas, 137% maior que EV e 29% em relação a EVC. Com isso pode-se concluir que até a idade de 91 dias a resistência dos concretos EV e EVC é obtida através do efeito físico, ou seja, pela força de atração entre as partículas, pois as reações de hidratação da escória e pozolânicas da cinza volante são mais lentas. Entretanto, para atingir a resistência de 50MPa aos 300 dias, os concretos com adições obtiveram maior porcentagem de água combinada, ou seja, a influência do efeito químico tornou-se maior devido ao decréscimo da influência do efeito físico.

3.3.2. Água Combinada x Volume Total Intrudido

A relação entre a água combinada e o volume total intrudido de mercúrio é mostrada nos gráficos da figura 3.19. Os três pontos que formam a curva são resultados das três relações a/ag estudadas.

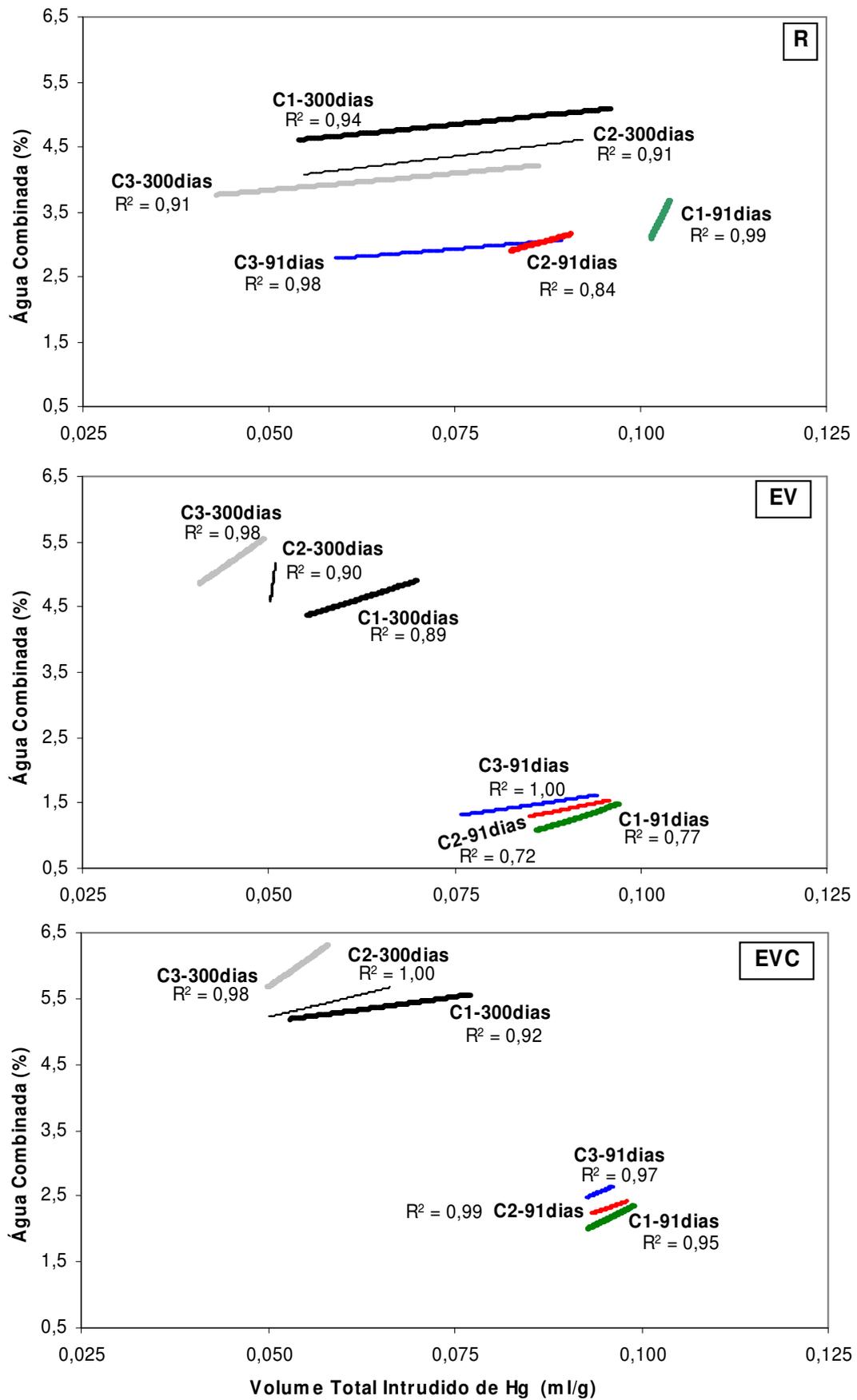


Figura 3.19 – Água combinada x volume total intrudido, respectivamente concretos R, EV e EVC.

A correlação obtida teve forma exponencial, conforme a equação 3.3, sendo os coeficientes de correlação entre 84 e 99% para o concreto R, entre 72 e 100% para EV e entre 92 e 100% para EVC.

$$a = K \cdot e^{(Z \cdot VTI)} \quad (3.3)$$

onde: “a” é a água combinada (%), “K” e “Z” são constantes empíricas e “VTI” é o volume total intrudido de mercúrio em ml/g.

Aos 91 dias notou-se maior diferença no comportamento das camadas para o concreto R. À medida que a profundidade da camada aumentou a inclinação da curva diminuiu, ou seja, para pequeno acréscimo no volume total intrudido de mercúrio houve aumento significativo na água combinada para a camada mais externa (C1). Esta tendência deve-se ao fato de que por estar diretamente em contato com o ambiente ocorre a maior disponibilidade de umidade. Este comportamento não foi notado nos concretos com adições, ou seja, aos 91 dias não houve acréscimo significativo da água combinada com pequeno acréscimo do volume total intrudido devido à menor quantidade de cimento destas misturas.

Para a idade de 300 dias as inclinações das camadas são similares e com menor inclinação no concreto de referência, pois nesta idade a maioria das reações de hidratação já aconteceu, conseqüentemente para aumento significativo do volume total intrudido têm-se pequenos incrementos no teor de água combinada. Entretanto a maior inclinação das curvas de C3 nos concretos com adições indica que o aumento no volume total desta camada resultará em maior água combinada que as camadas 1 e 2, pois esta camada mais interna perdeu menor quantidade de água pela menor influência sofrida do ambiente.

Também nota-se que a média dos coeficientes de correlação no concreto EV foi 88%, sendo que para EVC este valor subiu para 97%, demonstrando que a adição de cal favoreceu o aumento da água combinada com o aumento do volume total intrudido pela maior disponibilidade de CH na pasta para as reações pozolânicas e como ativador da escória.

3.4. Difração de Raios-X

Nas pastas de cimento Portland os principais produtos de hidratação são o C-S-H e o CH. Na análise destes produtos em seu trabalho verificou que os

difratogramas das pastas de escória ativadas com cal hidratada (5%) e com cimento Portland (10%) apresentaram também, na idade de 28 dias, os picos principais do C-S-H bem como os picos principais do CH com intensidades menores em relação à pasta de referência (100% CPV-ARI).

TEORENAU et al (1980)¹ relata que nas pastas com escória os produtos são semelhantes aos formados na hidratação do cimento Portland, sofrendo apenas influência da composição química da escória. Por exemplo, a menor relação C/S do C-S-H do cimento com escória quando comparada à do cimento Portland comum devida ao menor teor de óxido de cálcio na composição da escória. No entanto, o grau de cristalinidade do C-S-H não se altera com a relação C/S conforme afirma GLASSER et al (1987)¹.

MIRA *et al.* (2002), através da difração de raios-X e análise termogravimétrica, após interromper a hidratação aos 3, 28 e 90 dias, não identificaram novos produtos de reação nos exemplares que utilizaram cal hidratada quando comparados com os produtos da hidratação da mistura de referência. Estes ensaios apresentaram elevados conteúdos de hidróxido de cálcio nas pastas com adição de cal hidratada e altos teores de C-S-H foram observados nas pastas que possuíam a incorporação de materiais pozolânicos.

SEIDLER (1999) apud VIEIRA (2003) relatou em seu estudo sobre o efeito das adições pozolânicas no consumo de hidróxido de cálcio, que a intensidade dos picos de CH diminuiu quando aumentou o teor de pozolana, tanto para a relação a/ag 0.40 como para a relação 0.70.

FU et al (2002), entre outros ensaios em concretos com altos teores de adições, realizaram o ensaio de difração de raios-X, concluindo que ao passar da idade de 7 para 91 dias as intensidades dos picos de C-S-H aumentaram e os picos do CH diminuíram. Estes decréscimos dos picos de CH foram mais significantes à medida que o teor de adições aumentava.

HILL e SHARP (2001), investigando a composição química e microestrutura de misturas incorporando 75% de cinza volante, e 75% e 90% de escória granulada de alto forno concluíram através da difração de raios-X (3, 28, 90 e 180 dias) que:

- na mistura de referência (100% cimento Portland) os produtos cristalinos de hidratação esperados são claramente evidentes. Os picos de hidróxido de

¹ Apud OLIVEIRA (2000).

cálcio foram bem significativos depois de 3 dias e mantiveram-se assim ao longo do período de investigação;

- na mistura com 75% de cinza volante os picos de CH formaram-se inicialmente, porém com intensidade menor que o concreto de referência, e estes diminuíram à medida que aumentou a idade até desaparecerem (entre 90 e 180 dias);
- nas misturas com 75 e 90% de escória os difratogramas foram similares, como era esperado. Na mistura com 75%, pequenos picos de hidróxido de cálcio formaram-se depois de 3 dias e subseqüentemente diminuíram até 90 dias, idade na qual nenhum pico de CH foi evidenciado. Na mistura com 90%, formou-se picos de pequena intensidade depois de 7 dias, os quais tiveram acréscimo desta intensidade até 28 dias. Porém não houve nenhuma evidência destes aos 90 dias, e essa ausência foi confirmada aos 180 dias.

Os resultados destas análises comparativas entre os concretos, através das intensidades de pico do C-S-H e CH, estão de acordo com a conclusão de SARKAR et al (1999) sobre a escória: “A hidratação da escória granulada de alto forno produz maior quantidade de C-S-H e menor quantidade de CH do que o concreto convencional, resultando em significativa densificação da microestrutura”.

Para a presente pesquisa, cabe salientar que o objetivo do ensaio de difração de raios-X é colaborar na análise do comportamento da microestrutura da camada de revestimento, sendo esta para tanto realizada somente através das intensidades dos picos de C-S-H e CH comentadas no item 2.5.4, ressaltando que estes valores são relativos. Devido à dificuldade de apresentação das variações dos resultados na forma de difratogramas (Anexo C), foram construídos gráficos apenas com a intensidade destes picos, sendo mostrados esses resultados nas tabelas A.10 à A.13 em anexo. Sabe-se que as intensidades de pico são valores relativos, não sendo muito adequado somente a sua análise. Entretanto, fez-se deste modo com a finalidade de se obter maior embasamento no comportamento da microestrutura da camada de revestimento, poder realizar comparações e correlações desses resultados com os ensaios de resistência à compressão, teor de água combinada e volume total intrudido.

3.4.1. Influência da Relação a/ag e Idade

Mostra-se respectivamente nas figuras 3.20 e 3.21, o comportamento das intensidades do pico de C-S-H na distância interplanar de 0.304nm e do CH em 0.263 e 0.490nm, com a variação da relação a/ag nas idades de 91 e 300 dias.

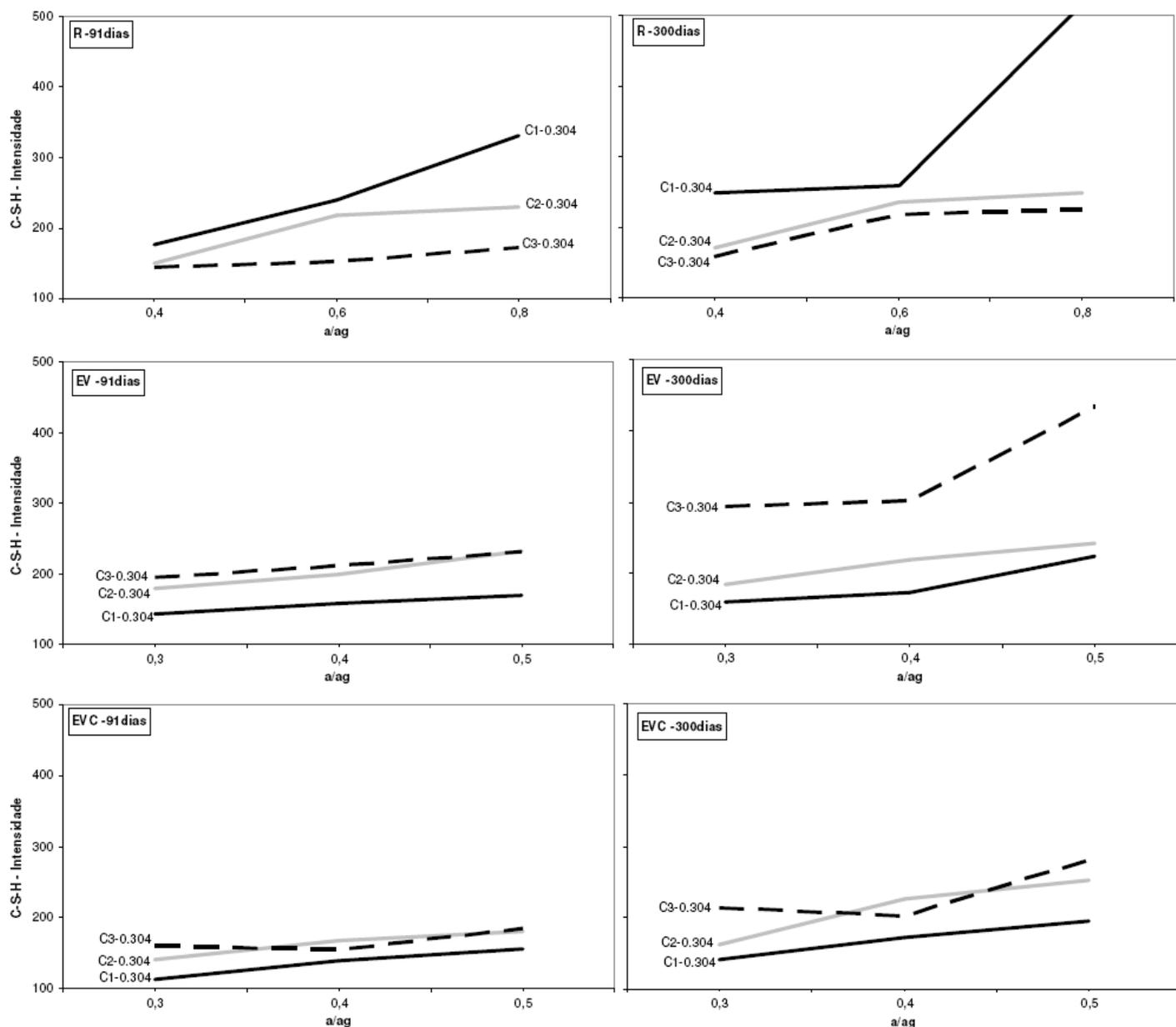


Figura 3.20 – Intensidade dos picos de C-S-H x relação a/ag, concretos R, EV e EVC.

Verificou-se com o acréscimo da relação a/ag que as intensidades do pico de silicato de cálcio hidratado aumentaram nos três concretos. Esse comportamento deve-se a maior disponibilidade de espaço para a formação dos produtos hidratados nos concretos com maior relação a/ag.

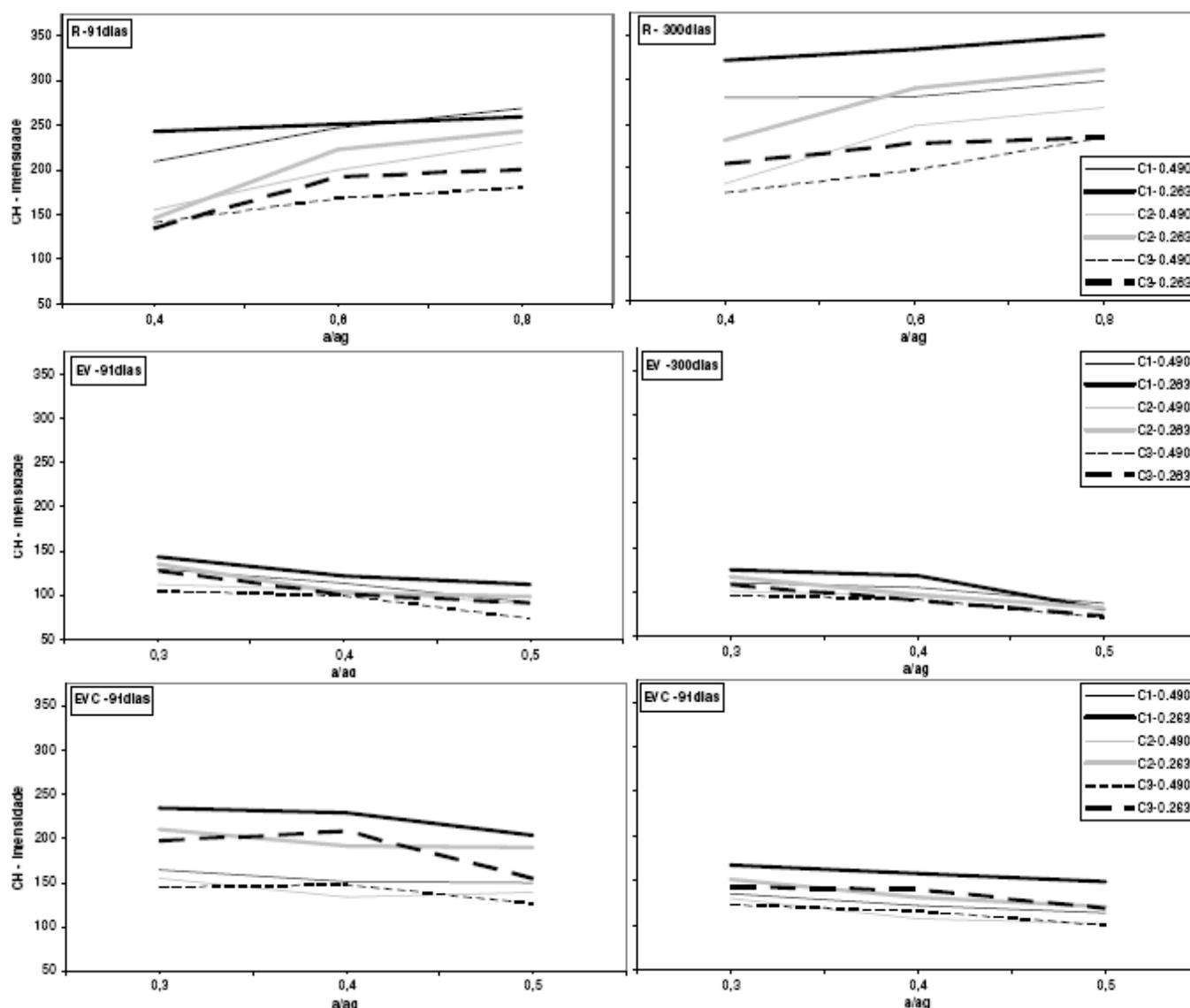


Figura 3.21 – Intensidade dos picos de CH x relação a/ag, respectivamente concretos R, EV e EVC.

As intensidades dos picos de hidróxido de cálcio aumentaram para o concreto de referência e diminuíram nos concretos com adições minerais. Essa tendência oposta retratou a natureza das reações pois enquanto no concreto de referência o CH é formado pela hidratação do cimento, nos concretos com adições foi consumido pelas reações pozolânicas para a formação de C-S-H secundário.

Entre as idades de ensaio de 91 e 300 dias houve acréscimos nas intensidades de pico do CH para o concreto R devido à continuidade da hidratação e decréscimos nos concretos EV e EVC pela continuidade das reações pozolânicas. A intensidade de pico do C-S-H aumentou em todos os concretos sendo também esse comportamento explicado pelo progresso das reações de hidratação e pozolânicas.

3.4.2. Influência da Profundidade da Camada

Ilustra-se nas figuras 3.22 e 3.23 as intensidades dos picos de silicato de cálcio hidratado e hidróxido de cálcio em relação às profundidades das camadas em estudo nas idades de 91 e 300 dias.

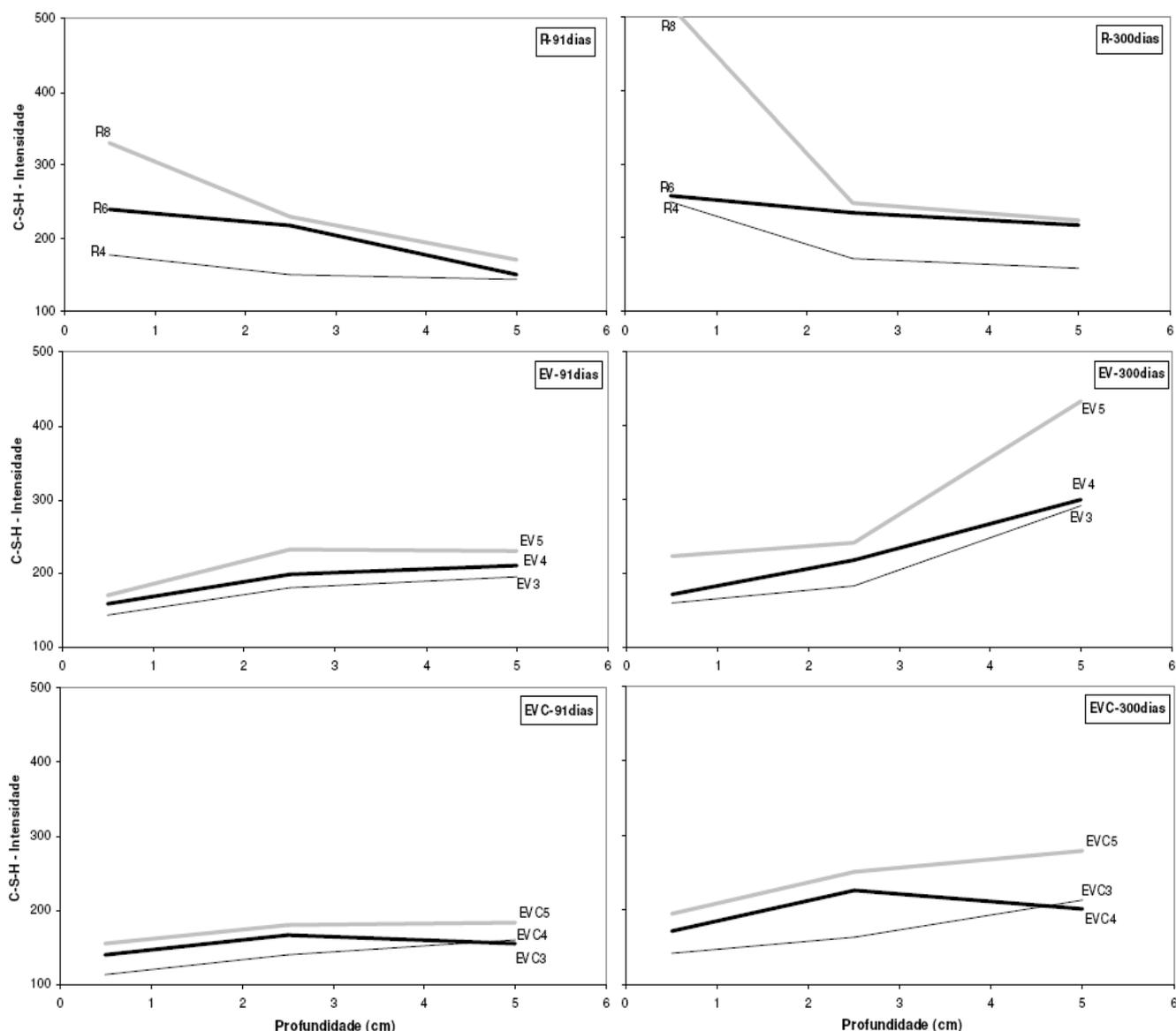


Figura 3.22 – Intensidade dos picos de C-S-H em relação à profundidade das camadas.

No concreto de referência verificou-se que as intensidades dos picos de C-S-H e CH diminuíram à medida que a profundidade da camada de cobrimento aumentou em relação à face do protótipo. A ocorrência deste comportamento pode ser explicada pela maior quantidade de reações de hidratação que ocorrem na camada mais externa (C1) devido ao maior contato com a umidade proveniente do ambiente.

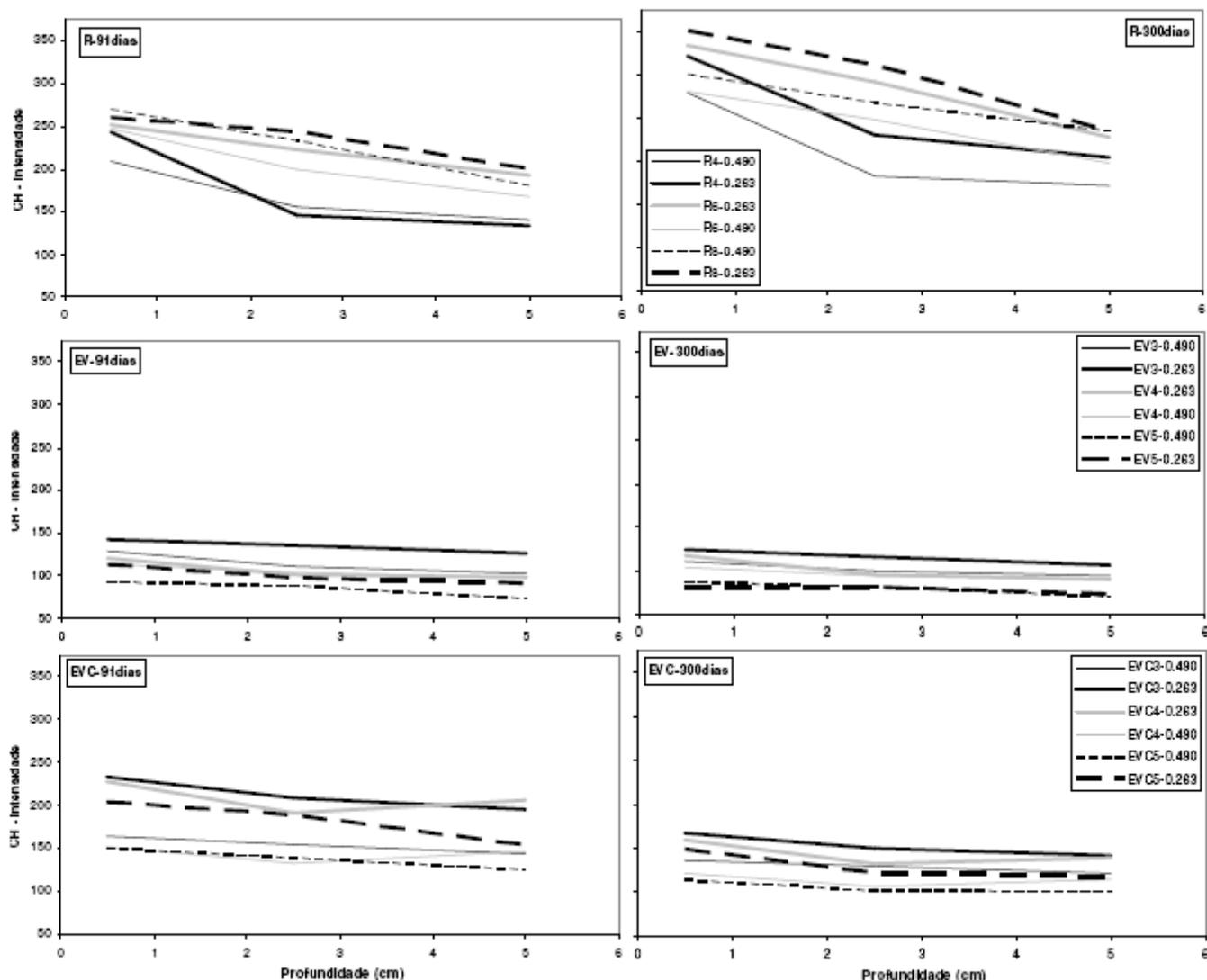


Figura 3.23 – Intensidade dos picos de CH em relação à profundidade das camadas.

Nos concretos com adições minerais o aumento da profundidade da camada de C1 (0-1cm) para C3 (4.5-5.5cm) resultou no acréscimo das intensidades dos picos de C-S-H e decréscimo para o CH. Esta tendência deve-se ao elevado teor de adições que tornam as reações de hidratação mais lentas e consequentemente sofrendo a camada mais externa, perda de parte da água pela exposição ao sol e vento, tendo como resultado final menor hidratação desta camada. As maiores intensidades de pico do silicato de cálcio hidratado e menores intensidades do hidróxido de cálcio nos concretos EV5 e EVC5 devem-se a maior disponibilidade de espaço para as reações de hidratação que formam C-S-H e pozolânicas que consomem o CH e formam C-S-H secundário.

As correlações entre a intensidade de pico do C-S-H e a intensidade de pico principal do CH ($d=0.263\text{nm}$) com resistência à compressão (figura 3.24) mostraram

que a equação linear melhor se ajustou aos dados. Para o C-S-H, exceto na camada 3 do concreto EVC em ambas idades e a camada 1 do concreto R aos 300 dias, os coeficientes de determinação r^2 foram superiores a 83%. Para o CH, os coeficientes r^2 , exceto para EVC-C3 e EV-C2 aos 91 dias, foram superiores a 80%.

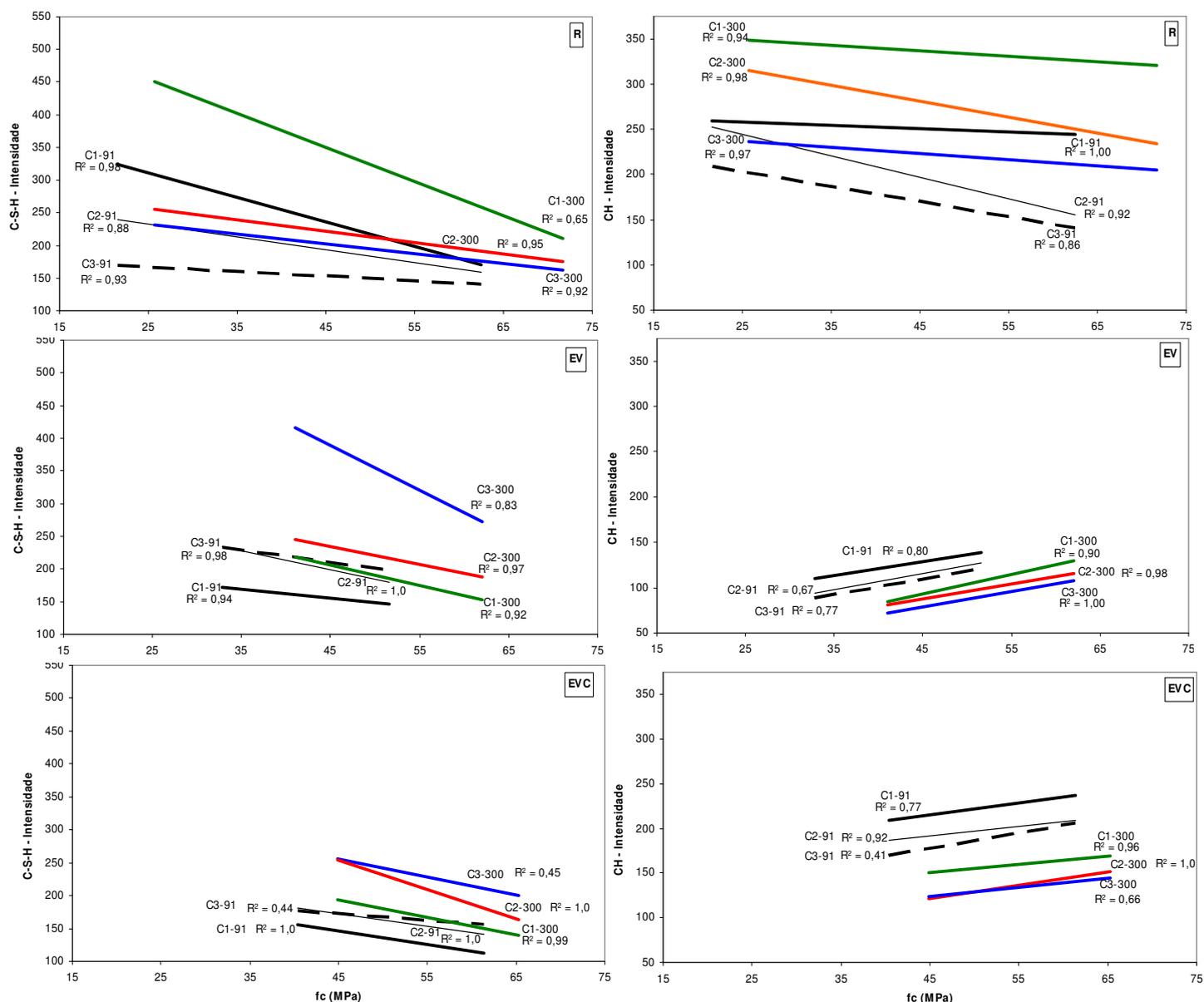


Figura 3.24 – Correlação entre intensidade de pico do C-S-H e CH com a resistência.

A menor quantidade de C-S-H para resistências mais altas é explicado pela necessidade de maior compactidade, acarretando menor disponibilidade de espaço para a formação dos produtos hidratados. Essa tendência confirma a idéia de AITCIN e NEVILLE (1993) apud ISAIA (1995), na qual a resistência depende mais do conteúdo total de vazios e das forças de ligação entre as partículas do que do grau de hidratação.

A tendência de decréscimo da intensidade de pico do CH no concreto de referência para resistências mais altas tem a mesma explicação mencionada anteriormente para o C-S-H. Já a tendência de acréscimo da intensidade deste para maiores resistências nos concretos com adições pode ser explicada pelo fato de que quanto maior a resistência menor será a relação a/ag necessária e consequentemente menor será a disponibilidade de espaço, o que acarreta menor quantidade das reações pozolânicas e assim maior quantidade de CH.

3.4.3. Difração de Raios-X x Volume Total Intrudido

As correlações entre as intensidades de pico do C-S-H e CH ($d=0.263\text{nm}$) com o volume total intrudido de mercúrio são mostradas respectivamente na figura 3.25.

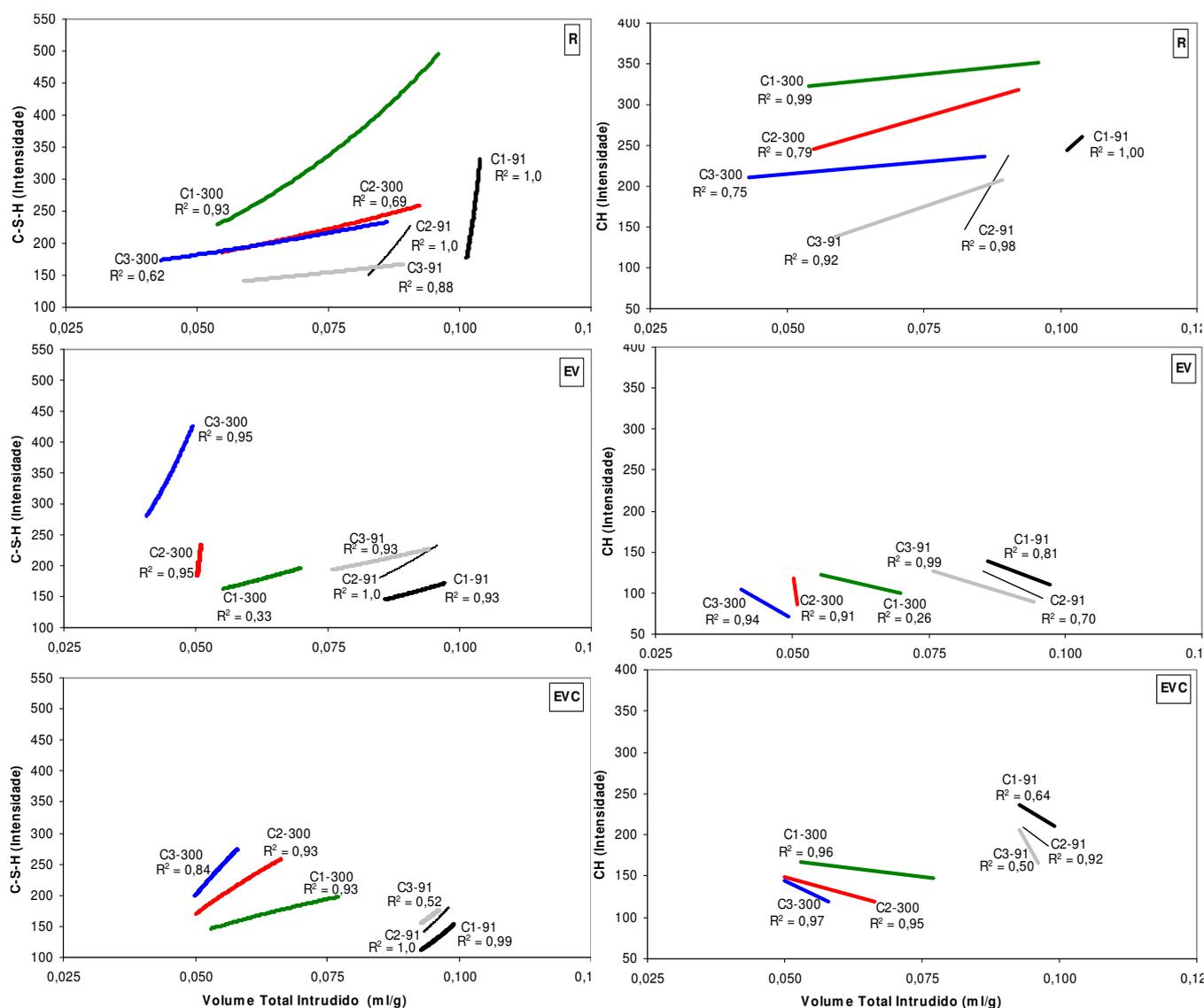


Figura 3.25 – Correlação entre as intensidades de pico do C-S-H e CH com o volume total intrudido.

Para o silicato de cálcio hidratado a equação exponencial obteve melhor ajuste aos resultados, sendo os coeficientes r^2 acima de 70%, excetuando-se EVC-C3 aos 91 dias e aos 300 dias R-C3 e EV-C1. Para o CH, a correlação foi na forma linear com coeficientes acima de 70%, exceto para as camadas 1 e 3 do concreto ECV aos 91 dias e para EV-C1 aos 300 dias.

Com o aumento do volume total intrudido notou-se a tendência de acréscimo das intensidades de pico do C-S-H e CH para o concreto de referência, tendo como possível explicação que o acréscimo da quantidade de vazios permite maior quantidade de reações de hidratação. Para os concretos com adições minerais a intensidade de pico do C-S-H aumentou e do CH diminuiu com o incremento do volume total intrudido demonstrando também que devido à disponibilidade de espaço ocorreram mais reações de hidratação e polozâmicas formando C-S-H e consumindo o CH.

Através da análise das inclinações das curvas do concreto R na figura 3.25, tem-se que na camada 1 as curvas tendem a serem mais verticais, ou seja, os picos de C-S-H crescem mais acentuadamente com os aumentos dos volumes totais intrudidos nesta camada do que nas camadas 2 e 3. A resposta para tal acontecimento é a melhor cura da camada mais externa, o que condiciona a maior formação de C-S-H. Nos concretos com adições, diferença maior na inclinação das curvas foi verificada apenas aos 300 dias, sendo as camadas 2 e 3 mais verticais que a camada 1. Esta tendência explicada-se pela hidratação mais lenta destas misturas, resultando na perda de água da camada mais externa pela maior exposição ao sol e vento, conseqüentemente formando menor quantidade de C-S-H.

3.4.4. Difração de Raios-X x Água Combinada

A figura 3.26 mostra respectivamente as correlações entre as intensidades de picos do C-S-H e CH com a água combinada, sob a forma de equação de potência e com coeficientes de determinação maiores que 70%, exceto para a intensidade de pico do C-S-H na idade de 300 da camada 1 do concreto EV e na intensidade de pico do CH na idade de 91 dias para EVC-C3 e na idade de 300 dias para EV-C1.

Verificou-se em todos os concretos e em ambas as idades de ensaio que a intensidade de pico do silicato de cálcio hidratado aumentou com o acréscimo de água combinada.

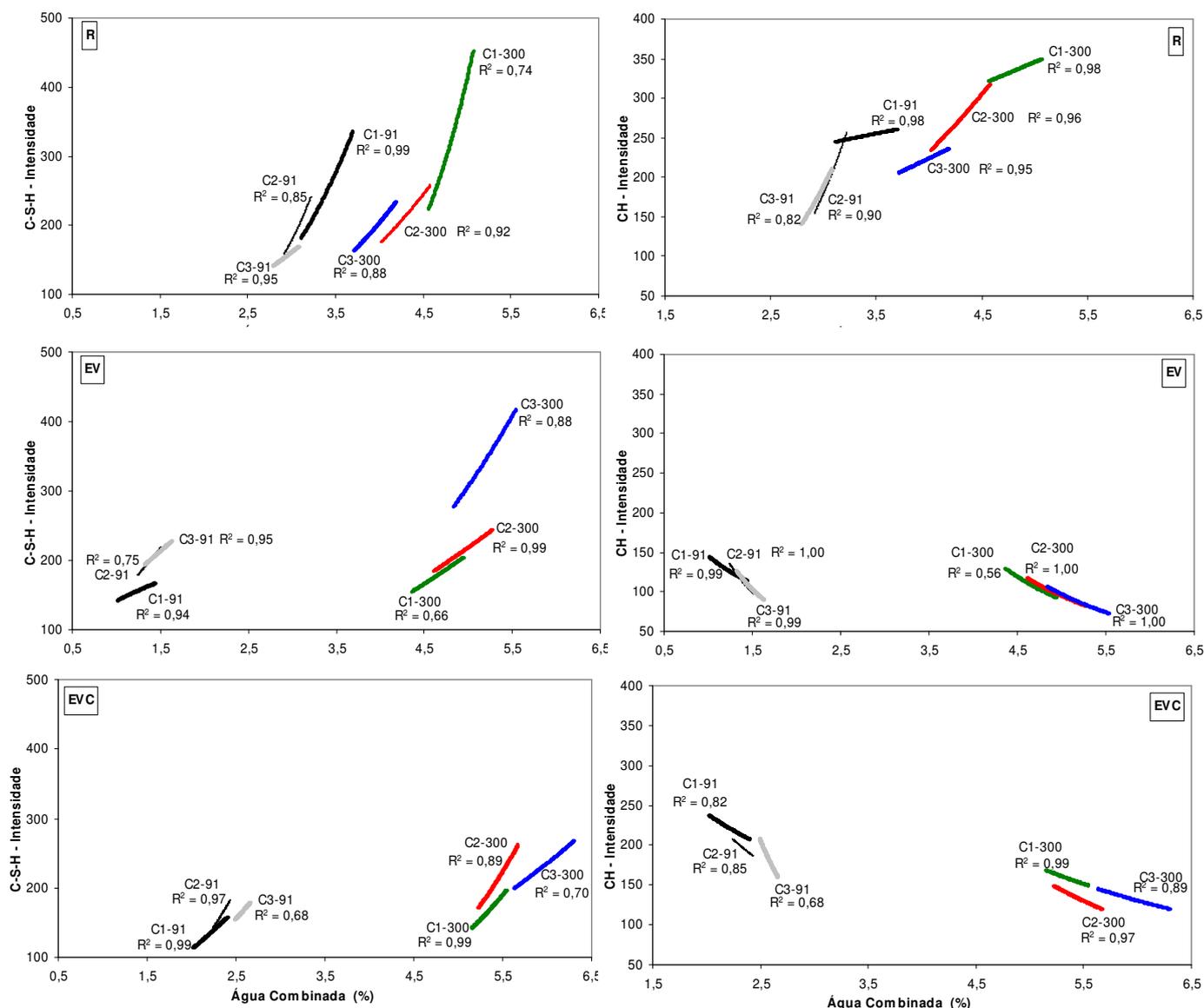


Figura 3.26 - Correlação entre a intensidade de pico do C-S-H e CH com o teor de água combinada.

Também notou-se para a intensidade de pico do CH tendência de acréscimo para o concreto de referência e decréscimo nos concretos com adições quando aumentou o teor de água combinada. Esses comportamentos são devido à diferença entre a natureza das reações de hidratação de concretos que contém somente cimento Portland e de concretos que contém adições minerais. Para o concreto de referência à medida que a intensidade do pico do CH aumenta maior deve ser a água combinada, pois à formação do CH provém das reações de hidratação nas quais os silicatos combinam-se com a água. Já para os concretos com adições o comportamento é decrescente evidenciando que à medida que a água combinada aumenta os picos do hidróxido de cálcio diminuem pelo consumo destes nas reações pozolânicas.

3.5. Microscopia Eletrônica de Varredura

Analisando o efeito da relação a/ag entre 0.25 e 0.60 nas características microestruturais da pasta de concretos CHAUSSADENT (2000) apud CASTRO (2003), observou que para um mesmo grau de hidratação (obtido por análise de imagens e quantidade de água combinada) quando a relação a/ag aumenta ocorre redução da relação C/S do C-S-H e que o cálcio precipita-se em CH mais facilmente.

Segundo NEVILLE (1997), quando o pH da água dos poros se torna suficientemente alto, os produtos hidratados se formam sobre as partículas de cinza volante e nas suas proximidades. A consequência dessas reações iniciais é que os produtos quase sempre permanecem com a forma das esferas de cinza volante.

Para ROSSIGNOLO (2003) como a análise pontual atua num volume de alguns micrômetros cúbicos e as dimensões das partículas dos produtos de hidratação podem variar entre alguns nanômetros e um micrômetro, os resultados de uma análise pontual representam a mistura de vários produtos de hidratação com diferentes tipos de composição. Assim a determinação da composição de uma fase específica torna-se pouco precisa. Entretanto pode-se obter uma estimativa dos principais produtos como CH, C-S-H e etringita.

SARKAR et al (1999) ilustram na figura 3.27 os principais componentes da pasta de cimento Portland, sendo a relação a/c deste concreto igual a 0.55. Em análise com espectrômetro por dispersão de energia (EDS), cálcio e silício são os principais picos do C-S-H sendo que alguns traços de sódio, magnésio, alumínio e enxofre estão presentes como impurezas.

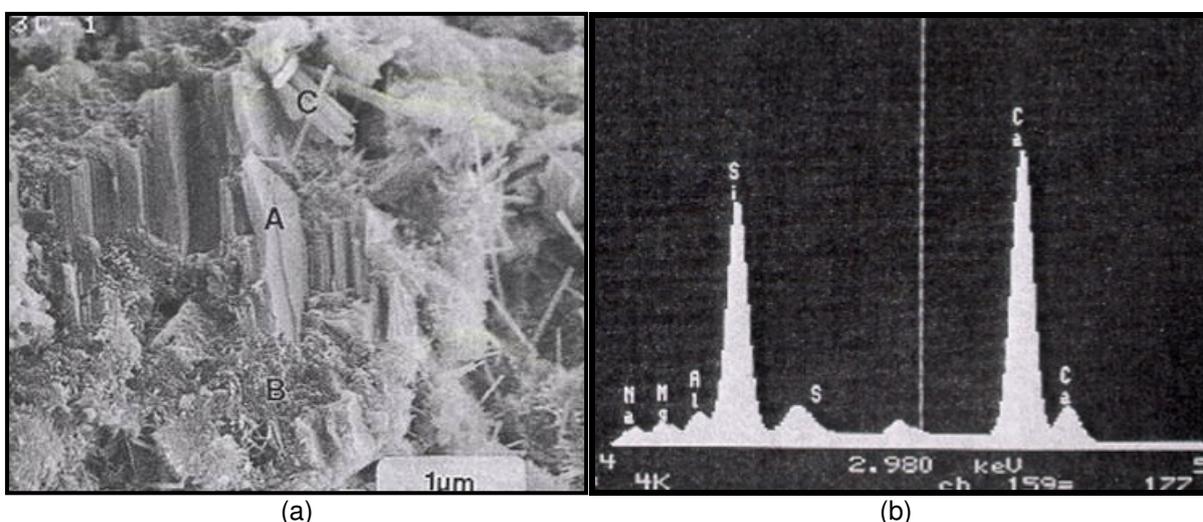
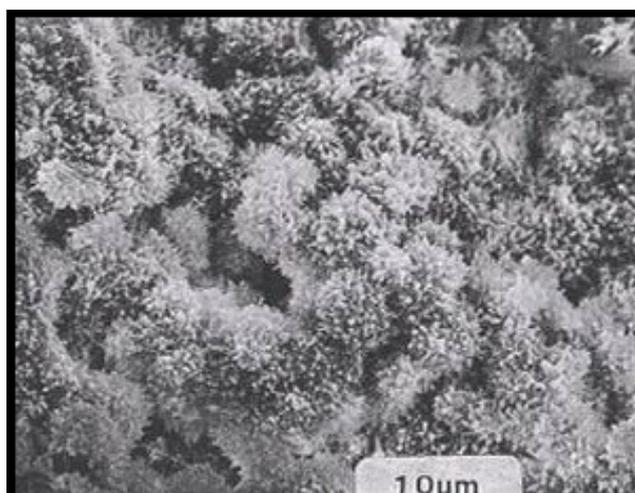
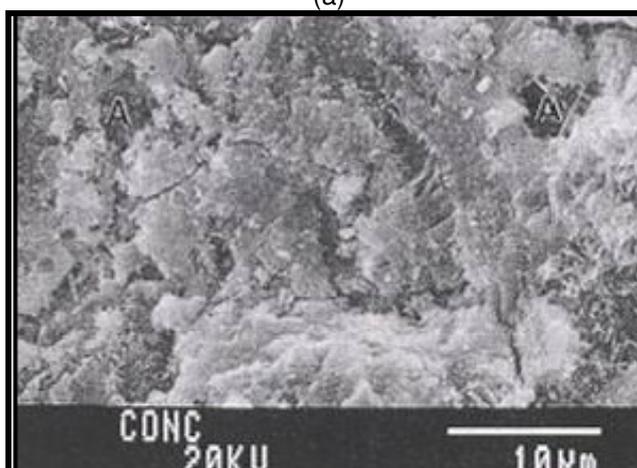


Figura 3.27 – Concreto com relação a/c de 0.55 onde em (a) mostra-se os produtos A = CH, B = C-S-H e C = agulhas de etringita e em (b) mostra-se os picos de Si e Ca do C-S-H.

Para ilustrar a diferença entre concretos de alta e baixa relação a/c, os autores citados anteriormente mostram, respectivamente, as micrografias da figura 3.28. Nota-se para a alta relação a/c a formação de C-S-H fibroso (figura 3.28-a) resultando um concreto poroso e permeável, e no concreto com baixa relação a/c uma microestrutura com pequenos poros (A) é visível (figura 3.28-b).



(a)



(b)

Figura 3.28 – Micrografias de concretos: (a) alta relação a/ag (b) baixa relação a/ag.

Nesta pesquisa, na análise da microestrutura através do MEV por elétrons secundários, foi realizada varredura em toda amostra para determinar as regiões mais representativas para cada ampliação e assim obter as micrografias. No total foram 180 micrografias, das três camadas de estudo dos concretos R4, R8, EV3, EV5, EVC3 e EVC5 na idade de 91 dias, das quais foram escolhidas as mais significativas para mostrar as diferenças da microestrutura quando variam a relação a/ag, a profundidade da camada e o tipo de concreto.

3.5.1. Concreto de Referência

As micrografias da figura 3.29, com ampliação de 30 vezes, referem-se às camadas 1, 2 e 3 das relações a/a_g 0.40 e 0.80. Notaram-se poros de maior diâmetro com o afastamento da profundidade da camada à face do protótipo. As amostras das camadas do concreto R8, quando comparadas ao concreto R4, apresentaram estrutura mais porosa, menos homogêneas e com maior quantidade de bolhas de ar aprisionado.

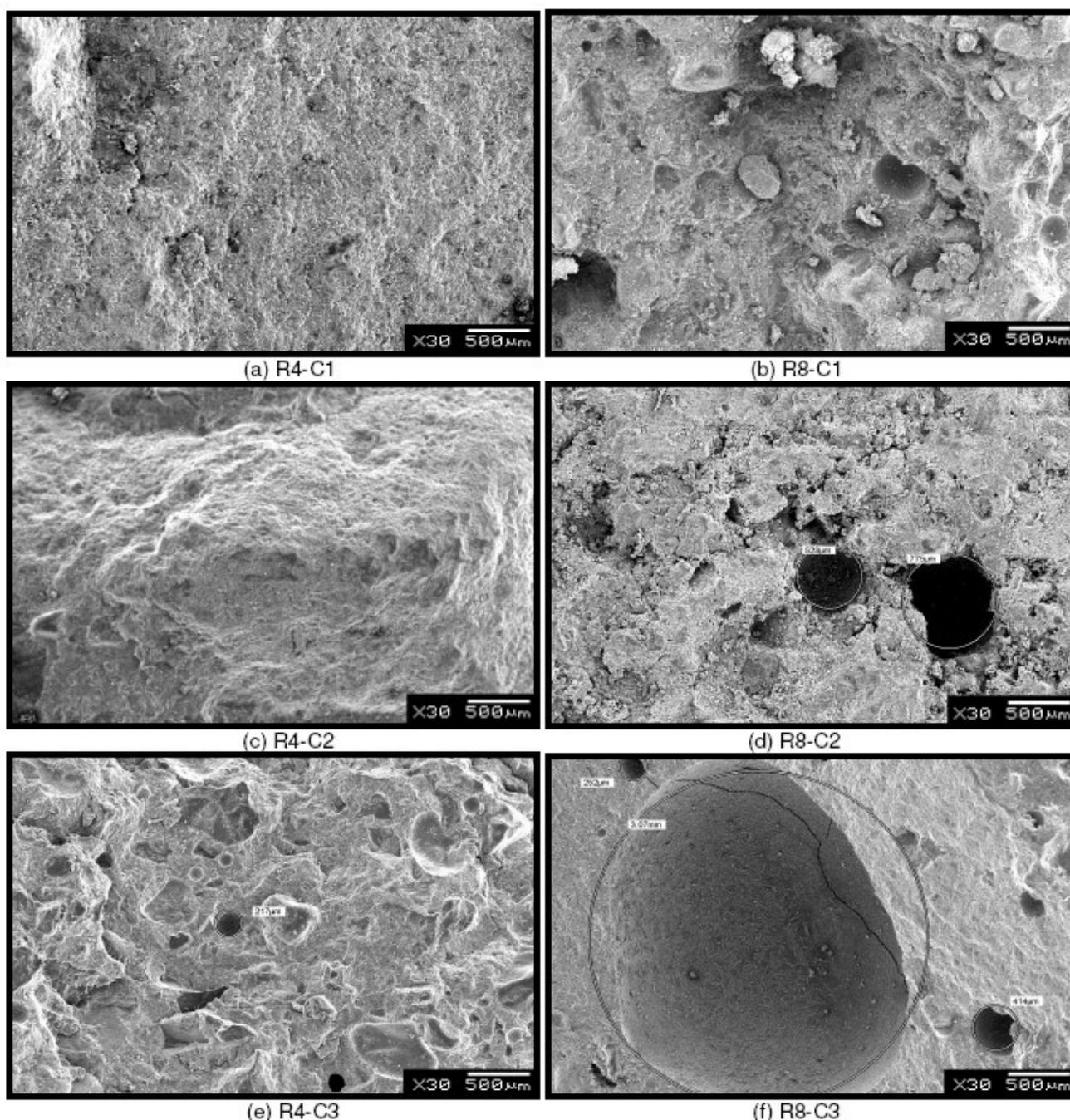


Figura 3.29 – Microestrutura dos concretos R4 e R8, ampliação 30X, camadas 1, 2 e 3: maior quantidade de ar aprisionado no concreto R8 e maior refinamento dos poros na camada 1.

Para visualizar a diferença microestrutural com maior ampliação, a figura 3.30 mostra as micrografias comparativas entre as amostras R4 e R8 com ampliações de 1000 e 2700X.

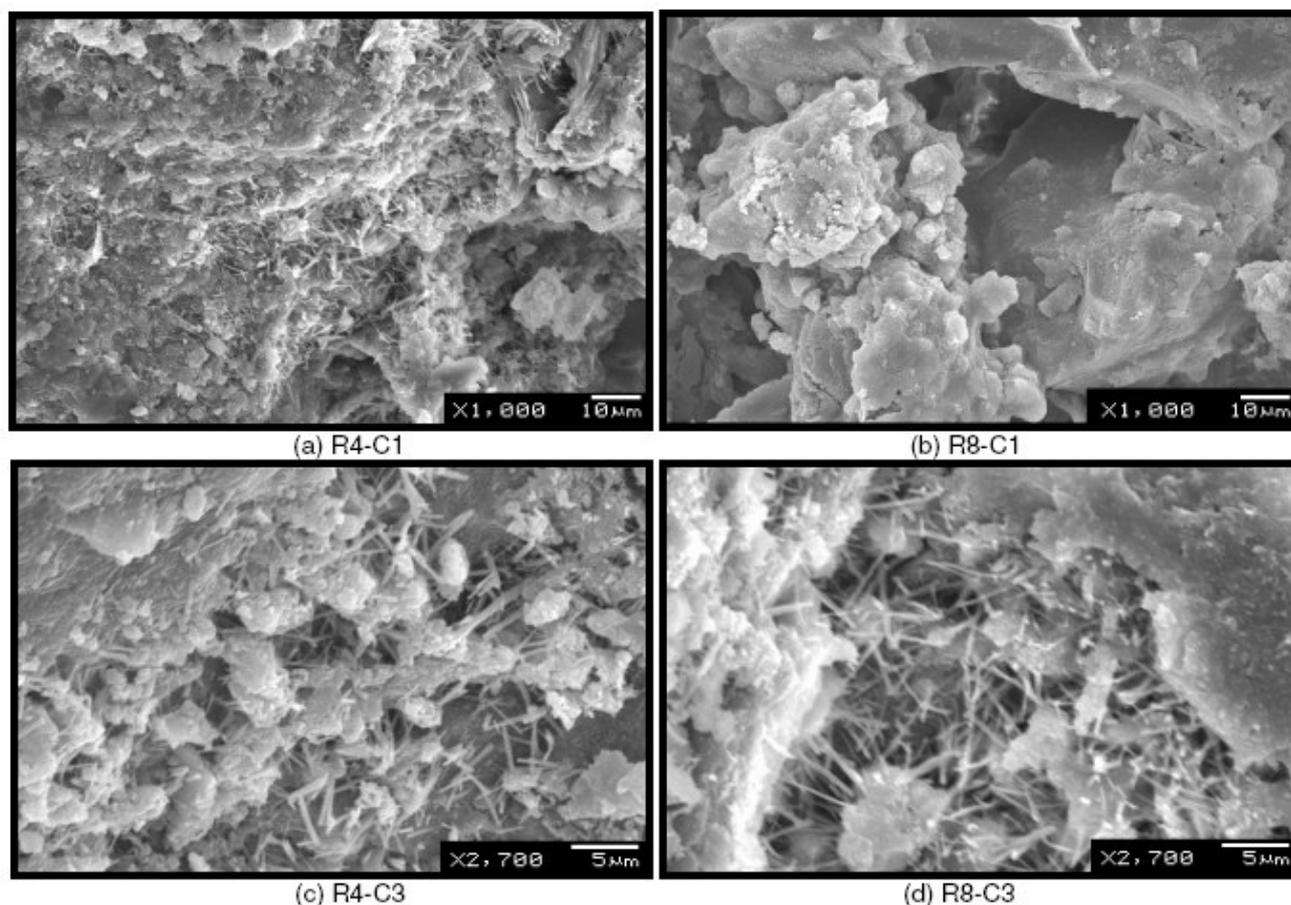
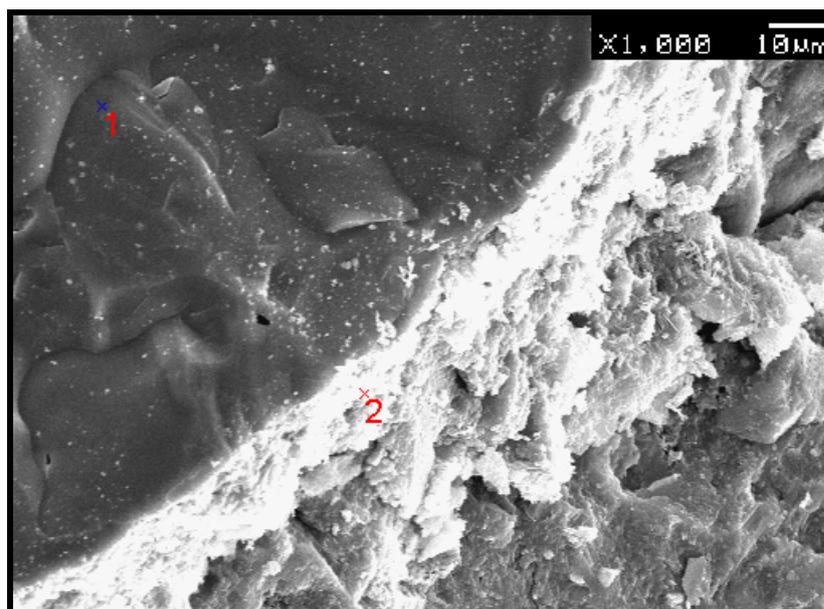


Figura 3.30 – Microestrutura das amostras R4-C1(a) e R8-C1(b) com ampliação 1000X, e R4-C3(c) e R8-C3(d) com ampliação de 2700X.

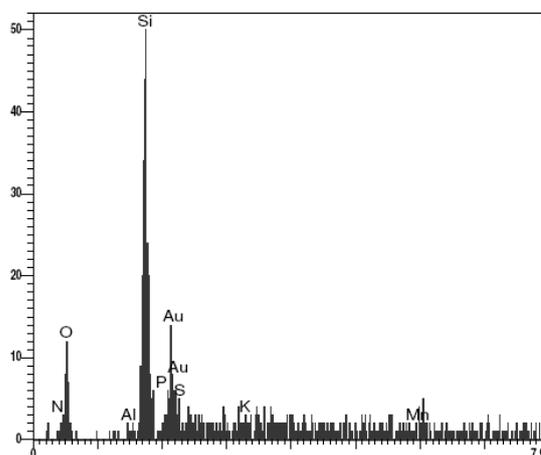
Tendo as micrografias a mesma ampliação nota-se, devido às relações a/ag diferentes, que no concreto R8 tanto o tamanho dos produtos como dos poros são maiores que o concreto R4.

Também visualiza-se, ao aumentar a profundidade da camada de cobertura de C1 (0-1.0cm) para C3 (4.5-5.5cm), maior compactação da superfície da amostra.

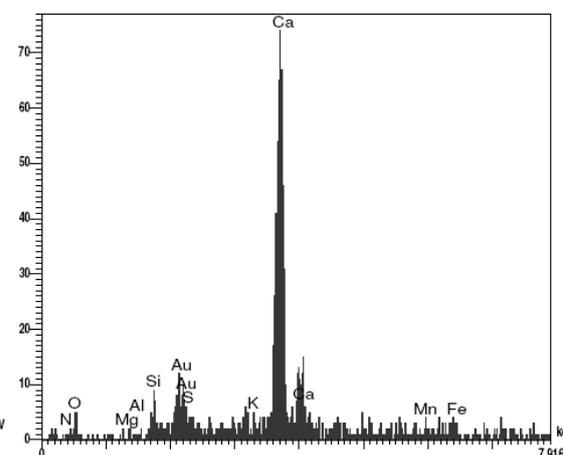
A micrografia da amostra do concreto R4 da camada 3 (figura 3.31-a) refere-se à interface pasta-agregado, na qual verifica-se a tendência de formação de grãos de CH (ponto 2), confirmado através da análise com microsonda (figura 3.31-c). Na figura 3.31-b mostra-se pela maior intensidade de sílica no espectro que sob ponto 1 tem-se um grão de agregado.



(a) Interface pasta-agregado



(b) Ponto 1 – Agregado

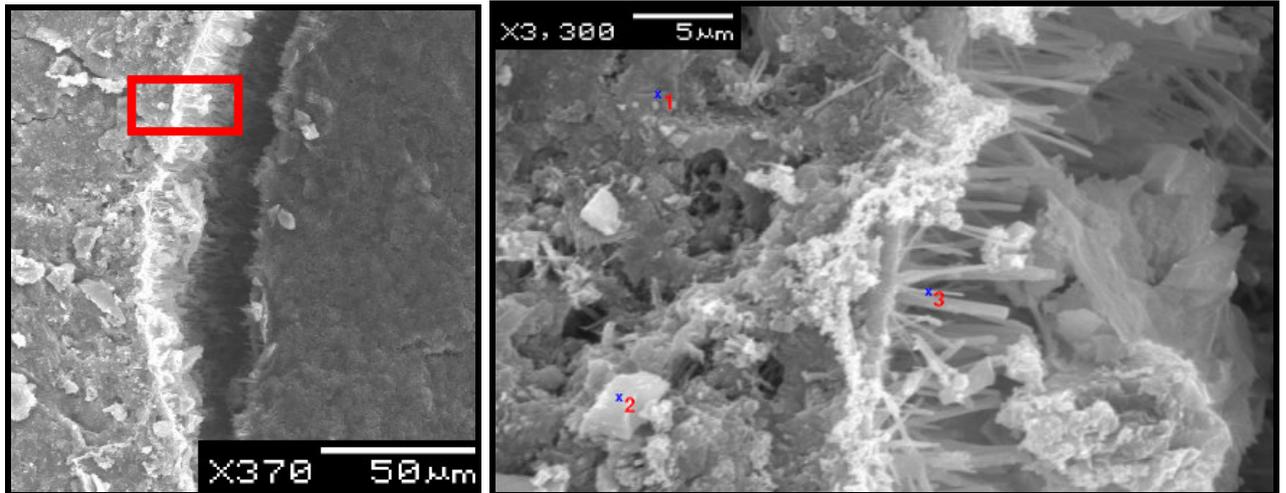


(c) Ponto 2 – Hidróxido de cálcio

Figura 3.31 – Micrografia da amostra R4-C3(a) com ampliação de 1000X, espectro do EDS nos pontos 1(b) e 2(c).

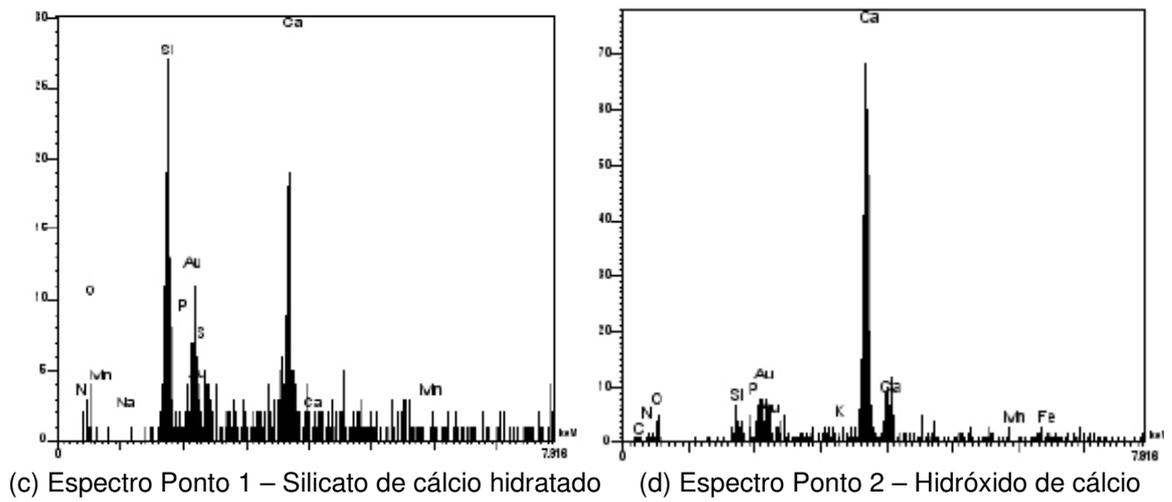
A figura 3.32-a mostra a interface pasta-agregado do concreto R8 na camada 1 com ampliação de 370X, na qual evidencia-se o poro conformado devido à adesão de uma lâmina de água no agregado provavelmente durante o adensamento. Na ampliação de 3300X, figura 3.32-b, visualiza-se a forma dos produtos nesta região.

Através da análise com EDS, conclui-se que na região sob o ponto 1 (figura 3.32-c) tem-se silicato de cálcio hidratado pelos picos principais de sílica e cálcio, sob o ponto 2 (figura 3.32-d) um cristal de CH devido ao pico de cálcio somente, e sob o ponto 3 (figura 3.32-e) constatou-se que são agulhas de etringita pela forma destas e pela presença de alumínio.



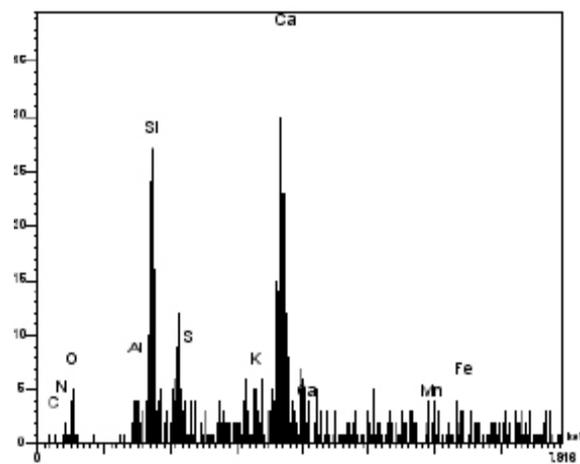
(a) Interface pasta-agregado

(b) Detalhe dos produtos na região demarcada



(c) Espectro Ponto 1 – Silicato de cálcio hidratado

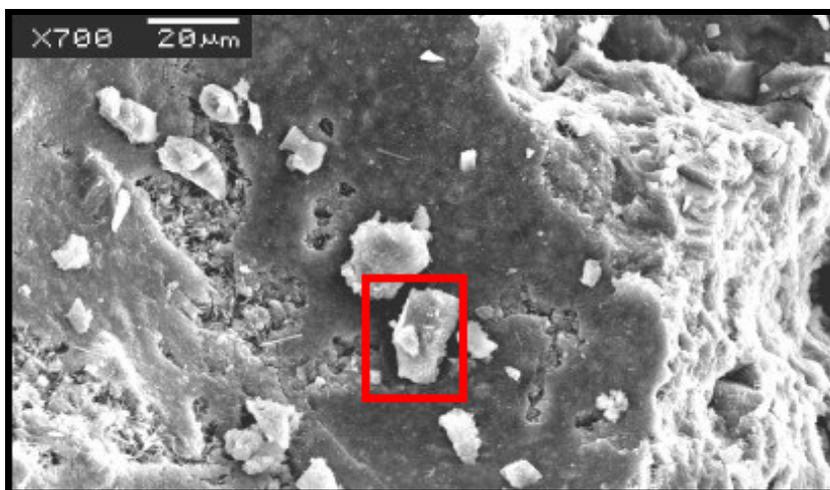
(d) Espectro Ponto 2 – Hidróxido de cálcio



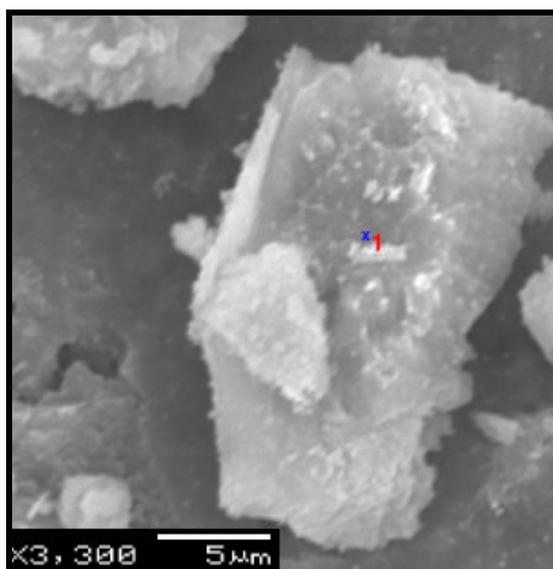
(e) Espectro Ponto 3 – Etringita

Figura 3.32 – Micrografia da amostra R8-C1. (a) com ampliação de 370X, (b) pontos analisados em EDS com ampliação de 3300X, espectros: (c) ponto 1, (d) ponto 2 e (e) ponto 3.

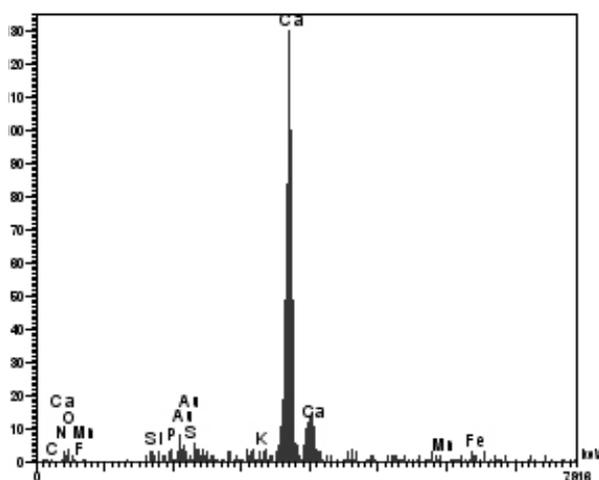
Mostra-se na figura 3.33, respectivamente, a superfície da amostra da camada 3 do concreto R8 sob ampliações de 700X, 3300X e a análise em EDS, na qual constatou-se um cristal de CH bem conformado devido à disponibilidade de espaço.



(a) Superfície da amostra R8-C3 e área de ampliação



(b) Região ampliada e ponto de microanálise



(c) Espectro Ponto 1 – Hidróxido de cálcio

Figura 3.33 – Micrografia da amostra R8-C3. (a) com ampliação de 700X, (b) ponto analisado em EDS com ampliação de 3300X, (c) espectro do ponto 1.

3.5.2. Concreto com Escória e Cinza Volante

As micrografias da figura 3.34 referem-se às camadas 1, 2 e 3 dos concretos EV3 e EV5. À medida que a profundidade da camada aumentou a microestrutura apresentou-se com maior compacidade. As amostras das camadas do concreto EV5, quando comparadas ao concreto EV3, apresentaram menor homogeneidade e maior quantidade de bolhas de ar incorporado na camada 1.

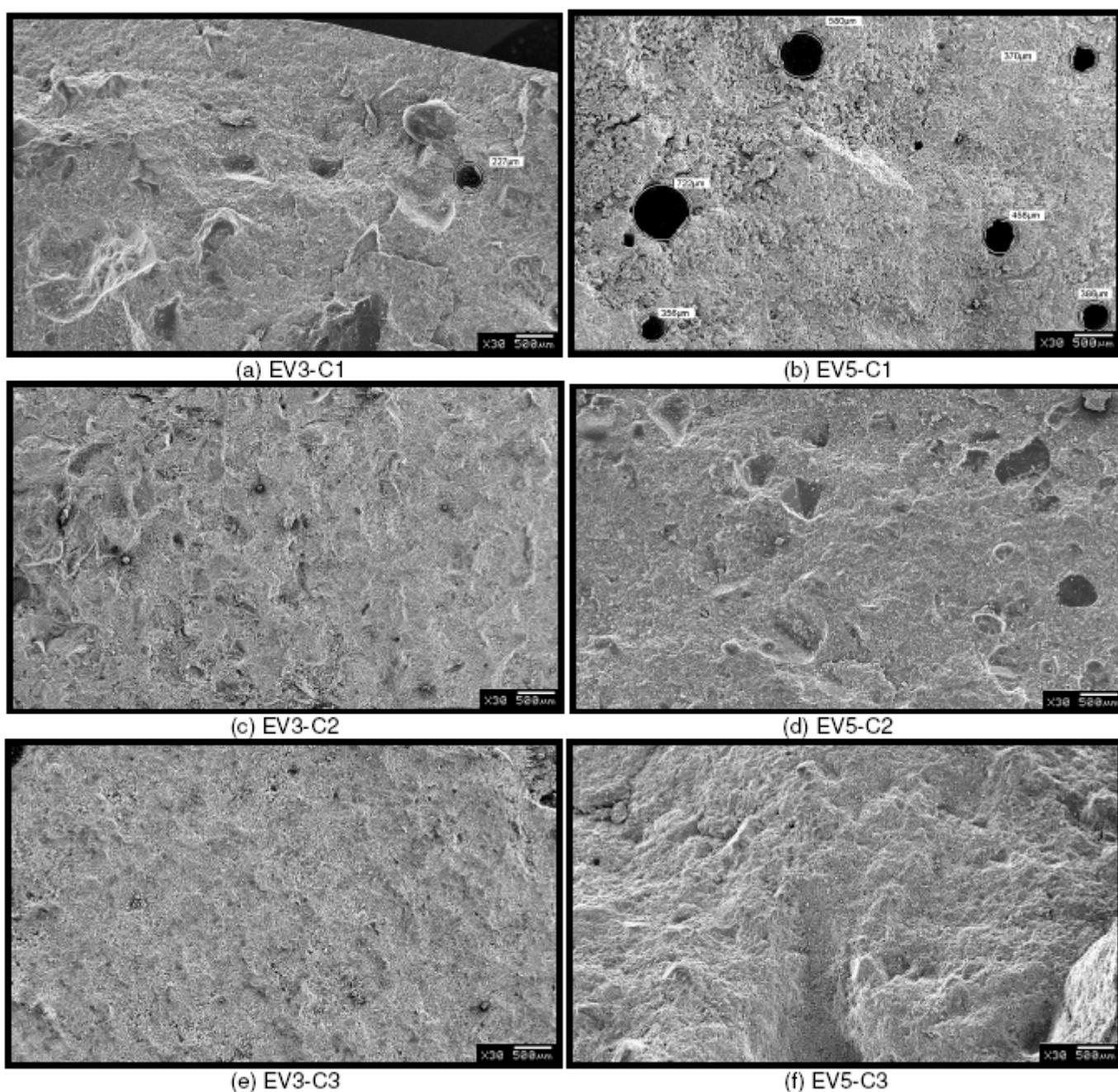


Figura 3.34 – Microestrutura dos concretos EV3 e EV5, ampliação 30X, camadas 1, 2 e 3.

Para demonstrar a diferença microestrutural com maior ampliação, mostra-se na figura 3.35 as micrografias comparativas entre os concretos EV3 e EV5 com ampliações de 2700X das camadas 1 e 3.

Tendo a mesma ampliação as micrografias notou-se, devido às relações a/ag diferentes, que o concreto EV3 possui microestrutura mais compacta que o concreto EV5.

Também se visualizou, conforme análises em EDS da figura 3.36, que na camada 1 dos concretos formou-se maior quantidade de CH que na camada 3. Este ocorrência pode ser explicada pela maior disponibilidade de espaço e pelo menor teor de água combinada da camada 1 devido a perda de água antes das reações de hidratação e pozolânicas acontecerem.

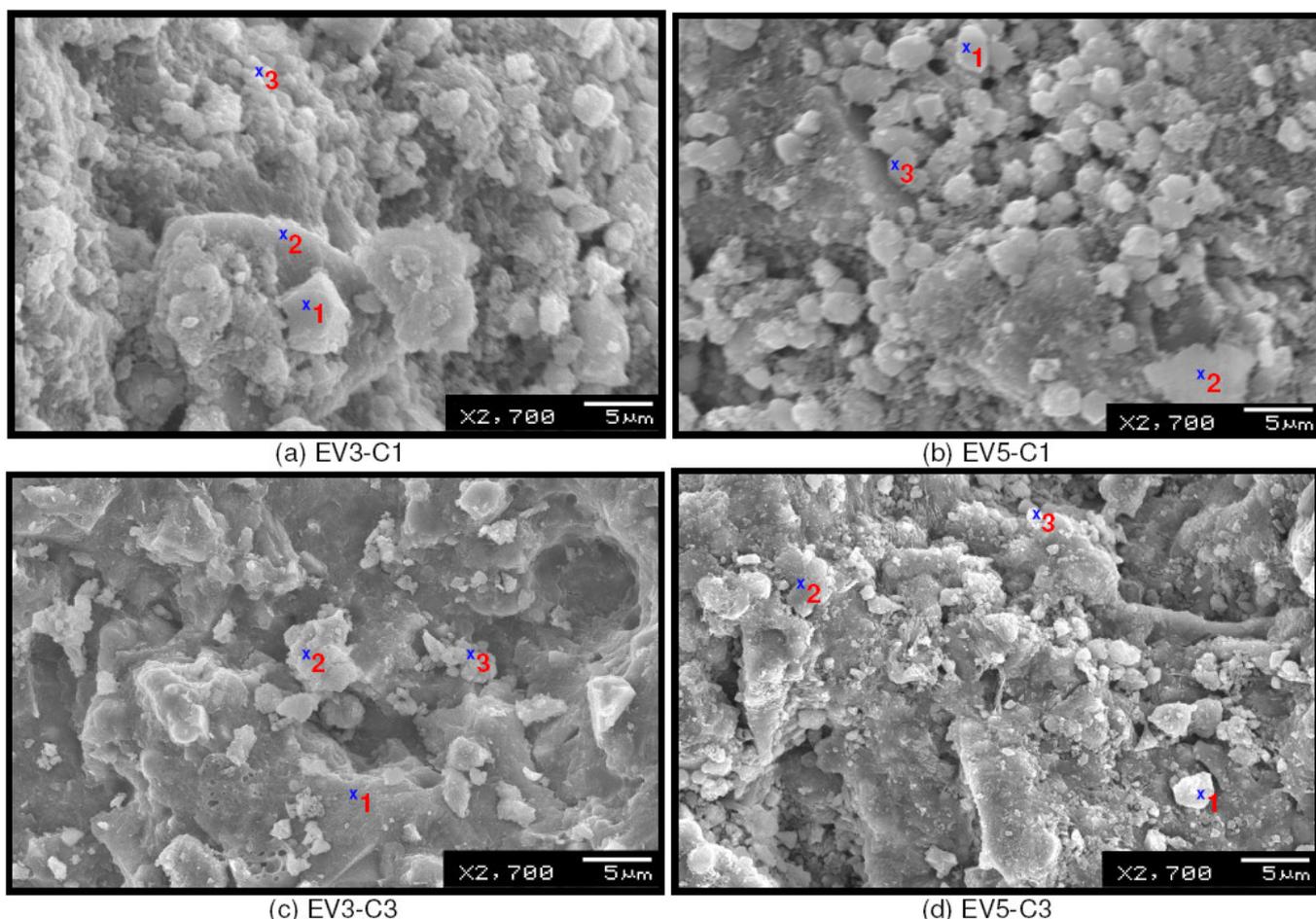


Figura 3.35 – Microestrutura das amostras: (a) EV3-C1, (b) EV5-C1, (c) EV3-C3, (d) EV5-C3. Ampliação de 2700X.

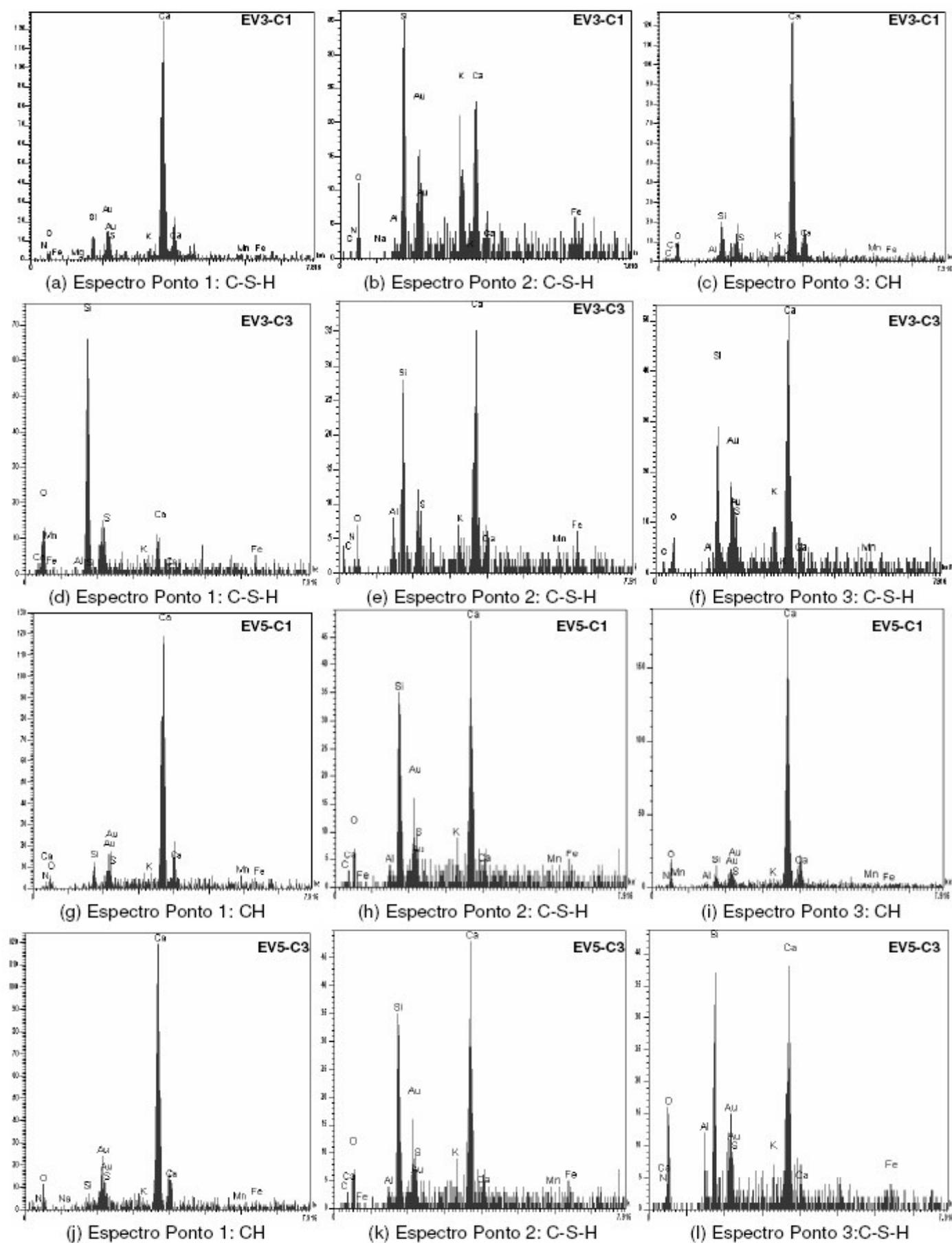
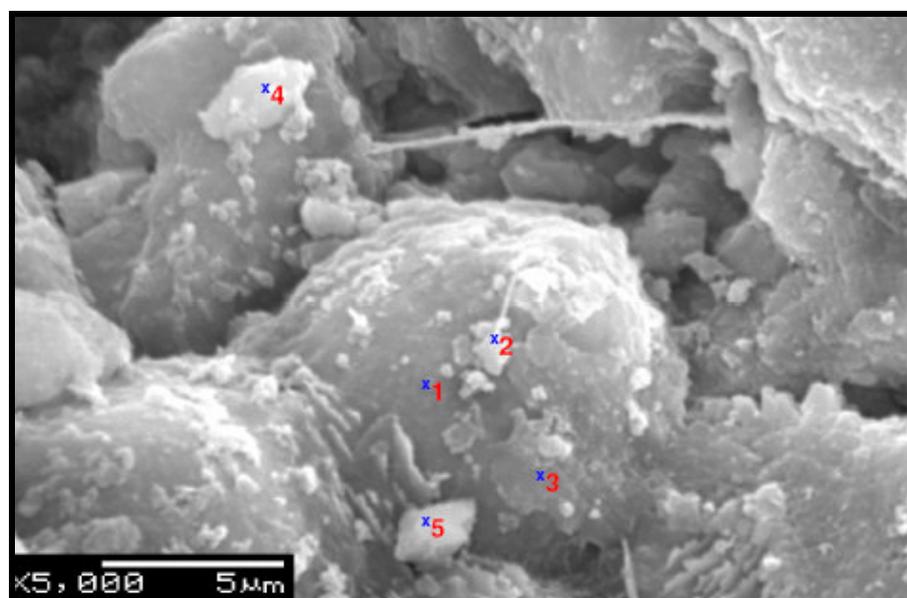
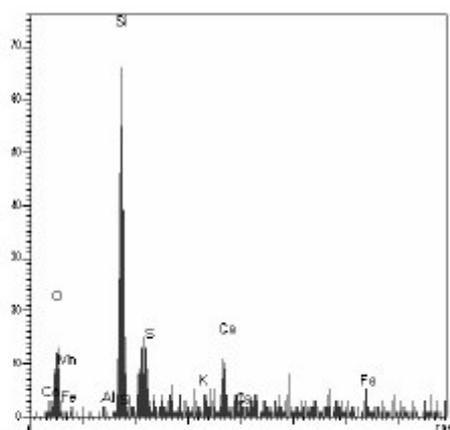


Figura 3.36 – Espectros da análise em EDS das micrografias da figura 3.37.

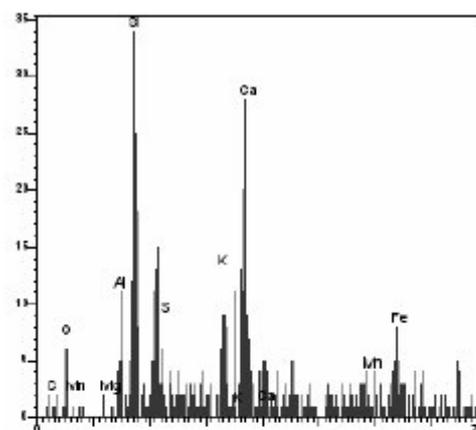
A ampliação em 5000X da amostra do concreto EV5 da camada 1 (figura 3.37) revelou a formação de produtos hidratados secundários (pontos 2 e 3) provenientes da nucleação das partículas de cinza volante (ponto 1), a nucleação de CH (pontos 4 e 5) e o efeito de obturação dos poros destas partículas.



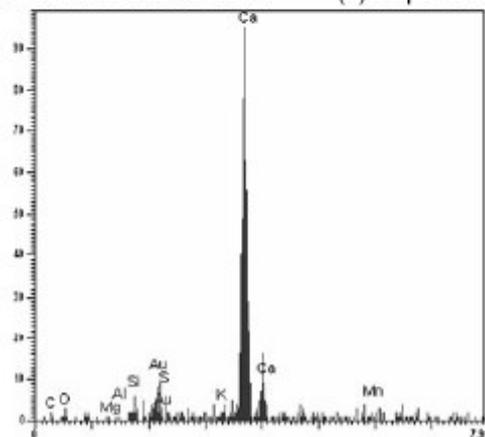
(a) Partícula de cinza volante



(b) Espectro Ponto 1: Partícula de Cinza Volante



(c) Espectros Pontos 2 e 3: C-S-H



(d) Espectros Pontos 4 e 5: hidróxido de cálcio

Figura 3.37 – Superfície da amostra da camada 1 do concreto EV5. (a) com ampliação 5000X, espectros da análise em EDS: (b) ponto 1, (c) pontos 2 e 3, (d) pontos 4 e 5.

3.5.3. Concreto com Escória, Cinza Volante e Cal Hidratada

As micrografias da figura 3.38 referem-se às camadas 1, 2 e 3 dos EVC3 e EVC5. Notou-se que, à medida que a profundidade da camada aumentou, a microestrutura tornou-se mais compacta, entretanto nesta mistura a visualização ficou menos evidenciada que nos concretos R e EV. As amostras das camadas do concreto EVC5, quando comparadas ao concreto EVC3, apresentaram poros maiores e suas estruturas também foram menos homogêneas.

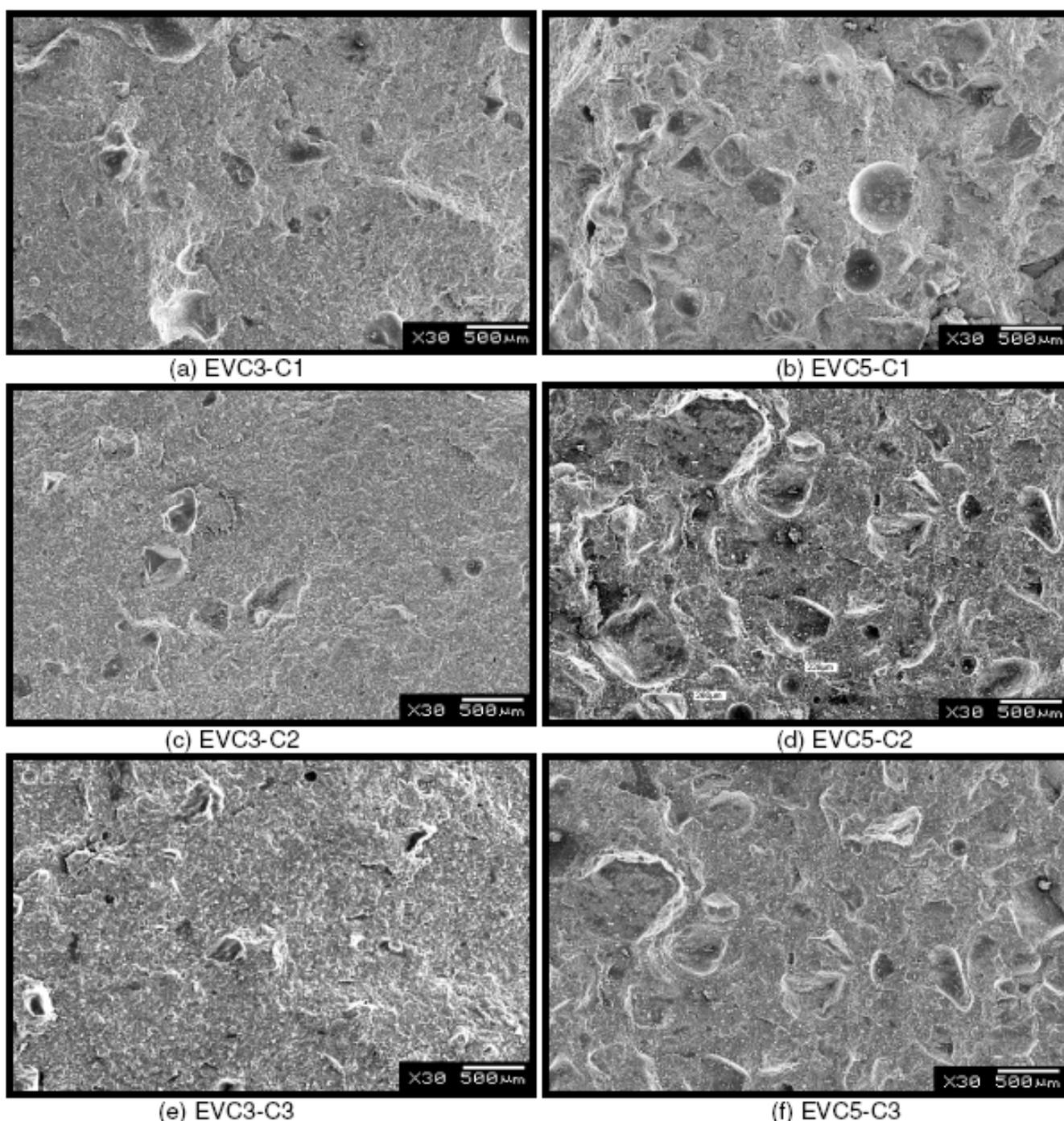


Figura 3.38 – Microestrutura dos concretos EVC3 e EVC5, ampliação 30X, camadas 1, 2 e 3.

Na figura 3.39 mostra-se as micrografias comparativas entre os concretos EVC3 e EVC5 em ampliações de 2700X das camadas 1 e 3.

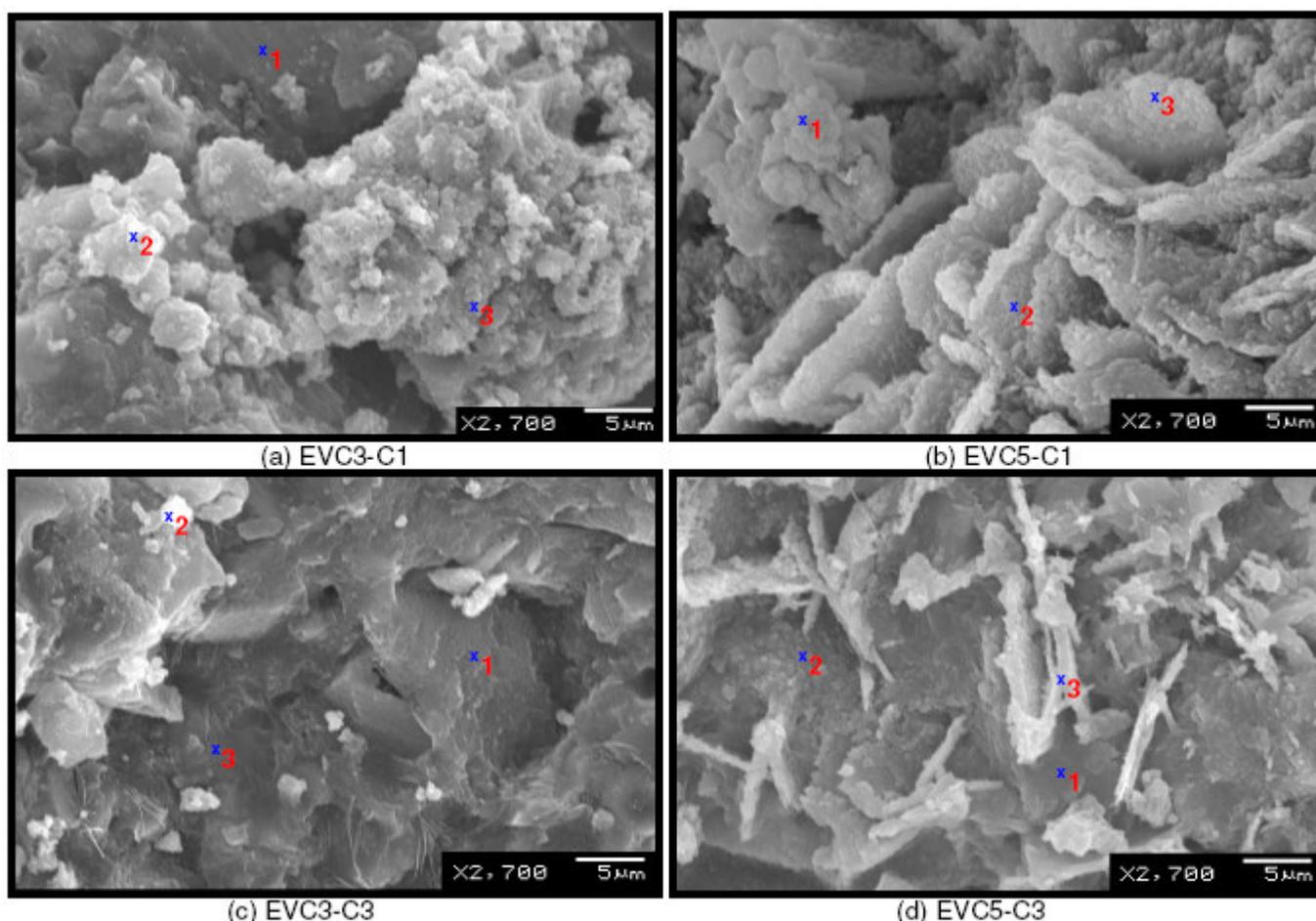


Figura 3.39 – Microestrutura das amostras EVC3-C1(a), EVC5-C1(b), EVC3-C3(c) e EVC5-C3(d). Ampliação de 2700X.

Notou-se, devido às relações a/ag diferentes, que o concreto EVC3 possui microestrutura menos porosa do que o concreto EVC5. Também visualizou-se nas camadas 1 (figuras 3.39 a e b) produtos hidratados maiores devido à disponibilidade de espaço. Na figura 3.40 mostram-se as análises em EDS dos pontos das micrografias da figura 3.39. Os pontos 2 e 3 da amostra EVC5-C1 (figura 3.39-b) revelaram que sob estes pontos tem-se silicato de cálcio hidratado devido as maiores intensidade de sílica e cálcio. Entretanto sob esses pontos pode ser que sejam partículas de cal hidratada sendo consumidas, pois segundo GUIMARÃES (2002), a cal pode apresentar-se sob a forma de placas lamelares. Na camada 3 deste concreto (figura 3.39-d) essas placas lamelares apresentaram mais refinadas, possivelmente por já estarem praticamente consumidas pelas reações pozolânicas pois o teor de água combinada na camada 3 foi maior que na camada 1.

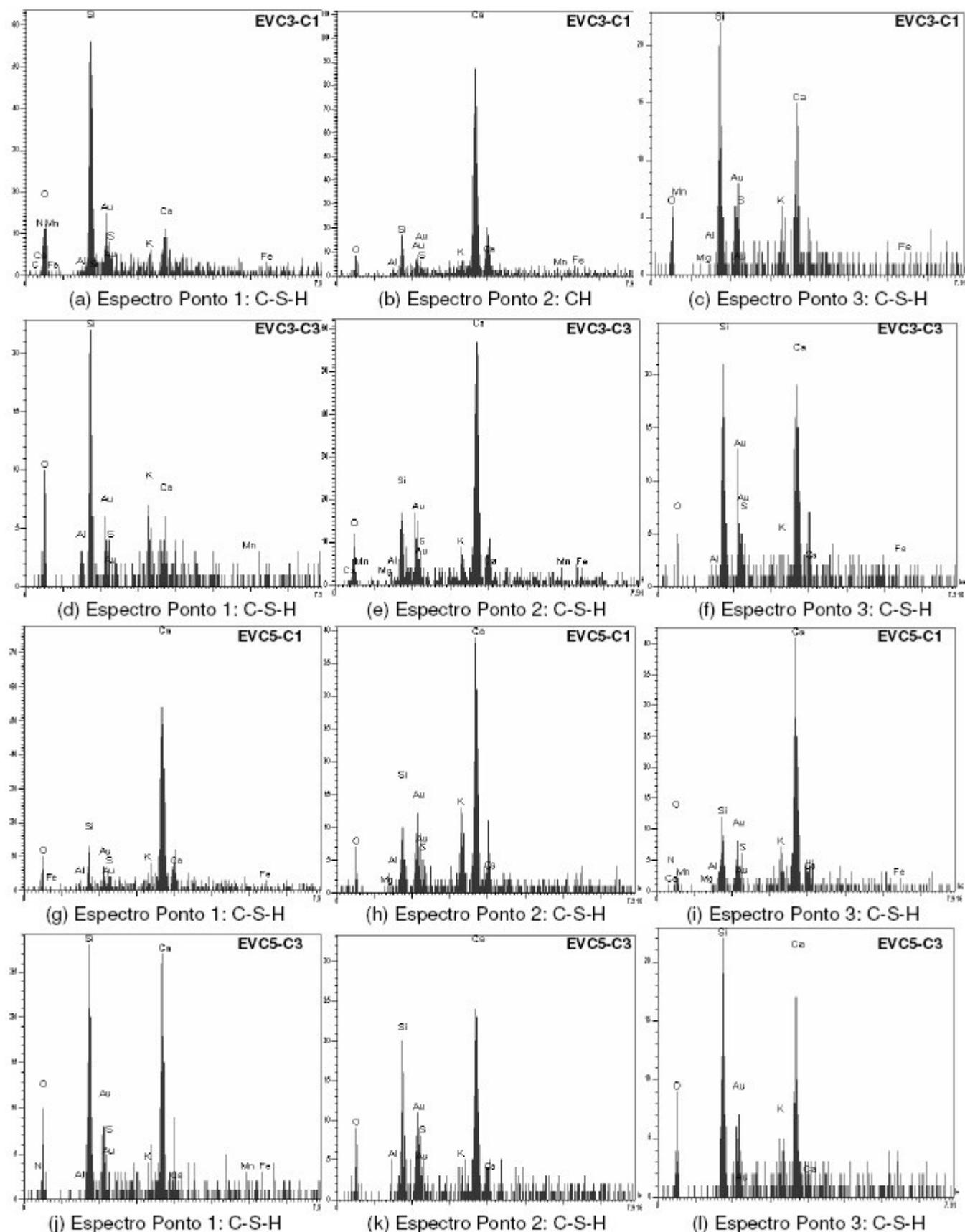
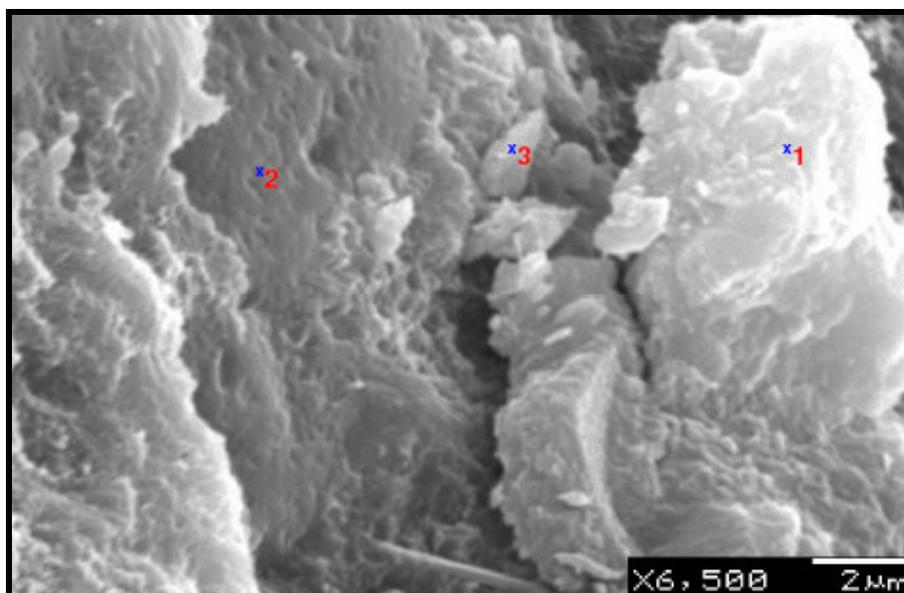
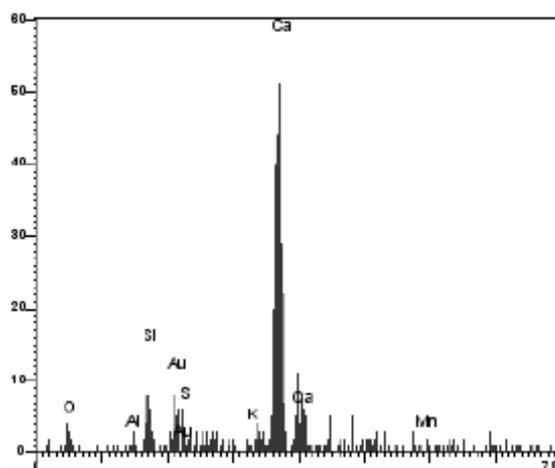


Figura 3.40 – Espectros da análise em EDS das micrografias da figura 3.39.

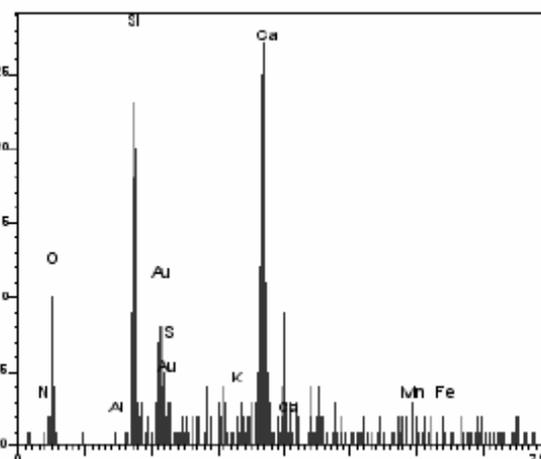
Com ampliação de 6500X da camada 3 do concreto EVC5 (figura 3.41), mostra-se o CH (ponto 1) sendo consumido e transformando em C-S-H secundário (pontos 2 e 3).



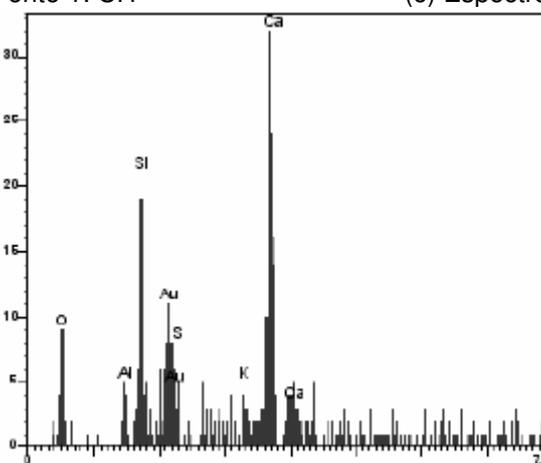
(a)



(b) Espectro Ponto 1: CH



(c) Espectro Ponto 2: C-S-H



(d) Espectro Ponto 3: C-S-H

Figura 3.41 – Superfície da amostra da camada 3 do concreto EVC5. (a) com ampliação 6500X, espectros da análise em EDS: (b) ponto 1, (c) ponto 2, (d) ponto 3.

3.5.4. Análise Global em Nível de Resistência de 42MPa

Com o objetivo de analisar micrografias no mesmo nível de resistência e devido à impossibilidade de se fazer correlações numéricas entre as micrografias e a resistência à compressão, analisou-se micrografias dos concretos com resistências próximas na idade de 91 dias. Com isso, a análise foi realizada para nível de resistência de 42MPa, comparando assim as micrografias do concreto R6 ($f_c=41.0\text{MPa}$), EV4 ($f_c=45.3\text{MPa}$) e EVC5 ($f_c=40.4\text{MPa}$) que resultaram em desvio relativo máximo de 7%. Mostra-se nas micrografias da figura 3.42 a diferença entre a superfície dos concretos R6, EV4 e EVC5 nas camadas 1 e 3.

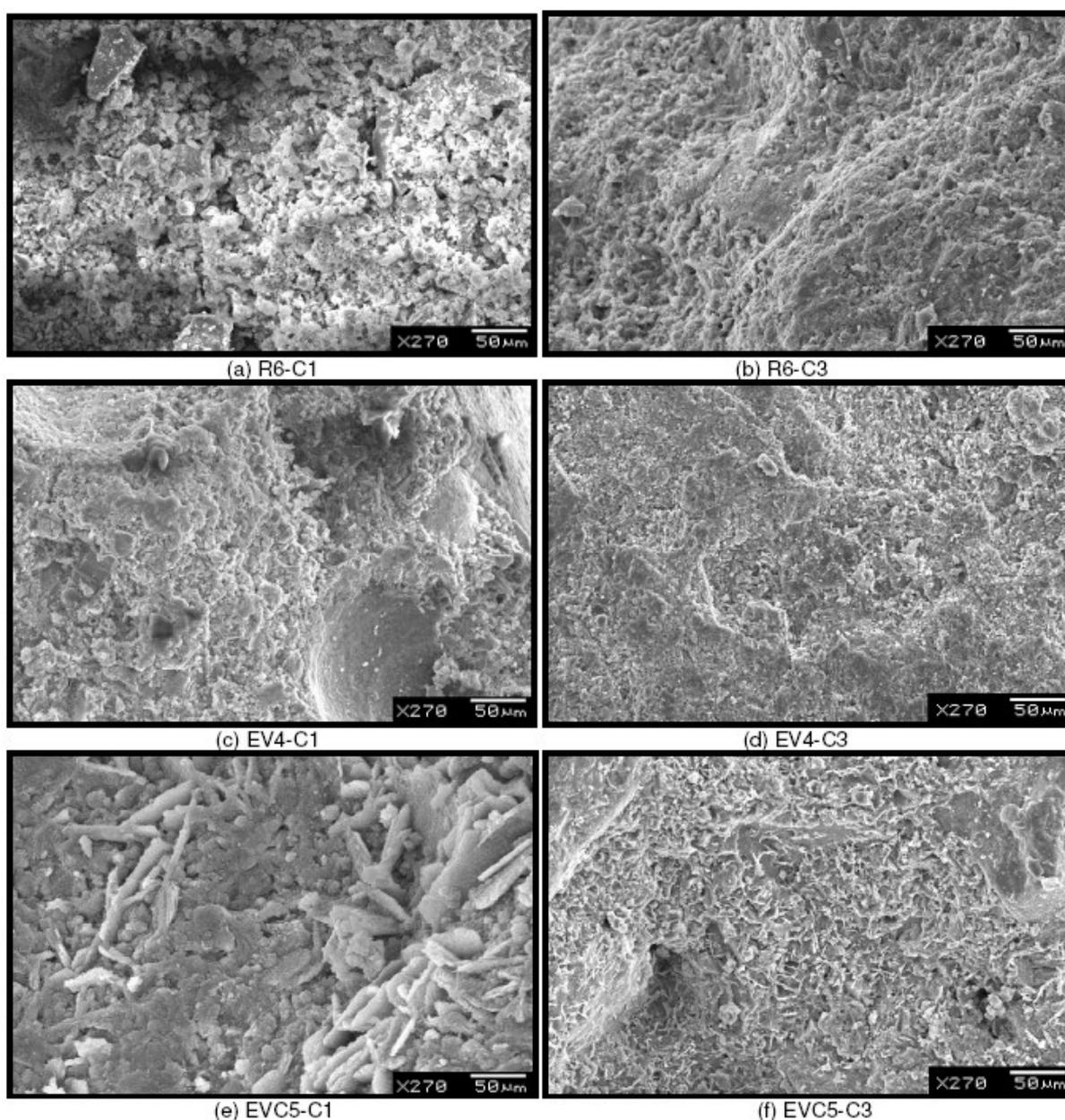


Figura 3.42 – Microestrutura dos concretos em nível de resistência de 42MPa: R6, EV4 e EVC5 nas camadas 1 e 3 com ampliações de 270X.

Notou-se que os concretos com adições não se mostraram prejudicados pelo fato de terem apenas 10% de cimento. A diferença mais visível foi quanto à forma e tamanho dos produtos hidratados na camada 1 do concreto EVC, o que atribuí-se ao fato da utilização de cal hidratada.

3.6. Análise Global da Microestrutura

Conforme ISAIA (1995), uma das causas da pouca correspondência entre a teoria e prática é o modelo de pesquisa empregado, isolando-se uma variável de cada vez sem que se tenha visão de conjunto dos fatores intervenientes no desempenho do concreto.

Buscando ter essa visão em conjunto para as variáveis estudadas na camada de cobrimento foram elaborados os gráficos da figura 3.43 para análise em igualdade de relação a/ag 0.40.

Analisando os gráficos tem-se que ao aumentar a profundidade da camada de cobrimento de C1 (0-1cm) para C3(4.5-5.5) ocorreu:

- decréscimo no volume total intrudido em todos os concretos, devido à menor exposição das camadas mais internas aos fatores ambientais (sol, vento, etc) e menor influência do efeito parede, sendo este decréscimo mais pronunciado no concreto de referência;
- decréscimo na porcentagem de microporos e acréscimo de macroporos no concreto de referência ocasionado pela maior quantidade de cimento e pelo maior contato com a umidade na camada mais externa;
- decréscimo no teor de macroporos e incremento de microporos nos concretos com adições, tendo como explicação a possível perda de água na camada mais externa antes de ocorrer as reações de hidratação e pozolânicas devido a estas serem mais lentas;
- decréscimo no teor de água combinada do concreto R devido a menor disponibilidade de espaço (menor volume total intrudido) e devido também ao maior contato da camada mais externa com a umidade;
- acréscimo na água combinada dos concretos com adições, sendo este fato explicado por duas situações: pelo fato das reações das adições minerais ocorrerem mais lentamente ocorreu perda de parte da água de hidratação na

camada mais externa devido à exposição ao sol e vento, porém funcionando esta como protetora para as camadas mais internas – e como os produtos formados nas reações de hidratação e pozolânicas são menores, o decréscimo na disponibilidade de espaço (menor volume total intrudido) não afetou a formação destes, tendo como resultado final uma estrutura de poros mais refinada e/ou tortuosa;

- que a intensidade de pico do silicato de cálcio hidratado diminuiu no concreto de referência devido ao decréscimo de água combinada e aumentou nos concretos com adições devido ao acréscimo desta;
- a intensidade de pico do hidróxido de cálcio diminuiu para todos os concretos, sendo duas as explicações a serem ressaltadas: no caso do concreto de referência ocorreu decréscimo pois a formação do CH depende das reações de hidratação do cimento, teve menor teor água combinada e intensidade de pico do C-S-H à medida que a profundidade da camada se distanciou da superfície - e no caso dos concretos com adições o CH é consumido para a formação de C-S-H secundário, sendo confirmado pelo maior teor de água combinada e intensidade de pico do C-S-H com o aumento da profundidade da camada.

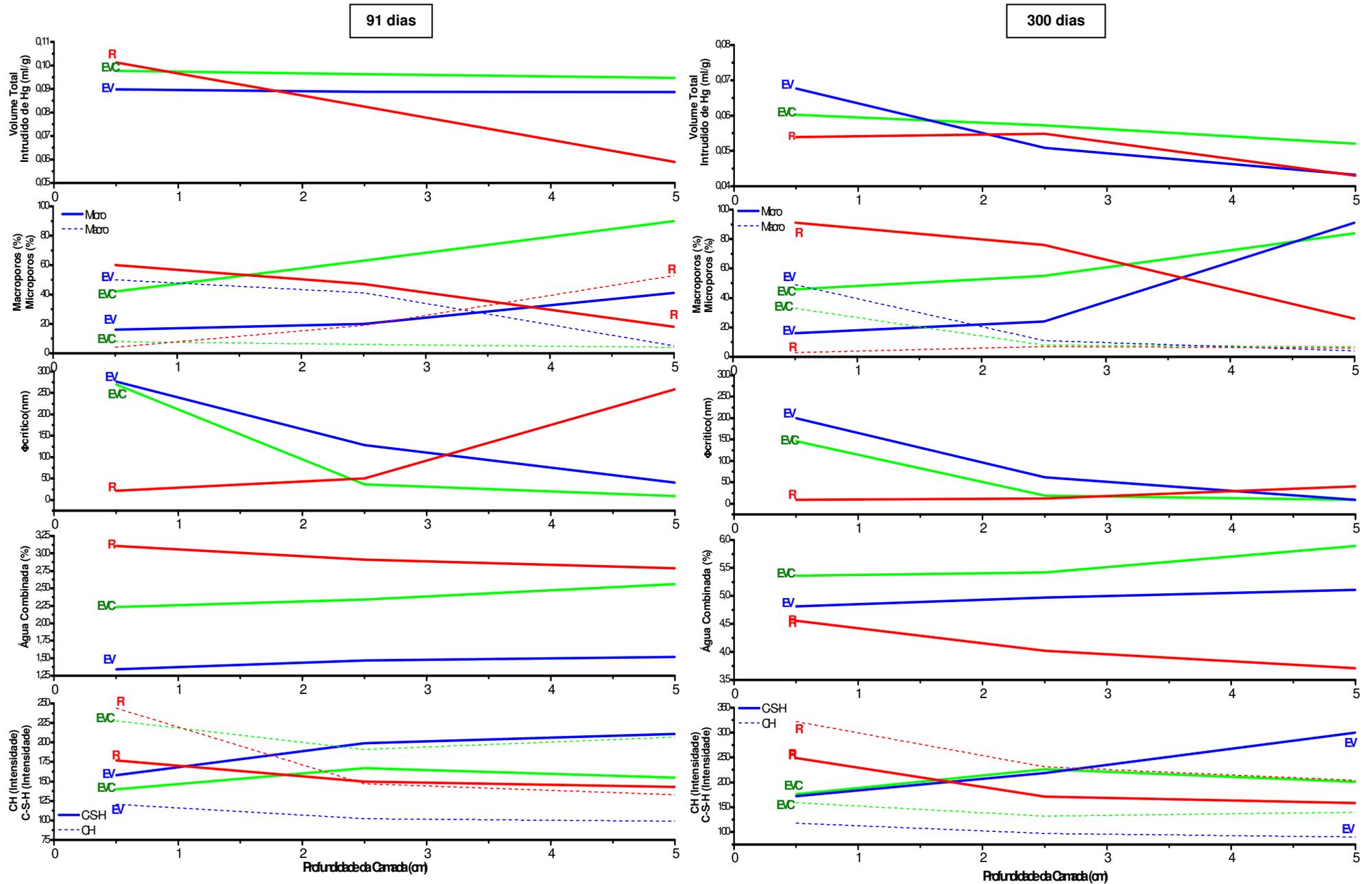


Figura 3.43 – Análise global em igualdade de relação a/ag 0.40, 91 dias e 300 dias.

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSÕES

Neste estudo avaliou-se a microestrutura da camada de cobrimento de concretos com 70% de escória e 20% de cinza volante em substituição ao cimento portland, sem e com a adição de cal hidratada, bem como se fez a comparação da resistência à compressão de corpos-de-prova moldados e curados em condições normatizadas com testemunhos extraídos de protótipos curados em ambiente natural. Com base nos resultados responde-se aos objetivos do trabalho:

4.1. Sobre as diferenças constatadas entre os corpos-de-prova moldados e os testemunhos extraídos quanto à resistência

Sobre a análise comparativa entre os resultados de resistência à compressão dos testemunhos extraídos e dos corpos-de-prova moldados concluí-se que:

- no concreto EVC, em todas as idades de ensaio, os valores dos testemunhos superaram os valores dos corpos-de-prova. Em valores médios das relações a/ag estudadas, para a idade de 28 dias a diferença foi de 9%, aos 91 dias 13%, 9% aos 182 dias e 6% na idade final de 300 dias;
- para os concretos R e EV, a partir dos 28 dias de idade, há a tendência dos testemunhos terem resistência maior que os corpos-de-prova;

Como as maturidades dos corpos-de-prova foram sempre superiores, concluiu-se que as menores resistências podem ser atribuídas ao seu estado saturado no momento do ensaio ($UR \cong 95\%$), em relação ao estado úmido dos testemunhos. Estas diferenças entre os corpos-de-prova e os testemunhos mostram que as condições de ensaio em laboratório não podem ser trasladadas para as condições de obra.

Ressalta-se que esta comparação não deve ser interpretada como se a cura fosse prejudicial à resistência, apenas que diferentes condições de umidade do concreto forneceram resultados diferentes.

4.2. Como variam as propriedades microestruturais do concreto a partir da face do protótipo até a profundidade de 5cm

Ao aumentar a profundidade da camada de cobrimento de C1(0-1.0cm) para C3(4.5-5.5cm) ocorreu tendência de decréscimo no volume total intrudido devido a menor influência do efeito parede nas camadas mais internas. Os decréscimos médios das três relações a/ag estudadas, respectivamente para os concretos R, EV e EVC foram: 27, 6 e 2% na idade de 91 dias e aos 300 dias esses valores foram de 11, 23 e 11%. O fato das adições apresentarem aos 300 dias maior diferença de volume total intrudido entre as camadas 1 e 3 do que na idade de 91 dias pode ser atribuída à continuidade das reações de hidratação na camada mais interna devido a maior presença de umidade que a camada mais externa.

Da análise de distribuição dos poros, com o aumento da profundidade da camada de C1 para C3 observou-se tendência de decréscimo na porcentagem de microporos ($\Phi < 10\text{nm}$) e acréscimo de macroporos ($\Phi > 50\text{nm}$) para o concreto de referência devido ao maior contato com umidade da camada mais externa. Na idade de 91 dias, respectivamente para os concretos R4 e R8, os decréscimos de microporos foram de 42 e 20% e os incrementos nos macroporos foram de 49 e 46%. Nos concretos com adições minerais o comportamento foi oposto ao concreto de referência, ou seja, ocorreu acréscimo da porcentagem de microporos e decréscimo a porcentagem de macroporos. Para o concreto EV na idade de 91 dias, respectivamente para EV3 e EV5, esses valores foram de 26 e 32% de acréscimo de microporos e, 56 e 13% de redução dos macroporos. Na idade de 300 dias, houve incrementos de 34 e 32% nos poros menores que 10nm e decréscimo de 5 e 50% nos poros com diâmetro maior que 50nm. Aos 91 dias a camada 3 do concreto EVC3 apresentou teor de microporos 71% maior e teor de macroporos 47% menor em relação a camada 1, sendo para a idade de 300 dias esses teores em 53% para os microporos e 5% para os macroporos. No concreto EVC5, respectivamente aos 91 e 300 dias, verificaram-se acréscimo de 76 e 58% nos microporos e decréscimos de 48 e 11% nos macroporos. Esses comportamentos demonstram a maior influência sofrida da camada mais externa destes concretos à exposição ao ambiente e pelo efeito parede das fôrmas.

Com relação ao diâmetro crítico, o aumento da profundidade da camada 1 para a camada 3 originou duas tendências: acréscimo do diâmetro crítico nos concretos

de referência e decréscimos nos concretos com adições. A explicação pode estar vinculada à porcentagem de macroporos destes concretos, pois a tendência destes para o concreto de referência foi de acréscimo e nos concretos com adições de decréscimos. Estes comportamentos corroboram para a influência dos macroporos sobre o diâmetro crítico devido a maior facilidade na conectividade dos poros quando o teor destes é maior.

Em relação ao teor de água combinada o aumento da profundidade da camada de cobertura em relação à face do protótipo resultou em dois comportamentos distintos: decréscimo para o concreto de referência e acréscimo nos concretos com adições. Para o concreto de referência, os decréscimos foram de 15 e 22% respectivamente na idade de 91 e 300 dias para a média das três relações a/ag, sendo a tendência explicada pela maior quantidade de cimento desta mistura, pelo maior contato da camada mais externa com a possível umidade proveniente da cura e do ambiente, e também pela maior disponibilidade de espaço para a formação dos produtos hidratados devido ao maior volume total intrudido de mercúrio. Nos concretos com adições, mesmo com maior disponibilidade de espaço (maior volume total intrudido de mercúrio) para a formação dos produtos das reações de hidratação/pozolânica na camada mais externa e tendo maior contato com a possível umidade proveniente do ambiente, não houve maior teor de água combinada devido à pequena quantidade de cimento, resultando na perda de parte da água antes que ocorressem as reações de hidratação pela menor velocidade destas. Contudo, esta camada funcionou como protetora para as camadas mais internas, impedindo que a água destas fosse perdida prematuramente. Respectivamente para as idades de 91 e 300, na média das três relações a/ag, no concreto EV os acréscimos foram de 19 e 10%, e para o concreto EVC esses percentuais foram de 16 e 11.

No concreto de referência verificou-se que as intensidades dos picos de C-S-H e CH diminuíram à medida que a profundidade da camada de cobertura aumentou em relação à face do protótipo. A ocorrência deste comportamento pode ser explicada pela maior quantidade de reações de hidratação que ocorrem na camada mais externa (C1) devido ao maior contato com a umidade proveniente do ambiente. Nos concretos com adições minerais o aumento da profundidade da camada de C1 (0-1cm) para C3 (4.5-5.5cm) resultou no acréscimo das intensidades dos picos de C-S-H e decréscimo para o CH. Esta tendência deve-se ao elevado teor de adições

que tornam as reações de hidratação mais lentas e conseqüentemente sofrendo a camada mais externa, perda de parte da água pela exposição ao sol e vento, tendo como resultado final menor hidratação desta camada.

4.3. Sobre as modificações constatadas devido ao alto teor de substituição de cimento Portland

O alto teor (90%) de substituição do cimento Portland por adições minerais (70%E + 20%CV) resultou em menores valores de resistência à compressão e retardo na evolução. Aos 28 dias, em relação ao concreto de referência, a resistência do concreto EV foi 54% deste na média das relações a/ag 0.40 e 0.50. Nas idades de 91 e 182 dias esses percentuais aumentaram para valor próximo de 68%, e na idade final de 300 dias atingiu 73% da resistência do concreto R.

Na microestrutura, as principais modificações ocorridas devido ao alto teor de substituição do cimento portland por adições minerais foram em relação ao comportamento do hidróxido de cálcio.

A correlação entre a intensidade de pico do CH com a resistência à compressão mostrou decréscimo do CH no concreto de referência para resistências mais altas, sendo explicado pela necessidade de maior compactidade, o que acarreta menor disponibilidade de espaço para a formação dos produtos hidratados. Entretanto, nos concretos com adições, ocorreu tendência de acréscimo da intensidade do CH para maiores resistências devido ao fato de que quanto maior a resistência a ser obtida menor será a relação a/ag necessária e conseqüentemente menor será a disponibilidade de espaço, o que acarreta menor quantidade das reações pozolânicas e assim maior quantidade de hidróxido de cálcio.

Com o aumento do volume total intrudido de mercúrio ocorreu acréscimo da intensidade de pico do CH no concreto de referência, pois o acréscimo da quantidade de vazios disponibiliza mais espaço para a formação dos produtos das reações de hidratação do cimento e conseqüentemente maior quantidade de hidróxido de cálcio. Todavia, nos concretos com adições a tendência da intensidade de pico do CH foi de decréscimo devido ao aumento das reações pozolânicas pela maior disponibilidade de espaço acarretando assim o consumo do CH.

Na correlação da intensidade de pico do CH com a água combinada obteve-se que o acréscimo desta resultou no incremento da intensidade para o concreto de

referência e decréscimo para os concretos com adições minerais. Esses comportamentos devem-se à diferença entre a natureza das reações de hidratação de concretos que contém somente cimento Portland e de concretos que contém adições minerais, pois para o concreto de referência à medida que o teor de água combinada aumenta maior deve ser a intensidade do pico do hidróxido de cálcio devido à formação deste provir das reações de hidratação nas quais os silicatos combinam-se com a água. Já para os concretos com adições o comportamento é decrescente evidenciando que à medida que a água combinada aumenta os picos do hidróxido de cálcio diminuem pelo consumo destes nas reações pozolânicas.

Estes comportamentos do hidróxido de cálcio com a água combinada comprovam as demais tendências nas correlações mencionadas anteriormente.

4.4. Sobre a influência da cal na resistência e na microestrutura

A adição de cal hidratada no concreto com adições minerais proporcionou acréscimos na evolução da resistência à compressão, pois na idade de 28 dias, em relação ao concreto de referência, a resistência do concreto EV foi 54% deste na média das relações a/ag 0.40 e 0.50, enquanto que o concreto EVC obteve 69%. Esse acréscimo ainda foi significativo nas idades de 91 e 182 dias, pois o concreto EV obteve respectivamente para 68% e 69% da resistência do concreto R, sendo para o mesmo concreto com adição de cal valores de 78 e 76%. A explicação para este comportamento deve-se a ativação que a cal proporciona na escória devido ao aumento na concentração de íons, ao aumento no pH que acarreta a maior velocidade de dissolução da escória e pela maior disponibilidade de hidróxido de cálcio para as reações pozolânicas.

A adição de cal resultou no acréscimo do volume total intrudido devido à sua retenção de água. Na média das três relações a/ag e na idade de 91 dias, os incrementos foram de 6% na camada 1, 7% na camada 2 e 10% na camada 3.

Na distribuição dos poros a influência da cal foi notada através do refinamento dos poros devido ao efeito fíler de suas partículas e pela maior disponibilidade de pontos de nucleação. Na idade de 91 dias e para a relação a/ag 0.30, respectivamente para as camadas 1, 2 e 3, o concreto EV obteve 9, 10 e 35% de microporos, sendo que o mesmo concreto com a adição de cal resultou em 15, 16 e

86% de microporos. Na idade de 300 dias e relação a/ag 0.50 esses valores foram de 18, 31 e 50% para o concreto EV e para o concreto EVC 36, 43 e 94%, respectivamente nas camadas 1 à 3.

Sobre o diâmetro crítico, a adição de cal promoveu o decréscimo deste, sendo devido ao refinamento dos poros. Na idade de 91 dias e para a relação a/ag 0.30, respectivamente para as camadas 1, 2 e 3, o concreto EV obteve diâmetros de 753, 690 e 41nm, sendo para o concreto com a adição de cal diâmetros de 245, 32 e 9nm de microporos. Na idade de 300 dias esses valores foram de 129, 58 e 20nm para o concreto EV e para EVC 28, 17 e 9nm, respectivamente nas camadas 1 à 3.

O teor de água combinada apresentou acréscimo pela adição de cal hidratada, sendo explicado pela maior disponibilidade de hidróxido de cálcio para as reações pozolânicas e reserva de umidade para continuidade da cura devido a sua absorção de água. Na média das três relações a/ag e idade de 91 dias, o teor de água combinada do concreto EV foi 1.26% na camada 1 e 1.49% na camada 3, ocorrendo para o concreto com adição de cal valores de 2.22% na camada 1 e 2.57% na camada 3. Essa mesma análise na idade de 300 dias revelou teores médios de 4.7 e 5.16% no concreto EV e valores de 5.35 e 5.94% para EVC, respectivamente nas camadas 1 e 3.

4.5. Como variam as propriedades estudadas em igualdade de relação a/ag 0.40 e resistência de 50MPa

Em igualdade de relação a/ag 0.40 na idade de 91 dias conclui-se:

- sobre a porosidade total, na camada 1 o concreto EV obteve o menor volume total intrudido, sendo a diferença em torno de 15% para os concretos R e EVC. Na camada 3 o concreto R resultou em menor volume total, sendo respectivamente 50% e 61% menor que os concretos EV e EVC;
- em relação à distribuição dos poros, na camada mais externa (C1) o concreto R apresentou-se mais eficiente no refinamento dos poros pois obteve teor de microporos (60%) maior que os concretos EVC (42%) e EV (16%), e teor de macroporos (4%) menor que EVC (8%) e EV (50%). Na camada mais interna (C3) o maior refinamento dos poros ocorreu nos concretos com adições minerais, sendo a porcentagem dos microporos do

concreto EVC (90%) maior que os concretos EV (41%) e R (18%), e a porcentagem dos macroporos ($\cong 5\%$) menor que o concreto R (53%);

- sobre o diâmetro crítico, na camada 1 o concreto R (21nm) obteve menor valor, sendo os concretos EV e EVC considerados iguais e com diâmetro crítico aproximado de 270nm. Na camada 3, os concretos com adições resultaram em valores menores: EVC obteve diâmetro crítico de 9nm, EV com 40nm e 259nm para R;
- em relação a água combinada, na camada 1 o concreto de referência (3.11%) teve maior teor em relação à EV (1.34%) e EVC (2.23%). Na camada 3, o concreto R (2.79%) também resultou em teor maior que EV (1.52%) e EVC (2.56%).

Em igualdade de resistência de 50MPa na idade de 91 dias conclui-se:

- sobre a porosidade total, na camada 1 o concreto EV obteve menor volume total intrudido, sendo 15% menor que o concreto R e 10% menor que o concreto EVC. Na camada 3, o concreto R resultou em menor volume total intrudido: 11% em relação ao concreto EV e 25% em relação ao EVC;
- que na distribuição de poros, para a camada 1 o concreto de referência e com adição de cal apresentaram estrutura de poros mais refinada que o concreto EV sendo, 50% de microporos e 8% de macroporos para R e para EVC 42 e 8% destes poros respectivamente. Na camada 3, o concreto EVC obteve teor maior de microporos (90%) e menor teor de macroporos (4%).
- em relação à água combinada, nas camadas 1 e 3 o concreto de referência obteve valores maiores, sendo na camada 1 teor de 3.26% e na camada 3 teor de 2.87%. Respectivamente nas camadas 1 e 3, o concreto EVC resultou em valores de 2.20 e 2.56%, e o concreto EV teores de 1.12 e 1.39%.

Da análise conjunta em igualdade de resistência em 50MPa e a/ag 0.40 para a idade de 91 dias conclui-se que:

- na camada 1 (0-1cm) o concreto de referência obteve maior refinamento dos poros, menor diâmetro crítico e maior teor de água combinada, e o concreto EV obteve o menor volume total intrudido;

- na camada 3 (4.5-5.5) o concreto EVC resultou em maior refinamento dos poros e menor diâmetro crítico, e o concreto R obteve menor volume total intrudido e maior teor de água combinada.

4.6. Considerações Finais

Nesta investigação, procurou-se adquirir e interpretar as propriedades estudadas visando traçar o perfil da microestrutura da camada de cobrimento, bem como da influência das adições de escória, cinza volante e da cal hidratada.

Os resultados desta pesquisa confirmam a existência de variação das propriedades da microestrutura ao longo da camada de cobrimento e o efeito benéfico das adições minerais e da cal hidratada.

Ao término deste trabalho conclui-se que no estudo do material concreto muita das propriedades são interdependentes e nenhuma propriedade isolada pode explicar adequadamente suas características físico-química-mecânicas para prever sobre a durabilidade. Com isso, é importante salientar que o Grupo de Estudos e Pesquisas em Concreto (GEPECON) da UFSM está desenvolvendo outras dissertações complementares a este trabalho e pertencentes ao mesmo projeto de pesquisa, estudando variáveis como: absorção capilar de água, difusividade de água, carbonatação acelerada, hidróxido de cálcio remanescente, potencial hidrogeniônico, penetração de cloretos, cloretos retidos e solução iônica dos poros, cujos resultados corroboram para o maior embasamento na caracterização da camada de cobrimento dos concretos estudados.

Para futuros trabalhos sugere-se investigar o desempenho destes concretos através de ensaios eletroquímicos e não-eletroquímicos em corpos-de-prova contendo barras de aço sob condições ambientais e em ensaios acelerados, com diferentes espessuras de cobrimento, visando o maior conhecimento do efeito dos altos teores de adições na camada de cobrimento e conseqüentemente sobre a durabilidade com vistas à corrosão. Também sugere-se a realização de ensaios mecânicos de compressão por tração diametral, módulo de elasticidade e retração devido à importância destes na estabilidade dimensional do concreto.

BIBLIOGRAFIAS

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

ANDRADE, P. A. de. **Os caminhos do comprometimento**. In: REVISTA RECUPERAR – INSTITUTO DE PATOLOGIAS DA CONSTRUÇÃO, ed. 63, Janeiro/Fevereiro de 2005, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Coletânea Estruturas de Concreto**: NBR 6118, NBR 14931, NBR 12655, NBR 8953, NBR 8681, NBR 7187. Rio de Janeiro, 2004.

___ **Agregado em estado solto – determinação da massa unitária**: NBR 7251. Rio de Janeiro, 1982.

___ **Agregado graúdo – determinação do índice de forma pelo método do paquímetro**: NBR 7809. Rio de Janeiro, 1983.

___ **Agregado graúdo – determinação da abrasão Los Angeles**: NBR 6465. Rio de Janeiro. 1984.

___ **Agregados – determinação da composição granulométrica**: NBR 7217 – NM 248. Rio de Janeiro, 2001.

___ **Agregados – determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco chapman**: NBR 9776 – NM 52. Rio de Janeiro. 2003.

___ **Agregados – determinação da absorção e da massa específica do agregado graúdo**: NBR 9937 – NM 53. Rio de Janeiro. 2003.

___ **Agregados para concreto**: NBR 7211. Rio de Janeiro. 1982 **2004**.

___ **Análise química de cimento Portland – determinação da perda ao fogo**: NBR 5743 – NM 12. Rio de Janeiro. 1991.

___ **Análise química de cimento Portland – determinação do resíduo insolúvel**: NBR 5744 – NM 13. Rio de Janeiro. 1989.

___ **Análise química de cimento Portland – determinação do anidrido sulfúrico:** NBR 5745 – NM 14. Rio de Janeiro. 1989.

___ **Análise química de cimento Portland – determinação do óxido de sódio e óxido de potássio por fotometria de chama:** NBR 5747 – NM 15. Rio de Janeiro. 1989.

___ **Análise química de cimento Portland – determinação do óxido de cálcio livre por etileno glicol:** NBR 7227 – NM16. Rio de Janeiro. 1989.

___ **Cimento portland – determinação da resistência à compressão:** NBR 7215. Rio de Janeiro. 1991.

___ **Cimento portland - determinação do tempo de pega:** NBR 11581 – NM 65. Rio de Janeiro. 1991.

___ **Cimento portland e outros materiais em pó, determinação da massa específica:** NBR 6474 – NM 23. Rio de Janeiro. 2001.

___ **Cimento portland e outros materiais em pó, determinação da área específica:** NBR 7224 – NM 76. Rio de Janeiro. 1984.

___ **Cimento portland - determinação da finura por meio da peneira 200:** NBR 11579. Rio de Janeiro. 1991.

___ **Cimento portland de alta resistência inicial:** NBR 5733. Rio de Janeiro. 1991.

___ **Cimento portland – determinação da água da pasta de consistência normal:** NBR 11580. Rio de Janeiro. 1991.

___ **Cimento portland comum e clínquer – análise química por complexometria:** NBR 9203 - NM 17, NM 18 e NM 19. Rio de Janeiro. 1985.

___ **Determinação da consistência do concreto pelo abatimento tronco de cone:** NBR 7223. Rio de Janeiro. 1982.

___ **Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto:** NBR 5739. Rio de Janeiro. 1984.

___ **Moldagem e cura de corpos de prova de concreto, cilíndricos ou prismáticos – método de ensaio:** NBR 5738. Rio de Janeiro. 1984.

___ **Materiais pozolânicos – especificação:** NBR 12653. Rio de Janeiro. 1992.

BAUER, E.; NEPOMUCENO, A. A.; POZZAN, E. **Caracterização da estrutura de poros em microestruturas carbonatadas, e sua relação com alguns mecanismos de transporte** In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 2º, 2001, São Paulo. Anais: Instituto Tecnológico da Aeronáutica.

BASHEER, P. A. M.; NOLAN, E. **Near-surface moisture gradients and in situ permeation tests.** Construction and Building Materials, vol.15, n 2-3, p. 105-114, 2001.

BABU, K. G.; KUMAR, V. S. R. **Efficiency of GGBS in concrete.** Cement and Concrete Research vol.30, p. 1031-1036, 2000.

BEAUDOIN, J. J; MARCHAND, J. **Pore structure.** Handbook of analytical techniques in concrete science and technology: principles, techniques and applications. New York: Noyes Publications, 1999.

BRAUM, V.; CASCUDO, O.; CARASEK, H.; LOPES, A. N. M. **O concreto de cobrimento simulando a situação real de obra: uma comparação com o concreto do interior e com o concreto moldado em laboratório.** In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL SOBRE DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO: O PAPEL DAS ADIÇÕES MINERAIS, 2º, Universidade Federal de Goiânia, 2002.

BREUGEL, K. V.; ROOIJ, M. R. **How to explain the role of ground granulated blast furnace slag and powders in blended cement?** Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Micromechanics Laboratory. 2004.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado.** São Paulo: Pini, 1988.

CARVALHO, A. G. **Energia de ativação dos concretos: experimentação e modelagem.** 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

CARASEK, H.; BERTRON, A.; CASCUDO, O.; CASTRO, A.; OLLIVIER, J. P. **Análise das variações da microestrutura do concreto de cobrimento por meio de microsonda eletrônica.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47º, 2005, Olinda. Anais: IBRACON, 2005.

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

CASCUDO, O.; CARASEK, H.; LOPES A. N. **A importância do cobrimento na durabilidade das estruturas de concreto: uma visão do projeto integrado**. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL SOBRE DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO: O PAPEL DAS ADIÇÕES MINERAIS, 2º, Universidade Federal de Goiânia, 2002.

CASTRO, A. **Influência das adições minerais na durabilidade do concreto sujeito à carbonatação**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

CHANG, P.; HOU, W. **A study on hydration properties of high performance slag concrete analyzed by SRA**. Cement and Concrete Research vol.33, p. 183-189, 2003.

CINCOTTO, M. A.; BATTAGIN, A. F.; AGOPYAN, V. **Caracterização de escória granulada de alto-forno e seu emprego como aglomerante e agregado**. Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Boletim 65, 1992.

COUTO, A. B. P.; CASCUDO, O.; CARASEK, H. **Influência das condições de cura nas características do concreto de cobrimento**. In: SEMINÁRIO INTERNACIONAL SOBRE DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO: O PAPEL DAS ADIÇÕES MINERAIS, 2º, Universidade Federal de Goiânia, 2002.

DALLA LANA, E. F. **Carbonatação da camada de cobrimento de protótipos de concreto com cinza volante e cal**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

DAL MOLIN, D. C. C.; CAMPAGNOLO, L. L. **A importância do controle de qualidade e seu papel na prevenção de patologias em marquises**. In: Simpósio sobre Patologia das Edificações, Prevenção e Recuperação. Porto Alegre, UFRGS, 1989.

DAL MOLIN, D. C. C. **Adições minerais para concreto estrutural**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações / ed. ISAIA, G. C.. 1.ed. São Paulo: IBRACON, 2005.

DAL RI, M. **Efeitos da Adição de Cal Hidratada em Concretos com Altos Teores de Adição Mineral na Penetração de Cloretos e na Solução Aquosa dos Poros de Concreto**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

DIAMOND, S. **The microstructure of cement paste and concrete: a visual primer.** Cement and Concrete Composites, nº26, p. 919-933, 2004.

DONGXU, L.; XUEQUAN, W.; JINLIN, S.; WANG, Y. **The influence of compound admixtures on properties of high-content slag cement.** Cement and Concrete Research vol.30, p. 45-50, 2000.

FARIA, E.; NOSÉ, D. **Os grandes desafios do setor minero-metalúrgico no novo milênio.** 2001. 56º Congresso Anual da ABM. Belo Horizonte, Minas Gerais. Disponível em: <http://www.abmbrasil.localweb.com.br>. Acessado em: 11/06/2005.

ESCALANTE, J. I.; GOMEZ, L. Y.; JOHAL, K. K.; MENDOZA, G.; MANCHA, H.; MENDEZ, J. **Reactivity of blast furnace in cement portland blends hydrated under different conditions.** Cement and Concrete Research, vol.31, p. 1403-09, 2001.

FORMAGINI, S. **Dosagem científica e caracterização mecânica de concretos de altíssimo desempenho.** 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

FU, X.; WANG, Z.; TAO, W.; YANG, C.; HOU, W.; DONG, Y.; WU, X. **Studies on blended cement with large amount of fly ash.** Cement and Concrete Research, vol.32, 1153-1159, 2002.

GAO, J. M.; QIAN, C. X.; LIU, H. F.; WANG, B.; LI, L. **ITZ Microstructure of concrete containing GGBS.** Cement and Concrete Research vol.35, p. 1299-1304, 2004.

GALBRAITH'S LIMITED. **World crude steel and big iron production.** 2004. Disponível em: <http://www.galbraiths.co.uk/pdf/-steelprod.pdf>. Acessado em: 08/03/2007.

GASTALDINI, A. L. G.; ISAIA, G. C.; ZANELLA, R. **Influência da finura da escória na carbonatação de concretos com adições minerais.** 1999. In: 5º Congresso Brasileiro de Cimento. São Paulo.

GEMELLI, E. **Corrosão de materiais metálicos e sua caracterização.** Rio de Janeiro: LTC, 2001.

GOBBO, L. A. **Os compostos do clínquer Portland: sua caracterização por difração de raios-x e quantificação por refinamento de Rietveld.** 2003. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo, São Paulo.

GOMES, A. J. P. **Carvão do Brasil/turfa agrícola: geologia, meio ambiente e participação estratégica na produção de eletricidade no sul do Brasil.** 2002. Porto Alegre.

GOMES, N. S. **Influência de ativadores químicos e adições minerais no comportamento de concretos frente a cloretos.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

GRIESEL, E. J.; ALEXANDER, M. G. **Modelling the durability properties of concrete cover.** In: INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 11th, 2003. Durban, África do Sul.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil.** 2.ed. São Paulo: Pini, 2002.

GUIMARÃES, A. T. C. **Propriedades do concreto fresco.** In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações / ed. ISAIA, G. C.. 1.ed. São Paulo: IBRACON, 2005.

HELENE, P.; ISAIA G. C. **Durabilidade do concreto ou das estruturas de concreto?** In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES (mesa redonda), 2º, 2001, São Paulo. Anais: Instituto Tecnológico da Aeronáutica.

HEIKAL, M.; EL-DIDAMONY, H.; MORSY, M. S. **Limestone-filled pozzolanic cement.** Cement and Concrete Research vol.30, nº11, p. 1827-1834, 2000.

HEIKAL, M. **Effect of calcium formate as an accelerator on the physicochemical and mechanical properties of pozzolanic cement pastes.** Cement and Concrete Research vol.34, p. 1051-1056, 2004.

HIGHWAY RESERARCH BOARD. **Guide to compounds of interest in cement e concrete research.** Special Report 127, National Academy of Engineering, Washington D.C. sd.

HILL, J.; SHARP, J. H. **The mineralogy and microstructure of three composite cements with high replacement levels.** Cement and Concrete Composites vol.24, 2002.

HOLCIM BRASIL. **Relatório de sustentabilidade**. 2003. Disponível em: <http://www.grupoholcim.com.br>. Acessado em: 22/05/2005.

HOPPE, J. **Efeito da adição de cal hidratada sobre a permeabilidade ao oxigênio e absorção capilar de concreto com altos teores de adições minerais**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

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

ISAIA, G. C. **Pesquisa sobre o cobrimento da armadura das estruturas de concreto: revisão sobre a estrutura dos poros e mecanismos de transporte**. 2001. Polígrafo – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

ISAIA, G. C. **Durabilidade do concreto ou das estruturas de concreto?** In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 2º, 2001, São Paulo. Anais: Instituto Tecnológico da Aeronáutica.

ISAIA, G. C.; GASTALDINI A. L. G. **Concreto “verde” com teores muito elevados de adições minerais: um estudo de sustentabilidade**. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 10º, 2004, São Paulo. Anais: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ISAIA, G. C. **Concreto: da Era clássica à Contemporânea**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações / ed. ISAIA, G. C.. 1.ed. São Paulo: IBRACON, 2005.

JOHN, V. M. **Cimentos de Escória Ativada com Silicatos de Sódio**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

JOHN, V. M. **Reciclagem de Resíduos na Construção Civil**. 2000. Tese (Título de Livre Docente) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

JUESHI, Q.; CAIJUN, S.; ZHI, W. **Activation of blended cements containing fly ash**. Cement and Concrete Research vol.31, p. 1121-1127, 2001.

LIBORIO, J. B. L.; CASTRO, A I; SILVA, F. G.; SILVA, V. M. **Estudo do comportamento de concretos de alto desempenho: resistências mecânicas e durabilidade**. In: SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO “O BETÃO NAS ESTRUTURAS”, 2005, Coimbra. Universidade de Coimbra.

MARQUES, J. C. **Escória de Alto Forno: estudo visando seu emprego no preparo de argamassas e concretos.** 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

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

MEHTA P. K. **Bringing the concrete industry into a new era of sustainable development.** In: MARIO COLLEPARDI SYMPOSIUM ON ADVANCES IN CONCRETE SCIENCE AND TECHNOLOGY, Rome, 1997.

MINDESS, S.; YOUNG, J. F. **Concrete.** New Jersey: Prentice Hall, 1981.

MIRA, P.; PAPADAKIS V. G.; TSIMAS, S. **Effect of lime putty addition on structural and durability properties of concrete.** Cement and Concrete Research vol.32, 2002.

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

OLIVEIRA, C. T. A. **Água do Poro de pastas de cimento de escória.** 2000. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

ORLANDO, J.; HELENE, P. **Avaliação da resistência à compressão do concreto em diferentes níveis por meio de corpos de prova moldados e de testemunhos extraídos.** In: SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO “O BETÃO NAS ESTRUTURAS”, 2005, Coimbra. Universidade de Coimbra.

PAPADAKIS, V. G. **Effect of fly ash on Portland cement system Part I.** Cement and Concrete Research vol.39, p. 1727-36, 1999.

PARROT, L. J. **Curing time for portland and portland/fly ash concretes.** In: 5^o INTERNATIONAL CONFERENCE OF DURABILITY OF CONCRETE, Barcelona, 2000. Proceedings. CANMET/ACI.

PECCHIO, M.; BATTAGIN, A. F. **Estudo do envelhecimento de escórias granuladas de alto-forno.** In: Congresso Brasileiro do Cimento, 5^o, 1999, São Paulo.

PINTO, R. O.; GEYER, A. L. B.; BESERRA, S. A. **Aplicação de diferentes procedimentos de cura no concreto de alto desempenho.** In: SIMPÓSIO IBERO-AMERICANO “O BETÃO NAS ESTRUTURAS”, 2005, Coimbra.

RAMACHADRAN, V. S. **Concrete Science.** Handbook of analytical techniques in concrete science and technology: principles, techniques and applications. New York: Noyes Publications, 1999.

ROSSIGNOLO, J. A. **Concreto Leve de Alto Desempenho Modificado com SB para pré-fabricados esbeltos: dosagem, produção, propriedades e microestrutura.** 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

ROCHA, J. C. **UFSC leva para o BRASILTEC materiais e componentes de construção produzidos com adição de cinzas de termoelétricas.** In: Agência de Comunicação da Universidade Federal de Santa Catarina. 2003. Disponível em: <<http://www.agecom.ufsc.br/index.php?secao=arq&id=1493>>. Acessado: março de 2007.

SARKAR, S. L.; AIMIN, X.; JANA, D. **Scanning Electron Microscopy, X-Ray Microanalysis of Concretes.** Handbook of analytical techniques in concrete science and technology: principles, techniques and applications. New York: Noyes Publications, 1999.

SAEKI, T.; MONTEIRO, P. J. M. **A model to predict the amount of calcium hydroxide in concrete containing mineral admixtures.** Cement and Concrete Research vol.35, p. 1914-1921, 2005.

SÉBAIBI, Y.; DHEILLY, R. M.; QUÈNEUDEC, M. **Study of water-retention capacity of a lime-sand mortar: influence of the physicochemical characteristics of the lime.** Cement and Concrete Research vol.33, p. 689-696, 2003.

SPERB, J. E. K. **Carbonatação e absorção capilar de concretos com adições minerais e ativadores químicos.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

SILVEIRA, R. G. **Estudo da microestrutura da camada de cobrimento de concreto com altos teores de cinza volante.** 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

STUMPP, M. J. **Carbonatação de Concretos com Altos Teores de Adições Minerais e Cal Hidratada.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

SURYAVANSHI, A. K.; SWAMY R. N. **An evaluation of controlled permeability formwork for long-term durability of structural concrete elements.** Cement and Concrete Research vol.27, nº7, p. 1047-1060, 1997.

TAN, K.; PU, X. **Strengthening effects of finely ground fly ash, granulated blast furnace slag, and their combination.** Cement and Concrete Research, vol.28, nº12, p. 1819-1825, 1998.

UCHIKAWA, H., HANEHARA, S., HIRAO, H. **High volume wastes concrete.** INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN CONCRETE TECHNOLOGY, 4^o, Tokushima. American Concrete Institute, Farmington Hills, 1998.

VAGHETTI, M. A. O. **Estudo da corrosão do aço, induzida por carbonatação, em concretos com adições minerais.** 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VIEIRA, F. M. P. **Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras em concretos com adição de sílica ativa.** 2003. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VILASBOAS, J. M. L. **Durabilidade das Edificações de Concreto Armado em Salvador: uma contribuição para a implantação da NBR-6118:2003.** 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Bahia, Salvador.

WINCK, M. L. **Efeitos físico e pozolânico de adições minerais sobre a penetração de cloretos no concreto.** 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

WANG, F.; SUN, R.; CUI, Y. **Study on modification of the high-strength slag cement material.** Cement and Concrete Research vol.35, p. 1344-1348, 2005.

YUASA, N., KASAI, Y., MATSUI, I. **Inhomogeneous distribution of moisture content and porosity in concrete.** In: CONCRETE DURABILITY AND REPAIR TECHNOLOGY. INTERNATIONAL CONGRESS CREATING WITH CONCRETE, 1999, Dundee. London: Thomas Telford.

YUASA, N., KASAI, Y., MATSUI, I. **Inhomogeneous distribution of compressive strength from surface layer to interior of concrete structures.** In: International Conference of Durability of Concrete, 5^o, Barcelona, 2000. London: Thomas Telford.

ANEXO “A” - RESULTADOS

Tabela A.1 – Resultados de Resistência à Compressão e Equações de Abrams

Corpos de Prova (CP)										
Traço	a/ag nominal	a/ag real	28 dias (MPa)	r ² Equação exponencial	91 dias (MPa)	r ² Equação exponencial	182 dias (MPa)	r ² Equação exponencial	300 dias (MPa)	r ² Equação exponencial
R4	0,40	0,400	61,7	1,00	63,4	0,99	68,1	0,98	69,2	0,96
R6	0,60	0,600	36,0	$f_c = 159,413 \cdot e^{(-2,420 \cdot a/ag)}$	37,8	$f_c = 150,877 \cdot e^{(-2,229 \cdot a/ag)}$	38,1	$f_c = 159,481 \cdot e^{(-2,242 \cdot a/ag)}$	38,7	$f_c = 153,043 \cdot e^{(-2,121 \cdot a/ag)}$
R8	0,80	0,827	21,9		24,4		26,0		27,8	
EV3	0,30	0,302	37,8		0,97		49,7		1,00	
EV4	0,40	0,402	30,9	$f_c = 88,885 \cdot e^{(-2,753 \cdot a/ag)}$	41,9	$f_c = 88,672 \cdot e^{(-1,897 \cdot a/ag)}$	43,7	$f_c = 90,985 \cdot e^{(-1,842 \cdot a/ag)}$	48,5	$f_c = 87,362 \cdot e^{(-1,477 \cdot a/ag)}$
EV5	0,50	0,491	22,4		34,7		36,7		42,2	
EVC3	0,30	0,331	48,8		1,00		52,0		0,91	
EVC4	0,40	0,402	37,6	$f_c = 160,674 \cdot e^{(-3,605 \cdot a/ag)}$	41,0	$f_c = 99,236 \cdot e^{(-2,052 \cdot a/ag)}$	45,5	$f_c = 112,705 \cdot e^{(-2,168 \cdot a/ag)}$	48,5	$f_c = 124,672 \cdot e^{(-2,266 \cdot a/ag)}$
EVC5	0,50	0,491	27,4		37,2		39,5		41,6	

Testemunhos (T)										
Traço	a/ag nominal	a/ag real	28 dias (MPa)	r ² Equação exponencial	91 dias (MPa)	r ² Equação exponencial	182 dias (MPa)	r ² Equação exponencial	300 dias (MPa)	r ² Equação exponencial
R4	0,40	0,400	55,0	0,96	62,5	0,99	68,3	1,00	71,7	0,99
R6	0,60	0,600	39,4	$f_c = 170,848 \cdot e^{(-2,661 \cdot a/ag)}$	41,0	$f_c = 174,230 \cdot e^{(-2,496 \cdot a/ag)}$	42,3	$f_c = 184,424 \cdot e^{(-2,470 \cdot a/ag)}$	43,1	$f_c = 185,386 \cdot e^{(-2,400 \cdot a/ag)}$
R8	0,80	0,827	17,8		21,6		23,8		25,7	
EV3	0,30	0,302	35,4		0,98		51,6		0,93	
EV4	0,40	0,402	30,3	$f_c = 65,209 \cdot e^{(-1,982 \cdot a/ag)}$	45,3	$f_c = 109,407 \cdot e^{(-2,375 \cdot a/ag)}$	47,9	$f_c = 150,981 \cdot e^{(-2,093 \cdot a/ag)}$	52,4	$f_c = 122,081 \cdot e^{(-2,186 \cdot a/ag)}$
EV5	0,50	0,491	24,3		32,8		37,0		41,0	
EVC3	0,30	0,331	53,6		0,99		58,1		0,99	
EVC4	0,40	0,402	39,8	$f_c = 170,030 \cdot e^{(-3,587 \cdot a/ag)}$	48,0	$f_c = 121,297 \cdot e^{(-2,257 \cdot a/ag)}$	50,2	$f_c = 121,673 \cdot e^{(-2,148 \cdot a/ag)}$	52,0	$f_c = 120,959 \cdot e^{(-2,040 \cdot a/ag)}$
EVC5	0,50	0,491	30,1		40,4		42,8		44,9	

Tabela A.2 – Evolução da Resistência à Compressão e Equações de Progressão

Corpos de Prova (CP)								
Traço	a/ag nominal	a/ag real	28 dias (MPa)	91 dias (MPa)	182 dias (MPa)	300 dias (MPa)	Equação Logarítmica	r ²
R4	0,40	0,400	61,7	63,4	68,1	69,2	$f_c = 49,878 + 3,354 \cdot \ln(t)$	0,91
R5*	0,50	0,491	48,6	50,5	53,0	54,0	$f_c = 40,460 + 2,363 \cdot \ln(t)$	0,97
R6	0,60	0,600	36,0	37,8	38,1	38,7	$f_c = 32,457 + 1,108 \cdot \ln(t)$	0,96
R8	0,80	0,827	21,9	24,4	26,0	27,8	$f_c = 13,675 + 2,421 \cdot \ln(t)$	0,99
EV3	0,30	0,302	37,8	49,7	52,0	55,8	$f_c = 14,024 + 7,424 \cdot \ln(t)$	0,96
EV4	0,40	0,402	30,9	41,9	43,7	48,5	$f_c = 7,885 + 7,118 \cdot \ln(t)$	0,97
EV5	0,50	0,491	22,4	34,7	36,7	42,2	$f_c = -3,479 + 7,995 \cdot \ln(t)$	0,97
EVC3	0,30	0,331	48,8	52,0	56,1	60,0	$f_c = 32,644 + 4,604 \cdot \ln(t)$	0,94
EVC4	0,40	0,402	37,6	41,0	45,5	48,5	$f_c = 21,614 + 4,594 \cdot \ln(t)$	0,96
EVC5	0,50	0,491	27,4	37,2	39,5	41,6	$f_c = 8,393 + 8,980 \cdot \ln(t)$	0,96

Testemunhos (T)								
Traço	a/ag nominal	a/ag real	28 dias (MPa)	91 dias (MPa)	182 dias (MPa)	300 dias (MPa)	Equação Logarítmica	r ²
R4	0,40	0,400	55,0	62,5	68,3	71,7	$f_c = 31,065 + 7,106 \cdot \ln(t)$	1,00
R5*	0,50	0,491	46,3	51,2	54,8	57,1	$f_c = 30,812 + 4,590 \cdot \ln(t)$	1,00
R6	0,60	0,600	39,4	41,0	42,3	43,1	$f_c = 34,089 + 1,570 \cdot \ln(t)$	1,00
R8	0,80	0,827	17,8	21,6	23,8	25,7	$f_c = 6,756 + 3,300 \cdot \ln(t)$	1,00
EV3	0,30	0,302	35,4	51,6	55,1	62,1	$f_c = 0,090 + 10,871 \cdot \ln(t)$	0,98
EV4	0,40	0,402	30,3	45,3	47,9	52,4	$f_c = 1,223 + 9,120 \cdot \ln(t)$	0,96
EV5	0,50	0,491	24,3	32,8	37,0	41,0	$f_c = 1,185 + 6,952 \cdot \ln(t)$	1,00
EVC3	0,30	0,331	53,6	58,1	60,5	62,4	$f_c = 41,324 + 3,696 \cdot \ln(t)$	1,00
EVC4	0,40	0,402	39,8	48,0	50,2	52,0	$f_c = 23,355 + 5,151 \cdot \ln(t)$	0,97
EVC5	0,50	0,491	30,1	40,4	42,8	44,9	$f_c = 10,288 + 6,242 \cdot \ln(t)$	0,96

* Valores de resistência à compressão obtidos por interpolação (equação de Abrams).

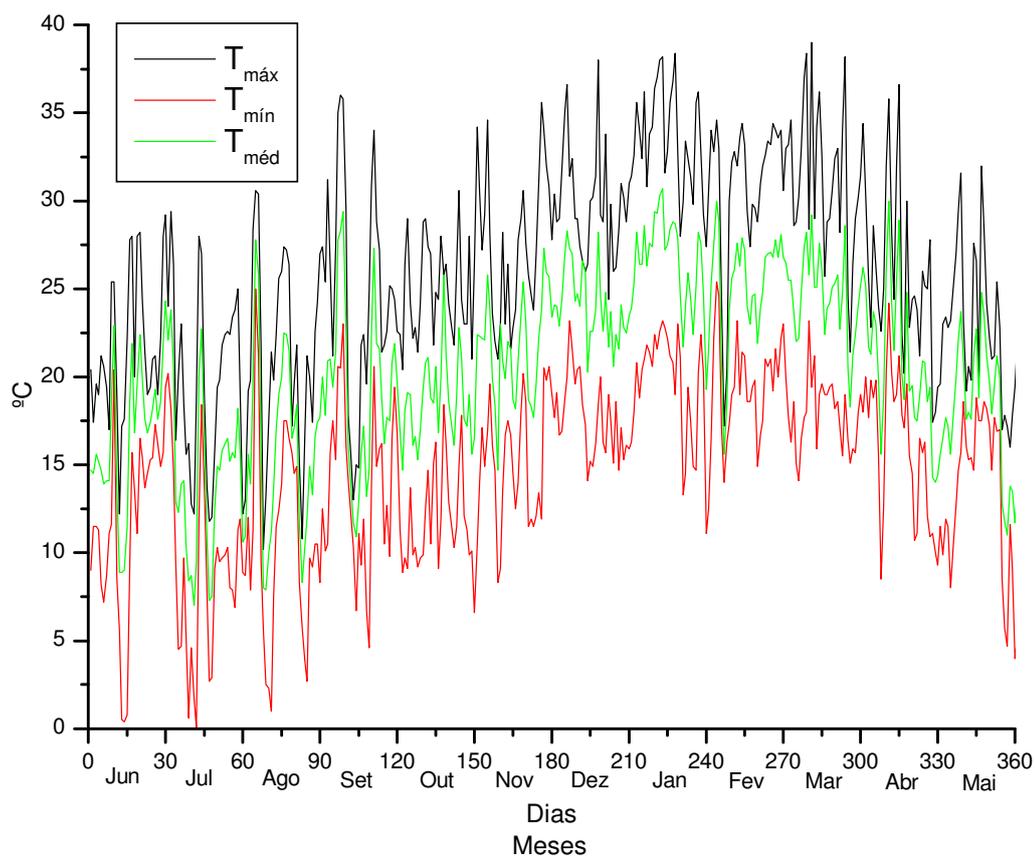


Figura A.1 – Temperaturas máxima, mínima e média

Tabela A.3 – Equações da Maturidade

Traço	Corpos de Prova (CP)	Testemunhos (T)
	r^2	r^2
	Equação Linear	Equação Linear
R4	0,91 $fc = 62,530 + 3,354 \cdot \ln(M)$	1,00 $fc = 60,038 + 6,584 \cdot \ln(M)$
R6	0,96 $fc = 36,636 + 1,108 \cdot \ln(M)$	1,00 $fc = 40,423 + 1,485 \cdot \ln(M)$
R8	0,99 $fc = 22,809 + 2,421 \cdot \ln(M)$	1,00 $fc = 20,072 + 3,073 \cdot \ln(M)$
EV3	0,96 $fc = 42,029 + 7,424 \cdot \ln(M)$	0,97 $fc = 44,871 + 9,364 \cdot \ln(M)$
EV4	0,97 $fc = 34,734 + 7,118 \cdot \ln(M)$	0,94 $fc = 38,461 + 8,101 \cdot \ln(M)$
EV5	0,97 $fc = 26,681 + 7,995 \cdot \ln(M)$	1,00 $fc = 29,578 + 6,213 \cdot \ln(M)$
EVC3	0,94 $fc = 50,010 + 4,604 \cdot \ln(M)$	1,00 $fc = 56,261 + 3,277 \cdot \ln(M)$
EVC4	0,96 $fc = 38,944 + 4,594 \cdot \ln(M)$	0,96 $fc = 44,422 + 4,468 \cdot \ln(M)$
EVC5	0,96 $fc = 30,951 + 5,980 \cdot \ln(M)$	0,94 $fc = 35,470 + 5,587 \cdot \ln(M)$

Tabela A.4 – Resultados de porosimetria para a idade de 91 dias

	Traço	Camada	Volume Total Intrudido (ml/g)	Volume Intrudido $\Phi < 10\text{nm}$ (ml/g)	Volume Intrudido entre $10 < \Phi < 50\text{nm}$ (ml/g)	Volume Intrudido $\Phi > 50\text{nm}$ (ml/g)	Volume Intrudido Meso+Macro (ml/g)	Φ Crítico (nm)
91 dias	R4	C1	0,1013	0,0607	0,0364	0,0042	0,0406	21
		C2	0,0825	0,0384	0,0278	0,0162	0,0440	50
		C3	0,0589	0,0106	0,0171	0,0312	0,0483	259
	R6	C1	0,1025	0,0402	0,0525	0,0098	0,0623	47
		C2	0,0899	0,0311	0,0496	0,0092	0,0588	69
		C3	0,0776	0,0183	0,0210	0,0383	0,0593	264
	R8	C1	0,1039	0,0350	0,0628	0,0061	0,0689	50
		C2	0,0906	0,0237	0,0626	0,0043	0,0669	44
		C3	0,0893	0,0124	0,0304	0,0465	0,0769	365
	EV3	C1	0,0859	0,0076	0,0260	0,0523	0,0783	753
		C2	0,0849	0,0089	0,0184	0,0576	0,0760	690
		C3	0,0759	0,0268	0,0457	0,0035	0,0492	41
	EV4	C1	0,0898	0,0141	0,0302	0,0455	0,0757	277
		C2	0,0888	0,0179	0,0344	0,0365	0,0709	128
		C3	0,0886	0,0365	0,0476	0,0045	0,0521	40
	EV5	C1	0,0971	0,0118	0,0666	0,0187	0,0853	244
		C2	0,0958	0,0265	0,0601	0,0092	0,0693	100
		C3	0,0942	0,0410	0,0473	0,0059	0,0532	20
	EVC3	C1	0,0928	0,0136	0,0319	0,0473	0,0792	245
		C2	0,0933	0,0150	0,0707	0,0076	0,0783	32
		C3	0,0927	0,0800	0,0093	0,0034	0,0127	9
EVC4	C1	0,0976	0,0411	0,0491	0,0074	0,0565	270	
	C2	0,0963	0,0609	0,0299	0,0054	0,0353	36	
	C3	0,0946	0,0856	0,0060	0,0030	0,0090	9	
EVC5	C1	0,0990	0,0159	0,0338	0,0493	0,0831	310	
	C2	0,0980	0,0489	0,0385	0,0106	0,0491	40	
	C3	0,0961	0,0888	0,0056	0,0017	0,0073	9	

Tabela A.5 – Resultados de porosimetria para a idade de 300 dias

	Traço	Camada	Volume Total Intrudido (ml/g)	Volume Intrudido $\Phi < 10\text{nm}$ (ml/g)	Volume Intrudido entre $10 < \Phi < 50\text{nm}$ (ml/g)	Volume Intrudido $\Phi > 50\text{nm}$ (ml/g)	Volume Intrudido Meso+Macro (ml/g)	Φ Crítico (nm)
300 dias	R4	C1	0,0539	0,0491	0,0030	0,0018	0,0048	9
		C2	0,0548	0,0419	0,0092	0,0037	0,0129	12
		C3	0,0430	0,0110	0,0295	0,0025	0,0320	40
	R6	C1	0,0672	0,0660	0,0000	0,0012	0,0012	9
		C2	0,0671	0,0138	0,0381	0,0152	0,0533	56
		C3	0,0561	0,0091	0,0443	0,0027	0,0470	45
	R8	C1	0,0960	0,0798	0,0117	0,0045	0,0162	11
		C2	0,0923	0,0412	0,0427	0,0085	0,0512	38
		C3	0,0863	0,0341	0,0433	0,0089	0,0522	50
	EV3	C1	0,0552	0,0078	0,0343	0,0131	0,0474	129
		C2	0,0502	0,0127	0,0268	0,0107	0,0375	58
		C3	0,0407	0,0194	0,0135	0,0078	0,0213	20
	EV4	C1	0,0677	0,0112	0,0245	0,0342	0,0587	200
		C2	0,0508	0,0121	0,0329	0,0058	0,0387	62
		C3	0,0432	0,0395	0,0017	0,0020	0,0037	9
	EV5	C1	0,0699	0,0121	0,0138	0,0418	0,0556	219
		C2	0,0509	0,0156	0,0148	0,0205	0,0353	90
		C3	0,0494	0,0247	0,0188	0,0059	0,0247	20
	EVC3	C1	0,0530	0,0213	0,0277	0,0040	0,0317	28
		C2	0,0501	0,0294	0,0176	0,0031	0,0207	17
		C3	0,0499	0,0466	0,0019	0,0014	0,0033	9
	EVC4	C1	0,0603	0,0277	0,0125	0,0202	0,0327	146
		C2	0,0572	0,0312	0,0213	0,0047	0,0260	19
		C3	0,0520	0,0437	0,0044	0,0039	0,0083	9
	EVC5	C1	0,0771	0,0279	0,0395	0,0097	0,0492	257
		C2	0,0663	0,0282	0,0185	0,0196	0,0381	20
		C3	0,0580	0,0543	0,0023	0,0014	0,0037	9

Tabela A.6 – Correlação entre volume total intrudido de mercúrio e resistência à compressão e valores para $f_c=50\text{MPa}$.

Idade	Traço	Camada	$VTI_{f_c=50\text{MPa}}$ (ml/g)	r^2 Equação
91dias	R	C1	0,1022	0,99 $VTI = -0,00006 \cdot f_c + 0,1052$
		C2	0,0860	0,84 $VTI = -0,00020 \cdot f_c + 0,0960$
		C3	0,0689	0,99 $VTI = -0,00075 \cdot f_c + 0,1064$
	EV	C1	0,0866	1,00 $VTI = -0,0006 \cdot f_c + 0,1166$
		C2	0,0848	1,00 $VTI = -0,0006 \cdot f_c + 0,1148$
		C3	0,0801	0,84 $VTI = -0,0009 \cdot f_c + 0,1251$
	EVC	C1	0,0966	0,98 $VTI = -0,0003 \cdot f_c + 0,1116$
		C2	0,0960	1,00 $VTI = -0,00022 \cdot f_c + 0,1070$
		C3	0,0944	0,99 $VTI = -0,00016 \cdot f_c + 0,1024$

VTI = volume total intrudido de mercúrio.

Idade	Traço	Camada	$VTI_{f_c=50\text{MPa}}$ (ml/g)	r^2 Equação
300dias	R	C1	0,0646	0,98 $VTI = 0,5841 \cdot f_c^{-0,5629}$
		C2	0,0646	0,98 $VTI = 0,4720 \cdot f_c^{-0,5084}$
		C3	0,0535	0,98 $VTI = 0,7629 \cdot f_c^{-0,6794}$
	EV	C1	0,0646	0,82 $VTI = -0,0007 \cdot f_c + 0,0996$
		C2	0,0508	0,82 $VTI = -0,00003 \cdot f_c + 0,0523$
		C3	0,0460	0,96 $VTI = -0,0004 \cdot f_c + 0,0660$
	EVC	C1	0,0668	0,91 $VTI = 2,8935 \cdot f_c^{-0,9632}$
		C2	0,0603	0,98 $VTI = 1,0646 \cdot f_c^{-0,7337}$
		C3	0,0546	0,86 $VTI = 0,2437 \cdot f_c^{-0,3826}$

Tabela A.7 – Resultados de Água Combinada e Equações: 91 dias

Traço	a/ag nominal	a/ag real	Camada 1 0 - 1,0cm	Camada 2 2,0 - 3,0cm	Camada 3 4,5 - 5,5cm	r ² Equação*
R4	0,40	0,400	3,11	2,91	2,79	0,99 $a = 3,019 \cdot p^{-0,047}$
R6	0,60	0,600	3,32	3,07	2,93	0,99 $a = 3,207 \cdot p^{-0,054}$
R8	0,80	0,827	3,70	3,22	3,08	1,00 $a = 3,494 \cdot p^{-0,082}$
		r ² Equação	0,99 $a = 2,630 \cdot e^{(0,408 \cdot a/ag)}$	1,00 $a = 2,650 \cdot e^{(0,239 \cdot a/ag)}$	1,00 $a = 2,542 \cdot e^{(0,232 \cdot a/ag)}$	
EV3	0,30	0,302	1,01	1,24	1,32	0,99 $a = 1,102 \cdot p^{-0,116}$
EV4	0,40	0,402	1,34	1,47	1,52	1,00 $a = 1,396 \cdot p^{-0,054}$
EV5	0,50	0,491	1,44	1,51	1,63	0,88 $a = 1,476 \cdot p^{-0,050}$
		r ² Equação	0,94 $a = 2,499 \cdot (a/ag)^{0,737}$	0,91 $a = 2,071 \cdot (a/ag)^{0,417}$	0,99 $a = 2,240 \cdot (a/ag)^{0,440}$	
EVC3	0,30	0,331	2,02	2,24	2,49	1,00 $a = 1,984 \cdot e^{(0,046 \cdot p)}$
EVC4	0,40	0,402	2,23	2,34	2,56	0,99 $a = 2,190 \cdot e^{(0,030 \cdot p)}$
EVC5	0,50	0,491	2,40	2,43	2,66	0,89 $a = 2,344 \cdot e^{(0,024 \cdot p)}$
		r ² Equação	0,98 $a = 1,439 \cdot e^{(1,056 \cdot a/ag)}$	0,98 $a = 1,888 \cdot e^{(0,522 \cdot a/ag)}$	1,00 $a = 2,154 \cdot e^{(0,430 \cdot a/ag)}$	

* A variável “p” é a profundidade da camada em relação à face do protótipo em centímetros.

Tabela A.8 – Resultados de Água Combinada e Equações: 300 dias

Traço	a/ag nominal	a/ag real	Camada 1 0 - 1,0cm	Camada 2 2,0 - 3,0cm	Camada 3 4,5 - 5,5cm	r ² Equação
R4	0,40	0,400	4,56	4,02	3,71	0,99 $a = 4,305 \cdot p^{-0,087}$
R6	0,60	0,600	4,83	4,34	3,98	0,97 $a = 4,590 \cdot p^{-0,081}$
R8	0,80	0,827	5,07	4,58	4,19	0,97 $a = 4,827 \cdot p^{-0,079}$
		r ² Equação	0,99 $a = 4,135 \cdot e^{(0,249 \cdot a/ag)}$	0,98 $a = 3,589 \cdot e^{(0,300 \cdot a/ag)}$	0,99 $a = 3,318 \cdot e^{(0,288 \cdot a/ag)}$	
EV3	0,30	0,302	4,36	4,61	4,83	0,97 $a = 4,475 \cdot p^{-0,043}$
EV4	0,40	0,402	4,81	4,97	5,11	0,96 $a = 4,885 \cdot p^{-0,025}$
EV5	0,50	0,491	4,94	5,27	5,54	0,98 $a = 5,093 \cdot p^{-0,048}$
		r ² Equação	0,95 $a = 6,021 \cdot (a/ag)^{0,265}$	1,00 $a = 6,411 \cdot (a/ag)^{0,277}$	0,96 $a = 6,674 \cdot (a/ag)^{0,275}$	
EVC3	0,30	0,331	5,15	5,22	5,63	0,91 $a = 5,050 \cdot e^{(0,020 \cdot p)}$
EVC4	0,40	0,402	5,36	5,42	5,89	0,88 $a = 5,246 \cdot e^{(0,021 \cdot p)}$
EVC5	0,50	0,491	5,54	5,67	6,30	0,92 $a = 5,389 \cdot e^{(0,029 \cdot p)}$
		r ² Equação	0,98 $a = 4,453 \cdot e^{(0,449 \cdot a/ag)}$	1,00 $a = 4,415 \cdot e^{(0,509 \cdot a/ag)}$	1,00 $a = 4,463 \cdot e^{(0,698 \cdot a/ag)}$	

* A variável "p" é a profundidade da camada em relação à face do protótipo em centímetros.

Tabela A.9 – Equações de correlação entre a resistência à compressão e água combinada para f_c igual a 50MPa.

Idade	Traço	Camada	$a_{f_c=50MPa}$ (%)	r^2 Equação
91dias	R	C1	3,26	0,96 $a = -0,0143 \cdot f_c + 3,7470$
		C2	3,19	1,00 $a = -0,0076 \cdot f_c + 3,3826$
		C3	3,46	1,00 $a = -0,0071 \cdot f_c + 3,2286$
	EV	C1	1,09	0,78 $a = -0,0208 \cdot f_c + 2,1615$
		C2	1,38	0,71 $a = -0,0128 \cdot f_c + 1,9595$
		C3	1,46	0,88 $a = -0,0154 \cdot f_c + 2,1560$
	EVC	C1	2,22	1,00 $a = 10,9700 \cdot f_c^{-0,4111}$
		C2	2,36	1,00 $a = 4,9598 \cdot f_c^{-0,1533}$
		C3	2,48	0,96 $a = 4,6935 \cdot f_c^{-0,1547}$

a = teor de água combinada.

Idade	Traço	Camada	$a_{f_c=50MPa}$ (%)	r^2 Equação
300dias	R	C1	4,15	0,99 $a = -0,0109 \cdot f_c + 5,3316$
		C2	4,44	1,00 $a = -0,0121 \cdot f_c + 4,8789$
		C3	4,67	0,99 $a = -0,0103 \cdot f_c + 4,4441$
	EV	C1	4,64	0,88 $a = -0,0270 \cdot f_c + 6,1040$
		C2	4,99	0,99 $a = -0,0311 \cdot f_c + 6,5639$
		C3	5,30	0,99 $a = -0,0338 \cdot f_c + 6,9103$
	EVC	C1	5,41	0,99 $a = 11,534 \cdot f_c^{-0,1932}$
		C2	5,64	0,97 $a = 12,830 \cdot f_c^{-0,2160}$
		C3	5,95	0,95 $a = 18,914 \cdot f_c^{-0,2914}$

Tabela A.10 – Resultados da Intensidade de pico do CH: 91 dias

	d (nm)	C1			C2			C3		
		R4	R6	R8	R4	R6	R8	R4	R6	R8
CH	0.490	210	248	269	156	200	232	140	168	180
	0.263	244	252	260	147	223	244	133	192	200
		EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5
CH	0.490	130	114	92	112	105	89	104	98	73
	0.263	144	121	113	136	102	98	127	99	91
		EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5
CH	0.490	164	151	149	155	133	138	144	147	125
	0.263	234	228	203	210	191	189	196	207	153

Tabela A.11 – Resultados da Intensidade de pico do C-S-H: 91 dias

	d (nm)	C1			C2			C3		
		R4	R6	R8	R4	R6	R8	R4	R6	R8
C-S-H	0.304	177	239	331	150	218	229	143	151	171
		EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5
C-S-H	0.304	143	158	170	180	199	233	195	211	231
		EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5
C-S-H	0.304	113	140	156	141	167	180	160	155	184

Tabela A.12 – Resultados da Intensidade de pico do CH: 300 dias

	d (nm)	C1			C2			C3		
		R4	R6	R8	R4	R6	R8	R4	R6	R8
CH	0.490	280	281	299	183	248	268	172	197	234
	0.263	322	334	351	231	291	311	204	227	234
		EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5
CH	0.490	111	105	87	101	95	82	95	91	70
	0.263	125	118	81	117	97	82	108	90	73
		EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5
CH	0.490	136	122	114	130	107	102	122	115	100
	0.263	168	159	149	151	132	121	142	140	118

Tabela A.13 – Resultados da Intensidade de pico do C-S-H: 300 dias

	d (nm)	C1			C2			C3		
		R4	R6	R8	R4	R6	R8	R4	R6	R8
C-S-H	0.304	249	258	515	171	235	248	158	217	224
		EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5	EV3	EV4	EV5
C-S-H	0.304	159	172	223	184	219	242	292	300	433
		EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5	EVC3	EVC4	EVC5
C-S-H	0.304	141	172	195	163	226	252	213	201	280

ANEXOS “B”
CURVAS VOLUME DE INTRUSÃO
DE MERCÚRIO

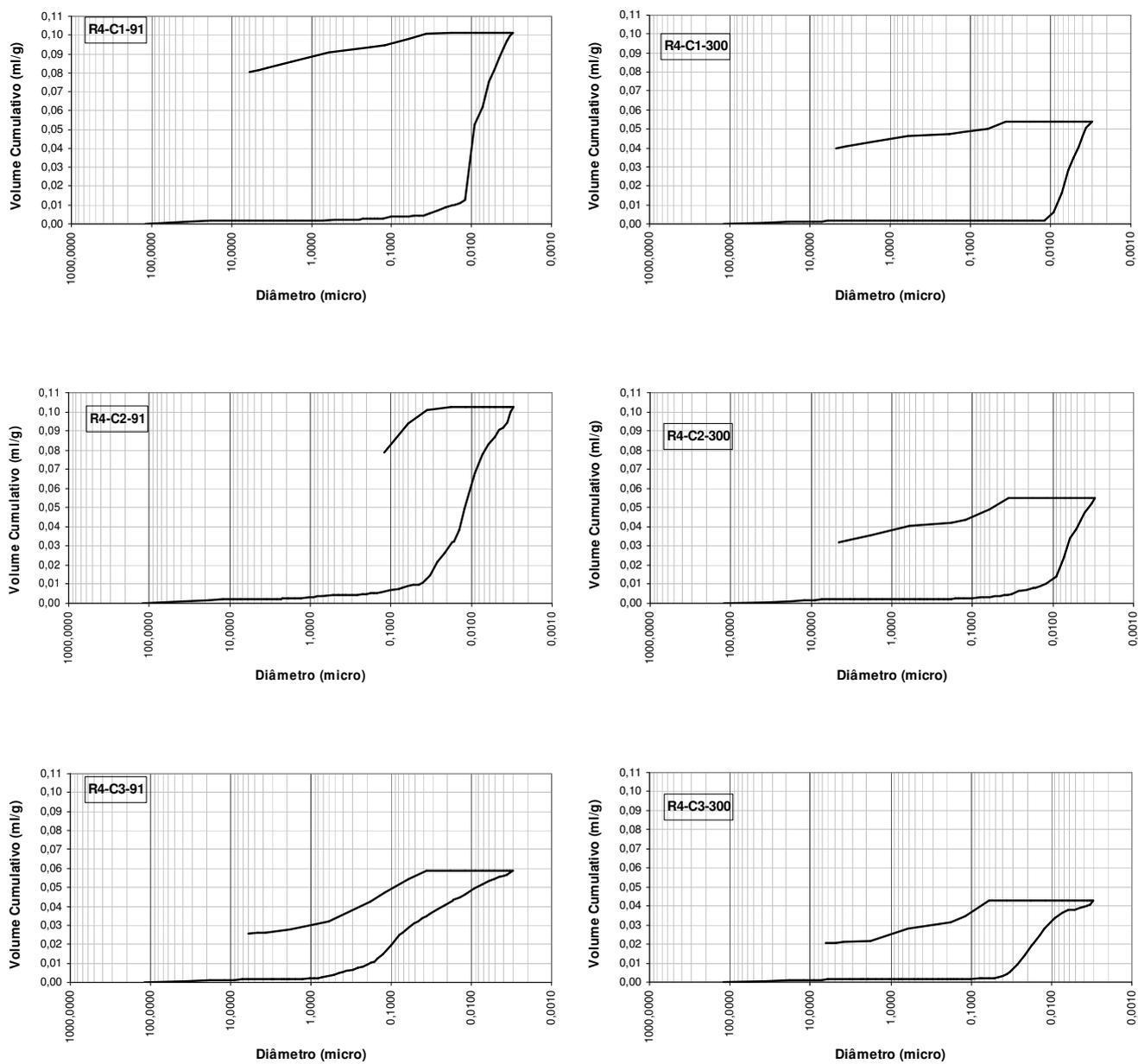


Figura B.1 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto R4: 91 e 300 dias.

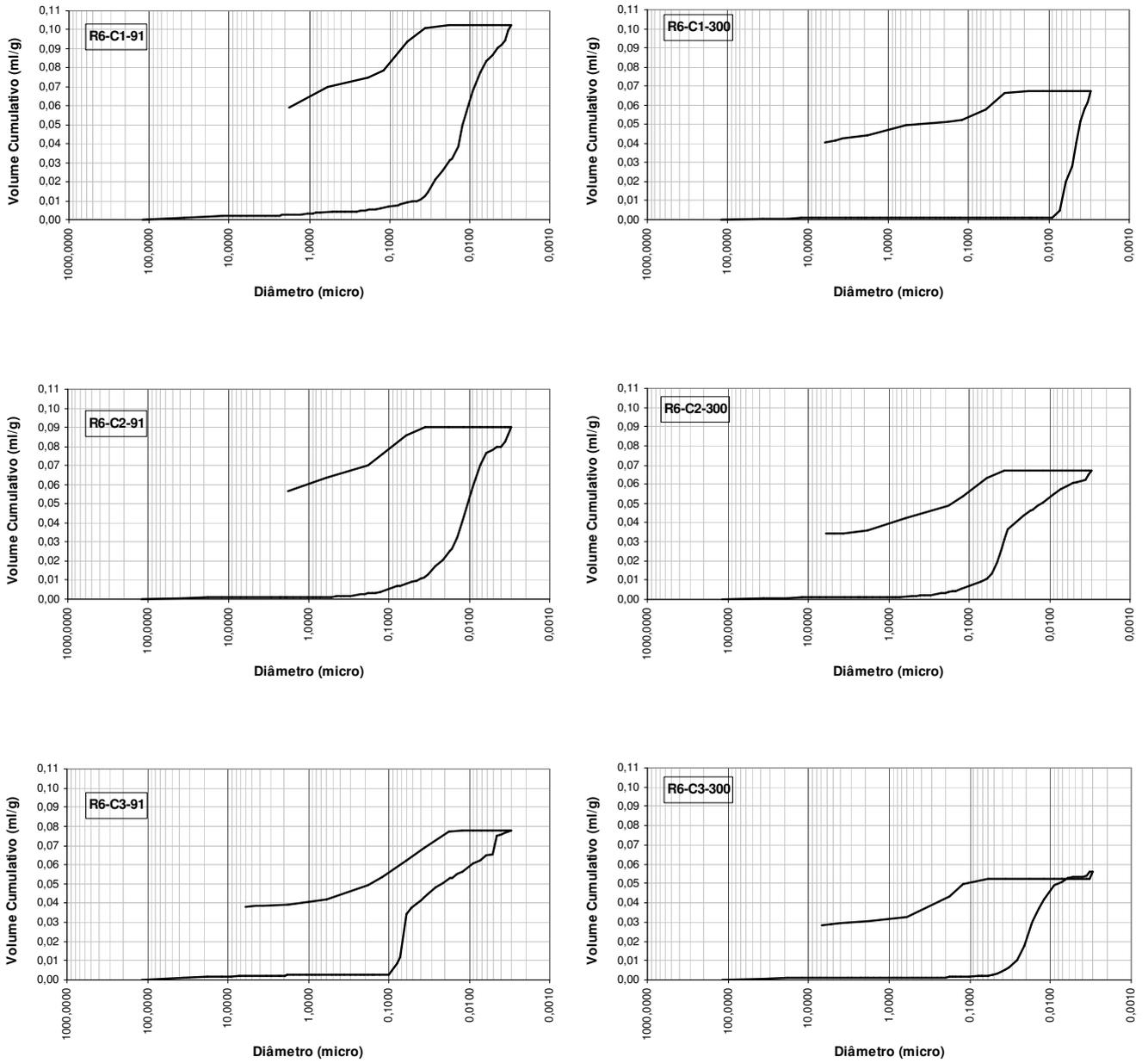


Figura B.2 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto R6: 91 e 300 dias.

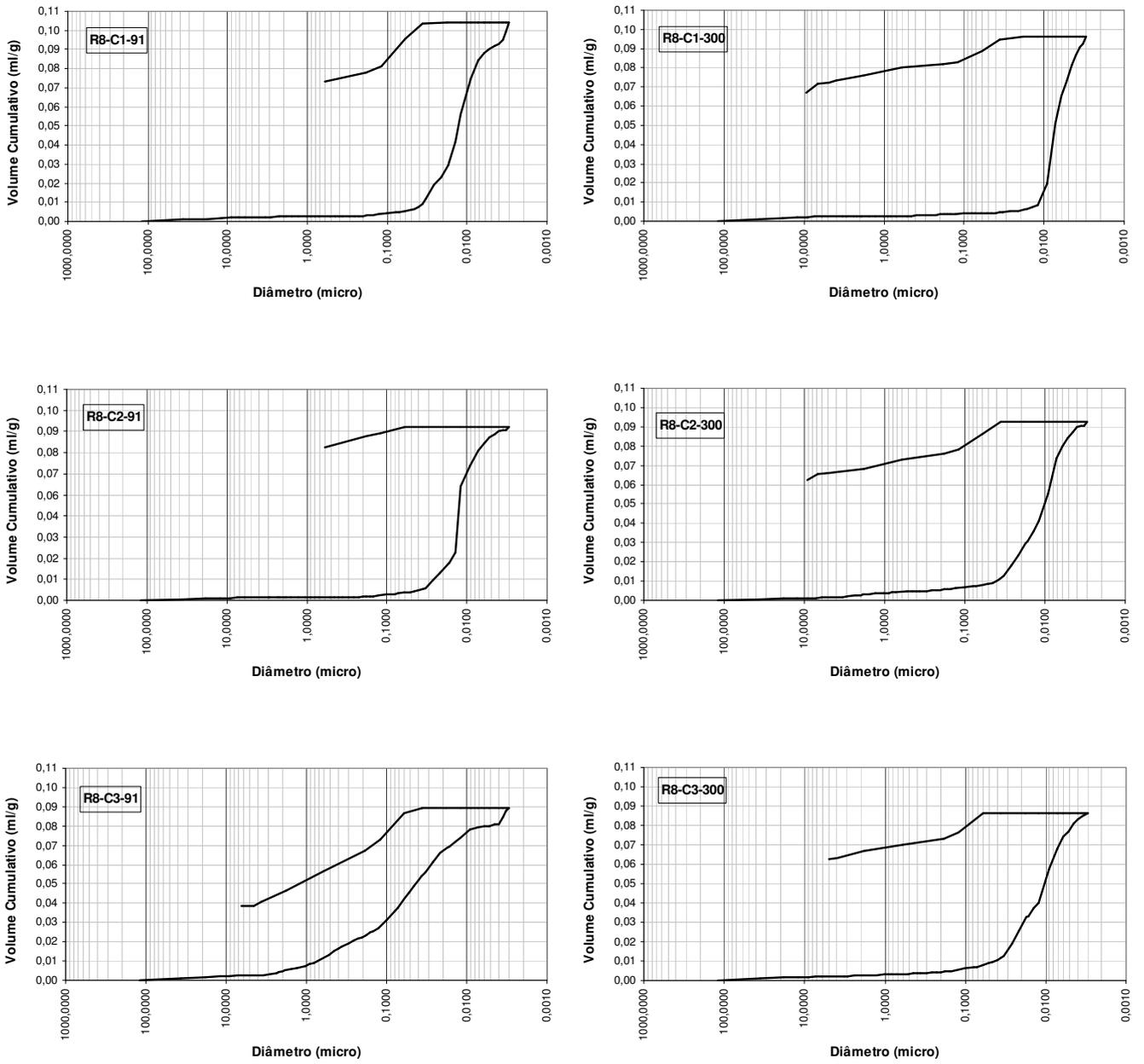


Figura B.3 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto R8: 91 e 300 dias.

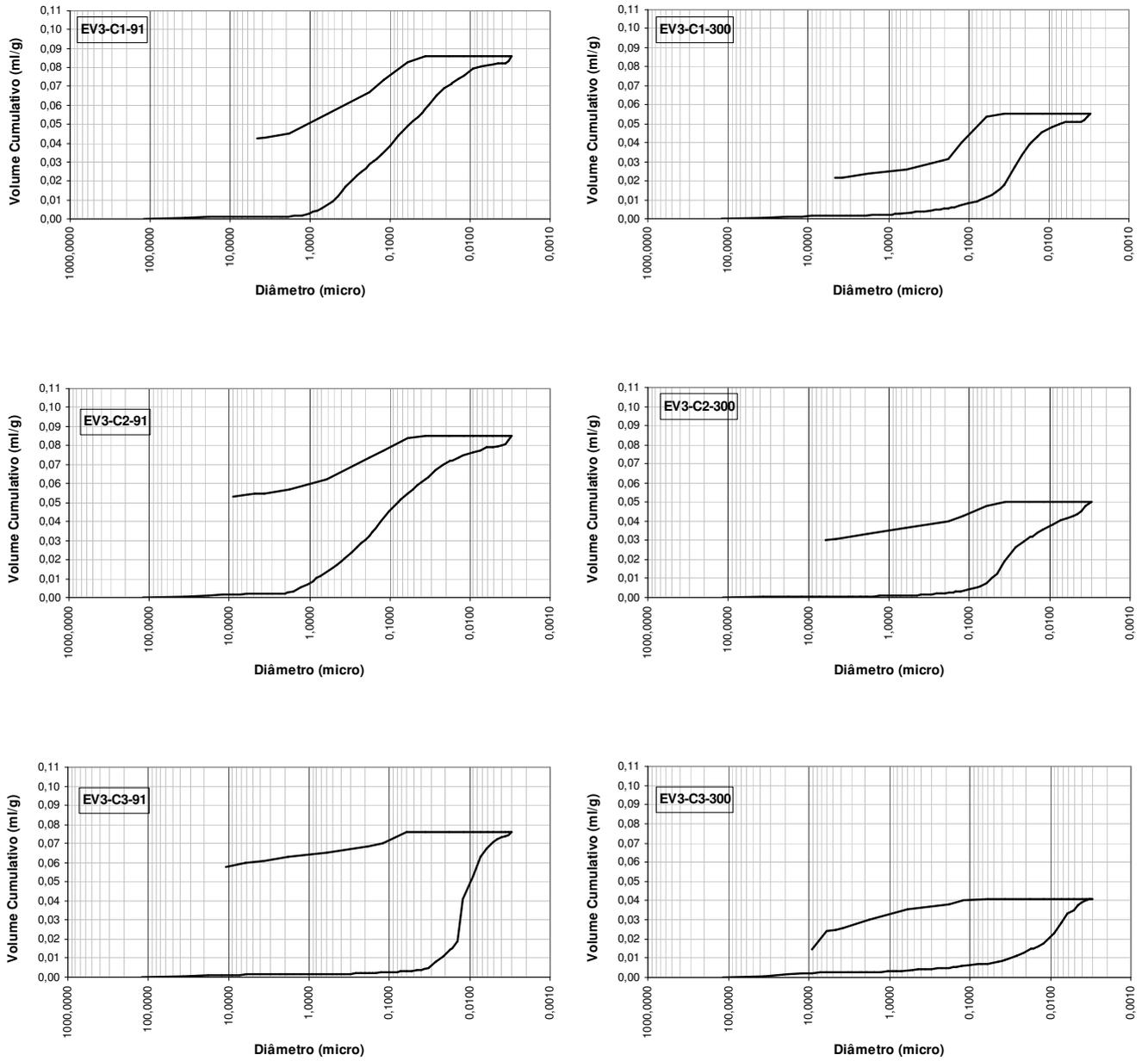


Figura B.4 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto EV3: 91 e 300 dias.

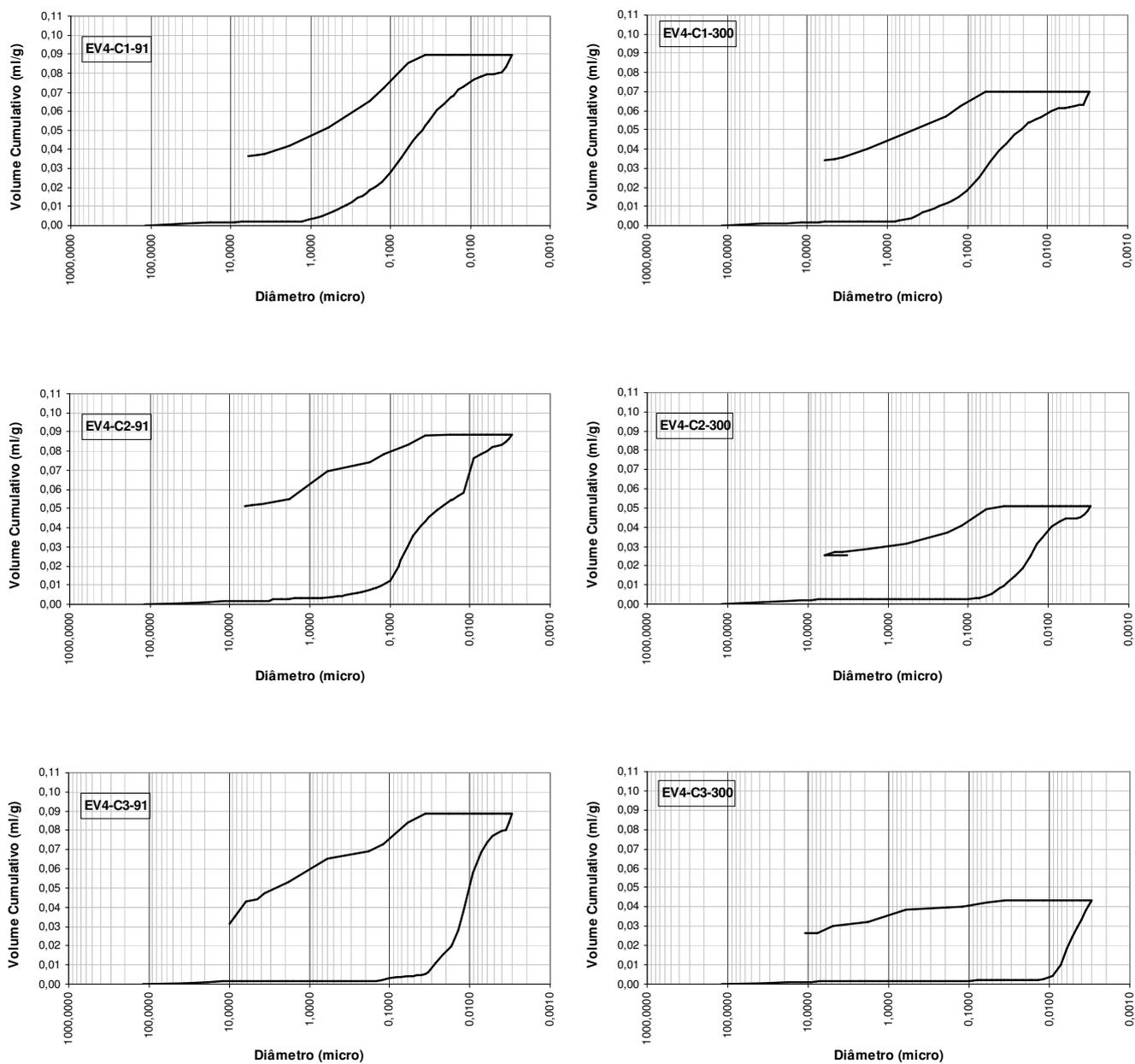


Figura B.5 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto EV4: 91 e 300 dias.

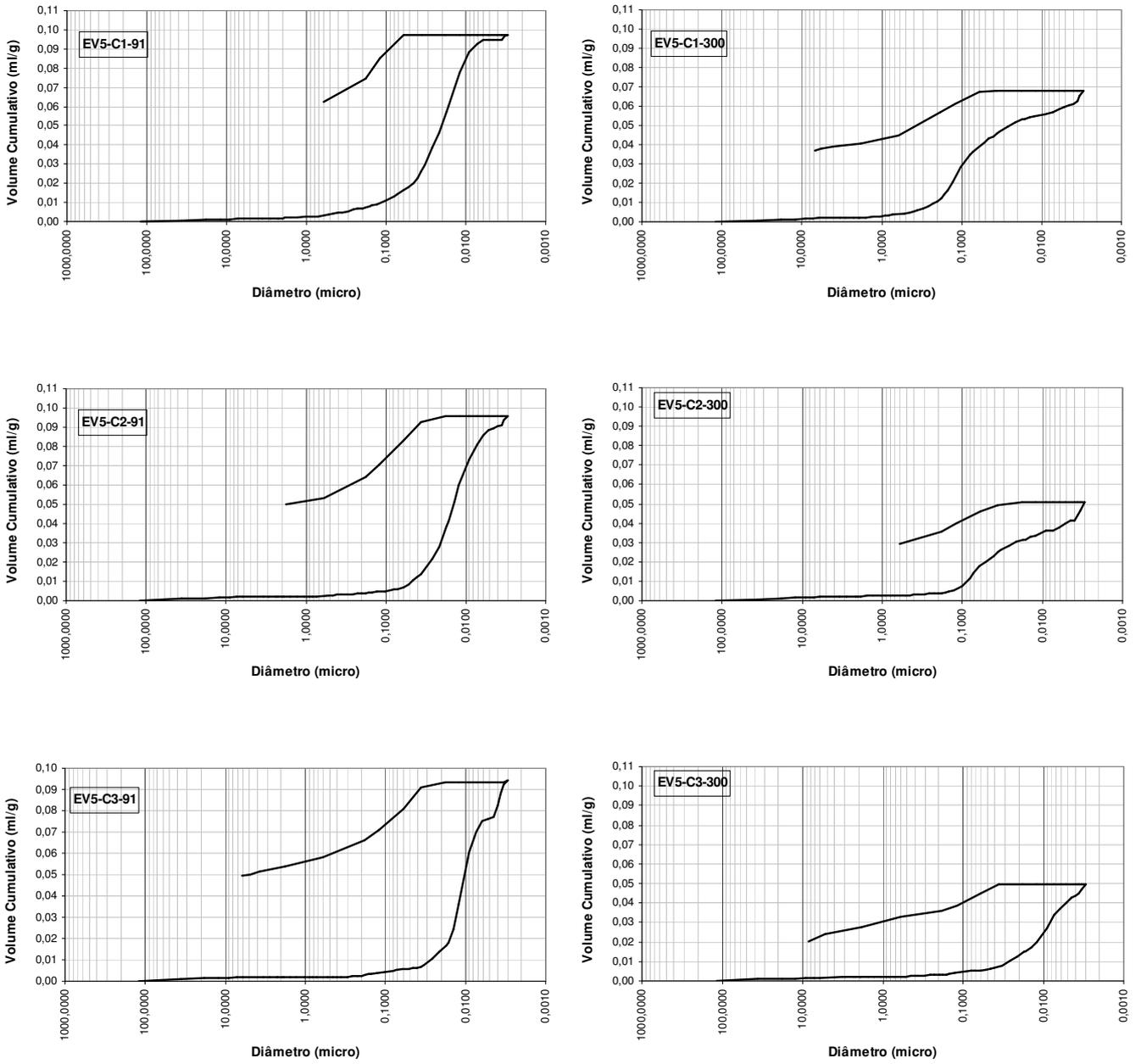


Figura B.6 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto EV5: 91 e 300 dias.

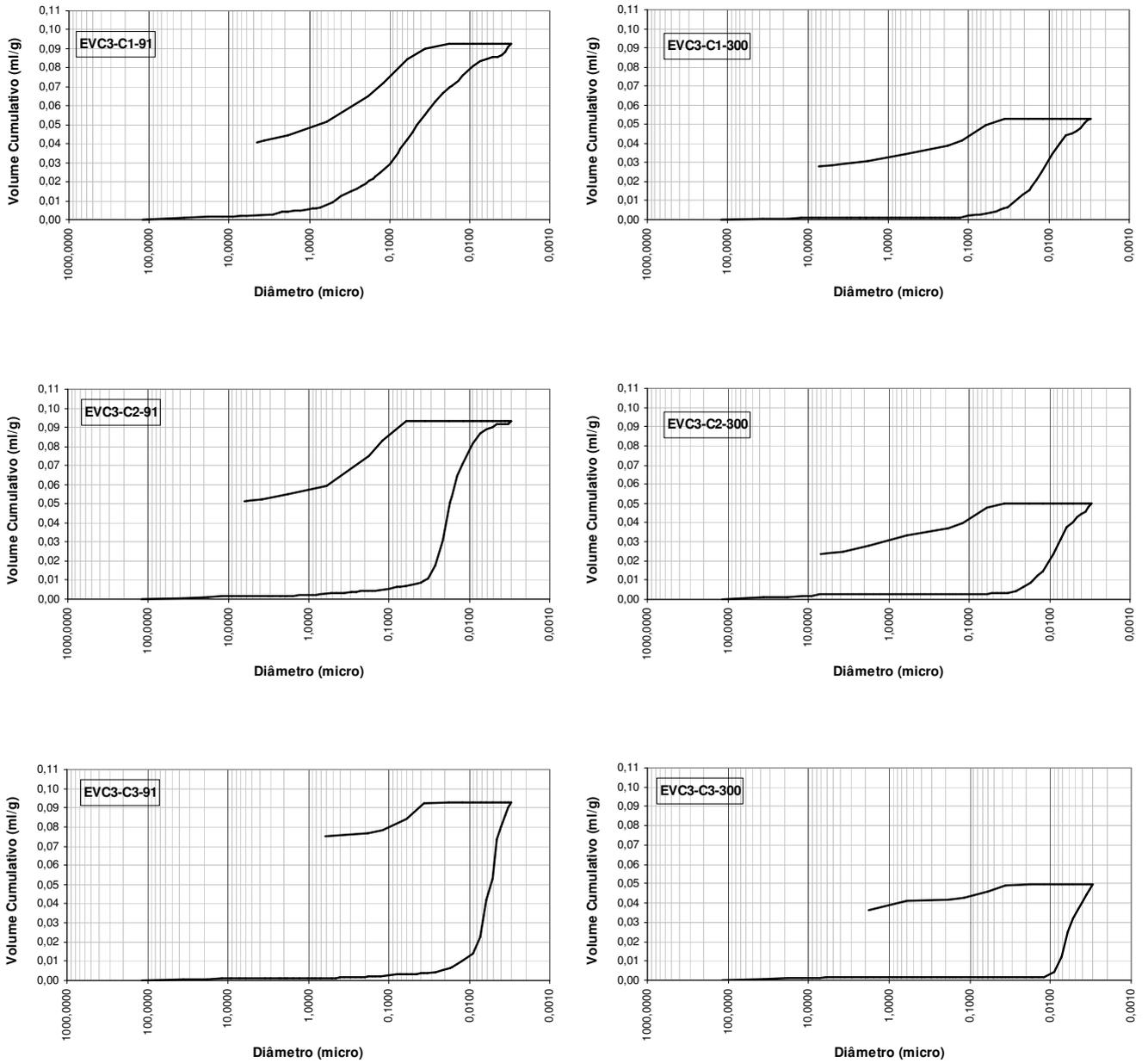


Figura B.7 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto EVC3: 91 e 300 dias.

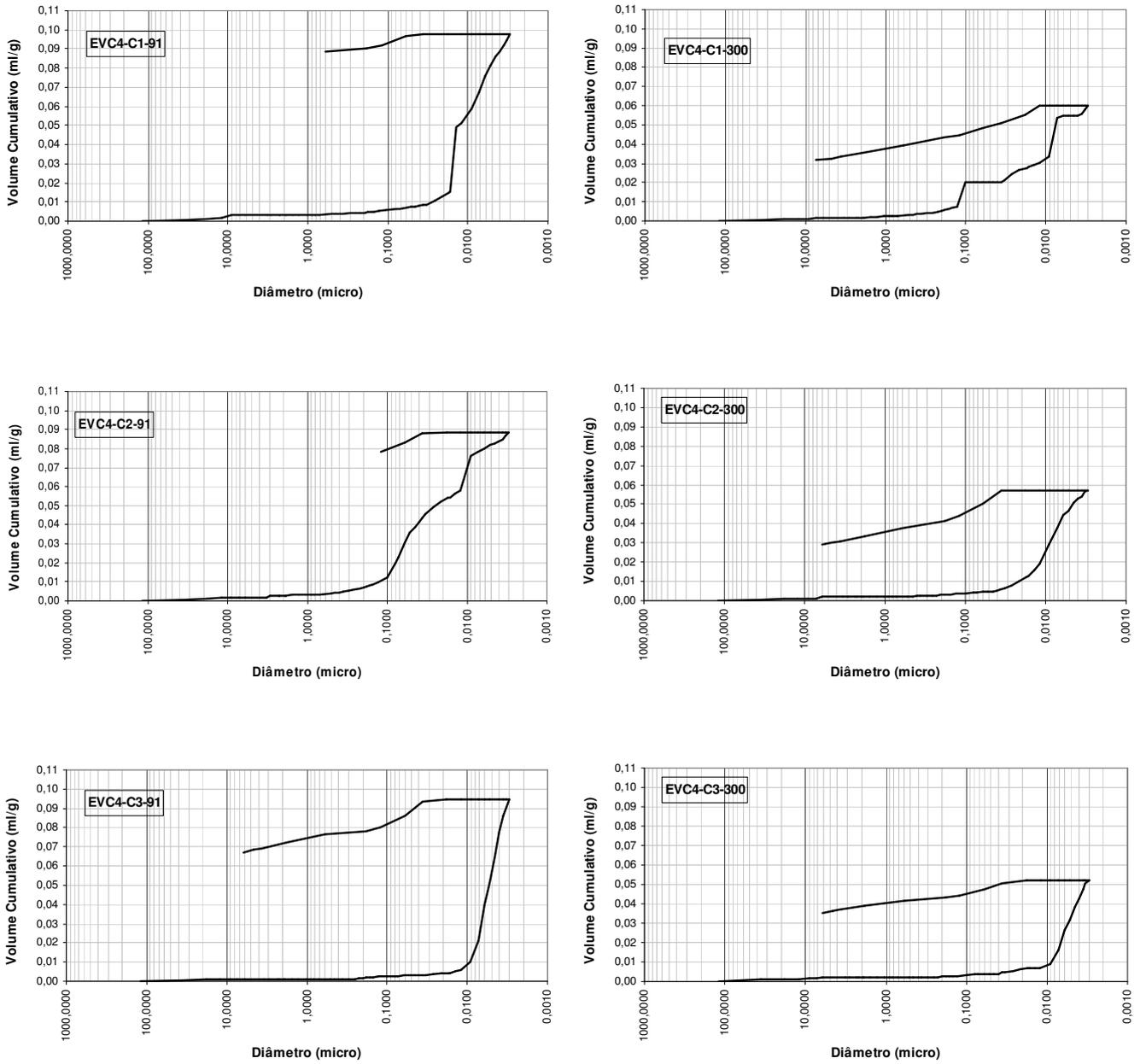


Figura B.8 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto EVC4: 91 e 300 dias.

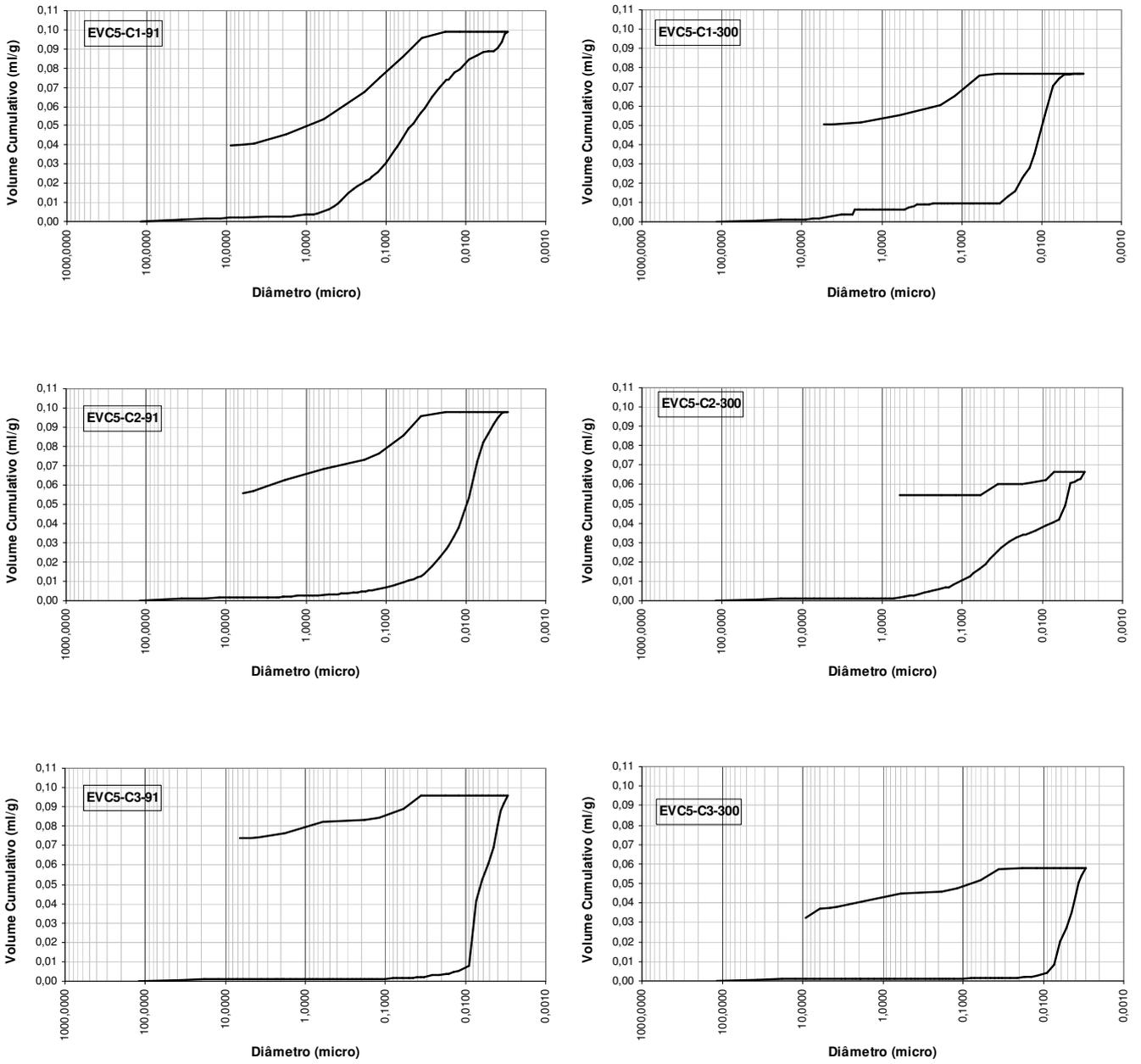


Figura B.9 – Curvas volume de intrusão de mercúrio do concreto EVC5: 91 e 300 dias.

ANEXOS “C” - DIFRATOGRAMAS

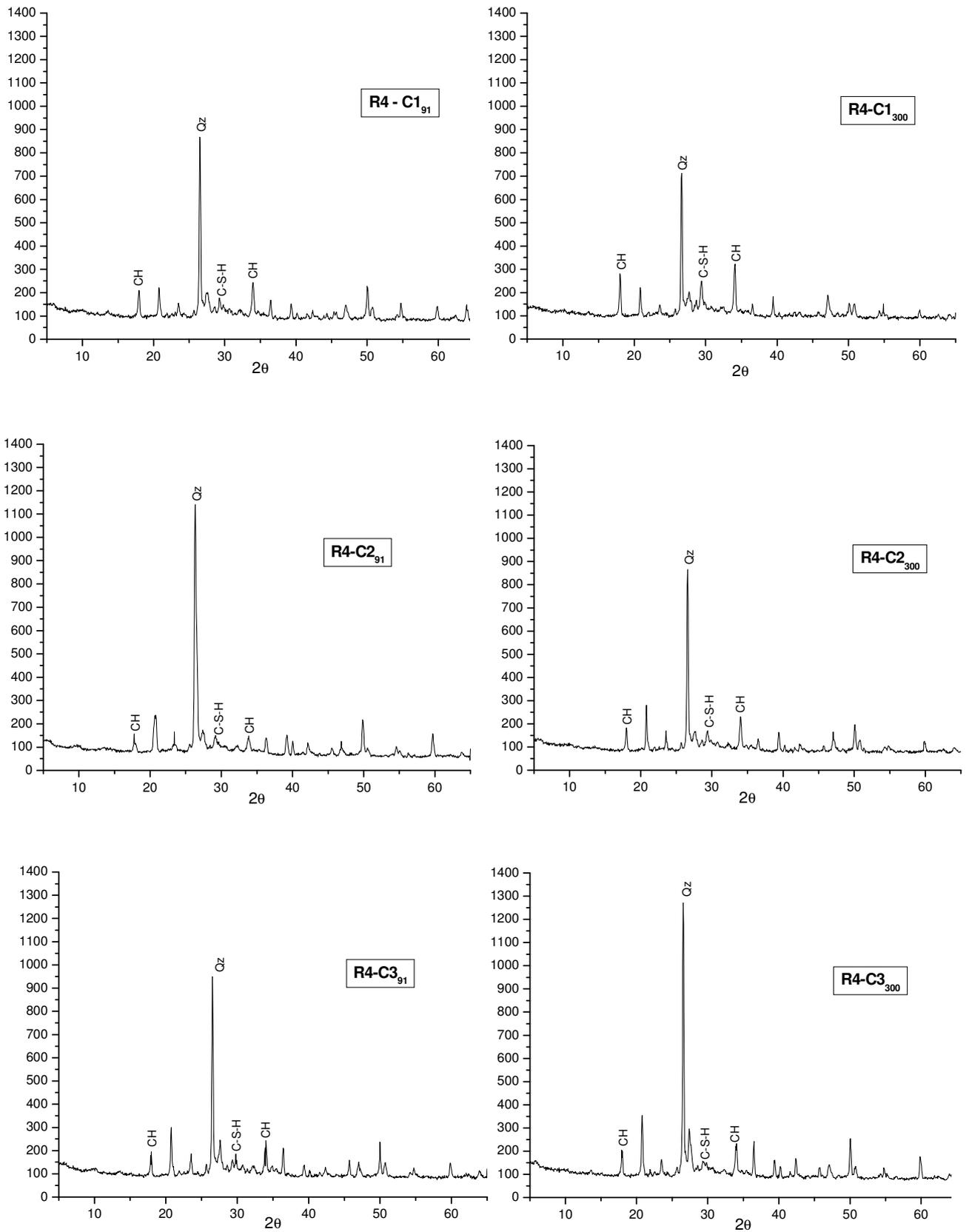


Figura C.1 – Difractogramas concreto R4: 91 e 300 dias.

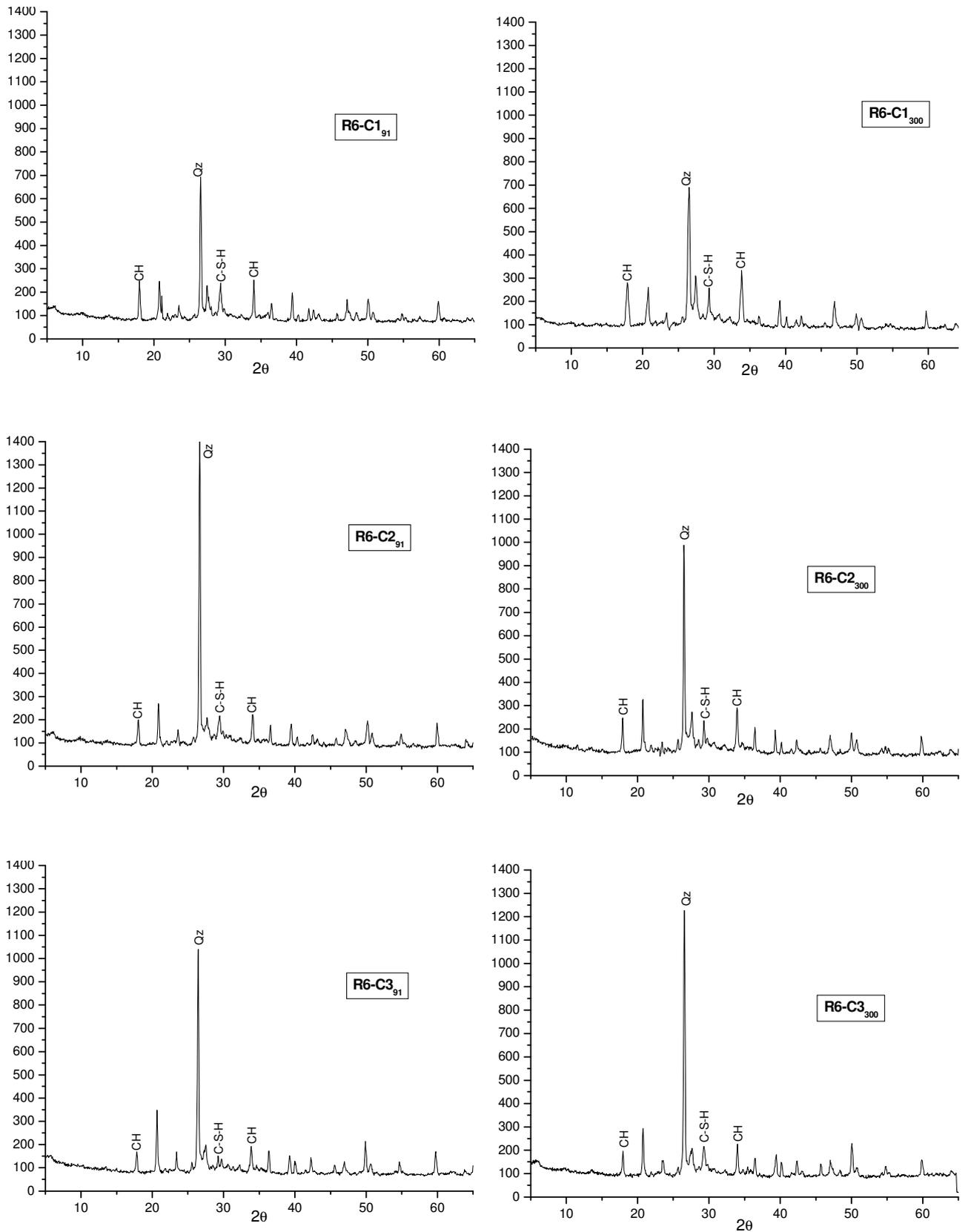


Figura C.2 – Difratomogramas concreto R6: 91 e 300 dias.

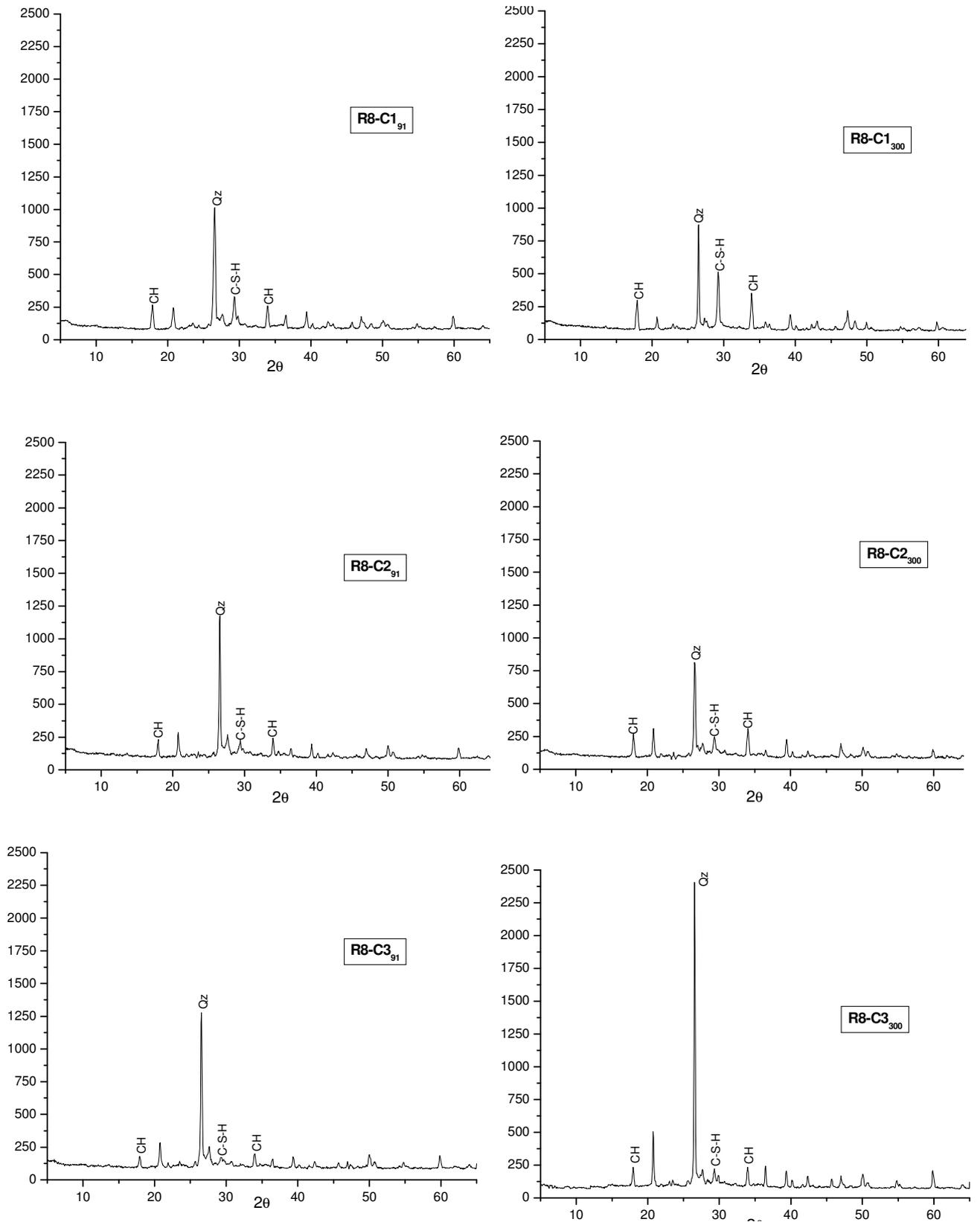


Figura C.3 – Difractogramas concreto R8: 91 e 300 dias.

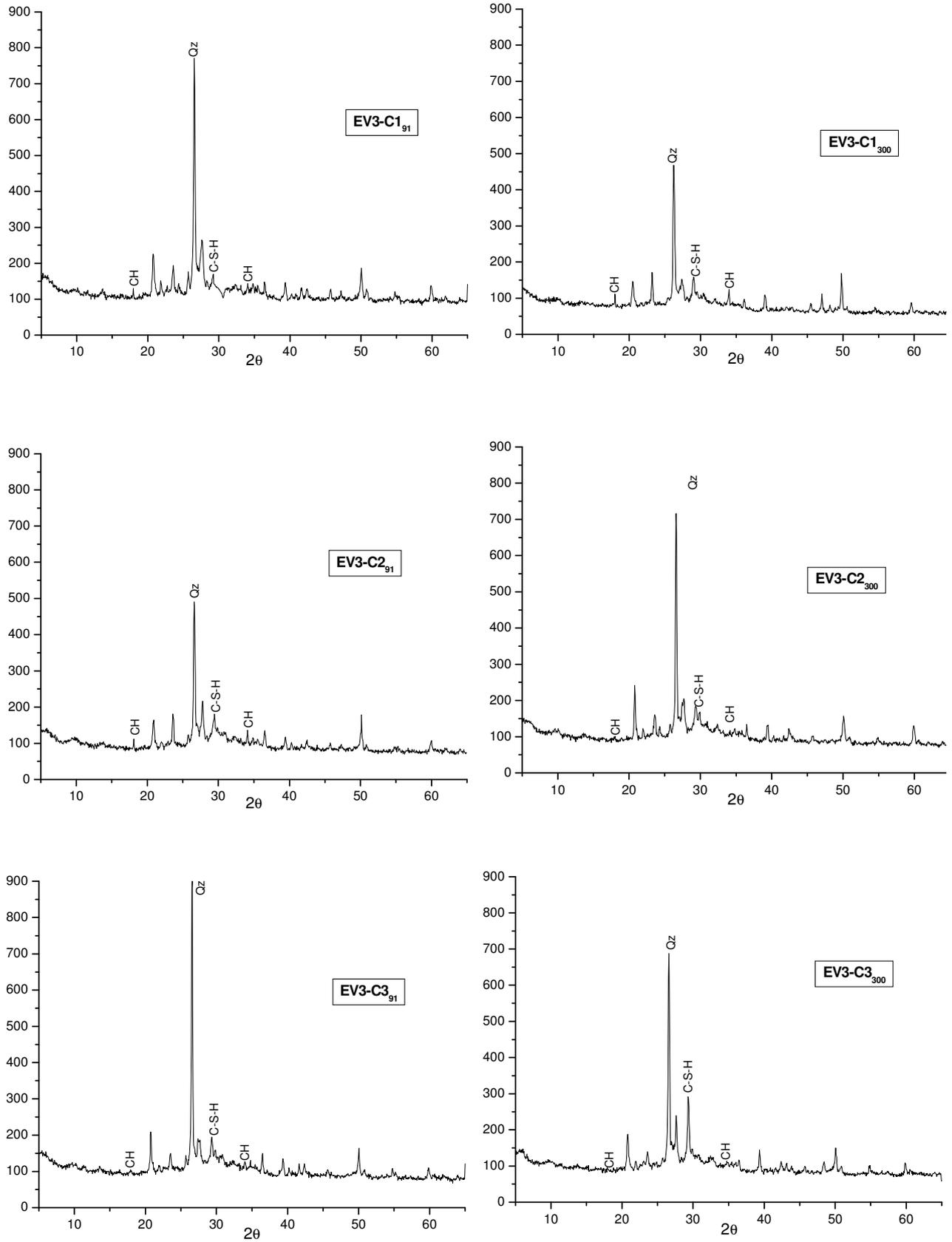


Figura C.4 – Difratoqramas concreto EV3: 91 e 300 dias.

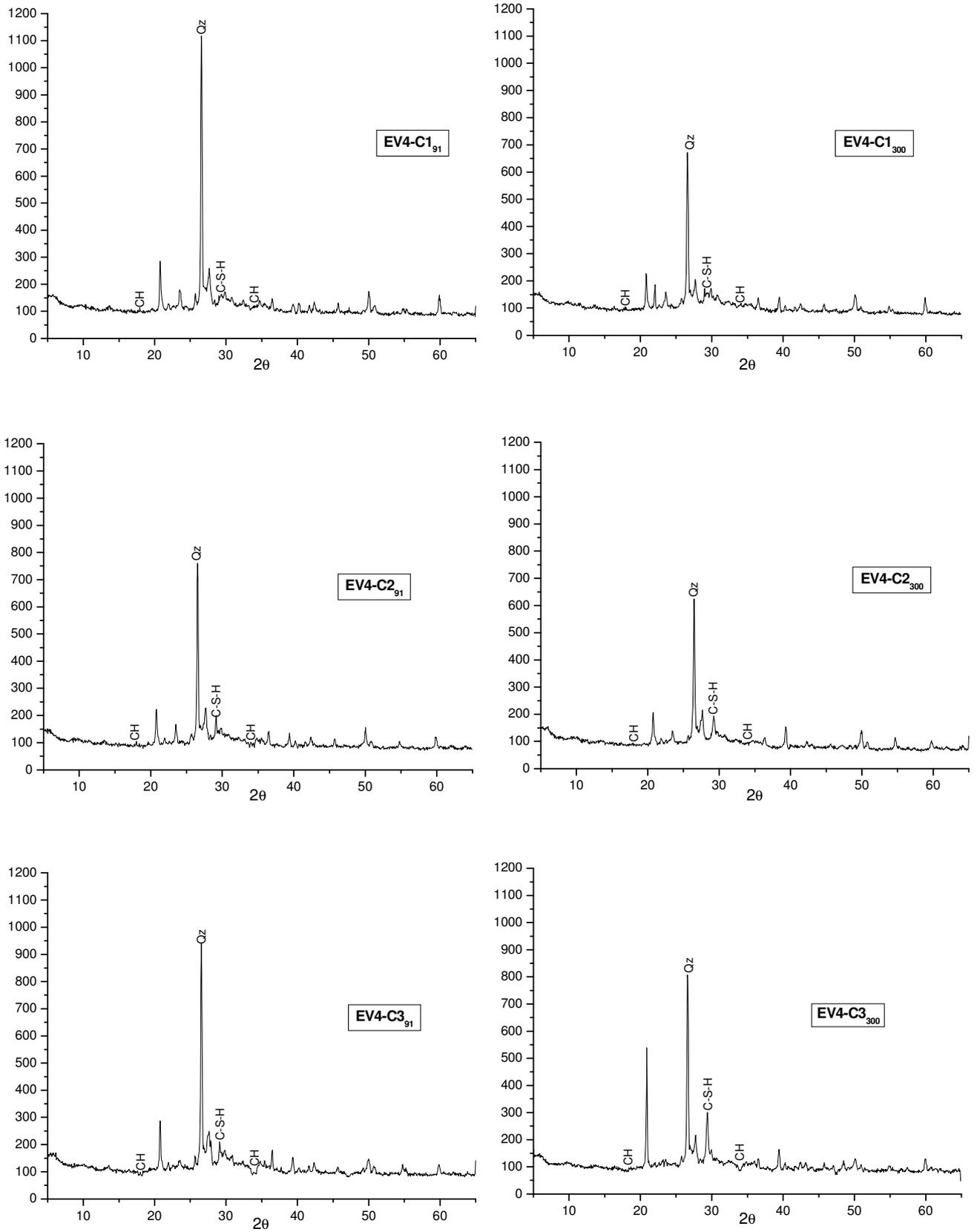


Figura C.5 – Difratomas concreto EV4: 91 e 300 dias.

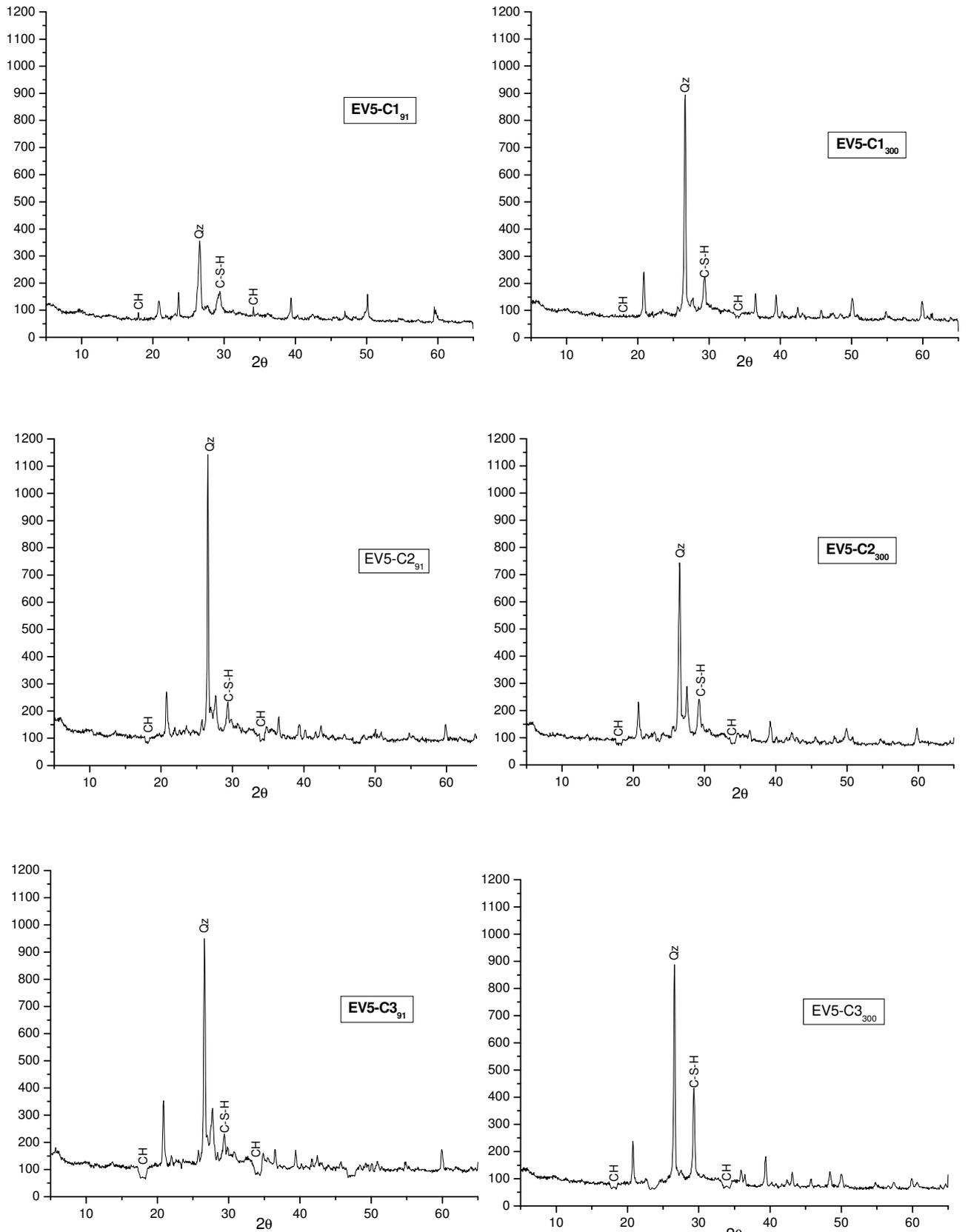


Figura C.6 – Difratomogramas concreto EV5: 91 e 300 dias.

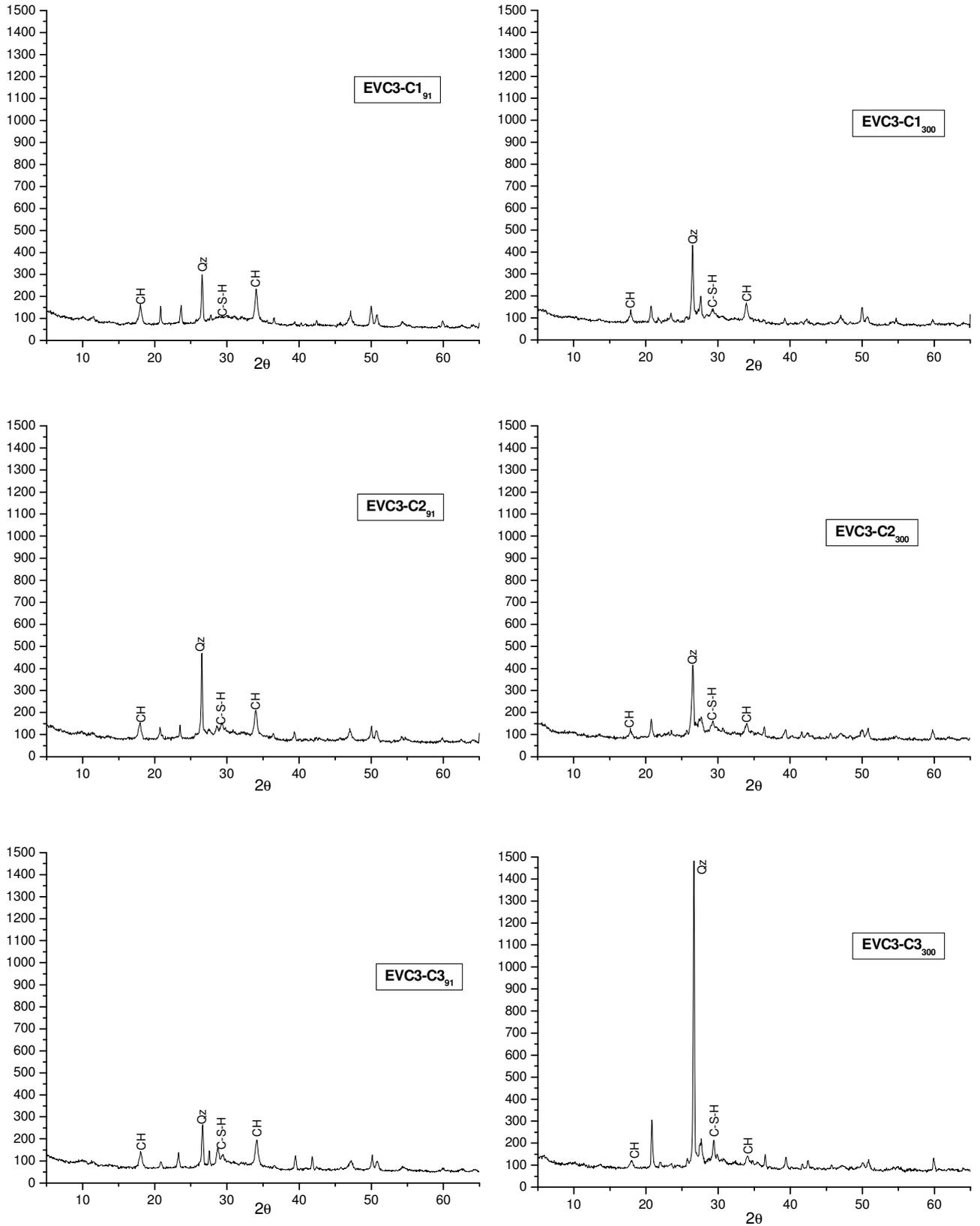


Figura C.7 – Difractogramas concreto EVC3: 91 e 300 dias.

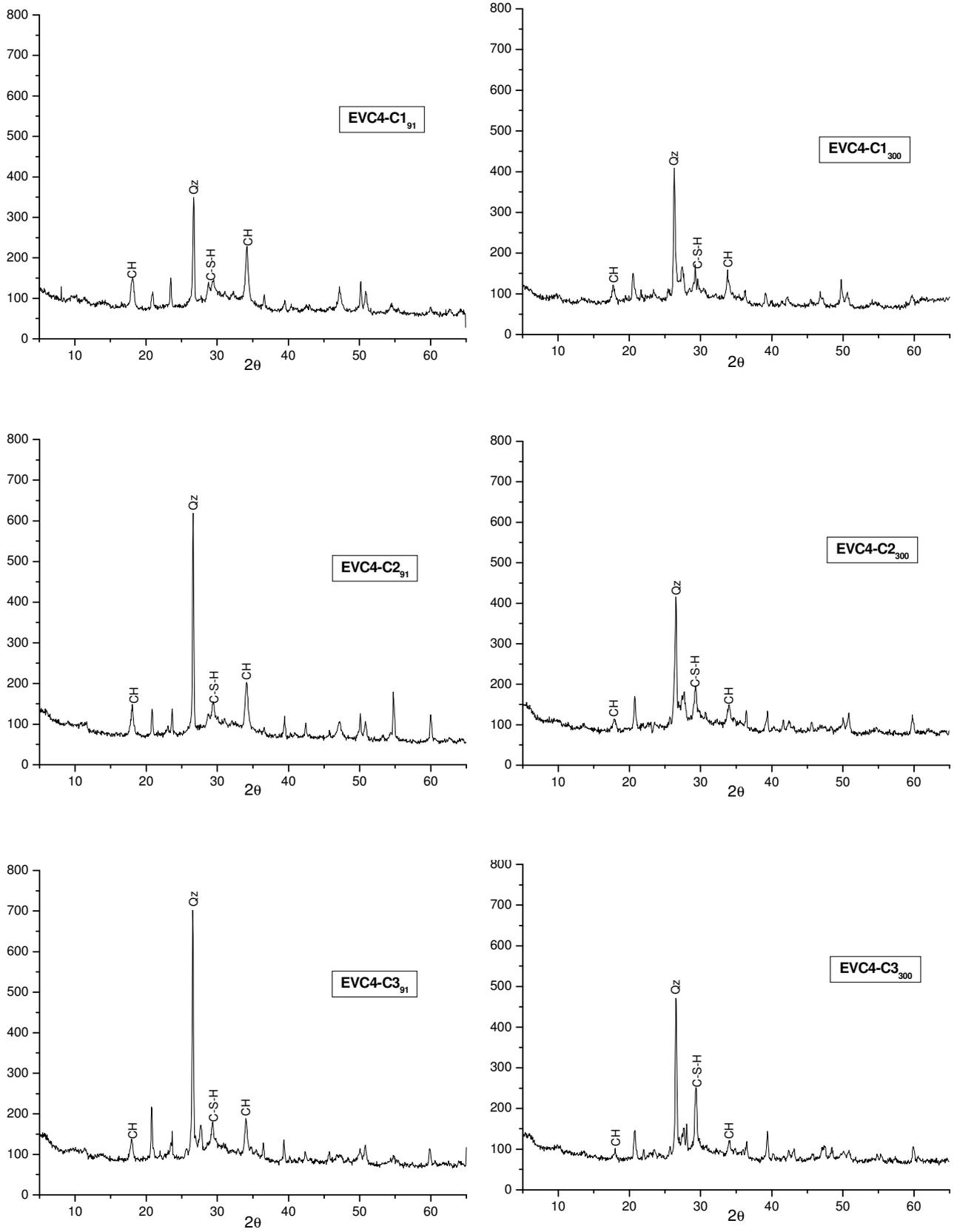


Figura C.8 – Difractogramas concreto EVC4: 91 e 300 dias.

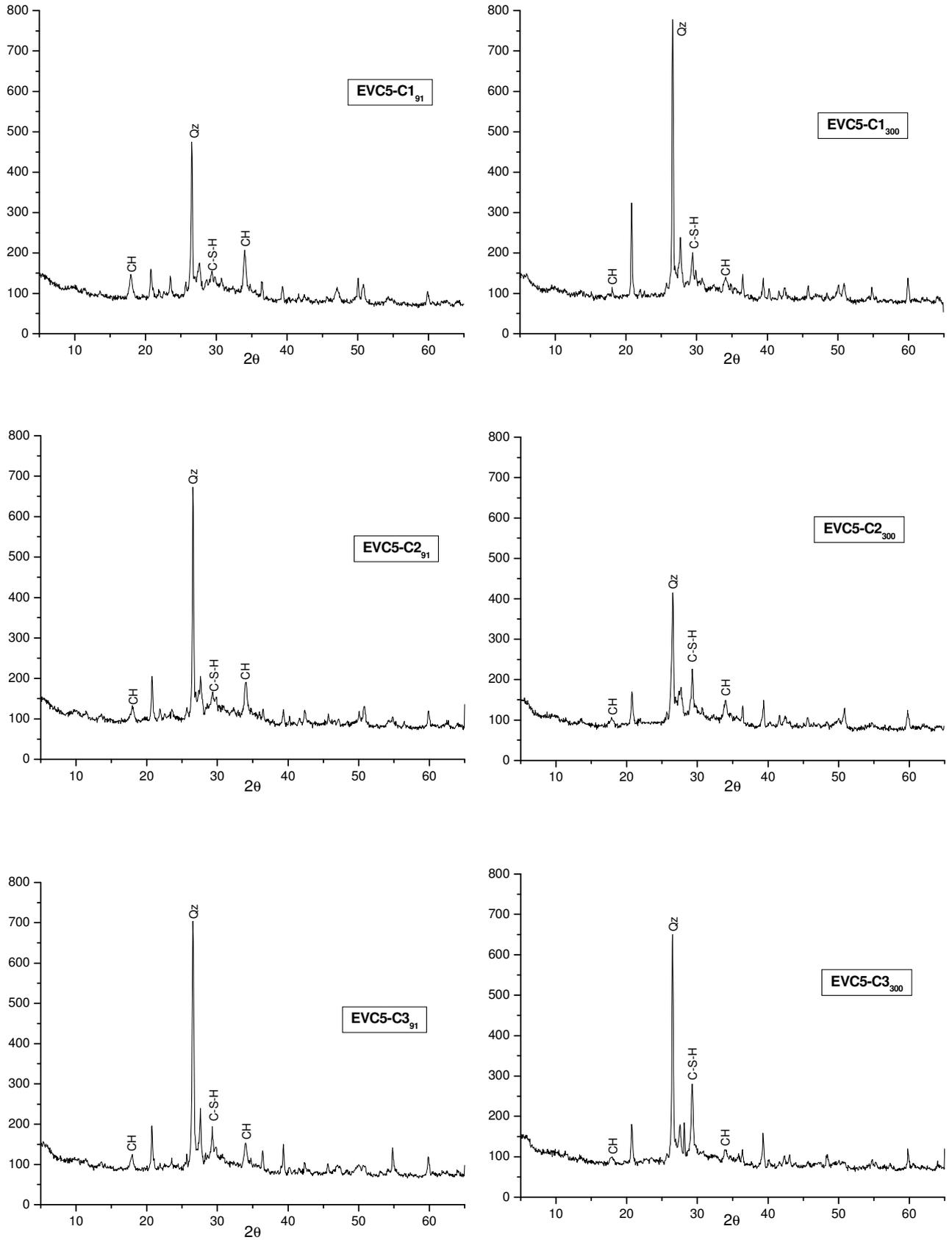


Figura C.9 – Difractogramas concreto EVC5: 91 e 300 dias.