

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RENATO OLIVEIRA FONSECA

CONCRETOS SUBMETIDOS A CICLOS DE TEMPERATURAS  
ELEVADAS. ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM CORPOS DE PROVA  
LOCALIZADOS EM UNIDADES DE PRODUÇÃO DE UMA USINA  
SIDERÚRGICA

Vitória  
2010

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RENATO OLIVEIRA FONSECA

CONCRETOS SUBMETIDOS A CICLOS DE TEMPERATURAS  
ELEVADAS. ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM CORPOS DE PROVA  
LOCALIZADOS EM UNIDADES DE PRODUÇÃO DE UMA USINA  
SIDERÚRGICA

Dissertação apresentada ao  
Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade  
Federal do Espírito Santo - UFES  
para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Ing. João Luiz  
Calmon Nogueira da Gama  
Co-Orientador: Prof. Dr. Fernando  
Avancini Tristão

Vitória  
2010

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)  
(Biblioteca Central da Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

---

F676c Fonseca, Renato Oliveira, 1966-  
Concretos submetidos a ciclos de temperaturas elevadas : estudos experimentais em corpos de prova localizados em unidades de produção de uma usina siderúrgica / Renato Oliveira Fonseca. – 2011.  
198 f. : il.

Orientador: João Luiz Calmon Nogueira da Gama.  
Co-Orientador: Fernando Avancini Tristão.  
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Concreto armado. 2. Altas temperaturas. 3. Usinas siderúrgicas. I. Gama, João Luiz Calmon Nogueira da. II. Tristão, Fernando Avancini. III. Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

---

RENATO OLIVEIRA FONSECA

CONCRETOS SUBMETIDOS A CICLOS DE TEMPERATURAS  
ELEVADAS. ESTUDOS EXPERIMENTAIS EM CORPOS DE PROVA  
LOCALIZADOS EM UNIDADES DE PRODUÇÃO DE UMA USINA  
SIDERÚRGICA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo – UFES, como parte dos requisitos para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 18 de março de 2011.

**COMISSÃO EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Ing. João Luiz Calmon Nogueira da  
Gama  
Orientador – Departamento de Engenharia  
Civil/UFES

---

Prof. Dr. Ing. Fernando Avancini Tristão  
Co-orientador – Departamento de Engenharia  
Civil/UFES

---

Prof. Dr. José Marcio Fonseca Calixto  
Examinador externo – Departamento de  
Engenharia de Estruturas/UFMG

---

Prof.<sup>a</sup> D.<sup>ra</sup>. Georgia Serafim Araújo  
Examinador interno – Departamento de  
Engenharia Civil/UFES

A minha esposa Giuliana e meus filhos Caio, Clara e Carolina que sempre são minha fonte de renovação nos momentos de cansaço e de incentivo nos momentos de desafios.

Aos meus pais e irmãos que sempre apoiaram, incentivaram e vibraram com todas as minhas conquistas.

## **AGRADECIMENTOS:**

À ArcelorMittal Tubarão por ter me proporcionado a oportunidade de desenvolver os trabalhos aqui realizados, principalmente à Rubens Carlos Pinasco e Luiz Antônio Baldon, que foram incentivadores interessados nos resultados da pesquisa;

Ao meu orientador Prof. Dr. Ing. João Luiz Calmon, que com sua experiência e visão crítica me conduziu e auxiliou nas tomadas de decisão e direcionamento de todo o estudo;

Ao meu Co-Orientador Prof. Dr. Fernando Avancini Tristão, que sempre esclareceu minhas dúvidas e incentivou de modo irrestrito e incansável todas as etapas da pesquisa;

À Itabira Agro-Industrial S.A, fabricante do Cimento Nassau, principalmente à Fernando de Azevedo Chaves pela amizade e apoio no fornecimento dos recursos materiais e humanos necessários na preparação dos corpos de prova da pesquisa;

À Nassau-Mix, principalmente à Alexandre Varjal, que colocou à disposição da pesquisa todos os recursos materiais e humanos necessários na preparação dos corpos de prova da pesquisa;

Ao Dr. Eng. Ronaldo Tartuce que forneceu toda a orientação para a dosagem e preparação dos corpos de prova da pesquisa;

A todos os colaboradores do laboratório de dosagem e controle de qualidade da Nassau-Mix, que literalmente botaram a mão na massa, no processo de preparação dos corpos de prova;

Aos técnicos Carlos Isoton e Márcio do laboratório de materiais de construção (LEMAC) da UFES, que tanto auxiliaram no desenvolvimento dos ensaios;

Ao professor Ronaldo Feu Rosa Pacheco do IFES por disponibilizar o laboratório de concreto daquela entidade para realização dos ensaios de módulo e resistência à compressão.

A Aderaldo Calente que proporcionou a execução das termografias de campo;

Aos colegas da equipe civil da Engenharia de Manutenção da ArcelorMittal Tubarão que sempre apoiaram e incentivaram o desenvolvimento dos trabalhos;

Aos colaboradores da Reframax que foram fundamentais durante a etapa de campo do experimento localizado na região do alto Forno 3 da ArcelorMittal Tubarão;

A Deus que tem sempre iluminado meus caminhos e permitido que eu chegue até onde estou.

## RESUMO

O objetivo do presente trabalho é avaliar o estado de degradação em concretos localizados em uma unidade de produção de usina siderúrgica, submetidos a períodos prolongados de exposição à ciclos de temperaturas elevadas provenientes do processo de produção, pesquisando os efeitos sobre propriedades físicas, mecânicas e alterações de sua microestrutura.

Para o desenvolvimento do programa experimental, foram moldados 02 lotes de corpos de prova de concreto: o primeiro com  $f_{ck} \geq 30$  MPa e relação  $a/c \leq 0,55$ , e o segundo com  $f_{ck} \geq 40$  MPa e relação  $a/c \leq 0,45$ . Estes corpos de prova ficaram expostos a períodos de ciclos térmicos similares, em locais da Usina Siderúrgica onde previamente se identificou a incidência de elevadas temperaturas sobre as estruturas de concreto, proveniente do processo de produção do aço. Durante o período avaliado, os corpos de prova ficaram submetidos aos mesmos ciclos térmicos aos quais as estruturas de concreto existentes estão expostas. Também foram moldados corpos de prova de controle com mesmas características que os demais, os quais ficaram armazenados pelo mesmo período, submersos em água saturada com cal em sala com controle de temperatura, para permitir a comparação dos resultados dos ensaios.

Após essa etapa, todos os corpos de prova foram submetidos a ensaios laboratoriais para verificação da resistência à compressão, módulo de elasticidade, índice de vazios, absorção de água, profundidade de carbonatação, aderência da armadura estrutural e verificação da microestrutura.

Como resultado observou-se que os ciclos térmicos provocaram alterações nas propriedades do concreto nos corpos de prova avaliados. Essas alterações permitiram entender o estado de degradação do concreto em diversos locais da usina siderúrgica onde existem ciclos de temperaturas elevadas, atuando sobre o concreto.

*Palavras-chave:* Alta temperatura, concreto armado, estrutura, usina siderúrgica, degradação.

## ABSTRACT

This work aims at evaluating the degradation state in concretes located in a production unit at a steel plant, which were submitted to long periods of exposure to high temperature cycles from production process, by researching the effects on their physical and mechanical properties, and also the changes on their microstructure.

In order to develop this experimental program, 2 lots of concrete samples were molded: the first one with compressive strength characteristic ( $f_{ck}$ )  $\geq 30$  MPa and water and cement relation  $w/c \leq 0,55$ ; the second one with compressive strength characteristic ( $f_{ck}$ )  $\geq 40$  MPa and water and cement relation  $w/c \leq 0,45$ . These samples were exposed to similar termic cycles periods, placed at specific locations in the steel plant where high temperatures were identified on concrete structures from steel production process.

During the evaluation period, the concrete samples were submitted to the same termic cycles that concrete structures are exposed. In addition, some control concrete samples were molded with the same technical features, but these ones were stored in water saturated with lime, in a room with temperature control in order to compare the result of both tests.

After this step, all the concrete samples were submitted to laboratory tests for verification of compressive strength, elastic modulus, quantity of voids, water absorption, carbonation depth, adhesion of steel bar and microstructure verification.

As a result, it was possible to observe that the termic cycles caused changes at concrete properties in the evaluated concrete samples. These changes provided the understanding of concrete state of degradation in several locations at a steel plant where there are high temperature cycles acting on the concrete.

Key words: high temperature, concrete, structure, steel plant, degradation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Difração de raio-x para amostra de concreto exposto a variadas temperaturas, analisadas à 50mm de profundidade, e na região superficial de cubos de concreto.....	45
Figura 2.2. Produtos da hidratação do cimento no interior de uma amostra de concreto à temperatura ambiente;.....	46
Figura 2.3. Produtos da hidratação do cimento no interior de uma amostra de concreto após exposição à temperatura de 300°C.....	46
Figura 2.4. Difração de raio-x de amostra à temperatura ambiente .....	47
Figura 2.5. Difração de raio-x de amostra após exposição à temperatura de 400, 500 e 600°C.....	47
Figura 2.6. Difração de raio-x de amostra à temperatura de 600°C.....	48
Figura 2.7. Difração de raio-x de amostra à temperatura de 700°C.....	48
Figura 2.8. Difração de raio-x de amostra à temperatura de 800°C.....	49
Figura 2.9. Perda de massa do concreto para diferentes tempos de exposição...55	
Figura 2.10. Resistência do concreto para diferentes temperaturas e tempos de exposição .....	56
Figura 2.11. Redução da resistência à compressão em função da elevação da temperatura.....	57
Figura 2.12. Resistência à compressão do concreto com diferentes tipos de agregados sob altas temperaturas.....	58
Figura 2.13. Resistência à compressão para diferentes tipos de concreto após exposição à altas temperaturas.....	59
Figura 2.14. Resistência à compressão, tração, flexão e cisalhamento após exposição a altas temperaturas.....	60
Figura 2.15. Módulo de elasticidade de diferentes concretos em altas temperaturas .....	61
Figura 2.16. Efeito da temperatura na resistência à compressão do concreto.....	62
Figura 2.17. Efeito da temperatura na resistência residual à compressão do concreto .....	62

Figura 2.18. Fator de redução da resistência à compressão para concretos de massa específica normal (2000 kg/m <sup>3</sup> a 2800 kg/m <sup>3</sup> ) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários.....	65
Figura 2.19. Fator de redução do módulo de elasticidade para concretos de massa específica normal (2000 kg/m <sup>3</sup> a 2800 kg/m <sup>3</sup> ) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários.....	65
Figura 2.20. Redução da resistência mecânica em função da temperatura.....	68
Figura 2.21 – Redução do módulo de deformação em função da temperatura ....	68
Figura 2.22. Perda ao fogo da pasta de cimento como função da temperatura ....	69
Figura 2.23. Variação da resistência à compressão da pasta de cimento com a temperatura.....	69
Figura 2.24. Redução da resistência à compressão para concretos de baixa e alta compacidade.....	74
Figura 2.25. Redução do módulo de elasticidade para concretos de baixa e alta compacidade.....	74
Figura 2.26. Porosidade total na pasta de cimento com a temperatura .....	76
Figura 2.27. Mudanças na densidade aparente na pasta de cimento com a temperatura.....	76
Figura 2.28. Curvas de volume de hg introduzido versus diâmetro de poros e volume incremental de hg introduzido versus diâmetro de poros, obtidas para concretos da classe C50 em amostras não submetidas a tratamento térmico.....	78
Figura 2.29. Curvas de volume de hg introduzido versus diâmetro de poros e volume incremental de hg introduzido versus diâmetro de poros, obtidas para concretos da classe C50 em amostras tratadas termicamente à 600°C.....	78
Figura 2.30. Efeito da temperatura na porosidade do concreto.....	79
Figura 2.31. Volume de poros para os 03 tipos de concretos avaliados .....	80
Figura 2.32. Diminuição da resistência à compressão do concreto em função da temperatura.....	81
Figura 3.1 - Fluxograma do programa experimental .....	83
Figura 3.2. Câmara termográfica.....	85
Figura 3.3. Fluxograma de produção da Companhia Siderúrgica de Tubarão – ArcelorMittal Tubarão .....	86
Figura 3.4. Canal secundário de escória – alto forno 3.....	87

Figura 3.5. Canal secundário de escória – alto forno 3 .....	87
Figura 3.6. Termografia mostrando temperatura de 467°C na superfície interna do canal em sua porção inicial (detalhe dos corpos de prova dispostos na lateral do canal) .....	88
Figura 3.7 - Termografia mostrando temperatura de 195,7°C na superfície interna do canal em sua porção final (detalhe dos corpos de prova dispostos na lateral do canal) .....	88
Figura 3.8. Fosso da balança de pesagem de gusa (material sendo vertido) .....	89
Figura 3.9. Termografia mostrando temperaturas entre 182°C e 216°C na borda do fosso da balança de pesagem de gusa.....	89
Figura 3.10. Termografia mostrando temperaturas entre 125,2°C e 246,2°C na lateral do pilar central do convertedor 2 da aciaria.....	90
Figura 3.11. Base de concreto da mesa de rolos – indicação na seta em vermelho (detalhe da passagem de placa de aço) .....	91
Figura 3.12. Termografia mostrando a temperaturas entre 192,0°C e 204,4°C na lateral da base de concreto durante a passagem da placa .....	91
Figura 3.13. Base de concreto do virador de painéis .....	92
Figura 3.14. Termografia mostrando a temperatura entre 219,7°C e 231,7°C na lateral da base de concreto .....	92
Figura 3.15. Forno rotativo para produção de cal (indicação da base de concreto) .....	93
Figura 3.16. Termografia mostrando a temperatura de 143,7°C na superfície do concreto logo abaixo do forno .....	93
Figura 3.17. Forma para moldagem dos corpos de prova prismáticos.....	96
Figura 3.18. Corpo de prova prismático .....	97
Figura 3.19. Proteção das barras com isolamento térmico .....	97
Figura 3.20. Arranjo: corpos de prova cilíndricos protegem a armadura dos corpos de prova prismáticos evitando a radiação térmica direta sobre as mesmas .....	98
Figura 3.21. Verificação do teor de umidade do agregado miúdo.....	102
Figura 3.22. Moldagem dos corpos de prova prismáticos .....	103
Figura 3.23. Moldagem dos corpos de prova cilíndricos .....	104
Figura 3.24. Verificação do abatimento.....	104
Figura 3.25. Armazenamento dos corpos de prova após a cura.....	105

Figura 3.26. Equipamento para ensaio de resistência a compressão e módulo de elasticidade – EMIC modelo SSH3 .....	106
Figura 3.27. Equipamento para ensaio de resistência a compressão e módulo de elasticidade – EMIC modelo SSH300 .....	106
Figura 3.28. Ensaio de verificação do módulo de elasticidade – Equipamento Prensa EMIC modelo SSH300 .....	107
Figura 3.29. Ensaio de verificação do módulo de elasticidade – Equipamento Prensa EMIC modelo SSH300 – registro digital.....	107
Figura 3.30. Secagem das amostras em estufa (105 +/- 5°C) por 72 horas.....	108
Figura 3.31. Saturação das amostras em água (23 +/- 2°C) por 72 horas .....	108
Figura 3.32. Saturação das amostras com ebulição por período de 5 horas .....	109
Figura 3.33. Determinação da massa imersa.....	109
Figura 3.34. Determinação da massa saturada.....	109
Figura 3.35. Máquina universal de tração e compressão AMSLER .....	110
Figura 3.36. Relógio comparador com extensômetro de precisão (1µm) marca Mitutoyo.....	111
Figura 3.37. Manta de borracha para apoio do corpo de prova .....	111
Figura 3.38. Corpo de prova posicionado para ensaio.....	111
Figura 3.39. Barra de armadura totalmente extraída do corpo de prova.....	112
Figura 3.40. Medição da profundidade de carbonatação .....	112
Figura 3.41. Corpos de prova para medição da profundidade de carbonatação.113	
Figura 3.42. Corpos de prova 1º lote – concreto C30 .....	113
Figura 3.43. Corpos de prova 1º lote – concreto C40 .....	113
Figura 3.44. Corpos de prova 2º lote - concreto C30 .....	113
Figura 3.45. Corpos de prova 2º lote – concreto C40 .....	114
Figura 3.46. Corpos de prova 3º lote – concreto C30 .....	114
Figura 3.47. Corpos de prova 3º lote – concreto C40 .....	114
Figura 3.48. Corpos de prova 4º lote – concreto C30 .....	114
Figura 3.49. Corpos de prova 4º lote – concreto C40 .....	115
Figura 3.50. Aspecto geral dos corpos de prova de concreto C30. À esquerda a amostra de referência e à direita três amostras submetidas aos ciclos de radiação térmica .....	115

Figura 3.51. Aspecto geral dos corpos de prova de concreto C40. À esquerda a amostra de referência e à direita três amostras submetidas aos ciclos de radiação térmica .....	116
Figura 3.52. Seção típica dos canais secundários de escória.....	119
Figura 3.53. Croqui esquemático da casa de corrida do alto forno 3 .....	119
Figura 3.54. Canal secundário de escória 4 – seção com pequena altura no início do canal – Detalhe dos corpos de prova dipostos na lateral do canal.....	120
Figura 3.55. Canal secundário de escória 4 – altura maior no final do canal - Detalhe dos corpos de prova dispostos na lateral do canal. ....	120
Figura 3.56. Posicionamento do 1º lote de corpos de prova (em vermelho) nos canais secundários de escória .....	121
Figura 3.57. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 1 do alto forno 3.....	122
Figura 3.58. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 2 do alto forno 3.....	122
Figura 3.59. Termografia nos corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 2 durante uma corrida, mostrando a temperatura de 435,7°C .....	122
Figura 3.60. Posicionamento do 2º lote de corpos de prova (em vermelho) nos canais secundários de escória .....	123
Figura 3.61. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 3 do alto forno 3.....	123
Figura 3.62. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 4 do alto forno 3 – detalhe da corrida de escória no leito de refratários.....	124
Figura 3.63. Termografia nos corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 4 durante uma corrida, mostrando a temperatura de 467,1°C .....	124
Figura 3.64. Posicionamento do 3º lote de corpos de prova nos canais secundários de escória .....	125
Figura 3.65. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do final do canal secundário de escória 3 do alto forno 3.....	125

Figura 3.66. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do final do canal secundário de escória 4 do alto forno 3 – detalhe da corrida de escória no leito de refratários.....	125
Figura 3.67. Termografia nos corpos de prova posicionados internamente na lateral do final do canal secundário de escória 4 durante uma corrida, mostrando a temperatura de 195,7°C .....	126
Figura 3.68. Corpos de prova posicionados na lateral do pilar central de sustentação do convertedor 2 na Aciaria .....	127
Figura 3.69. Corpos de prova posicionados na lateral do pilar central de sustentação do convertedor 2 na Aciaria – momento do vazamento do convertedor .....	127
Figura 3.70. Termografia nos corpos de prova posicionados na lateral do pilar central de sustentação do convertedor 2 na Aciaria, mostrando a temperatura de 250,7°C .....	127
Figura 4.1. Comparativo da resistência à compressão média entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40 .....	131
Figura 4.2. Resistência à compressão axial média e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C30 ..	132
Figura 4.3. Resistência à compressão axial média e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C40 ..	132
Figura 4.4. Comparativo do módulo de elasticidade médio entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40 .....	134
Figura 4.5. Módulo de elasticidade médio e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C30.....	136
Figura 4.6. Módulo de elasticidade médio e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C40.....	136
Figura 4.7. Comparativo do índice de vazios médio entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40.....	138
Figura 4.8. Comparativo do índice de absorção de água médio entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40 .....	138
Figura 4.9. Índice de vazios médio e o incremento percentual deste índice em relação a amostra de referência para amostras com concreto C30 .....	140

Figura 4.10. Índice de vazios médio e o incremento percentual deste índice em relação à amostra de referência para amostras com concreto C40 .....	140
Figura 4.11. Índice de absorção de água médio e o incremento percentual deste índice em relação a amostra de referência para amostras com concreto C30 ...	141
Figura 4.12. Índice de absorção de água médio e o incremento percentual deste índice em relação a amostra de referência para amostras com concreto C40 ...	141
Figura 4.13 - Comparativo da carga de arrancamento média entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40 .....	142
Figura 4.14 - Comparativo entre o equivalente percentual da carga de arrancamento média e o equivalente percentual da resistência à compressão axial média para amostras com concreto C30.....	144
Figura 4.15 - Comparativo entre o equivalente percentual da carga de arrancamento média e o equivalente percentual da resistência à compressão axial média para amostras com concreto C40.....	144
Figura 4.16 - Comparativo da profundidade de carbonatação para amostras com concreto C30 e C40 .....	145
Figura 4.17 - Comparativo do teor de $\text{Ca(OH)}_2$ na região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C30.....	149
Figura 4.18 - Comparativo do teor de $\text{Ca(OH)}_2$ na região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C40.....	149

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Patamares de temperaturas .....	47
Tabela 2.2. Tempos de exposição .....	47
Tabela 2.3. Redução da resistência à compressão com a elevação da temperatura .....	51
Tabela 2.4. Redução do módulo de elasticidade.....	71
Tabela 2.5. Redução da resistência à compressão.....	72
Tabela 3.1. Caracterização do cimento.....	99
Tabela 3.2. Caracterização do agregado miúdo.....	100
Tabela 3.3. Caracterização do agregado graúdo .....	100
Tabela 3.4. Caracterização do aditivo plastificante .....	101
Tabela 3.5. Caracterização do aço.....	101
Tabela 3.6. Plano de amostragem – corpos de prova.....	118
Tabela 3.7 - Caracterização dos ciclos térmicos para os 04 lotes de corpos de prova .....	128
Tabela 4.1. Resistência à compressão aos 28 dias – concreto $f_{ck} \geq 30$ MPa e relação $a/c \leq 0,55$ .....	130
Tabela 4.2. Resistência à compressão aos 28 dias – concreto $f_{ck} \geq 40$ MPa e relação $a/c \leq 0,45$ .....	130

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1. Coeficiente de dilatação linear (mm/m) de diversos tipos de rochas.	43
Quadro 2.2. Composição dos concretos de normal e alta resistência.....	56
Quadro 2.3. Valores das relações $f_{c,\theta} / f_{ck}$ e $E_{c,\theta} / E_c$ para concretos de massa específica normal ( $2000 \text{ kg/m}^3$ a $2800 \text{ kg/m}^3$ ) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários.....	64
Quadro 3.1. Classes de agressividade ambiental .....	95
Quadro 3.2. Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto .....	95
Quadro 3.3. Composição do traço para o concreto classe 30.....	102
Quadro 3.4. Composição do traço para o concreto classe 40.....	103
Quadro 4.1. Compostos cristalizados identificados nas amostras de argamassa - lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ e relação $a/c \leq 0,55$ .....	146
Quadro 4.2. Compostos cristalizados identificados nas amostras de argamassa - lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto $f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$ e relação $a/c \leq 0,45$ .....	147
Quadro 4.3. Caracterização por análise termodiferencial e termogravimétrica ...	148
Quadro 4.4. Resultado dos ensaios de termogravimetria .....	148

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCP Associação Brasileira de Cimento Portland  
ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ACI American Concrete Institute  
CEB Comité Euro-Internacional du Béton  
CEFETES Centro Federal de Ensino Tecnológico do Espírito Santo  
EUROCODE European Comité for Standardization  
IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto  
LEMAC Laboratório de Materiais de Construção  
NM Norma Mercosul  
UFES Universidade Federal do Espírito Santo  
a/c – relação água/cimento, em massa.  
MEV – microscópio eletrônico de varredura.  
RILEM – Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (França).

## NOMENCLATURA DA QUÍMICA DO CIMENTO

Principais óxidos: A –  $Al_2O_3$ ; C –  $CaO$ ; F –  $Fe_2O_3$ ; H –  $H_2O$ ; K –  $K_2O$ ; M –  $MgO$ ; N –  $Na_2O$ ; S –  $SiO_2$ .  
C3S – silicato tricálcico.  
C2S – silicato dicálcico.  
C3A – aluminato tricálcico.  
C4AF – ferroaluminato tetracálcico – ferrita.  
C ou  $CaCO_3$  – carbonato de cálcio  
 $CaMg(CO_3)_2$  – carbonato de cálcio e magnésio – dolomita.  
CH ou  $Ca(OH)_2$  – hidróxido de cálcio – portlandita.  
C-S-H – silicato de cálcio hidratado.  
OH- – íon hidroxila.  
 $SiO_2$  – sílica.  
CaO – óxido de cálcio

## SUMÁRIO

RESUMO.....	1–26
ABSTRACT .....	1–27
LISTA DE FIGURAS .....	1–28
LISTA DE TABELAS .....	1–26
LISTA DE QUADROS .....	1–27
1 INTRODUÇÃO .....	32
1.1 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	32
1.2 QUESTÕES DA PESQUISA .....	36
1.3 LIMITAÇÕES DA PESQUISA .....	36
1.4.1 Limitações de acesso.....	36
1.4.2 Limitações de elementos comparativos.....	37
1.4.3 Limitações do tema .....	37
1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	38
1.4.1 Objetivo geral .....	38
1.4.2 Objetivos específicos.....	38
1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	39
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	40
2.1 INTRODUÇÃO .....	40
2.2 AS PROPRIEDADES E ALTERAÇÕES NO CONCRETO DEVIDO ÀS TEMPERATURAS ELEVADAS.....	40
2.2.1 As altas temperaturas e seus efeitos sobre a durabilidade do concreto .....	41
2.2.2 Alterações nos produtos da hidratação do cimento.....	44
2.2.3 Alterações na fluência do concreto .....	49
2.2.4 Alterações na resistência à compressão axial e módulo de elasticidade .....	50
2.2.5 Influência na fragilidade e ductilidade.....	74
2.2.6 Modificação no processo de fissuração e na porosidade .....	75
2.3 Aderência da armadura.....	80
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	82
3.1 INTRODUÇÃO .....	82
3.2 ETAPAS DA PESQUISA.....	82
3.3 CARACTERIZAÇÃO TERMOGRÁFICA DE LOCAIS DA SIDERÚRGICA PARA DISPOSIÇÃO DOS CORPOS DE PROVA .....	84
3.3.1 Canais secundários de corrida de gusa e escória do alto forno 3 .....	86

3.3.2 Fosso da balança de pesagem de gusa na aciaria .....	88
3.3.3 Pilar central do convertedor na aciaria .....	90
3.3.4 Estruturas de sustentação das mesas de rolos na área de lingotamento .....	90
3.3.5 Estruturas para preparação de painéis de aço na Aciaria.....	92
3.3.6 Bases dos fornos rotativos de calcinação .....	93
3.4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	94
3.4.1 Corpos de prova e concretos utilizados.....	94
3.4.2 Caracterização dos materiais utilizados .....	98
3.4.2.1 Cimento .....	98
3.4.2.2 Água .....	99
3.4.2.3 Agregado miúdo .....	99
3.4.2.4 Agregado graúdo.....	100
3.4.2.5 Adições .....	100
3.4.2.6 Aditivos.....	101
3.4.2.7 Aço .....	101
3.4.3 Dosagem, moldagem e cura dos corpos de prova .....	101
3.4.3.1 Dosagem.....	101
3.4.3.2 Moldagem e cura.....	103
3.4.4 Métodos utilizados.....	105
3.4.4.1 Ensaio de verificação da resistência à compressão axial.....	105
3.4.4.2 Ensaio de verificação do módulo de elasticidade .....	106
3.4.4.3 Ensaio de verificação do índice de vazios e absorção de água .....	108
3.4.4.4 Aderência das armaduras .....	110
3.4.4.5 Profundidade de carbonatação .....	112
3.4.4.6 Microestrutura .....	115
3.4.4.6.1 Preparação das amostras .....	115
3.4.4.6.2 Análise termogravimétrica.....	116
3.5 EXPERIMENTO <i>IN LOCO</i> E PLANO DE AMOSTRAGEM .....	117
3.5.1 Plano de amostragem .....	117
3.5.2 Os ciclos térmicos .....	118
3.5.2.1 Canais secundários de escória do alto forno 3.....	118
3.5.2.2 Pilar central do convertedor 2.....	126
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	129
4.1 INTRODUÇÃO .....	129

4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	130
4.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	133
4.4 ÍNDICE DE VAZIOS E ABSORÇÃO DE ÁGUA .....	137
4.5 ADERÊNCIA DAS ARMADURAS .....	142
4.6 PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO.....	145
4.7 MICROESTRUTURA.....	146
4.7.1 Difratomia de raio X.....	146
4.7.2 Análise termogravimétrica.....	147
5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	152
5.1 INTRODUÇÃO .....	152
5.2 CONCLUSÕES GERAIS.....	152
5.3 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS.....	154
5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	156
6 BIBLIOGRAFIA .....	158
6.1 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS .....	158
6.2 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS REFERENTES ÀS NORMAS TÉCNICAS.....	161
6.3 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	163
APÊNDICE A – ASPECTOS RELATIVOS AO CIMENTO E AO CONCRETO IMPORTANTES NO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE ALTAS TEMPERATURAS ...	165
APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL .....	175
APÊNDICE C – RESULTADOS DOS ENSAIOS – MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	179
APÊNDICE D – RESULTADOS DOS ENSAIOS – VERIFICAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS E ABSORÇÃO DE ÁGUA .....	182
APÊNDICE E – RESULTADOS DOS ENSAIOS ADERÊNCIA DAS ARMADURAS.....	185
APÊNDICE F – RESULTADOS DOS ENSAIOS – PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO .....	188
APÊNDICE G – RESULTADOS DOS ENSAIOS – DIFRAÇÃO DE RAIO X.....	189

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA**

O problema a ser abordado nesta pesquisa é o estado de degradação do concreto submetido a prolongados ciclos de exposição à elevadas temperaturas provenientes do processo de produção de uma usina siderúrgica. Nestas plantas industriais, existem diversos locais onde se verificam sobre as estruturas de concreto, a atuação de temperaturas em patamares relativamente baixos, como por exemplo, valores entre 100 e 500°C, mas de longa duração e de maneira intermitente. Essas temperaturas geralmente atuam sobre a estrutura de concreto durante toda sua vida útil, na maioria das vezes em caráter intermitente.

O assunto a ser pesquisado é de grande importância ao desenvolvimento da comunidade técnica e científica que lida com problemas provenientes da exposição de estruturas de concreto às elevadas temperaturas. A justificativa da pesquisa é corroborada pelo fato de que, na maioria dos casos, os estudos de temperatura sobre estruturas de concreto apresentam análises, respostas e conclusões para as situações de incêndio (onde as temperaturas são muito

elevadas e tem curta duração), ficando vários questionamentos a serem respondidos, e que podem esclarecer melhor as causas e efeitos das patologias verificadas em estruturas de concreto degradadas.

O tema foi pesquisado durante os anos de 2009 e 2010, nas instalações da usina siderúrgica da ArcelorMittal Tubarão, que possui produção anual de aço de 7,5 milhões de toneladas, localizada na faixa litorânea entre os municípios da Serra e Vitória, no estado do Espírito Santo, Brasil.

O assunto é abrangente, pois não só plantas de parques siderúrgicos possuem em seu processo de produção locais onde é freqüente a existência de temperaturas elevadas, mas outras indústrias de transformação também apresentam tal situação, podendo-se citar como exemplo as indústrias de cimento, celulose, alumínio, cerâmica, vidro, fundições, petróleo, nuclear, etc.

Os resultados da pesquisa permitirão o delineamento de novas perspectivas para os trabalhos de manutenção estrutural em locais com esse tipo de ação, e contribuir com nova visão crítica para a especificação de materiais ou proteções adequadas em novas plantas industriais a serem implantadas.

O fato de o autor da pesquisa ser funcionário de uma grande siderúrgica e possuir uma “rede de relacionamentos” na área de manutenção industrial, bem como o incentivo recebido por sua Diretoria que valoriza o conhecimento do tema, proporcionou um acesso mais facilitado aos dados de entrada da pesquisa, bem como um estímulo e dedicação adequada aos estudos.

A tudo, é somado ainda o fato de que os resultados da pesquisa possibilitaram retratar de maneira razoavelmente real as condições ao qual estão submetidas as estruturas de concreto, quando sob o efeito de elevadas temperaturas em uma planta industrial de um parque siderúrgico.

De maneira resumida é possível identificar 3 etapas principais no processo de fabricação do aço: redução, refino e laminação. A etapa de redução ocorre no alto-forno, onde o minério de ferro e carvão previamente misturados são elevados a temperaturas da ordem de 1500°C, necessária à fusão do minério. O carbono presente no carvão associa-se ao oxigênio que se desprende do minério em elevada temperatura, deixando livre o ferro. Nessa etapa o ferro se liquefaz e é

chamado de ferro gusa. Impurezas como calcário e sílica formam a escória utilizada na fabricação de cimento.

Após a redução, o ferro gusa, ainda em estado líquido, é levado para a aciaria para ser transformado em aço mediante a queima de impurezas e adições de outros minerais. Essa etapa é chamada de refino e ocorre em fornos a oxigênio ou elétricos.

A última etapa do processo de produção do aço é a laminação, onde o aço em processo de solidificação é deformado mecanicamente e transformado em produtos siderúrgicos tais como chapas grossas e finas, bobinas, perfilados, barras, etc.

Além das três principais etapas do processo de fabricação do aço, existem outras atividades onde o emprego de altas temperaturas também ocorre, podendo-se citar: produção de cal, coquerização do carvão, dessulfuração do ferro gusa, transporte e resfriamento de placas de aço, descarte de escória de alto-forno e aciaria, etc.

É importante destacar que os processos produtivos em uma usina siderúrgica geralmente acontecem em equipamentos dimensionados, produzidos e protegidos para desempenhar suas funções sob elevadas temperaturas, mas esses equipamentos estão em sua maior parte, apoiados e fixados em estruturas de concreto. Essas estruturas recebem, por radiação térmica, parte do calor proveniente destes equipamentos e do material em transformação no processo de produção.

Desta maneira, são encontrados vários locais dentro de uma usina siderúrgica onde estruturas de concreto estão submetidas a elevadas temperaturas, intermitentes ou não. Mesmo em estruturas de concreto onde existe algum tipo de isolamento térmico, se constata que este ainda permite um considerável aquecimento do concreto. O fato é que se percebe que o alto desenvolvimento tecnológico dos equipamentos com de altas performances sob essas condições, não é acompanhado de um devido estudo sobre os efeitos das temperaturas sobre as estruturas de concreto onde se apóiam, e muitas vezes são negligenciados esses efeitos na etapa de projeto.

Diferentemente das situações de incêndio, onde ocorrem elevadas temperaturas em um período relativamente curto de tempo, geralmente horas, plantas

industriais de transformação, possuem várias etapas de seu processo produtivo onde as temperaturas são elevadas, e atuam por longos períodos de tempo (dias ou meses), e em sua maior parte com caráter intermitente. No caso de uma usina siderúrgica, é possível citar como exemplos:

- Canais de corrida de gusa e escória de alto fornos;
- Estruturas de sustentação de mesa de rolos na área de lingotamento;
- Estruturas próximas a passagem do carro torpedo, que transportam o ferro gusa em seu estado líquido até à aciaria;
- Estruturas para limpeza e manutenção das panelas de aço na aciaria;
- Bases de fornos rotativos de calcinação;
- Placas de piso e estruturas próximas aos berços de resfriamento de placas laminadas;
- Estruturas de áreas de descarga de escória de aciaria e alto fornos.

Todos esses locais são pontos de forte atuação de equipes de manutenção civil, onde são verificados processos de degradação nas estruturas de concreto.

Esta dissertação busca identificar e caracterizar melhor os locais onde ocorrem os efeitos de temperaturas elevadas, verificando os patamares de valores de temperatura e períodos de duração. Busca ainda pesquisar os efeitos destas temperaturas sobre algumas propriedades físicas, mecânicas e na microestrutura do concreto.

O tema não é novo, mas torna-se de caráter exclusivo e de grande valor econômico e científico, quando foca o efeito da contínua exposição a elevadas temperaturas em estruturas de concreto de uma usina siderúrgica.

A problemática da manutenção de estruturas de concreto é vasta e são inúmeras as origens das patologias verificadas. O problema a ser abordado nesta pesquisa é o estado de degradação no concreto quando submetido à ciclos de temperaturas elevadas provenientes do processo de produção em uma usina siderúrgica.

A busca do entendimento dos efeitos da temperatura sobre as estruturas de concreto, tem proporcionado a leitura de livros e artigos sobre o assunto, onde se pôde constatar a existência de várias pesquisas e descrição de casos que

abordam o problema da temperatura atuando sobre o concreto. As referências identificadas que tratam do problema, a serem apresentadas mais adiante, geralmente focam os efeitos da temperatura sobre o concreto para valores mais elevados de temperatura e em períodos curtos de exposição, como no caso de situações de incêndio.

Pelo fato de que nestas referências identificadas, os estudos de temperatura sobre o concreto em sua maioria apresentam análises, respostas e conclusões para as situações de incêndio, onde as temperaturas atingem elevados patamares em período curto de tempo, ficam vários questionamentos a serem respondidos, e que podem esclarecer melhor as causas das patologias verificadas em estruturas degradadas de concreto em situações específicas, como nas usinas siderúrgicas.

## **1.2 QUESTÕES DA PESQUISA**

Os questionamentos desta pesquisa estão relacionados à indefinição de patamares de temperatura existentes em diferentes estruturas de concreto localizadas em áreas de produção de uma usina siderúrgica, ao conhecimento da redução ou incremento nos valores de algumas propriedades físicas e mecânicas do concreto, às alterações no desempenho da aderência das armaduras em peças de concreto e às modificações que ocorrem na microestrutura do concreto.

## **1.3 LIMITAÇÕES DA PESQUISA**

### **1.3.1 Limitações de acesso**

Por se tratar de um estudo que visa conhecer o estado de degradação em concreto de estruturas que estão submetidas ao efeito prolongado de altas temperaturas, é de grande importância que ensaios sejam realizados com amostras provenientes dos locais onde ocorrem esses eventos. Logicamente os locais são diversos, mas em grande parte dos casos, são áreas de produção que não permitem o fácil e rápido acesso para a disposição e coleta das amostras, e em muitas das situações as amostras só poderão ser dispostas e retiradas mediante paradas programadas de manutenção dos equipamentos mecânicos da área.

### **1.3.2 Limitações de elementos comparativos**

Como já comentado, nas referências pesquisadas não foram identificados pelo autor estudo similar ou outro em que se considera o efeito da temperatura em longo período de exposição e em caráter cíclico. Assim sendo os resultados obtidos são de difícil comparação. Entretanto, cabe salientar que o presente trabalho abre uma janela para o desenvolvimento de mais pesquisas, visando a criação de modelos capazes de prever o comportamento das estruturas de concreto submetidas a tais ações e ao mesmo tempo permitindo estabelecer recomendações tanto de caráter qualitativo como quantitativo para projetistas e construtores.

### **1.3.3 Limitações do tema**

Apesar do assunto “concreto sob efeito de temperaturas elevadas” ser de conhecimento técnico e científico, nas referências pesquisadas, poucos trabalhos transcorrem além do tema quando não estão relacionados a situações de incêndio. É destacado também que nas referências pesquisadas não foram identificados estudos a cerca de concreto submetido à elevada temperatura de modo intermitente em uma planta de parque siderúrgico. O autor dessa pesquisa entende que situações como a aqui avaliada, são muito mais comuns do que se possa imaginar, e acontecem em outros tipos de plantas industriais espalhadas nos mais diversos países.

No caso dos locais pesquisados neste experimento, existem uma grande diversidade de patamares de temperatura, pois se referem às diferentes etapas do processo produtivo do aço. É acrescentado ainda, que por se tratar de uma planta em constante expansão, com construções realizadas em diferentes épocas, logicamente existem ali diferentes tipos de cimento, agregados, dosagens, modo de aplicação, cura, e tempo aos quais as estruturas estão expostas às temperaturas elevadas.

O autor da pesquisa acredita que a variabilidade das condições e situações de exposição às elevadas temperaturas será compensada com a moldagem de corpos de prova, disposição destes nos locais onde ocorrem os ciclos de temperaturas elevadas e realização de ensaios, que permitam a verificação da

influência destas temperaturas nas propriedades físicas, mecânicas e na microestrutura do concreto.

A verificação da influência da temperatura na formação de fissuras no concreto, também será uma limitação, visto que diferentemente das estruturas existentes nos locais de exposição às elevadas temperaturas onde todo concreto apresenta armadura estrutural, os corpos de prova não serão armados, apresentando um comportamento mecânico diferenciado.

## **1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA**

### **1.4.1 Objetivo geral**

O objetivo do presente trabalho é avaliar o estado de degradação do concreto quando submetido à ciclos prolongados de elevadas temperaturas de maneira intermitente, em unidades do processo de produção de uma usina siderúrgica, pesquisando os efeitos sobre suas propriedades físicas, mecânicas e alterações de sua microestrutura.

### **1.4.2 Objetivos específicos**

Para alcançar o objetivo geral, vários objetivos específicos foram estabelecidos, a saber:

Avaliar as alterações na resistência à compressão axial do concreto com diferentes relações a/c;

Avaliar as alterações no módulo de elasticidade do concreto com diferentes relações a/c;

Avaliar alterações no índice de vazios e absorção de água em concretos com diferentes relações a/c;

Verificar alterações no desempenho da aderência das armaduras embutidas em peças de concreto com diferentes relações a/c;

Avaliar se existe algum incremento na carbonatação para diferentes relações a/c em peças de concreto;

Verificar alterações na microestrutura dos concretos estudados.

## 1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação de mestrado encontra-se estruturada em seis capítulos, além dos anexos e referências bibliográficas. A seguir é apresentada uma sucinta descrição a respeito do conteúdo de cada capítulo.

No capítulo 1 é realizada uma introdução e comentários sobre o tema da pesquisa, onde é apresentada a situação, questionamentos, limitações e respostas que se busca ao estudar o assunto.

O capítulo seguinte apresenta o estado da arte sobre o tema concreto submetido à elevadas temperaturas pesquisado pelo autor em normas, livros, artigos, dissertações e teses. A abordagem dos temas torna mais fácil a compreensão dos assuntos posteriormente apresentados.

No capítulo três discorre sobre o programa experimental apresentando: o local da pesquisa; a caracterização termográfica dos locais onde existem estruturas de concreto expostas à radiação térmica; os materiais e métodos utilizados na preparação dos corpos de prova e o plano de amostragem.

Na sequência da dissertação, o capítulo 4 apresenta os ensaios de laboratório realizados com os corpos de prova e os resultados obtidos, procurando-se realizar uma análise crítica dos mesmos e associar esses resultados com o material pesquisado na revisão bibliográfica.

O capítulo seguinte apresenta as conclusões finais da pesquisa e as recomendações para trabalhos futuros.

Ao final do trabalho são apresentadas a lista completa das referências bibliográficas, bibliografia consultada e os anexos.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 INTRODUÇÃO**

No capítulo anterior procurou-se dar ao leitor uma visão global sobre o problema pesquisado nesta dissertação, além de apresentar a justificativa e relevância deste trabalho.

No capítulo 2 apresenta-se os efeitos da temperatura elevada sobre diferentes propriedades do concreto tais como: propriedades físicas, mecânicas, propriedades relativas à durabilidade e na microestrutura do material.

### **2.2 AS PROPRIEDADES E ALTERAÇÕES NO CONCRETO DEVIDO ÀS TEMPERATURAS ELEVADAS**

Conforme exposto por Handoo, Agarwal e Agarwal (2002), concretos submetidos à altas temperaturas são levados a um estado de severa deterioração, sofrendo um grande número de transformações e reações, provocando uma progressiva quebra da estrutura do gel cimentício e conseqüentes perdas na capacidade de suporte de carga, diminuição na durabilidade, aumento na tendência de retração por secagem, formação de quadro de fissuras, entre outras patologias.

O conhecimento de algumas propriedades do cimento torna mais fácil o entendimento do efeito de elevadas temperaturas sobre o concreto. Para esclarecimento e consulta é apresentado no apêndice A desta dissertação um breve comentário sobre os aspectos relativos ao cimento e ao concreto importantes no estudo da influência de altas temperaturas

O referencial teórico do tema é vasto, sendo possível identificar para o concreto, variados estudos sobre os efeitos de altas temperaturas em suas propriedades físicas e mecânicas e alterações de sua microestrutura e nos produtos da hidratação do cimento.

Ainda que não tenham sido esgotados os trabalhos científicos sobre o tema nessa revisão bibliográfica, as referências identificadas que tratam do assunto geralmente focam os efeitos da temperatura sobre o concreto para valores mais elevados de temperatura e em períodos curtos de exposição, como no caso de situações de incêndio

### **2.2.1 As altas temperaturas e seus efeitos sobre a durabilidade do concreto**

A durabilidade de um material pode ser definida como o tempo ao qual esse material apresenta o mesmo desempenho para o qual foi projeto, sem necessitar de intervenções.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2003, p.13), durabilidade “(...) consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.”

Mehta e Monteiro (1994) explicam que o termo durabilidade de um material refere-se ao tempo de vida útil sob condições ambientais dadas.

Neville (1997) comenta sobre a necessidade que as estruturas de concreto têm de desempenhar as funções a que foram atribuídas, e que mantenham a resistência e a utilidade que delas se espera durante um período de vida previsto. Reforça afirmando que o concreto deve poder suportar o processo de deterioração ao qual

se supõe que venha a ser submetido, podendo nestas condições, ser considerado durável.

Metidieri Filho (2007, p. 66) define durabilidade como a “[...] capacidade do produto em conservar, ao longo do tempo, desempenho compatível com a utilização prevista, sob condições de instalação, operação e manutenção especificadas pelo produtor e/ou fornecedor”.

Souza e Ripper (1999) consideram como durabilidade o parâmetro que relaciona a aplicação das características de deterioração do concreto e dos sistemas estruturais a uma determinada construção, individualizando-a pela avaliação da resposta que dará aos efeitos da agressividade ambiental, e definindo, a vida útil da mesma.

Neville (1997) apresenta uma classificação das causas da durabilidade inadequada do concreto conforme fatores externos ou internos atuam sobre o mesmo. Segundo o autor as diferentes formas de ação podem ser mecânicas, químicas ou físicas.

Como causas mecânicas são relacionadas: impacto, abrasão, erosão e cavitação. As causas químicas incluem a reação álcali-sílica, álcali-carbonato, cloretos, sulfatos, dióxido de carbono, líquidos e gases naturais ou industriais. Por último, as causas físicas compreendem os efeitos das altas temperaturas ou de diferenças de coeficientes de dilatação térmica do agregado e da pasta de cimento hidratado. Considera ainda neste item a alternância de congelamento e descongelamento.

Neville (1997) consegue demonstrar de maneira clara uma das implicações da temperatura na durabilidade do concreto quando aborda o coeficiente de dilatação térmica. É exposto pelo autor que os principais componentes do concreto, a pasta de cimento hidratada e o agregado apresentam coeficientes de dilatação térmica diferentes. Enquanto que a pasta de cimento hidratada apresenta um coeficiente de dilatação térmica na faixa entre  $11 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ mm/m}$  e  $20 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ mm/m}$ , o

agregado graúdo apresenta faixas com valores menores, de acordo com o material (quadro 2.1).

Tipo de rocha	Coefficiente de dilatação linear, $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
Granito	1,8-11,9
Diorito, andesito	4,1-10,3
Gabro, basalto, diabásio	3,6-9,7
Arenito	43-13,9
Dolomito	6,7-8,6
Calcário	0,9-12,2
Calcedônia	7,3-13,1
Mármore	1,1-16,0

Quadro 2.1. Coeficiente de dilatação (mm/m) linear de diversos tipos de rochas

Fonte: Neville (1997, p.162)

É sugerido pelo autor que se houver grande diferença entre os coeficientes de dilatação térmica do agregado e da pasta de cimento hidratada, uma variação grande de temperatura pode dar origem a variações diferenciais, provocando o rompimento da aderência entre as partículas do agregado e a pasta. Neville (1997) conclui informando que uma grande diferença entre os coeficientes não chega a ser prejudicial ao concreto, desde que a temperatura não varie além dos limites entre  $4^{\circ}\text{C}$  e  $60^{\circ}\text{C}$ . Logicamente, em uma planta industrial de um parque siderúrgico essa variação de temperatura sobre estruturas de concreto é facilmente extrapolada em vários estágios do processo de produção, podendo sinalizar como forte indício de comprometimento da durabilidade do concreto.

Com essa mesma percepção Minami *et al.* (apud COSTA, FIGUEIREDO e SILVA, 2002, P.1281) informa que quando o concreto é submetido à temperaturas elevadas, as tensões térmicas dentro do concreto são geradas na interface do agregado graúdo pela diferença de dilatações térmicas entre a argamassa e o próprio agregado graúdo. Os autores complementam que a intensidade destas tensões influenciam na forma como as microfissuras aparecem, e no enfraquecimento do concreto.

Outra situação relacionada com a temperatura em plantas industriais é o efeito cíclico da temperatura. Esse efeito pode ser facilmente percebido em processos tal como o lingotamento contínuo, limpeza de painéis na aciaria, resfriamento de

placas, etc.. Neville (1997) comenta de maneira parcial o assunto quando apresenta alguns resultados de ensaios com concreto aquecido e resfriado várias vezes a temperaturas entre 4°C e 60°C, onde é percebida a redução do coeficiente de dilatação térmica com o aumento da quantidade de ciclos. O efeito cíclico da temperatura deve ser melhor avaliado em relação às propriedades mecânicas e efeitos físicos no concreto.

Poon *et al.* (2003) estudaram várias alterações nas propriedades de concretos submetidos à elevadas temperaturas, com diferentes percentuais de adição de metacaulim. Um dos itens avaliados foi a penetração de íon cloreto. Segundo os autores a medição da penetração do íon cloreto fornece uma medida indireta da permeabilidade e estrutura interna de poros. Os autores apresentam resultados que indicam que a penetração do íon cloreto aumenta com a elevação da temperatura.

Gentil (2007) alerta que meios com a presença de gases contendo enxofre, como o gás sulfídrico, H<sub>2</sub>S e o dióxido de enxofre, SO<sub>2</sub>, monóxido de carbono, CO, podem em presença de elevadas temperaturas potencializar a corrosão de armaduras.

Os locais investigados nessa pesquisa (canais de corrida de escória e aciaria) apresentam atmosfera propensa à presença desses gases, sendo um caso real deste tipo de corrosão.

A discussão do tema temperatura versus durabilidade é ampla, e fica claro que a temperatura elevada, como será apresentado mais adiante, influencia em uma série de propriedades mecânicas do concreto. A partir do momento que fenômenos físicos são percebidos com a elevação da temperatura, tais como formação de fissuras e aumento da porosidade, são criadas condições favoráveis ao ataque de agentes químicos nocivos ao concreto, aumentando de maneira exponencial a degradação da estrutura

### **2.2.2 Alterações nos produtos da hidratação do cimento**

Handoo, Agarwal e Agarwal (2002) analisaram amostras de concreto (corpos de prova cúbicos de 100 x 100mm) preparados com cimento Portland comum e

agregados silicosos, curados 28 dias em água, e expostos à temperaturas de 100 à 1000°C em patamares de 100° durante período total de 5 horas. Através de ensaios de difração de raio-X, os autores verificaram que ocorre a redução do  $\text{Ca(OH)}_2$  com o incremento da temperatura. A figura 2.1 apresenta a confirmação desta redução.

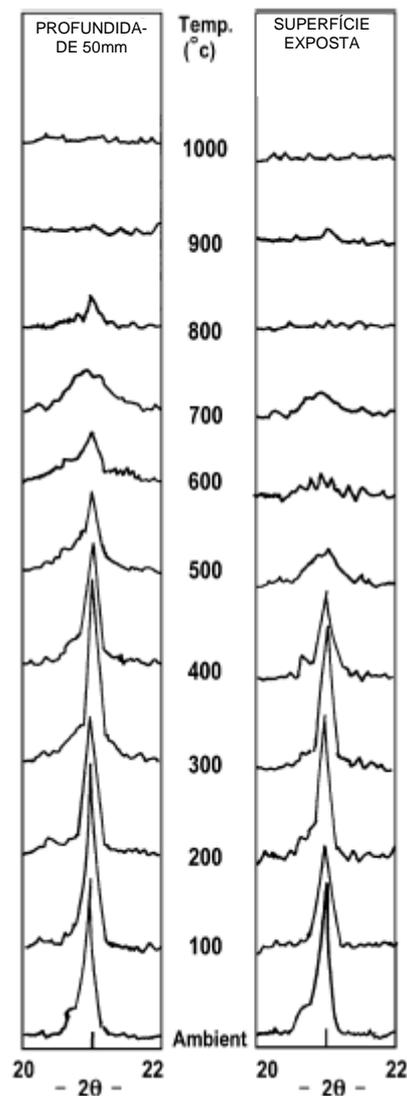


Figura 2.1. Difração de raio-x para amostra de concreto exposto a variadas temperaturas, analisadas à 50mm de profundidade, e na região superficial de cubos de concreto.

Fonte: Handoo, Agarwal e Agarwal (2002, p.1011)

Os autores constataram através de microscópio eletrônico de varredura (MEV), que nas mesmas amostras ocorreram alterações na morfologia dos produtos da hidratação do cimento após a exposição às temperaturas elevadas. Na figura 2.2 e figura 2.3 são apresentadas amostras de concreto do interior da peça (profundidade de 50mm) em temperatura ambiente e após exposição de 5 horas à

temperatura de 300°C, respectivamente. Na figura 2.2 é possível verificar a presença bem definida dos produtos da hidratação do cimento tais como os cristais de hidróxido de cálcio (CH), os silicatos hidratados de cálcio (C-S-H) e os aluminatos hidratados de cálcio (A). A figura 2.3 mostra que após a exposição à temperatura elevada, ocorreu a deformação dos cristais de CH e C-S-H, e transformação do CH em carbonato de cálcio (C).

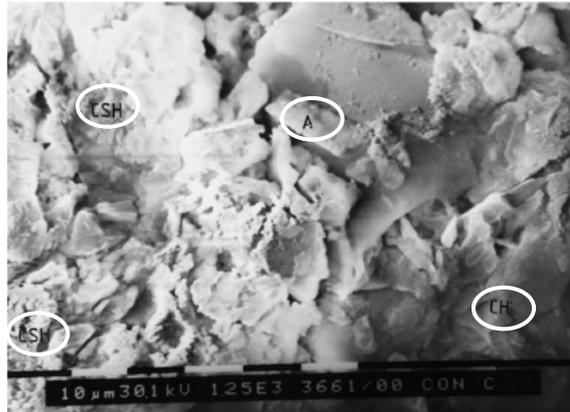


Figura 2.2. Produtos da hidratação do cimento no interior de uma amostra de concreto à temperatura ambiente;

Fonte: Handoo, Agarwal e Agarwal (2002, p.1013-1014)



Figura 2.3. Produtos da hidratação do cimento no interior de uma amostra de concreto após exposição à temperatura de 300°C.

Fonte: Handoo, Agarwal e Agarwal (2002, p.1013-1014)

Peng e Huang (2008) prepararam lotes de amostras de concreto com relação água/cimento de 0,38 e cura úmida de 90 dias, que após finamente moídas foram analisadas através de ensaios de difração de raio-x. As amostras foram submetidas a temperaturas entre 400 e 800°C durante o período de 8 horas (480 minutos). Os patamares de temperaturas avaliadas são apresentados na tabela

2.1. Cada patamar foi avaliado após os tempos de exposição listados na tabela 2.2.

Tabela 2.1. Patamares de temperaturas

Temperatura (°C)	400	430	470	500	530	560	600	700	800
------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Fonte: Peng e Huang (2008, p.594)

Tabela 2.2. Tempos de exposição

Tempo de exposição avaliados (minutos)	5	10	15	20	40	60	120	300	480
--	---	----	----	----	----	----	-----	-----	-----

Fonte: Peng e Huang (2008, p.594)

Apresentando a figura 2.4 e figura 2.5, os autores destacam que após o período de 8 horas de exposição à temperatura de 400°C, os silicatos hidratados de cálcio (C-S-H) e o hidróxido de cálcio (CH), permanecem sem alteração, mas a 500°C é possível perceber a decomposição do hidróxido de cálcio (CH).

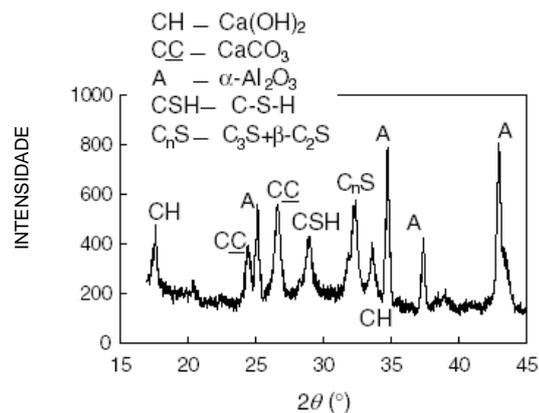


Figura 2.4. Difração de raio-x de amostra à temperatura ambiente

Fonte: Peng e Huang (2008, p.595)

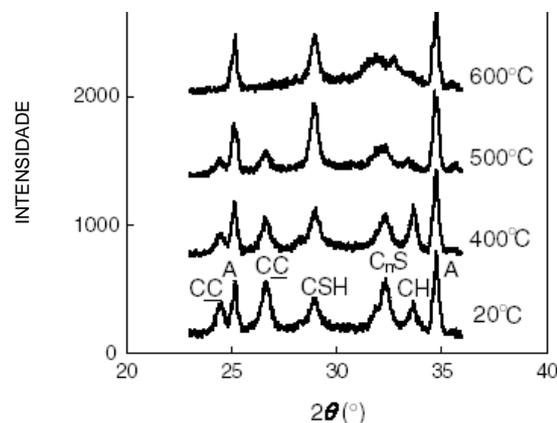


Figura 2.5. Difração de raio-x de amostra após exposição à temperatura de 400, 500 e 600°C.

Fonte: Peng e Huang (2008, p.595)

Na figura 2.6, figura 2.7 e figura 2.8 são apresentados de maneira mais detalhada os resultados da difração de raio-x em amostras submetidas às temperaturas de 600, 700 e 800°C, respectivamente.

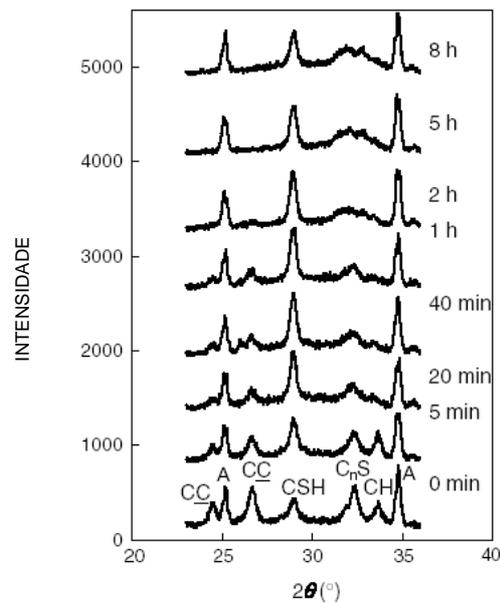


Figura 2.6. Difração de raio-x de amostra à temperatura de 600°C

Fonte: Peng e Huang (2008, p.596-597)

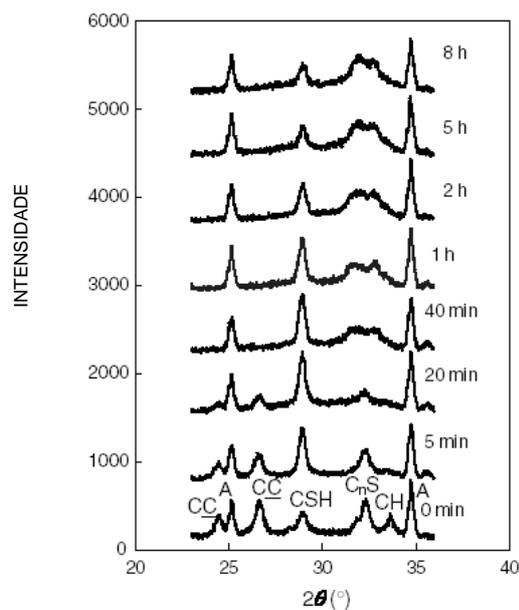


Figura 2.7. Difração de raio-x de amostra à temperatura de 700°C

Fonte: Peng e Huang (2008, p.596-597)

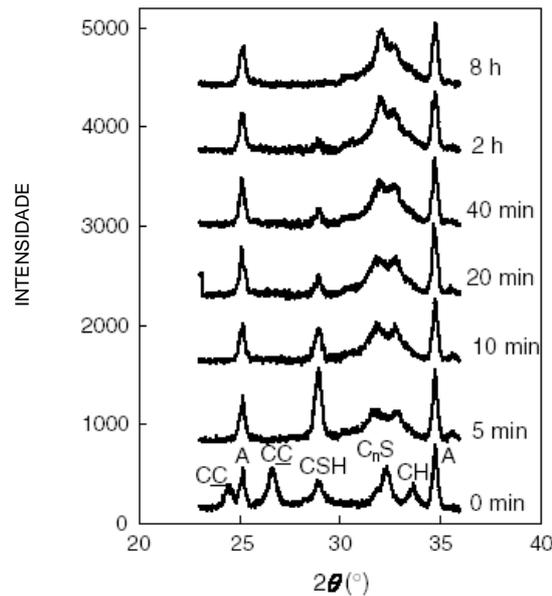


Figura 2.8. Difração de raio-x de amostra à temperatura de 800°C

Fonte: Peng e Huang (2008, p.596-597)

Os autores destacam que nestas temperaturas os silicatos hidratados de cálcio (C-S-H) se decompõem consideravelmente, vindo a decompor completamente aos 800°C. Informam ainda que o hidróxido de cálcio (CH) se decompõe após curto período de tempo.

Em seus estudos os autores apresentam modelos de cálculo das quantidades de C-S-H decomposto, informando que podem ser usadas para estimar a extensão da decomposição dos cristais de C-S-H para as temperaturas de aquecimento entre 600 e 800°C.

Os autores alertam que os modelos de cálculo foram concebidos a partir de um material moído com elevada área superficial, sendo a água facilmente evaporável, não correspondendo de maneira fiel a uma peça de concreto.

### 2.2.3 Alterações na fluência do concreto

Segundo Neville (1997) sendo a relação entre tensão e deformação uma função do tempo, fluência pode ser entendida como o aumento gradual da deformação com o tempo sob carga mantida. A importância da fluência está no fato de que a deformação devido à esse efeito pode ser várias vezes maior do que a deformação no momento do carregamento.

O autor apresenta que para um concreto com relação água/cimento de 0,6 e submetido a carregamento durante 15 meses, a velocidade da fluência aumenta em 3,5 vezes até cerca de 70°C quando comparada com o mesmo concreto à temperatura de 21°C. Esse fenômeno é sugerido pela perda de água adsorvida nos compostos hidratados e pela menor resistência do concreto em temperaturas elevadas.

#### **2.2.4 Alterações na resistência à compressão axial e módulo de elasticidade**

A resistência mecânica do concreto está relacionada com vários fatores tais como a relação água/cimento, porosidade, dosagem, tipo e propriedades do cimento e agregados, adequada aplicação, cura e idade da peça. De maneira geral a resistência do concreto permite uma avaliação generalizada de sua qualidade, sendo ainda uma das principais propriedades necessárias ao seu desempenho estrutural. No caso do concreto, por se tratar de um sólido composto por diferentes fases, como a pasta e agregados, a resistência fica condicionada a resistência da pasta, aderência entre a pasta e os agregados e a resistência dos agregados. Para os materiais sólidos a relação entre porosidade e resistência é conhecida para determinar a sua resistência. É entendido que dos vários fatores de relação com a resistência, o mais provável de alteração devido à elevação da temperatura pós-endurecimento do concreto, é a porosidade. Como os agregados convencionais geralmente apresentam elevadas resistências e densidade, a porosidade da pasta de cimento é a principal responsável na determinação da resistência dos concretos usuais.

Foram evidenciadas diversas pesquisas e artigos onde são apresentados resultados relativos à influência de elevadas temperaturas sobre a resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto. A fim de não desviar do foco deste projeto de pesquisa, somente serão comentados e apresentados os resultados, cujos valores de temperatura estão próximos à no máximo 600°C.

Bizzo, Souza e Moreno Júnior (2006) destacam como causas da degradação do concreto exposto ao fogo, o fato de que mesmo no concreto endurecido, a água pode ser encontrada em fases diferentes, e que com a elevação da temperatura, esta água pode iniciar o processo de degradação do concreto, devido à sua

movimentação. É complementado pelos autores que acima de 100°C, o concreto começa a perder a água livre ou capilar. Entre 200°C e 300°C a água livre é totalmente perdida, porém não provoca alteração significativa na estrutura do cimento hidratado. Entre 300° e 400°C aparecem as primeiras fissuras com a perda da água do gel, ou adsorvida. Após 400°C é iniciada a desidratação da água combinada quimicamente, provocando, por exemplo, o surgimento do óxido de cálcio (CaO) , proveniente da desidratação do hidróxido de cálcio – Ca(OH)<sub>2</sub>. O processo de rehidratação do CaO que pode ocorrer em uma situação de combate a incêndio é acompanhado de um aumento de volume deste material. Os autores complementam observando que a resistência a compressão do concreto é reduzida para 30% da inicial na temperatura de 400°C.

Em relação ao módulo de elasticidade, a sua redução se inicia em temperaturas acima de 150°C, principalmente em peças de pequena espessura, como no caso de lajes, onde são constatados deslocamentos verticais excessivos. Comenta-se ainda a degradação do concreto devido ao fenômeno do lascamento explosivo ou *spalling*, que ocorre quando a temperatura do concreto é elevada de modo rápido, provocando tensões internas nas regiões superficiais da peça devido à rápida passagem da água do estado líquido para o gasoso, com grande variação de volume. É válido ressaltar a informação dos autores sobre os concretos preparados com agregados graúdos de origem calcária, que apresentam maior resistência às temperaturas elevadas que os preparados com agregados silicosos, devido às diferentes propriedades térmicas desses elementos.

Handoo, Agarwal e Agarwal (2002) concluíram em seus estudos realizados em amostras de concreto (corpos de prova cúbicos de 100 x 100mm) preparados com cimento Portland comum e agregados silicosos, curados 28 dias em água, e expostos à temperaturas de 100°C à 1000°C em patama res de 100°C durante período total de 5 horas, que até a temperatura de 400°C o efeito na resistência à compressão foi insignificante, conforme tabela 2.3.

Tabela 2.3. Redução da resistência à compressão com a elevação da temperatura

Temperatura (°C)	ambiente	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
Resistência à compressão (MPa)	36	36	36	35	32	16	15	13	10	0

Fonte: Handoo, Agarwal e Agarwal (2002, p.1011)

Peng e Huang (2008) pesquisaram as alterações na microestrutura de pasta de cimento endurecida submetida à elevadas temperaturas, e afirmam que para a resistência à compressão a faixa de temperatura crítica de exposição fica entre os valores de 400 à 800°C.

Gardner, Lark e Barr (2005) avaliaram a resistência à compressão de corpos de prova de concreto submetidos a uma condição chamada pelos autores de condicionamento térmico. O condicionamento térmico foi executado após 7 dias de cura úmida, expondo as amostras às temperaturas de exatamente 85 e 105°C. As temperaturas foram mantidas nesses patamares até se obter um percentual máximo de 0,02% de alteração no peso das amostras em leituras feitas em períodos de 24 horas. Após essa etapa, as amostras foram resfriadas em dessecador por 24 horas. Parte das amostras continuou no dessecador até que a menor temperatura fosse constatada em todas elas. Para o controle do ensaio foram moldados corpos de prova com a mesma dosagem, porém sem serem submetidos ao condicionamento térmico. A resistência média à compressão após 28 dias de cura úmida para as amostras de controle foi de 48 MPa.

Para as amostras submetidas ao condicionamento térmico, foram obtidos os seguintes valores médios de resistência à compressão, para cada temperatura de exposição:

- 85°C: 48,6 MPa (7 dias de cura úmida + 11 dias de condicionamento térmico);
- 105°C: 46,7 MPa (7 dias de cura úmida + 10 dias de condicionamento térmico).

Para as amostras submetidas ao condicionamento térmico e resfriamento no dessecador, foram obtidos os seguintes valores médios de resistência à compressão, para cada temperatura de exposição:

- 85°C: 45,8 MPa (7 dias de cura úmida + 11 dias de condicionamento térmico + 17 dias no dessecador);
- 105°C: 44,5 MPa (7 dias de cura úmida + 10 dias de condicionamento + 18 dias no dessecador).

Os autores explicam que a resistência média de 48,6 Mpa, obtida para a temperatura de 85°C em ensaio realizado logo após o condicionamento térmico, pode ser explicada pelo fato de que a temperatura elevada induz a um maior grau

de hidratação dos produtos do cimento durante a cura. Esse fato elevou a resistência desta amostra a um valor maior que o da amostra de controle e da amostra submetida à temperatura de 105°C.

Para a resistência média de 46,7 MPa, obtida para a temperatura de 105°C em ensaio realizado logo após o condicionamento térmico, os autores destacam como prováveis causas que induziram aquele valor ser inferior aos da resistência média das amostras de controle e da amostra exposta à temperatura de 85°C, os seguintes pontos:

- a) Com a temperatura aos 105°C, uma grande quantidade de água que poderia ser usada para a hidratação do cimento, é rapidamente perdida, inibindo a adicional hidratação que poderia ser estabelecida com a elevação da temperatura;
- b) A elevação da temperatura pode causar generalizado estado de pressão interna na massa da amostra, provocando a formação de microfissuras, que muito provavelmente causaram a redução da resistência à compressão.
- c) O ensaio de resistência à compressão foi realizado após 17 dias da moldagem da amostra, não permitindo a hidratação total dos compostos do cimento.

É possível perceber que as resistências médias à compressão das amostras resfriadas no dessecador equivalem a 95,5 % da resistência média da amostra de controle para a temperatura de 85°C, e 92,7% para a temperatura de 105°C.

Da mesma maneira, Gardner, Lark e Barr (2005) avaliaram o módulo de elasticidade em experimento similar ao da avaliação da resistência à compressão. O módulo de elasticidade médio após 28 dias de cura úmida para as amostras de controle foi de 48,2 kN/mm<sup>2</sup>. Para as amostras submetidas ao condicionamento térmico e resfriamento no dessecador, foram obtidos os seguintes valores médios de módulo de elasticidade, para cada temperatura de exposição:

- 85°C: 40,4 kN/mm<sup>2</sup> (7 dias de cura úmida + 11 dias de condicionamento térmico + 4 dias no dessecador);
- 105°C: 42,7 kN/mm<sup>2</sup> (7 dias de cura úmida + 8 dias de condicionamento + 7 dias no dessecador).

Percebe-se que valores médios de módulo de elasticidade para as amostras resfriadas no dessecador equivalem a 83,81 % do módulo de elasticidade médio da amostra de controle para a temperatura de 85°C, e 88,59% para a temperatura de 105°C.

Os autores explicam que apesar de se verificar maior valor de módulo para as amostras expostas à temperatura de 105°C, esse valor pode não expressar uma realidade dos fatos devido a variação de 11,8% nos resultados dos ensaios para essa temperatura. Em contrapartida, a variação dos resultados para as amostras expostas à temperatura de 85°C, apresentou uma variação de apenas 2,2%. Os autores ressaltam a redução dos valores quando comparados aos da amostra de controle.

A perda de resistência do concreto está intimamente associada com a perda de água e conseqüente aumento da porosidade do concreto. ZHANG *et al.* (2002) avaliaram relações de propriedades físicas do concreto em função da temperatura e tempo de exposição a essas temperaturas, dentre elas a perda de massa e a resistência à compressão. Os ensaios foram realizados em amostras de concreto preparadas com cimento de alta resistência, curadas em tanque de água por 7 dias e posteriormente acondicionadas em câmara úmida para cura final. As amostras foram aquecidas até 600°C em patamares de 100°C. Parte das amostras ficou exposta às temperaturas elevadas por um período de 12 horas e parte por um período de 168 horas. Quando avaliada a perda de massa em relação à temperatura e tempo de exposição, os autores concluíram que a perda de umidade e conseqüente perda de massa, apresentaram 3 estágios típicos: No primeiro, a perda aumenta rapidamente até 200°C, principalmente devido à evaporação da água capilar. No segundo estágio, onde as temperaturas se situam no intervalo entre 200 e 400°C, ocorre a perda da água adsorvida. Neste estágio a taxa de evaporação diminui devido à dificuldade da água escapar dos poros do gel com pequenas dimensões. No terceiro estágio, em temperaturas acima de 400°C, os autores caracterizam a perda de água como um processo químico, devido à decomposição da pasta de cimento e liberação da água quimicamente combinada.

A figura 2.9 apresenta graficamente a relação entre perda de massa do concreto exposto a diferentes temperaturas e tempo de exposição.

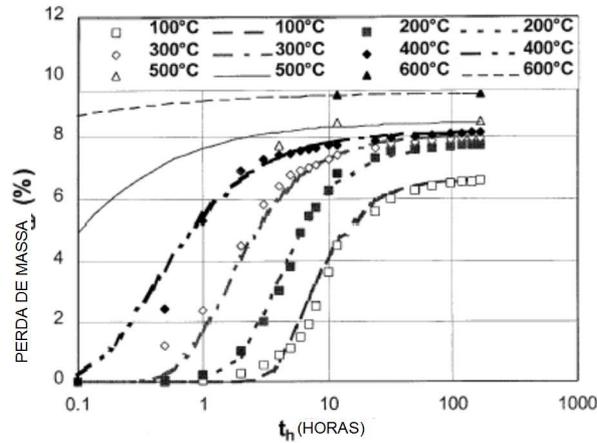


Figura 2.9. Perda de massa do concreto para diferentes tempos de exposição

Fonte: Zhang et al. (2002, p.367)

A figura 2.10 apresenta graficamente a relação entre a razão de três resistências do concreto exposto e não exposto às temperaturas elevadas e diferentes temperaturas em 12 horas de exposição. A razão  $f_{cu}/f_{cu,20^\circ}$  representa a razão entre as resistências à compressão,  $f_t'/f_t',20^\circ$  a razão entre as resistências à tração e  $f_r/f_r,20$  a razão entre os módulos de ruptura à tração.

Em relação à resistência à compressão, os autores destacam que o ligeiro aumento verificado entre 100 e 200°C, pode ser explicado devido ao fato de a baixa temperatura de aquecimento proporcionar um incremento na hidratação dos compostos do cimento, compensando a perda de resistência causada pela fissuras termicamente induzidas. Os autores constaram que aos 200°C foi verificado um incremento de 5% na resistência à compressão da amostra. A partir desse ponto a resistência diminui gradualmente com a elevação da temperatura devido ao quadro de fissuras formado.

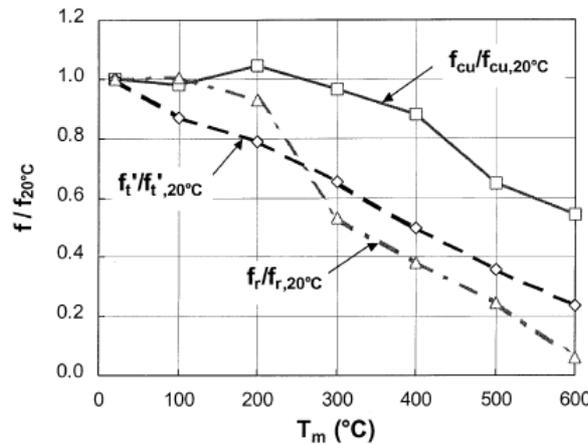


Figura 2.10. Resistência do concreto para diferentes temperaturas e tempos de exposição

Fonte: Zhang et al. (2002, p.367)

Chan, Peng e Anson (1999) prepararam um conjunto de amostras de concreto com resistência normal e dois conjuntos com alta resistência, conforme apresentado no quadro 2.2. As amostras foram curadas em água por 28 dias e mantidas à 20°C e 75% de umidade relativa até aos 90 dias. Após esse período as amostras foram aquecidas respectivamente a 400, 600, 800, 1000 e 1200°C, mantendo-se essas temperaturas por período de 1 hora. A resistência aos 28 dias foram respectivamente 39, 76 e 94MPa para as amostras de resistência normal e altas resistências.

Tipo	Relação a/c	Proporção dos materiais (kg/m <sup>3</sup> )					Resistência à compressão (MPa)	
		Cimento	Agregado graúdo		Areia	Água	28 dias	90 dias
			20mm	10mm				
Resistência normal	0,60	350	835	420	440	210	39	47
Alta resistência 1	0,30	550	785	393	478	190	76	84
Alta resistência 2	0,28	550	872	436	433	152	94	118

Quadro 2.2. Composição dos concretos de normal e alta resistência

Fonte: Chan, Peng e Anson (1999, p. 24)

O objetivo do experimento foi investigar a resistência residual de compressão e porosidade após a exposição às elevadas temperaturas.

Os autores verificaram que até 400°C ocorreu uma perda de resistência entre 1 e 10% nas amostras de concreto de alta resistência e 15% para as de resistência normal. A figura 2.11 apresenta graficamente a redução da resistência à compressão em função da elevação da temperatura.

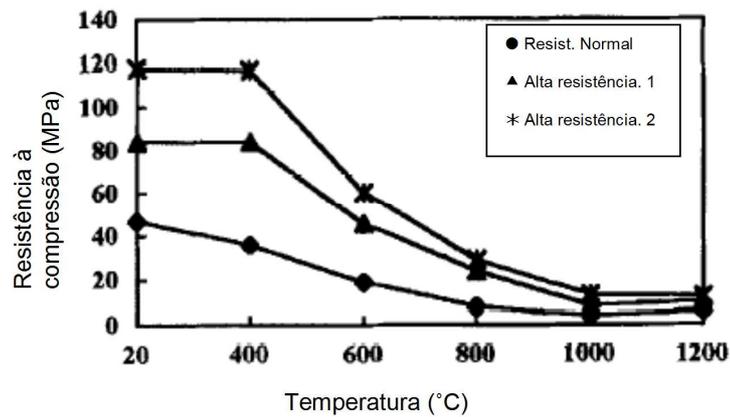


Figura 2.11. Redução da resistência à compressão em função da elevação da temperatura

Fonte: Chan, Peng e Anson (1999, p. 25)

Chang *et al.* (2006) pesquisaram as relações entre resistência à compressão e temperatura, resistência à tração por compressão diametral e temperatura e módulo de elasticidade e temperatura para amostras de concreto submetidas em forno elétrico à temperaturas entre 100 e 800 °C. Para a pesquisa foram moldados corpos de prova cilíndricos de 150 x 300mm com cimento Portland comum e agregado silicoso. Foram avaliados corpos de prova com resistência à compressão de 27 e 40 MPa. As temperaturas consideradas foram respectivamente: ambiente, 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700 e 800°C. Os corpos de prova foram aquecidos considerando taxas de 1 a 4,5°C/ minuto.

Como principais conclusões os autores destacam que:

- A resistência residual à compressão decresce continuamente com o aumento da temperatura. Para temperaturas abaixo de 200°C, a taxa de redução é menor. A resistência residual para as amostras aquecidas a 200 e 400°C, foi respectivamente 90 e 65% da resistência à compressão da amostra não aquecida. Segundo os autores, o aumento na taxa da redução da resistência a partir de 200°C, ocorre principalmente devido a contínua desidratação da pasta de cimento a partir de 105°C.
- Para temperaturas menores que 400°C a redução da resistência à tração por compressão diametral na compressão é maior do que a redução da resistência à compressão;

- O concreto perde rigidez com o incremento da temperatura. O módulo de elasticidade residual verificado para as amostras aquecidas a 200, 400 e 600°C, foi respectivamente 80, 40 e 6% do módulo de elasticidade da amostra não aquecida.

Xiao e Konig (2004) pesquisaram sobre o estado da arte para os estudos do comportamento mecânico do concreto sob altas temperaturas na China. São apresentados os principais resultados para algumas relações entre resistência à compressão e temperatura (figura 2.12 e figura 2.13), resistência à compressão, tração, flexão e cisalhamento com a temperatura (figura 2.14) e módulo de elasticidade e temperatura (figura 2.15). As simbologias  $f_c^T$  e  $f_c$  são respectivamente a resistência à compressão sob temperatura elevada e temperatura ambiente.

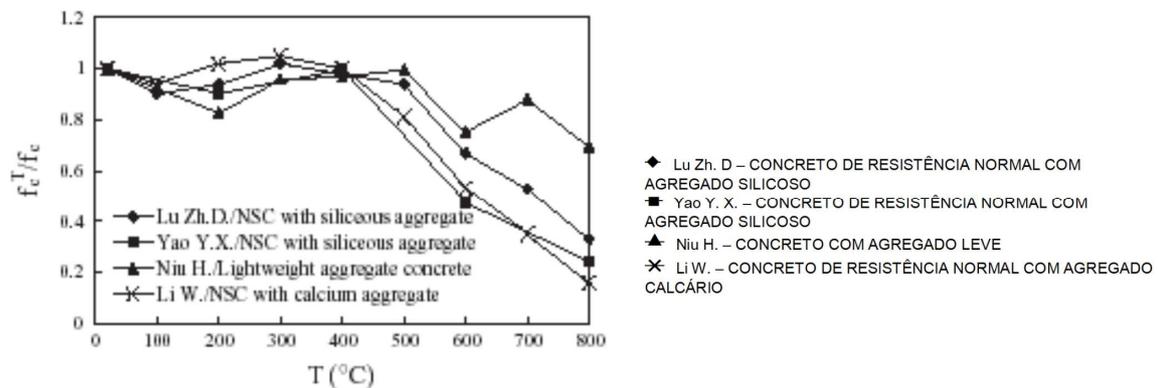


Figura 2.12. Resistência à compressão do concreto com diferentes tipos de agregados sob altas temperaturas

Fonte: Xiao e Konig (2004, p.93)

Como principais conclusões para a resistência à compressão com diferentes tipos de agregados, os autores destacam que:

- Até 400°C a resistência primeiramente diminui e logo após sobe levemente;
- Aos 800°C a resistência é aproximadamente 20% da inicial;
- Concretos com diferentes agregados apresentam diferentes comportamentos em relação à resistência à compressão;
- Abaixo de 500°C, a diferença de comportamento entre concretos com agregados silicosos e calcários é insignificante;

- A elevação da temperatura e tempo de exposição provoca a redução da resistência e aumento da degradação do concreto (LI e GUO, apud XIAO e KONIG, 2004, p.91).

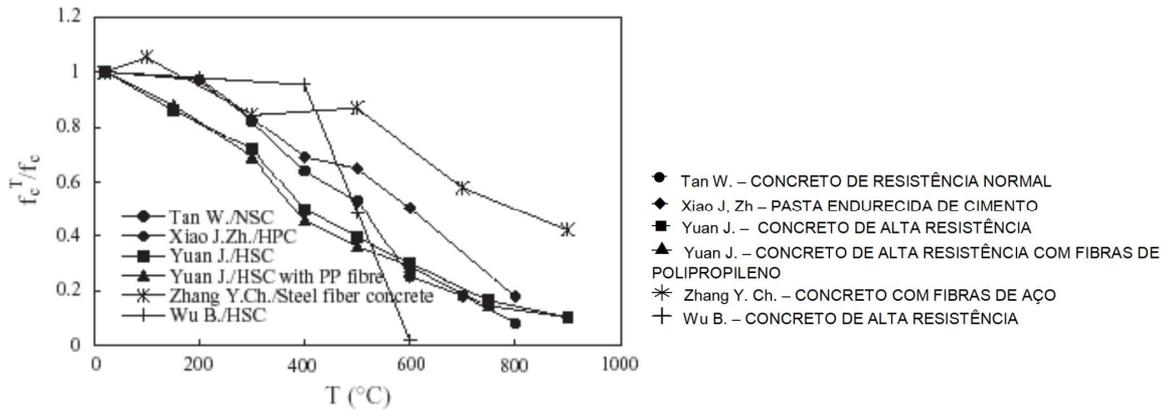


Figura 2.13. Resistência à compressão para diferentes tipos de concreto após exposição à altas temperaturas

Fonte: Xiao e Konig (2004, p.94)

Como principais conclusões para a resistência à compressão com diferentes tipos de concreto, os autores destacam que:

- O concreto reforçado com fibras de aço apresenta melhor desempenho que os demais em relação à resistência à compressão;
- As resistências à compressão do concreto de alta resistência com e sem fibras de polipropileno é quase a mesma independentemente da temperatura;
- O comportamento do concreto reforçado com fibras de aço diante de temperaturas elevadas, é melhor que os demais;
- Devido à densa microestrutura, o concreto de alta resistência tende a lascas e perder resistência mais facilmente após altas temperaturas.

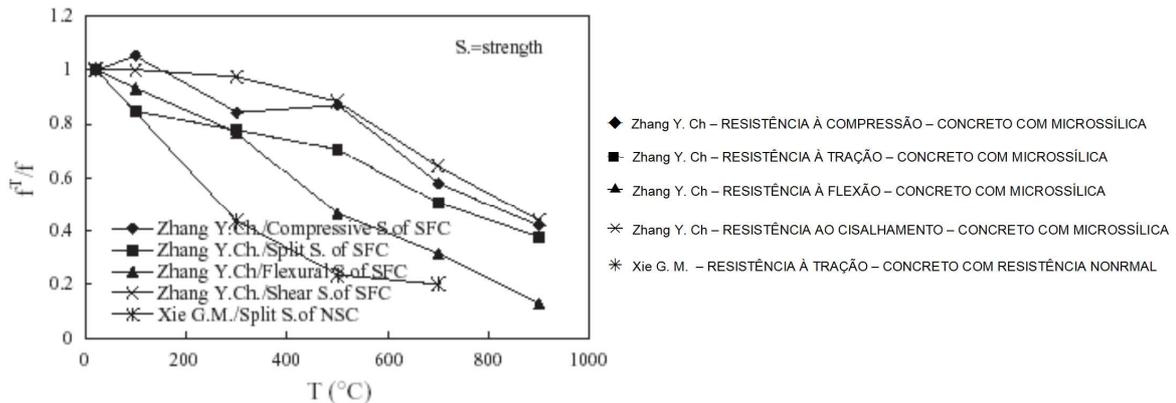


Figura 2.14. Resistência à compressão, tração, flexão e cisalhamento após exposição a altas temperaturas

Fonte: Xiao e Konig (2004, p.94)

Como principais conclusões para diferentes resistências à compressão, tração, flexão e cisamento, os autores destacam que:

- A resistência a tração decresce em patamares maiores que a resistência à compressão para valores iguais de temperatura;
- A resistência à compressão do concreto com microssílica aumenta ligeiramente nas primeiras temperaturas para diminuir com o aumento da temperatura;
- A redução da resistência ao cisalhamento apresenta comportamento semelhante ao da resistência à compressão;
- A resistência residual à compressão do concreto com microssílica é maior do que a do concreto sem esse aditivo;
- Zhou and Wu (apud XIAO e KONIG, 2004, p.94) destacam que o comportamento sob fadiga do concreto entre 100 e 300 $^{\circ}\text{C}$ , fica limitado devido à propagação das microfissuras durante o aquecimento;

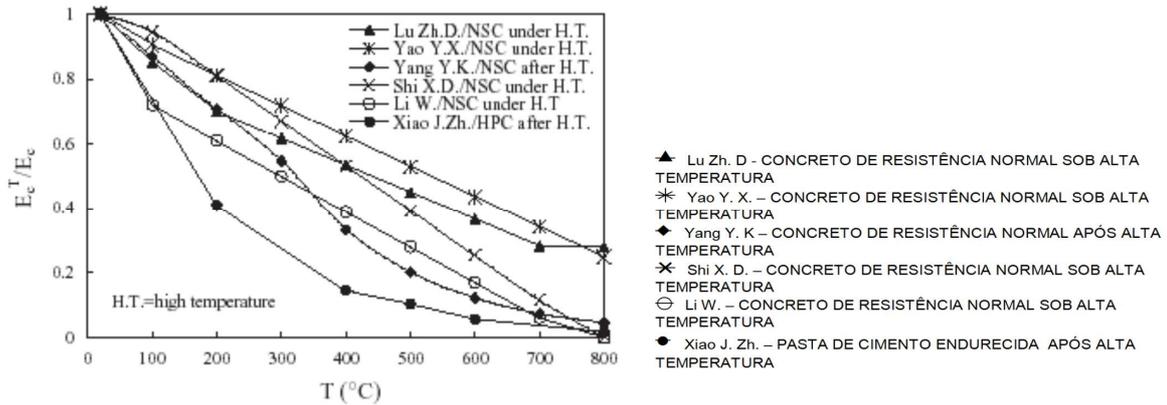


Figura 2.15. Módulo de elasticidade de diferentes concretos em altas temperaturas

Fonte: Xiao e Konig (2004, p.96)

Como principais conclusões para o módulo de elasticidade com concretos de resistência normal, os autores destacam que:

- Exceto para a pasta de cimento, a redução do módulo de elasticidade decresce linearmente com o aumento da temperatura para várias amostras;
- O tipo de agregado e relação água cimento influenciam nos valores do módulo de elasticidade;
- O módulo de elasticidade reduz mais acentuadamente para concretos curados em água do que curados ao ar.

Vodák *et al.* (2004), pesquisaram o efeito da temperatura na resistência à compressão do concreto. Para o desenvolvimento dos estudos, foram preparados corpos de prova com consumo mínimo de 499 kg de cimento / m<sup>3</sup>. As amostras foram analisadas aos 28 e 90 dias respectivamente, e a taxa de aquecimento foi de 2°C/minuto. As amostras foram aquecidas até 25, 100, 150, 200, 250 e 280°C e mantidas nestas temperaturas por 120 minutos. O resfriamento foi realizado em câmara de temperatura controlada por um período de 24 horas,.

A figura 2.16 apresenta graficamente os resultados obtidos para a relação entre resistência à compressão e temperatura e a figura 2.17, apresenta essa relação considerando a resistência à compressão residual do concreto. .

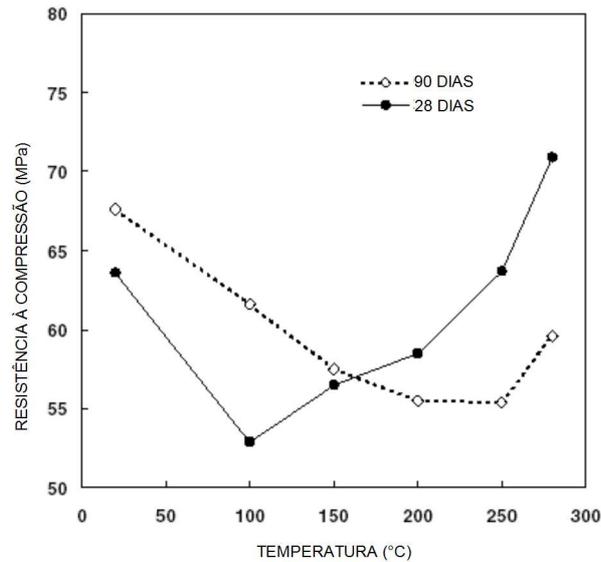


Figura 2.16. Efeito da temperatura na resistência à compressão do concreto

Fonte: Vodák *et al.* (2004, p.531)

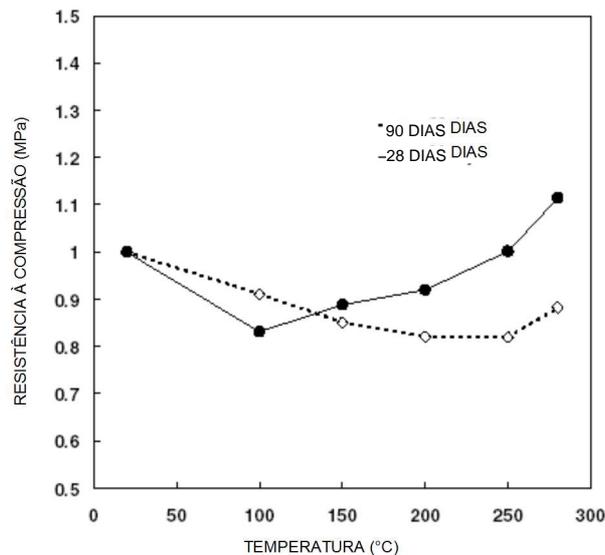


Figura 2.17. Efeito da temperatura na resistência residual à compressão do concreto

Fonte: Vodák *et al.* (2004, p.531)

Vodák *et al.* (2004) destacam que sob o ponto de vista microscópico, um incremento na resistência do concreto, depende particularmente do grau de hidratação dos compostos do cimento. Continuam informando que em processos de cura a quente, complexos fenômenos químicos e físicos são estabelecidos, sendo praticamente impossível determinar o exato grau de hidratação em todos os estágios do processo.

De acordo com Vodák et al. (2004), o incremento na hidratação verificado em processos de cura a quente pode ser induzido pela grande mobilidade das moléculas de água em sua fase gasosa para uma faixa de temperatura entre 100 e 300°C.

Os autores concluem que o incremento no grau de hidratação nos produtos do cimento teve um importante papel principalmente para as amostras analisadas aos 28 dias. Esse efeito não foi potencializado aos 90 dias devido ao fato de que nesse período já terem ocorrido grande hidratação dos produtos do cimento.

Na avaliação realizada por Husem (2006) sobre a variação da resistência à compressão e flexão em microconcretos com resistência à compressão de 34 MPa e 71 MPa, é possível destacar as seguintes conclusões para as amostras analisadas:

- Para os 2 tipos de concreto foi constatado a redução da resistência à compressão e flexão, destacando que a redução foi maior nas amostras resfriadas com água;
- A resistência à compressão do microconcreto de 71MPa resfriado ao ar e à água, decresce até 200°C, ocorrendo um pequeno aumento entre 200 e 400°C;
- Foram observadas em algumas amostras de microconcreto o lascamento superficial (spalling) em um intervalo de temperatura entre 400 e 500°C;
- Estudos indicam que amostras apresentam danos de grande extensão perdendo sua resistência à compressão, quando concretos de alta resistência são expostos à temperatura de 800°C, e concretos de resistência normal são expostos à temperatura de 600°C.

Apesar do concreto em situação de incêndio não ser o foco deste trabalho, é apresentada a NBR 15200 (ABNT, 2004), que estabelece critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de demonstrar o seu atendimento. A referida norma tece importantes comentários sobre o efeito de elevadas temperaturas sobre algumas propriedades do concreto.

O projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é baseado na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação normal, ou seja, à temperatura ambiente (considerada próxima a 20°C), com o que ocorre em situação de incêndio.

A norma apresenta um quadro (quadro 2.3) com as resistências residuais à compressão obtidas pela razão entre as resistências à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas e a resistência característica à compressão em situação normal. Da mesma maneira no quadro são apresentados os módulos de elasticidade residuais obtidos pela razão entre os módulos de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas e o módulo de elasticidade em situação normal. Na apresentação dos resultados é feita a separação para concretos preparados com agregados silicosos e calcários.

Temperatura do concreto, $\theta$ °C	Agregado silicoso		Agregado calcáreo	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1 000	0,04	0,00	0,06	0,00
1 100	0,01	0,00	0,02	0,00
1 200	0,00	0,00	0,00	0,00

Quadro 2.3. Valores das relações  $f_{c,\theta}/f_{ck}$  e  $E_{c,\theta}/E_c$  para concretos de massa específica normal (2000 kg/m<sup>3</sup> a 2800 kg/m<sup>3</sup>) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004, p.3)

A norma apresenta ainda 2 ábacos relacionando um fator de redução para a resistência à compressão e módulo de elasticidade em função da temperatura, respectivamente conforme figura 2.18 e figura 2.19.

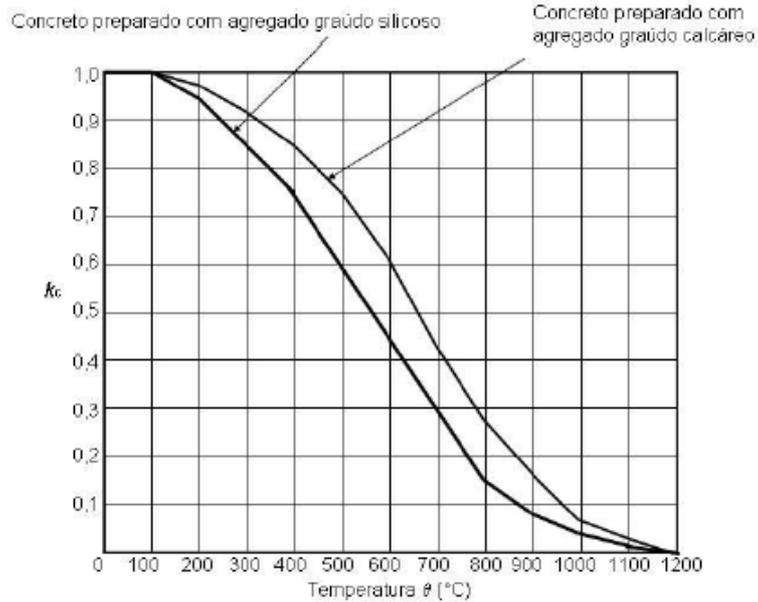


Figura 2.18. Fator de redução da resistência à compressão para concretos de massa específica normal ( $2000 \text{ kg/m}^3$  a  $2800 \text{ kg/m}^3$ ) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004, p.4)

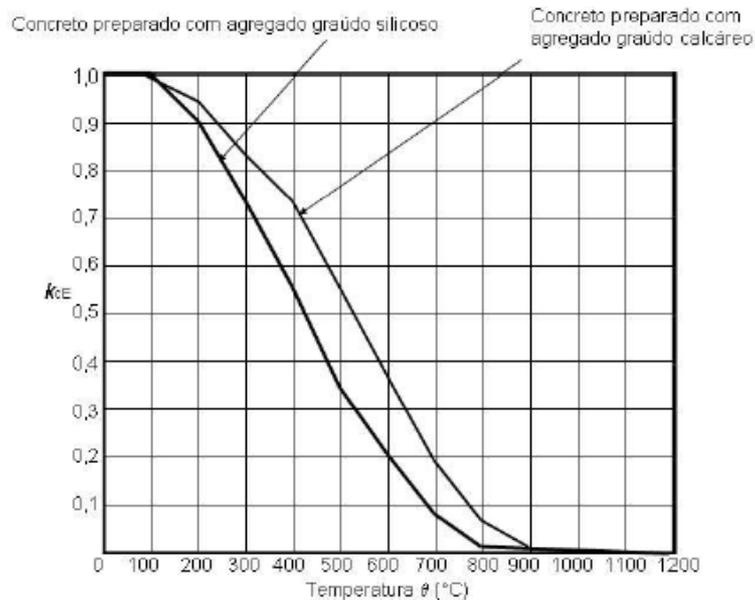


Figura 2.19. Fator de redução do módulo de elasticidade para concretos de massa específica normal ( $2000 \text{ kg/m}^3$  a  $2800 \text{ kg/m}^3$ ) preparados com agregados predominantemente silicosos ou calcários.

Fonte: NBR 15200 (ABNT, 2004, p.5)

A ação correspondente ao incêndio deve ser considerada como apresentado na NBR 14432 (ABNT, 2001), onde é representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão. Esse intervalo de tempo, chamado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), é definido nesta norma a partir das características da construção e do seu uso. O calor transmitido à estrutura nesse

intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural, função de sua forma e exposição ao fogo, uma certa distribuição de temperatura. Este processo gera redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais, além de esforços solicitantes decorrentes de alongamentos axiais ou de gradientes térmicos. Para a verificação das estruturas a norma apresenta alguns métodos que não serão aqui comentados, por não ser o foco deste trabalho.

Lima, Kirchhof e Silva Filho (2007) apresentam dados obtidos no desenvolvimento de pesquisas sobre o efeito de altas temperaturas nas propriedades mecânicas do concreto expressas em termos de resistência à compressão simples e módulo de elasticidade. As pesquisas tiveram como foco disseminar conhecimentos sobre as propriedades dos materiais estruturais frente ao fogo.

Os autores comentam que de forma simplificada considera-se que até 80°C a pasta de cimento hidratada não apresenta significativa alteração em sua estrutura, exceto pela hidratação tardia e acelerada de partículas anidras estimuladas pelo aumento da temperatura. Continuam esclarecendo que entre 80 e 105°C, ocorre a decomposição da etringita e se inicia o processo de perda de água absorvida. Em valores maiores de temperatura, começam a vaporizar a água interlamelar, e a partir de então se inicia uma decomposição gradativa do gel C-S-H, que origina diferentes tipos de silicatos de cálcio, dependendo da composição mineralógica e do teor original de Ca/Si. É explicado que a pressão de vapor imposta pela liberação de água em conjunto com o aquecimento, estimula o início da desidratação da portlandita (hidróxido de cálcio) aos 400°C, se prolongando até cerca de 600°C. A desidratação adicional da pasta de cimento, proporcionada pela decomposição do hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$ , se inicia próximo aos 500°C, mas temperaturas próximas aos 900°C são necessárias para decomposição completa do C-S-H.

De acordo com os autores, após serem resfriadas, algumas das fases cimentícias podem se re-hidratar, formando diferentes géis ou componentes cristalinos. A cal livre formada em altas temperaturas se re-hidrata após resfriamento com ligeira expansão, favorecendo o aparecimento de micro fissuras.

Lima, Kirchhof e Silva Filho (2007) complementam informando que a evaporação da água presente no concreto em altas temperaturas pode ocasionar danos ao material, se o vapor não conseguir escapar da matriz, pois a formação de uma zona quente e dessecada junto à superfície pode causar um acúmulo de vapor no interior do material, aumentando a poro-pressão. Esse fenômeno gera tensões que podem resultar em fissuração e lascamento superficial, usualmente conhecido como *spalling*, ou lascamento, que pode ter caráter explosivo, gerando rupturas súbitas.

É destacado ainda que os agregados apresentam coeficiente de dilatação térmica diferente da matriz cimentícia, provocando deformações diferenciadas. Somando-se a esse fator podem ocorrer transformações estruturais nos agregados como, por exemplo, os silicosos contendo quartzo (granito, arenito e gnaiss), muito comuns na região do Espírito Santo, que sofrem expansão súbita de aproximadamente 0,85% de seu volume em temperaturas próximas à 573°C.

Lima, Kirchhof e Silva Filho (2007) obtiveram resultados experimentais sobre o efeito de altas temperaturas nas propriedades mecânicas do concreto à partir de ensaios com corpos de prova moldados com diferentes relações a/c e tipos de agregados graúdos, aquecidos em diferentes patamares de temperatura. O cimento utilizado foi o Portland de Alta Resistência Inicial. O agregado miúdo empregado foi areia média de origem natural com diâmetro máximo de 2,4mm. Foram executados concretos com agregados graúdos basálticos para representar estruturas de alta resistência, e com agregados graúdos graníticos para as de resistência convencional. Os autores salientam que a variação da resistência do concreto ocorreu por meio do emprego de traços com diferentes relações água / cimento, os quais originaram concretos com resistência e compacidade bastante diferentes. Os patamares de temperatura foram ambiente, 200, 400, 600 e 900°C. Os autores realizaram uma análise comparativa da redução da resistência à compressão simples e módulo de elasticidade com os valores prescritos para essas reduções estabelecidos na NBR 15200 (ABNT, 2004) – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Os resultados da análise sobre a redução da resistência à compressão estão graficamente apresentados na figura 2.20.

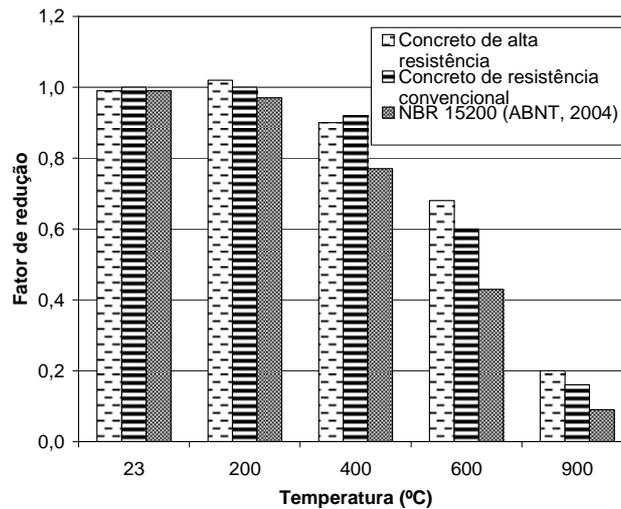


Figura 2.20. Redução da resistência mecânica em função da temperatura

Fonte: Adaptado de Lima Kirchof e Silva Filho (2007, p.67)

Os resultados da análise sobre a redução do módulo de elasticidade estão graficamente apresentados na figura 2.21.

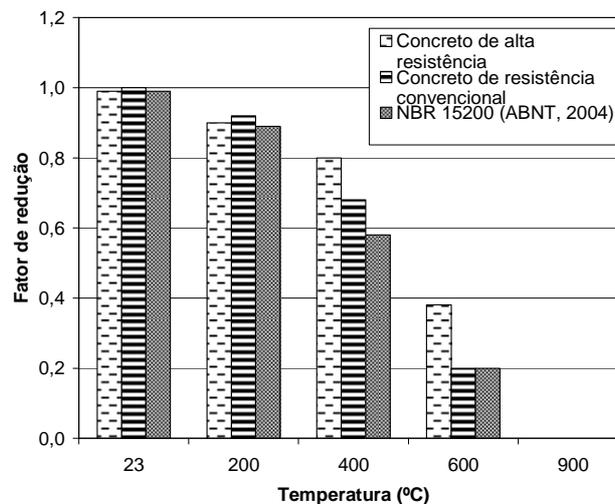


Figura 2.21 – Redução do módulo de deformação em função da temperatura

Fonte: Adaptado de Lima Kirchof e Silva Filho (2007, p.67)

Os autores concluem que as indicações da NBR 15200 (ABNT, 2004), referentes às reduções potenciais de resistência e rigidez do concreto em situações de incêndio se mostram adequadas, constituindo uma referência para a análise, na fase de projeto, do comportamento de elementos estruturais de concreto, após exposição a diferentes patamares de temperatura.

Heikal (2000) estudou a substituição de parte do cimento em pastas, por material pozolânico.

No experimento foi feita a substituição de parte do cimento por pozolana nas proporções de 10, 20 e 30% em pastas de cimento Portland. As amostras foram moldadas em cubos de uma polegada de lado sendo submetidos à vibração mecânica por cerca de 1 minuto. Logo após a moldagem as amostras foram curadas em câmara úmida em temperatura de  $23 \pm 1^\circ\text{C}$  por 24 horas. Após essa etapa as amostras foram curadas imersas em água até aos 28 dias. Após esse período as amostras foram secas por 24 horas em temperatura de  $105^\circ\text{C}$ . Em seguida foram expostas por período de 3 horas, às temperaturas de 200 a  $600^\circ\text{C}$  em intervalos de  $100^\circ\text{C}$ , para então serem resfriadas à temperatura ambiente. Para efeito de comparação foram preparadas amostras sem substituição.

Foram determinadas a perda ao fogo e a resistência à compressão, sendo seus resultados apresentados graficamente na figura 2.22 e figura 2.23, respectivamente.

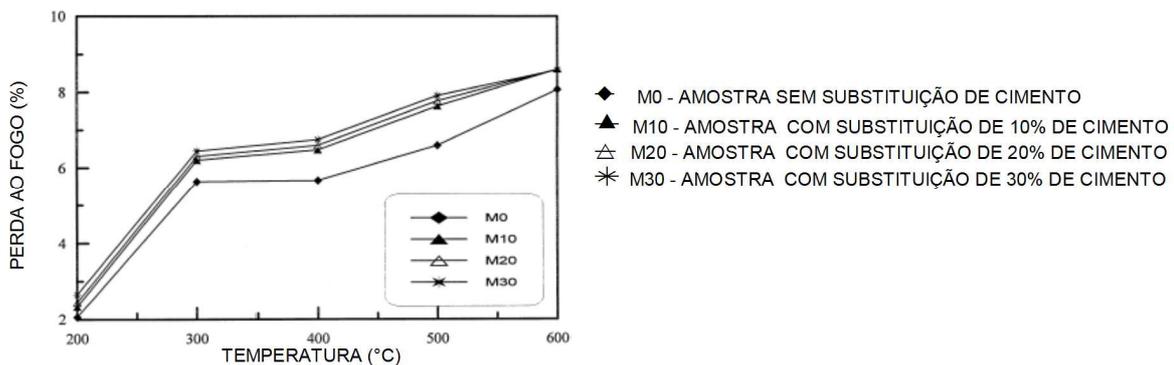


Figura 2.22. Perda ao fogo da pasta de cimento como função da temperatura

Fonte: Heikal (2000, p.1836)

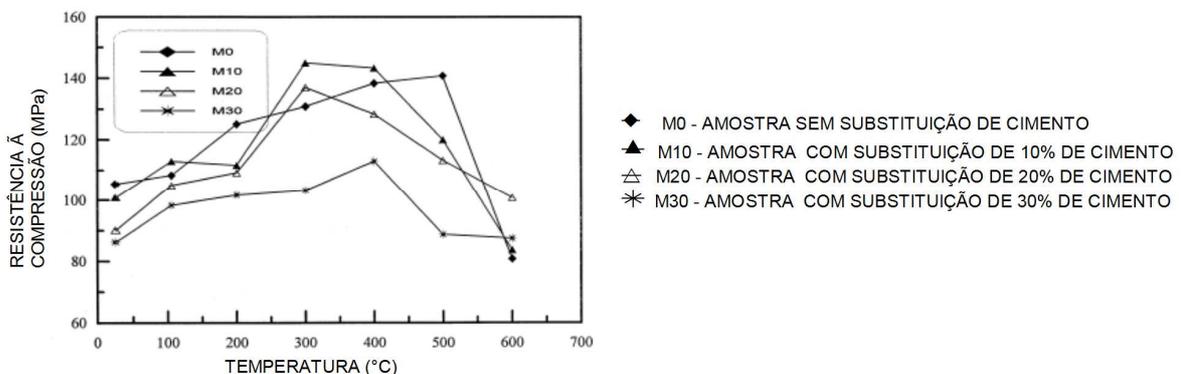


Figura 2.23. Variação da resistência à compressão da pasta de cimento com a temperatura

Fonte: Heikal (2000, p.1836)

Segundo o autor os dados de perda ao fogo revelam que a umidade foi removida à 105°C, com uma parcial decomposição dos silicatos e aluminatos hidratados ao redor de 200°C. Acima de 450°C, ocorre a desidratação do hidróxido de cálcio  $\text{Ca(OH)}_2$ . A adição da pozolana provocou um aumento da perda ao fogo devido ao relativo aumento de água necessária à mistura. Foram estabelecidos 3 patamares para a perda ao fogo: O primeiro ocorre até 300°C, quando ocorre a decomposição do sulfoaluminato hidratado de cálcio. O segundo patamar acontece aos 400°C com a decomposição de alguns géis hidratados, e o terceiro se dá na faixa entre 400°C e 600°C com a decomposição do hidróxido de cálcio.

O gráfico mostra que misturas contendo materiais pozolânicos apresentaram maior redução da resistência a compressão em temperatura próxima aos 500°C.

Finalizando, o autor conclui que:

- 20% de substituição do cimento por pozolana na pasta é a mais adequada visto que promove um aumento da resistência a compressão da ordem de 25%;
- As pastas com misturas contendo pozolana são termicamente estáveis para temperaturas entre 100 e 400°C;
- Os silicatos hidratados formados pela reação da pozolana com o hidróxido de cálcio são depositados no sistema de poros, proporcionando um relativo incremento na resistência à compressão de pastas com pozolanas em torno de 300°C.

Silva *et al.* (2002a) realizaram ensaios de resistência à compressão e de determinação do módulo de elasticidade por ultra-sonografia no concreto, antes e após a execução de ciclos térmicos. Foram estudados concretos com resistência aos 28 dias de: 20 e 50 MPa (com granito-gnaissse como agregado graúdo de diâmetro máximo de 19mm), e 45 e 60 MPa (com basalto como agregado graúdo de diâmetro máximo de 9,5mm). Os autores classificam concretos com valores de resistência à compressão de 50 e 60 MPa como sendo de alta resistência, e os de 20 e 45 MPa como sendo de baixa e média resistência respectivamente. Os concretos foram submetidos a tratamentos térmicos através de corpos de prova

não sujeitos a carregamentos. Foram tomados 2 corpos de prova de cada classe para a determinação da resistência à compressão após 28 dias de cura úmida. Para os concretos das classes C20, C50 e C60, utilizou-se cimento CP V ARI e, para a classe C45, o cimento CP II-E-32. Para o concreto da classe C20, utilizou-se um aditivo superplastificante de naftaleno sulfonado (1,0% da massa do cimento) e areia artificial. Para a classe C50, utilizou-se um aditivo superplastificante de melamina sulfonado (0,4% da massa do cimento) e microssílica (16% da massa do cimento). Para a classe C45 o aditivo superplastificante de melamina sulfonado foi utilizado na proporção de 0,5% da massa do cimento e para a classe C60 essa proporção foi de 0,9%. A microssílica também foi utilizada no concreto classe C60, na proporção de 11% da massa do cimento.

O tratamento térmico das amostras consistiu no aquecimento dos corpos de prova (sem quaisquer carregamento e secagem prévia) em um forno elétrico nas temperaturas entre 145 e 600°C, mantendo-se a temperatura por 120 minutos e resfriamento lento no interior do forno. Para as classes C20 e C50, utilizou-se as temperaturas de 180, 300 e 600°C. Para a classe C45, as temperaturas foram 145, 350, 450 e 600°C e para a classe C60, somente 600°C. As taxas de aquecimento variaram de 30 a 50°C/h. A taxa de resfriamento adotada foi 10°C/h, controlado até 200°C. Após o tratamento térmico, os corpos de prova foram armazenados por 6 a 8 semanas em um ambiente com 25°C e 65% de umidade, para que atingissem a condição de resistência mínima.

O módulo de elasticidade foi obtido através de medições da velocidade de pulso ultra-sônico. Utilizou-se o aparelho PUNDIT ELLE International, com transdutores de 99kHz e diâmetro de 25mm. Para cada corpo de prova, foram realizadas quatro medições. A resistência à compressão foi avaliada para os concretos classes C45 e C60.

Os autores destacam que para todas as classes de concreto foi observada redução do módulo de elasticidade, sugerindo a nucleação e propagação de trincas de origem térmica (ver tabela 2.4).

Tabela 2.4. Redução do módulo de elasticidade

	Módulo de elasticidade residual (GPa)			
	C20	C45	C50	C60
Referência	34,0	34,1	36,2	34,4
145°C	—	28,2	—	—
180°C	31,7	—	32,1	—
300°C	27,9	—	28,4	—
350°C	—	27,4	—	—
450°C	—	21,2	—	—
600°C	21,5	17,4	18,6	14,0

Fonte: Silva *et al.* (2002)

Em relação a resistência à compressão, os autores destacam que após o tratamento a 600°C, pode se observar que o concreto da classe C45 reteve cerca de 40% da resistência à compressão, enquanto que o da classe C60 reteve 29%, conforme tabela 2.5.

Tabela 2.5. Redução da resistência à compressão

	Classe de Resistência do Concreto	
	C45	C60
Referência	51,5	61,7
145°C	50,8	—
350°C	40,6	—
450°C	27,7	—
600°C	20,4	17,9

Fonte: Silva *et al.* (2002)

Lima *et al.* (2006) compararam o desempenho macroestrutural, expresso em termos da resistência à compressão simples e módulo de elasticidade, de concretos de resistência convencional e de alta resistência submetidos a aquecimento até 900°C. Os autores classificaram os concretos como de baixa e alta compactidade em função das relações água / aglomerante, sendo os primeiros considerados de resistência normal e os demais de alta resistência. Para a execução do experimento foram preparados corpos de prova com dimensão de 100 x 200 mm, que após desforma foram mantidos por 7 dias em câmara úmida, a uma temperatura de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  e UR > 98%, a fim de garantir uma boa hidratação. Concluído o período estipulado para a cura úmida, os corpos de prova foram armazenados em câmara climatizada durante 21 dias, a uma temperatura

de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  e umidade de 70%, com a finalidade de reduzir o seu teor de umidade. Após essa etapa, os corpos de prova foram aquecidos em um forno elétrico com taxa de aquecimento de  $27,4^\circ\text{C} / \text{min}$ . Uma vez atingido o patamar de temperatura desejado (200, 400, 600 e  $900^\circ\text{C}$ ), os corpos-de-prova foram mantidos nesta temperatura durante 30 minutos. Após esse período de tempo, os corpos de prova foram resfriados ao ar livre até que sua temperatura se aproximasse de  $100^\circ\text{C}$ , para então serem colocados em uma câmara climatizada selada. Na câmara as amostras foram mantidas a uma temperatura de  $95 \pm 1^\circ\text{C}$  e umidade relativa de 10%, com a intenção de padronizar as condições de resfriamento e evitar que os corpos-de-prova sofressem nova hidratação. A determinação da resistência à compressão foi realizada 24 horas após o aquecimento, com base na média dos resultados de três corpos-de-prova.

O experimento foi desenvolvido procurando simular em laboratório a situação de incêndio, com alta taxa de aquecimento e período curto de exposição, e para condições os autores informam que tanto os concretos de baixa, quanto os de alta compacidade tiveram redução na resistência à compressão (figura 2.24). Os autores concluem ainda que a resistência do concreto não é muito prejudicada até temperaturas próximas a  $400^\circ\text{C}$ , e ressaltam que acima deste patamar a curva de redução adquire características exponenciais. É salientado que aos  $200^\circ\text{C}$  aconteceram pequenos aumentos na resistência à compressão, provavelmente devido a um processo tardio de hidratação estimulado pela temperatura.

Em relação ao módulo de elasticidade é informado que este decresce conforme ocorrem os incrementos da temperatura (figura 2.25), independentemente da compacidade do concreto. Lima *et al.* (2006) alertam que essa redução, pode na prática, originar deformações não previstas para os elementos estruturais submetidos a elevadas temperaturas, podendo torná-la inadequada para uso, ou mesmo induzir a um colapso.

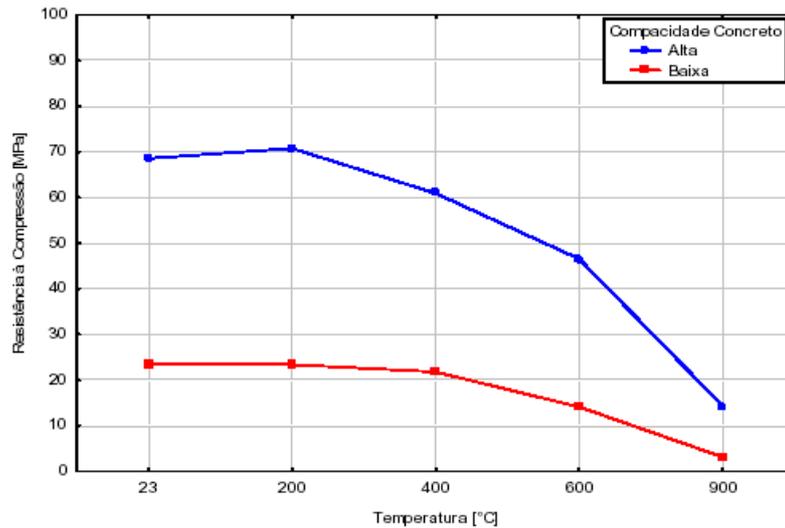


Figura 2.24. Redução da resistência à compressão para concretos de baixa e alta compactação

Fonte: Lima *et al.* (2002)

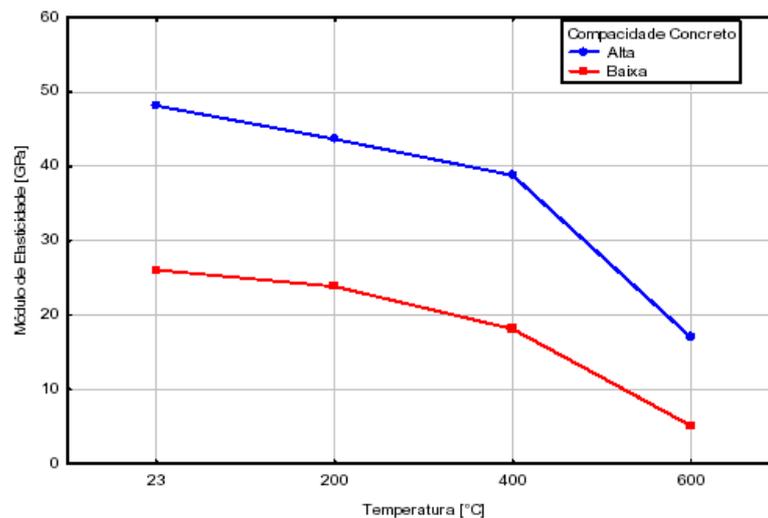


Figura 2.25. Redução do módulo de elasticidade para concretos de baixa e alta compactação

Fonte: Lima *et al.* (2002)

### 2.2.5 Influência na fragilidade e ductilidade

Um material é dito frágil quando apresenta uma deformação plástica muito pequena antes da ruptura. Um material dúctil apresenta comportamento oposto, ou seja: elevada deformação plástica antes da ruptura. “Já um material quase frágil é aquele que apresenta um comportamento intermediário, devido às particularidades existentes em sua microestrutura (HANAI, apud ANDRADE, 2007, p.220)”.

Conforme Hanai (apud ANDRADE, 2007, p.221), o concreto pode ser considerado um material quase frágil, pois após o pico de resistência, suas partes fraturadas ainda apresentam certa capacidade resistente, conseguindo absorver uma parcela de energia, suportando alguma deformação plástica antes da ruptura.

A importância da avaliação da influência de elevadas temperaturas na fragilidade do concreto, está no fato de que uma menor fragilidade apresenta sinais de fissuração antes de chegar à ruptura, aspecto muito importante quando se pensa em segurança.

Em seus estudos ZHANG *et al.* (2002) concluíram que temperaturas elevadas de aquecimento induzem a uma menor fragilidade do concreto. O tempo de exposição à elevadas temperaturas também proporciona uma menor fragilidade, mas de maneira mais representativa nas 12 primeiras horas de exposição. Os autores associam essa redução da fragilidade à perda de umidade do concreto demonstrando a relação entre umidade e fragilidade.

MENOU *et al.* (2006), em suas pesquisas concluíram que sob elevadas temperaturas de exposição, os materiais cimentícios testados tornaram-se mais dúcteis e menos resistentes.

### **2.2.6 Modificação no processo de fissuração e na porosidade**

Um dos principais aceleradores do processo de degradação das estruturas de concreto são as fissuras. Elas funcionam como portas abertas à entrada de agentes agressivos ao concreto, tais como o CO<sub>2</sub>, os sulfatos e principalmente em regiões costeiras, os cloretos. São várias as causas de um quadro de fissuras em estruturas de concreto e, entre elas, a temperatura.

Heikal (2000) estudou a substituição de parte do cimento em pastas, por material pozolânico. A característica do trabalho é que as elevações de temperatura simulam uma situação de incêndio, pois as amostras são queimadas por período de 3 horas e analisadas em relação à resistência a compressão.

No experimento foi feita a substituição de parte do cimento por pozolana nas proporções de 10, 20 e 30% em pastas de cimento Portland. As amostras foram moldadas em cubos de 1" de lado sendo submetidos à vibração mecânica por

cerca de 1 minuto. Logo após a moldagem as amostras foram curadas em câmara úmida em temperatura de  $23 \pm 1^\circ\text{C}$  por 24 horas. Após essa etapa as amostras foram curadas imersas em água até aos 28 dias. Após esse período as amostras foram secas por 24 horas em temperatura de  $105^\circ\text{C}$ . Em seguida foram expostas por período de 3 horas, às temperaturas de 200 a  $600^\circ\text{C}$  em intervalos de  $100^\circ\text{C}$ , para então serem resfriadas à temperatura ambiente. Para efeito de comparação foram preparadas amostras sem substituição.

Foram determinadas a porosidade total e densidade aparente, sendo seus resultados apresentados graficamente na figura 2.26 e figura 2.25, respectivamente.

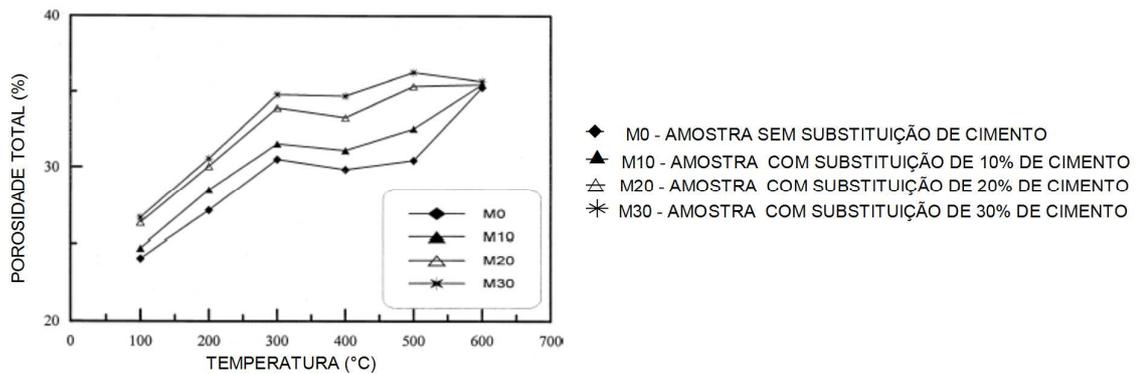


Figura 2.26. Porosidade total na pasta de cimento com a temperatura

Fonte: Heikal (2000, p.1836)

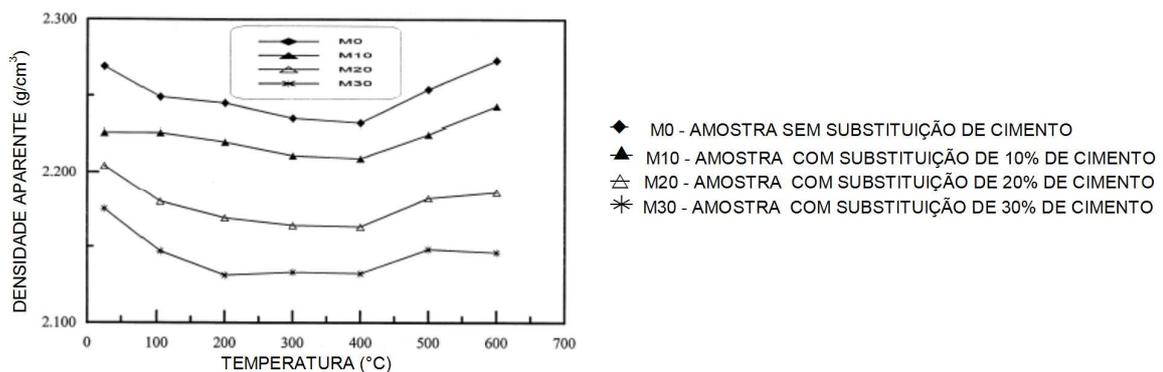


Figura 2.27. Mudanças na densidade aparente na pasta de cimento com a temperatura

Fonte: Heikal (2000, p.1837)

Em relação à porosidade total, o gráfico mostra que ocorre um aumento com o incremento da proporção de pozolana, isto devido à maior relação  $a/c$  das misturas com este material. O autor explica que o aumento da porosidade ocorre

devido a formação e aumento de microfissuras e incremento do grau de cristalinidade das produtos hidratados conduzindo a uma abertura do sistema de poros das pastas de cimento.

Para a massa específica aparente, o gráfico mostra que ocorre uma redução de valor até aproximadamente aos 300°C, explicado pela redução da água intersticial e da desidratação dos C-S-H e aluminatos, portanto diminuindo com o incremento da porosidade. O aumento da densidade aparente acima dos 400°C se explica pela decomposição do hidróxido de cálcio associada com os novos compostos formados.

Silva *et al.* (2002) estudaram concretos das classes de resistência C20, C45, C50 e C60 submetidos a tratamentos térmicos em corpos de prova não submetidos a carregamentos. A microestrutura foi avaliada por observações em Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) e por ensaios de porosimetria de mercúrio. Os autores verificaram o aumento da degradação da microestrutura com a elevação da temperatura do tratamento para todos os concretos.

Foram tomados 2 corpos de prova de cada classe para a determinação da resistência à compressão após 28 dias de cura úmida.

O tratamento térmico das amostras consistiu no aquecimento dos corpos de prova (sem quaisquer carregamento e secagem prévia) em um forno atmosférico resistivo até 600°C, mantendo-se esta temperatura por 120 minutos e resfriamento lento no interior do forno. As taxas de aquecimento variaram de 30 a 50°C/h. A taxa de resfriamento adotada foi 10°C/h, controlado até 200°C. Após o tratamento térmico, os corpos de prova foram armazenados por 6 a 8 semanas em um ambiente com 25°C e 65% de umidade, para que atingissem a condição de resistência mínima.

As amostras para o ensaio de porosimetria foram constituídas pela argamassa que envolvia os agregados graúdos, removidas por processo manual com a ajuda de um pequeno martelo. As amostras foram retiradas próximas à superfície dos corpos de prova cilíndricos, e secas por um período de 24 horas numa estufa a 100°C, antes de serem submetidas às análises.

Os autores destacam que para os concretos das classes C20 e C50 não tratados termicamente, são percebidas duas regiões distintas de distribuição de poros, e

seu ponto de concavidade está deslocado para a região dos poros finos, conforme apresentado na figura 2.28. É informado também que após o tratamento térmico é percebido um aumento na quantidade de poros graúdos com destaque para a curva de volume incremental, onde se percebe que a distribuição de tamanhos de poros é bi modal, com um pico correspondendo aos mesoporos (diâmetros entre 0,004 e 0,1mm) e o outro aos macroporos (diâmetros acima de 0,1mm), conforme observado na figura 2.29.

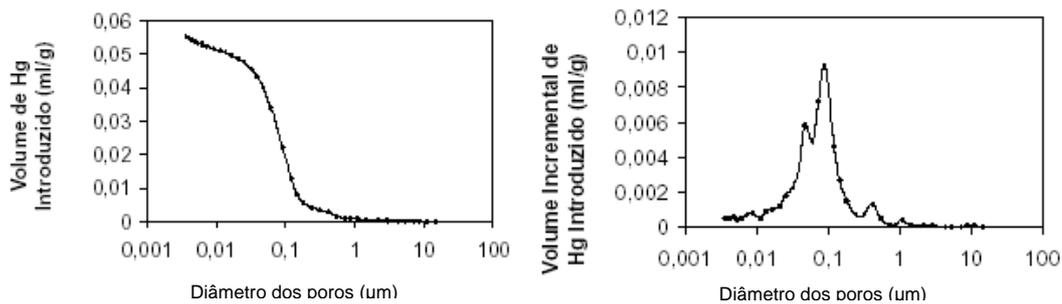


Figura 2.28. Curvas de volume de hg introduzido versus diâmetro de poros e volume incremental de hg introduzido versus diâmetro de poros, obtidas para concretos da classe C50 em amostras não submetidas a tratamento térmico

Fonte: Silva et al. (2002)

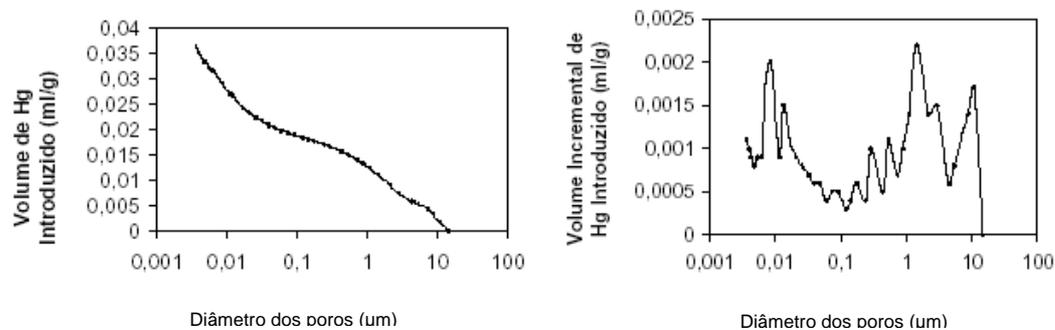


Figura 2.29. Curvas de volume de hg introduzido versus diâmetro de poros e volume incremental de hg introduzido versus diâmetro de poros, obtidas para concretos da classe C50 em amostras tratadas termicamente à 600°C.

Fonte: Silva et al. (2002)

Vodák *et al.* (2004), pesquisaram o efeito da temperatura na porosidade do concreto. De acordo com os autores, a porosidade tem um papel fundamental entre os fatores que afetam a resistência à compressão. Para o desenvolvimento dos estudos, foram preparados corpos de prova com consumo mínimo de 499 kg de cimento / m<sup>3</sup>. As amostras foram analisadas aos 28 e 90 dias respectivamente,

e a taxa de aquecimento foi de 2°C/minuto. As amostras foram aquecidas até 25, 100, 150, 200, 250 e 280°C e mantidas nestas temperaturas por 120 minutos. O resfriamento foi realizado em câmara de temperatura controlada por um período de 24 horas. A avaliação da porosidade foi realizada através de porosímetro de mercúrio.

Segundo os autores, estudos indicam que a porosidade independe da frequência de aquecimento / desaquecimento da amostra. A figura 2.30 apresenta os resultados obtidos para a relação entre a porosidade e temperatura.

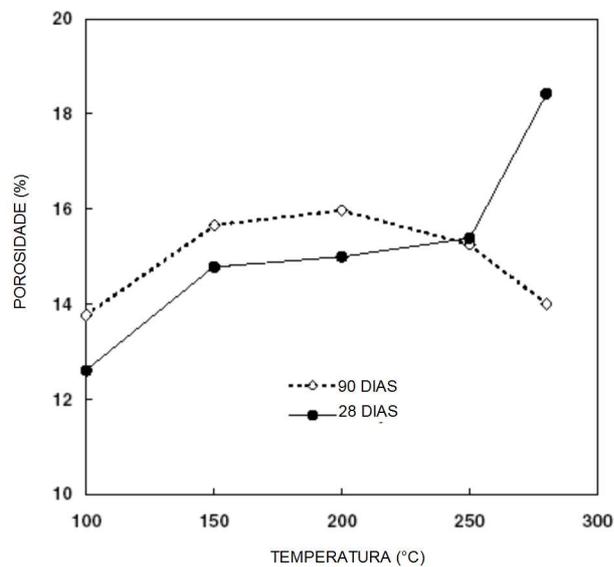


Figura 2.30. Efeito da temperatura na porosidade do concreto

Fonte: Vodák *et al.* (2004, p.532)

Os autores destacam que o incremento da porosidade com a temperatura pode ser induzido principalmente pela incompatibilidade térmica verificada entre a pasta de cimento e o agregado.

Chan, Peng e Anson (1999) prepararam um conjunto de amostras de concreto com resistência normal e dois conjuntos com alta resistência, conforme apresentado no quadro 2.2. As amostras foram curadas em água por 28 dias e mantidas à 20°C e 75% de umidade relativa até aos 90 dias. Após esse período as amostras foram aquecidas respectivamente a 400, 600, 800, 1000 e 1200°C, mantendo-se essas temperaturas por período de 1 hora. A resistência aos 28 dias

foram respectivamente 39, 76 e 94MPa para as amostras de resistência normal e altas resistências.

Os autores compararam o aumento do volume de poros maiores que 1,3  $\mu\text{m}$ , os quais são responsáveis pela permeabilidade do concreto, para amostras à temperatura ambiente e aquelas exposta a 600°C, e constataram que o aumento do volume de poros foi mais acentuado nas amostras de resistência normal do que nos concretos de elevada resistência.

A figura 2.31 apresenta de graficamente os resultados obtidos no experimento.

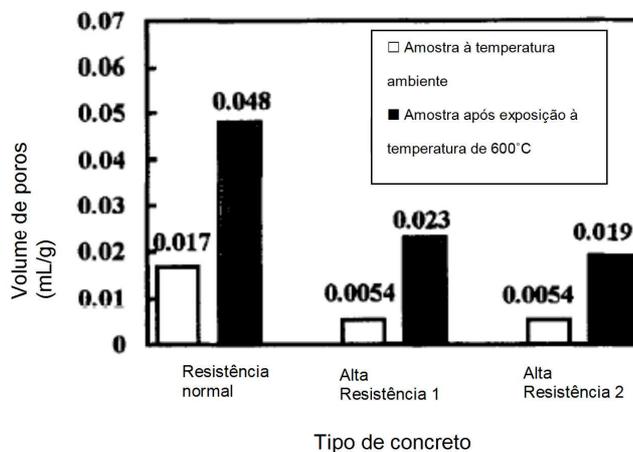


Figura 2.31. Volume de poros para os 03 tipos de concretos avaliados

Fonte: Chan, Peng e Anson (1999, p. 26)

### 2.3 Aderência da armadura

Esse tema apresenta pouca referência de estudo, principalmente para situações de temperaturas em longo prazo de exposição.

Fernandez Cánovas (1988) informa que os resultados obtidos com seus estudos sobre a aderência entre concreto e aço, seguem um mesmo delineamento do que acontece com a resistência à compressão do concreto armado até aproximadamente 300 e 400°C.

A fim de obter um parâmetro sobre essa redução apresenta-se na figura 2.32 a relação entre a resistência residual à compressão e a temperatura do concreto apresentado por Fernandez Cánovas (1988).

O autor complementa, destacando que acima de 400°C a aderência reduz em patamares maiores que a redução da resistência à compressão em relação ao aumento da temperatura. Finalizando, Fernandez Cánovas (1988) destaca que a

relação tensão aderente e resistência à compressão reduz-se a 65% a 400°C e a 35% a 600°C. O autor complementa informando que entre 600 e 800°C a aderência praticamente desaparece.

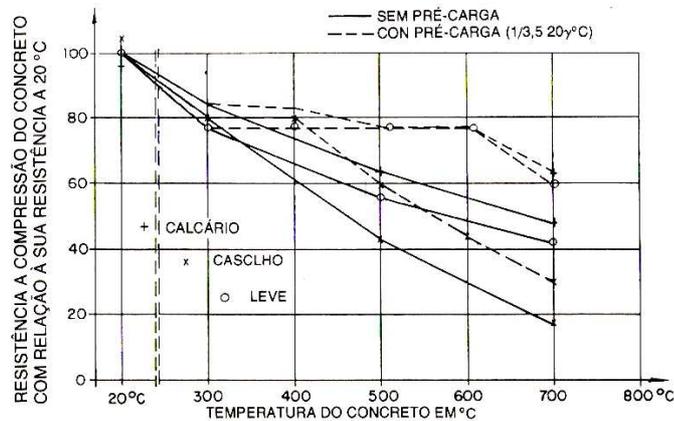


Figura 2.32. Diminuição da resistência à compressão do concreto em função da temperatura.

Fonte: Cánovas (1988, p.183)

“Uma elevação de temperatura reduz a resistência de aderência do concreto: a temperaturas entre 200°C e 300°C, pode haver uma perda da metade da resistência de aderência apresentada à temperatura ambiente” (NEVILLE, 1997, p.317).

## **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **3.1 INTRODUÇÃO**

No capítulo 2 procedeu-se uma revisão bibliográfica visando contextualizar e dar uma visão da influência das temperaturas elevadas sobre o concreto.

Neste capítulo busca-se apresentar o programa experimental identificando: o local da pesquisa; a caracterização termográfica dos locais onde existem estruturas de concreto expostas à radiação térmica; os materiais e métodos utilizados na preparação dos corpos de prova e o plano de amostragem.

### **3.2 ETAPAS DA PESQUISA**

A princípio, o desenvolvimento foi idealizado a partir da extração de testemunhos de concreto dos diversos locais onde foram identificadas estruturas de concreto recebendo radiação térmica proveniente do processo produtivo. Essa hipótese logo foi descartada pela grande dificuldade encontrada para o acesso e instalação

do amostrador de concreto, devido à presença de equipamentos e layout das áreas.

A partir daí, decidiu-se pela moldagem de corpos de prova e disposição destes em locais previamente selecionados na planta industrial, por período aproximado de 6 meses. Os locais serão detalhados nos parágrafos seguintes. Nestes locais os corpos de prova ficaram submetidos ao mesmo ciclo térmico<sup>1</sup> e microatmosfera que as estruturas de concreto ali existente, tentando retratar a situação de degradação do concreto para as condições reais de exposição às elevadas temperaturas.

O fluxograma da figura 3.1 mostra uma representação das etapas do experimento.

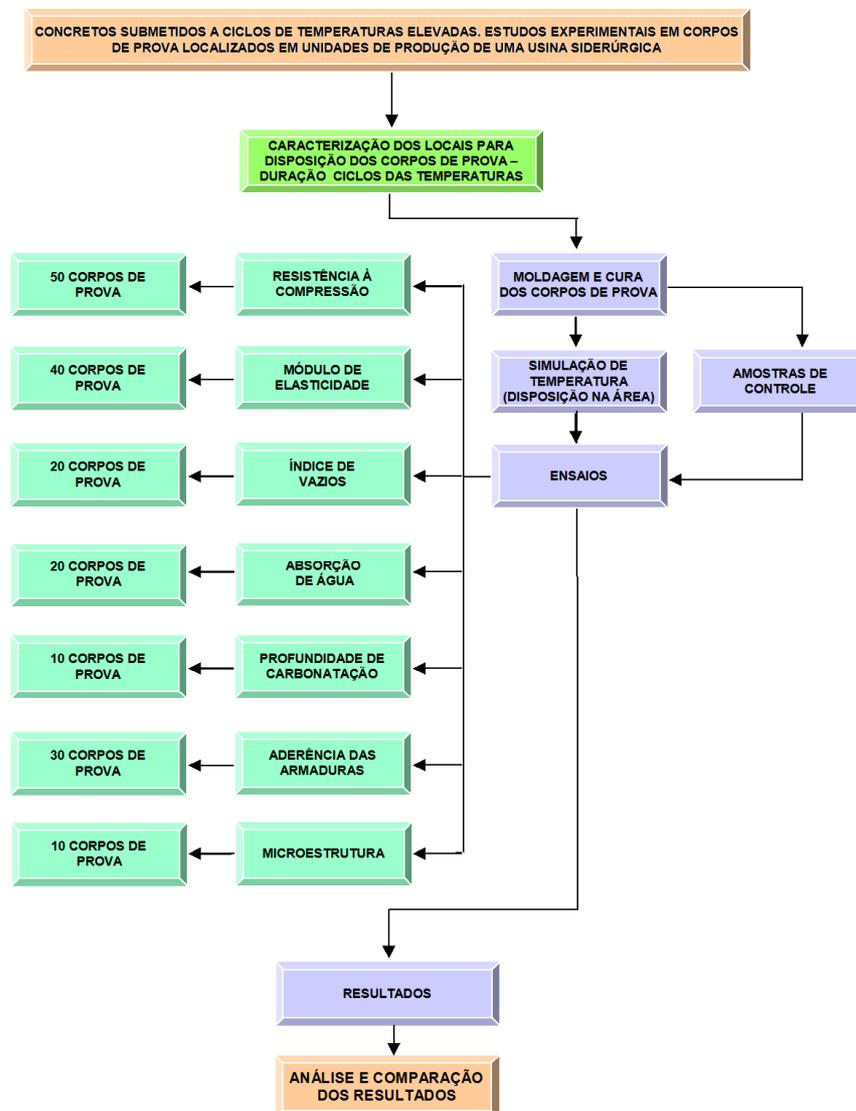


Figura 3.1 - Fluxograma do programa experimental

<sup>1</sup> Ciclo térmico se refere ao período de tempo ao qual a estrutura de concreto fica submetida à elevada temperatura por radiação térmica proveniente do processo de produção do aço.

A fim de criar condições de comparação e melhor compreensão dos resultados, para cada local avaliado foram moldados 2 lotes de corpos de prova: o primeiro com  $f_{ck} \geq 40$  MPa e relação  $a/c \leq 0,45$ ; o segundo com  $f_{ck} \geq 30$  MPa e relação  $a/c \leq 0,55$ . Essas características foram definidas a partir da NBR 6118 (ABNT, 2003), em seu parágrafo 7, onde são relacionados os critérios de projeto que visam à durabilidade.

Ainda foram moldados corpos de prova de referência, para comparação dos resultados dos ensaios das amostras que foram submetidas às elevadas temperaturas com outros que não ficaram submetidas a esse efeito. Após a cura, as amostras destinadas ao lote de referência continuaram armazenadas em laboratório submersas em água saturada com cal conforme a NBR 5738 (ABNT, 2003), até a data de realização dos ensaios.

As demais amostras foram dispostas por período aproximado de 6 meses em locais previamente selecionados para que ficassem submetidas ao mesmo ciclo térmico e microatmosfera que as estruturas de concreto existentes.

Após essa etapa, os corpos de prova foram conduzidos para a realização de ensaios laboratoriais de verificação da resistência à compressão ((NBR 5739 (ABNT, 2007)), módulo de elasticidade (NBR 8522 (ABNT, 2008)), índice de vazios e absorção de água (NBR 9778 (ABNT, 2006)), profundidade de carbonatação e aderência da armadura estrutural (RC 6 (CEB, 1983)).

Por fim, para um conhecimento mais amplo do tema, foram realizados em alguns corpos de prova, ensaios de microscopia eletrônica de varredura, de maneira a verificar a existência de modificações ocorridas em sua microestrutura após a exposição às temperaturas elevadas.

### **3.3 CARACTERIZAÇÃO TERMOGRÁFICA DE LOCAIS DA SIDERÚRGICA PARA DISPOSIÇÃO DOS CORPOS DE PROVA**

Os corpos de prova para ensaio foram dispostos em locais da área fabril da Companhia Siderúrgica de Tubarão - ArcelorMittal Tubarão, localizada no município da Serra, estado do Espírito Santo, Brasil.

A ArcelorMittal Tubarão está localizada na região sudeste do país, ao leste do estado do Espírito Santo, em uma faixa litorânea localizada exatamente na divisa entre os municípios Serra e Vitória. A empresa entrou em operação no ano de 1983 sendo que sua construção foi iniciada em 1978.

Inicialmente sua produção era de 3 milhões de toneladas de aço, obtida através do Alto-Forno 1. Em 1992 entrou em operação o Alto-Forno 2 elevando sua produção para 5 milhões de toneladas anuais. Finalmente, no ano de 2007 entrou em operação o Alto-Forno 3 elevando a capacidade de produção da usina para 7,5 milhões de toneladas.

Dentro da área fabril da Companhia Siderúrgica de Tubarão - ArcelorMittal Tubarão existem diversos locais onde as estruturas de concreto estão submetidas à elevadas temperaturas provenientes do processo de produção. Em cada um desses locais, existem ciclos e patamares diferenciados de temperatura, e para um total entendimento do problema, foi fundamental o conhecimento dos patamares reais dessas temperaturas. Para essa avaliação foram realizadas medições e registros em campo com equipamento de leitura térmica (câmara termográfica – ThermCAM™ PM695 – Fabricante FLIR SYSTEMS) (Ver figura 3.2).



Figura 3.2. Câmara termográfica

A caracterização dos locais se completou com a investigação junto aos departamentos operacionais de cada área, sobre os ciclos e linhas de produção dos equipamentos que proporcionaram os efeitos térmicos investigados.

Cabe destacar que para o desenvolvimento do programa experimental desta dissertação foram escolhidos os seguintes locais: canais secundários de escória do alto forno 3 e pilar central do convertedor 2. A escolha foi feita considerando que tais unidades favoreciam a condição operacional para o desenvolvimento do programa experimental, além de viabilizar o tempo necessário para o desenvolvimento desta pesquisa.

Antes de começar a discorrer sobre a caracterização termográfica, cabe apresentar na figura 3.3 uma planta em fluxograma contendo as várias áreas da usina siderúrgica, onde as unidades caracterizadas estão devidamente destacadas.

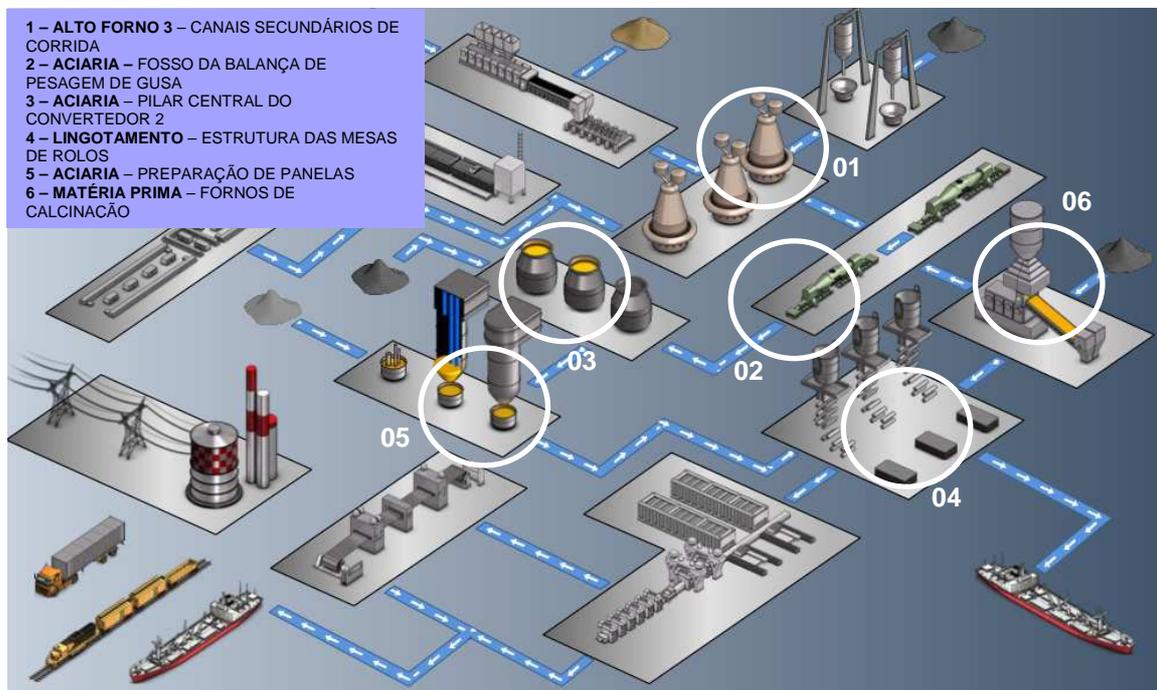


Figura 3.3. Fluxograma de produção da Companhia Siderúrgica de Tubarão - ArcelorMittal Tubarão

### 3.3.1 Canais secundários de corrida de gusa e escória do alto forno 3

Os canais secundários de corrida de gusa e escória fazem parte do conjunto de estruturas dos altos fornos. Tratam-se de estruturas de concreto armado que encaminham o ferro gusa e a escória em estado líquido respectivamente para o carro torpedo e o granulador de escória. Esses canais apresentam em seu fundo um leito de material refratário, por onde escoam o ferro gusa e a escória em temperatura aproximada de  $1.500^{\circ}\text{C}$ . Estes canais possuem tampas que permanecem fechadas durante o processo de corrida.

O programa experimental procurou avaliar o fenômeno das altas temperaturas na parte lateral interna dos canais, visto que, nestas regiões foi constatada preliminarmente forte degradação do concreto em função da radiação térmica (figura 3.4 e figura 3.5), devido à ausência de revestimentos isolantes para eliminação desse fenômeno.



Figura 3.4. Canal secundário de escória – alto forno 3



Figura 3.5. Canal secundário de escória – alto forno 3

Os locais atingiram o estado de degradação apresentado, em apenas 18 meses de operação dos canais, e tiveram que ser recuperados em caráter emergencial.

Um agravante para os canais secundários de corrida de gusa e escória do alto forno 3 é o fato de os mesmos estarem na elevação EL+11.800mm acima do solo, e suas paredes laterais fazerem parte dos elementos estruturais (vigas) de sustentação de toda a laje da área de corrida.

O registro das temperaturas foi realizado na superfície interna das laterais dos canais através de câmara termográfica, onde foram identificadas temperaturas aproximadas de 470°C (figura 3.6) na parte inicial, e temperaturas em torno de 200°C na parte final (figura 3.6 e figura 3.7).

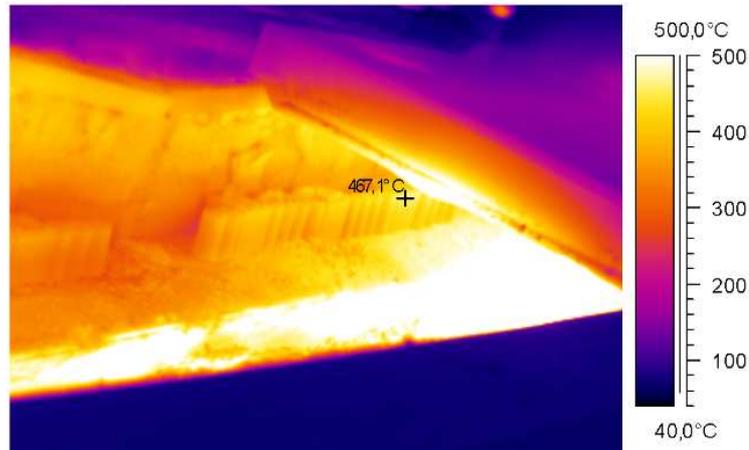


Figura 3.6. Termografia mostrando temperatura de 467°C na superfície interna do canal em sua porção inicial (detalhe dos corpos de prova dispostos na lateral do canal)

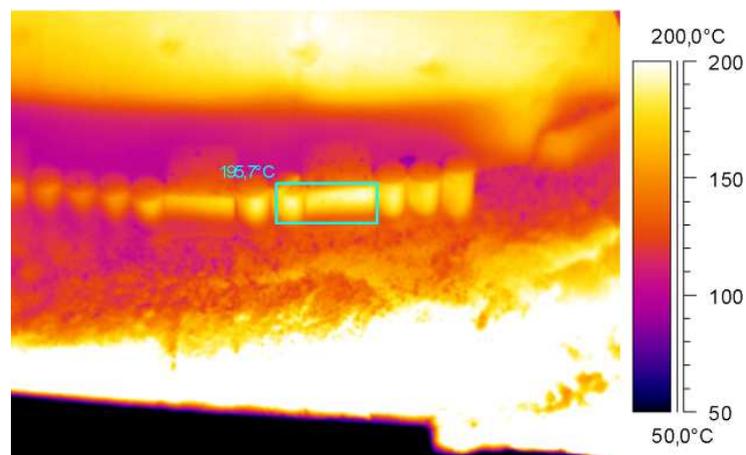


Figura 3.7 - Termografia mostrando temperatura de 195,7°C na superfície interna do canal em sua porção final (detalhe dos corpos de prova dispostos na lateral do canal)

### 3.3.2 Fosso da balança de pesagem de gusa na aciaria

Assim que passa pelos canais de corrida, o ferro gusa é carregado nos carros-torpedos que transportam o material incandescente através de uma composição ferroviária até a Aciaria. Após passar pelo processo de remoção de enxofre, o material é vertido em grandes painéis de aço para pesagem, sendo daí encaminhado para o convertedor. Na região da balança de pesagem de gusa, a

linha férrea dos carros-torpedos fica posicionada sobre uma grande laje de concreto armado, com uma abertura (fosso) para acesso do gusa na balança. A região da borda do fosso da balança de pesagem de gusa já passou por uma série de manutenções devido à degradação por radiação térmica.

A borda do fosso fica exposta às elevadas temperaturas enquanto o gusa é vertido do carro-torpedo para a balança (figura 3.8). Esse procedimento tem a duração aproximada de 6 minutos e ocorre em intervalos aproximados de 3 minutos, em períodos de alta produção. A termografia do local mostrou que a radiação térmica sobre o concreto durante essa operação, provoca temperaturas de até 216°C (figura 3.9).



Figura 3.8. Fosso da balança de pesagem de gusa (material sendo vertido)



Figura 3.9. Termografia mostrando temperaturas entre 182°C e 216°C na borda do fosso da balança de pesagem de gusa

### 3.3.3 Pilar central do convertedor na aciaria

O convertedor recebe o ferro gusa ainda em estado líquido para ser transformado em aço mediante a queima de impurezas e adições de outros minerais. Essa etapa é chamada de refino e ocorre em fornos a oxigênio ou elétricos. O local analisado foi o convertedor 2 da Aciaria. Este convertedor é sustentado por 2 (dois) grandes pilares de concreto, que recebem o calor por radiação térmica em ciclos aproximados de 6 a 9 minutos com intervalos de aproximadamente 35 minutos entre ciclos. Os ciclos de temperatura ocorrem durante o vazamento do convertedor para as panelas do refino secundário do aço.

No local, foram dispostas chapas de aço sobre a superfície da estrutura, no intuito de se proteger o concreto contra a agressividade térmica. Foi possível verificar a pequena eficiência desta medida, visto que algumas chapas têm se soltado devido à fragilidade do concreto na região atingida.

A termografia do local durante o vazamento do convertedor mostrou que a radiação térmica sobre o concreto durante essa operação provoca temperaturas de até 246°C (figura 3.10).



Figura 3.10. Termografia mostrando temperaturas entre 125,2°C e 246,2°C na lateral do pilar central do convertedor 2 da aciaria

### 3.3.4 Estruturas de sustentação das mesas de rolos na área de lingotamento

Após sair do convertedor, o aço é levado à área de lingotamento onde são fabricadas as placas de aço para posterior laminação. As mesas de rolos do

lingotamento conduzem as placas recém-moldadas para o pátio de placas. As mesas de rolos são equipamentos mecânicos que se apóiam em bases de concreto sem nenhum tipo de proteção térmica, ficando assim submetidas aos efeitos do ciclo de temperaturas do local (ver figura 3.11).



Figura 3.11. Base de concreto da mesa de rolos – indicação na seta em vermelho (detalhe da passagem de placa de aço)

O ciclo térmico nessa região é muito variado, mas em períodos de grande produção podem passar em cada mesa de rolos 1 (uma) placa a cada 9 minutos. No local registrado, a placa fica imóvel por aproximadamente 2 minutos até que seja realizada a remoção de rebarbas (fragmentos) de aço e pesagem. A termografia mostrou que durante essa operação a radiação térmica sobre o concreto provoca temperatura aproximada de 200°C (figura 3.12).



Figura 3.12. Termografia mostrando a temperaturas entre 192,0°C e 204,4°C na lateral da base de concreto durante a passagem da placa

### 3.3.5 Estruturas para preparação de painéis de aço na Aciaria

Após a produção do aço na aciaria, as painéis passam por um processo de preparação para o novo ciclo de produção. A preparação das painéis é realizada no virador de painéis, onde as estruturas de concreto de sustentação do equipamento recebem radiação térmica durante esse processo (figura 3.13).

Durante a preparação das painéis a estrutura de concreto fica exposta às radiações térmicas por um período aproximado de 10 minutos em intervalos aproximados de 25 minutos.

O local já recebeu reparos estruturais onde foram instaladas chapas de aço para proteger a superfície do concreto. No trecho mostrado na figura 3.13, a chapa já havia caído por fragilidade do concreto na região.

A termografia mostrou que durante a preparação das painéis a superfície lateral da base de concreto de sustentação do equipamento atinge temperatura aproximada de 230°C (figura 3.14).



Figura 3.13. Base de concreto do virador de painéis

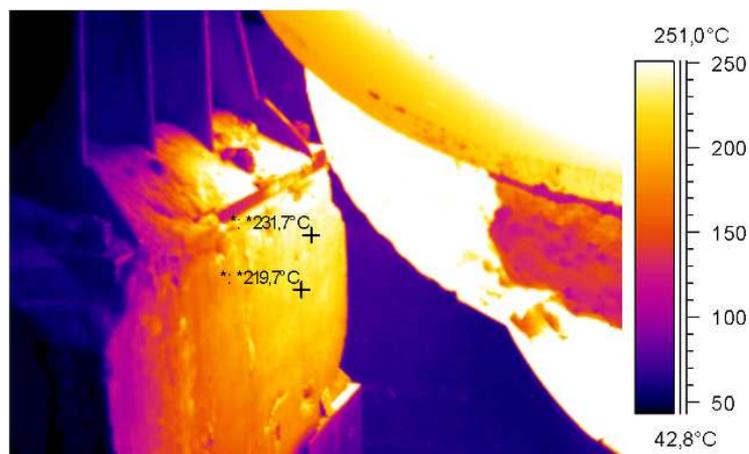


Figura 3.14. Termografia mostrando a temperatura entre 219,7°C e 231,7°C na lateral da base de concreto

### 3.3.6 Bases dos fornos rotativos de calcinação

Os fornos rotativos são equipamentos onde é produzida a cal utilizada como matéria-prima juntamente com o minério de ferro nos altos fornos. Esses equipamentos são apoiados sobre bases de concreto onde a radiação térmica atua de forma contínua.

Nas bases, os fornos se apóiam sobre uma laje de concreto armado de aproximadamente 1000mm de espessura (figura 3.15). A investigação destas bases mostrou fissuras passantes, sendo que na última recuperação foi aplicado um material isolante para amenizar o efeito das temperaturas sobre o concreto.



Figura 3.15. Forno rotativo para produção de cal (indicação da base de concreto)

A termografia mostrou que a superfície do concreto na região imediatamente abaixo do forno rotativo atinge temperatura aproximada de 144°C (figura 3.16).

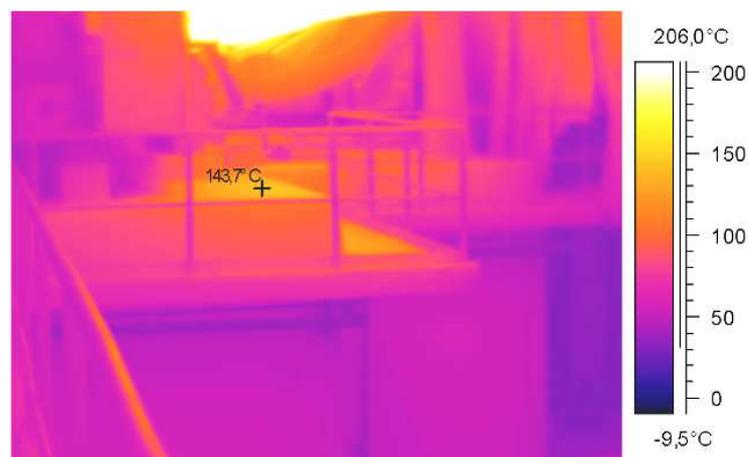


Figura 3.16. Termografia mostrando a temperatura de 143,7°C na superfície do concreto logo abaixo do forno

### 3.4 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.4.1 Corpos de prova e concretos utilizados

A premissa de que os locais pesquisados estão situados em diferentes áreas e fazem parte de diferentes etapas do processo de produção do aço, associada à constatação de que muitos desses locais foram construídos em diferentes datas e com diferentes critérios técnicos de projeto e construção, implica que, no concreto dessas estruturas existe uma diversidade de tipos de cimento, agregados, dosagens, modo de aplicação e cura do concreto, duração e tempo aos quais as estruturas estão expostas às temperaturas elevadas.

O autor da pesquisa acredita que essa variabilidade de dados foi compensada com a moldagem de corpos de prova, disposição destes nos locais previamente avaliados e realização de ensaios que permitiram a verificação da influência destas temperaturas nas propriedades físicas, mecânicas, durabilidade e microestrutura do concreto. O autor defende ainda que esta prática proporcionou a obtenção de resultados a partir de uma entrada confiável de dados, eliminando quaisquer dúvidas que possam comprometer o resultado da pesquisa.

Os corpos de prova, quando moldados e dispostos nos locais de incidência de temperaturas elevadas, ficaram sujeitos às mesmas condições de exposição às temperaturas que as estruturas de concreto existentes, permitindo caracterizar de maneira aproximada seu ciclo de exposição às essas temperaturas e atmosfera da área.

A fim de permitir associar os resultados às referências existentes na normalização brasileira para o projeto de estruturas de concreto armado, especificadamente a NBR 6118 (ABNT, 2003) em seu capítulo 6 e 7, onde são relacionados os critérios de projeto que visam à durabilidade, foram moldados corpos de prova com 02 resistências características à compressão e 02 relações água/cimento, respectivamente:  $f_{ck} \geq 30$  MPa e relação  $a/c \leq 0,55$  (denominado C30 no restante deste trabalho) e  $f_{ck} \geq 40$  MPa e relação  $a/c \leq 0,45$  (denominado C40 no restante deste trabalho). As resistências características e relações água/cimento foram adotadas em função do risco de deterioração das estruturas apresentado no capítulo 6 da NBR 6118 (ABNT, 2003), que identifica a agressividade do ambiente de uma área industrial como sendo forte e muito forte, conforme pode ser

observado no quadro 3.1. A classe de agressividade determina a qualidade do concreto a ser adotada conforme observado no quadro 3.2.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>1),2)</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>1)</sup>	Grande
		Industrial <sup>1),2)</sup>	
IV	Muito forte	Marinha <sup>1),3)</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>1)</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>2)</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

<sup>3)</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Quadro 3.1. Classes de agressividade ambiental

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2003 p.16)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água / cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

Notas:

- O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir os requisitos estabelecidos na NBR 12655.
- CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
- CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Quadro 3.2. Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2003 p.18)

Outro motivo para se estabelecer dosagens a partir de duas relações a/c foi o de comparar a degradação do concreto submetido a diferentes condições de agressividade, tanto em termos de elevadas temperaturas quanto em atmosfera

local, e a posterior verificação desses efeitos em relação à quantidade de água no concreto.

Ressalta-se que as dimensões adotadas para os corpos de prova cilíndricos (  $\varnothing$  100mm por 200mm de altura) visaram causar a menor interferência possível na operação das unidades fabris avaliadas.

Para os ensaios de resistência à compressão (NBR 5739 (ABNT, 2007)), módulo de elasticidade (NBR 8522 (ABNT, 2008)), índice de vazios (NBR 9778 (ABNT, 2006)), absorção de água (NBR 9778 (ABNT, 2006)) e profundidade de carbonatação, foram moldados corpos de prova cilíndricos com  $\varnothing$  100 mm e altura de 200 mm. Para o ensaio de aderência da armadura estrutural (RC 6 (CEB, 1983)), foram moldados corpos de prova prismáticos (figura 3.17 e figura 3.18) com 200 x 200 x 200mm.

Para a moldagem dos corpos-de-prova prismáticos de concreto, foram utilizadas fôrmas confeccionadas em compensado plastificado de 12 mm de espessura, e para os corpos de prova cilíndricos foram utilizadas formas metálicas.

A moldagem de todos os corpos de prova foi realizada conforme os critérios estabelecidos na NBR 12821 (ABNT, 1993), NBR 5738 (ABNT, 2003) e RC 6 (CEB, 1983).



Figura 3.17. Forma para moldagem dos corpos de prova prismáticos



Figura 3.18. Corpo de prova prismático

Em relação aos corpos de prova prismáticos foi tomado o cuidado de se proteger a armadura exposta com manta isolante a fim de evitar que a radiação térmica pudesse atuar diretamente sobre a barra de aço, potencializando o efeito da dilatação térmica deste material (figura 3.19). Ainda assim, durante a disposição dos corpos de prova, foi adotado um arranjo que também protegeu essas armaduras da radiação térmica direta ao se dispor os corpos de prova cilíndricos à frente destas armaduras (figura 3.20).



Figura 3.19. Proteção das barras com isolamento térmico



Figura 3.20. Arranjo: corpos de prova cilíndricos protegem a armadura dos corpos de prova prismáticos evitando a radiação térmica direta sobre as mesmas

### 3.4.2 Caracterização dos materiais utilizados

A premissa adotada para os materiais utilizados na pesquisa foi a de que todos fossem de primeira qualidade e necessariamente atendessem às prescrições das normas técnicas nacionais e/ou internacionais quando a eles aplicáveis.

Sua caracterização, armazenamento e utilização obedeceram ao disposto nas normas técnicas nacionais e internacionais salvo quando o contrário for citado pelo autor nesta pesquisa.

#### 3.4.2.1 Cimento

O cimento utilizado para confecção dos corpos de prova foi o Cimento Nassau CP III – 40 - RS, especificado de acordo com a norma NBR 5737 (ABNT, 1992).

A caracterização do cimento utilizado encontra-se na tabela 3.1.

Tabela 3.1. Caracterização do cimento

PROPRIEDADES		VALORES	MÉTODO DE ENSAIO	Limites
Finura	Resíduo na peneira # 325 (%)	1,54	NBR 9202/85	N.E.
	Resíduo na peneira # 200 (%)	0,11	NBR NM 11579/91	≤ 8,0
	Área específica – Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4060	NBR NM 76/98	≥ 2600
Tempos de pega (min.)	Início de pega	240	NBR NM 65/03	≥ 60
	Fim de pega	290	NBR NM 65/03	≤ 600
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	21,3	NBR 7215/96	≥ 10
	7 dias	33,7	NBR 7215/96	≥ 20
	28 dias	48,3	NBR 7215/96	≥ 32 e ≤ 49
Componentes químicos (%)	Perda ao fogo	1,71	NBR NM 18/04	≤ 6,5
	Resíduo insolúvel	0,46	NBR NM 15/04	≤ 2,5
	SO <sub>3</sub>	2,00	NBR NM 16/04	≤ 4,0
	CO <sub>2</sub>	1,85	NBR NM 20/04	≤ 3,0
	SiO <sub>2</sub>	26,84	NBR NM 14656/01	N.E.
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,98	NBR NM 14656/01	N.E.
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,14	NBR NM 14656/01	N.E.
	CaO	50,77	NBR NM 14656/01	N.E.
	MgO	6,90	NBR NM 14656/01	N.E.
	Na <sub>2</sub> O	0,30	NBR NM 14656/01	N.E.
	K <sub>2</sub> O	0,43	NBR NM 14656/01	N.E.
	CaO livre	1,80	NBR NM13/04	N.E.
Expansibilidade	Expansibilidade quente (mm)	0,50	NBR NM 11582/91	≤ 5,0

Nota: N.E. – Não Especificado

Os corpos de prova foram preparados com cimento Portland CPIII RS, pelo fato deste tipo de cimento ser o comumente utilizado pelas empresas de fornecimento de concreto, e representarem uma fatia maior nas obras atualmente construídas no estado do Espírito Santo.

#### 3.4.2.2 Água

Toda a água utilizada para a preparação dos corpos de prova de concreto, limpeza dos equipamentos ou dispositivos em contato com os mesmos, foi corrente e potável fornecida pela concessionária de serviço local do município da Serra no estado do Espírito Santo.

#### 3.4.2.3 Agregado miúdo

O agregado miúdo foi areia natural de jazida do município de Linhares – Espírito Santo. Todo o agregado miúdo utilizado no estudo experimental apresentou suas propriedades de acordo com a especificação da norma NBR 7211 (ABNT, 2009). A caracterização do agregado foi realizada conforme NBR NM 30 (ABNT, 2003), NBR NM 52 (ABNT, 2003) e NBR NM 248 (ABNT, 2003). A caracterização do agregado miúdo está apresentada na tabela 3.2.

Tabela 3.2. Caracterização do agregado miúdo

Massa Real. (g/cm <sup>3</sup> )	2,630	
Massa Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	1,300	
Materiais	Areia Média	
Dmax (%)	Ret.	Acum.
38	0	0
25	0	0
19	0	0
12,5	0	0
9,5	0	0
6,3	0	0
4,8	0	0
2,4	0,6	0,6
1,2	9,2	9,8
0,6	33,1	42,9
0,3	36,3	79,2
0,15	16,9	96,1
	3,9	100
Módulo de Finura		2,29

### 3.4.2.4 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado no estudo experimental foi proveniente da britagem de rochas graníticas da região da Grande Vitória no estado do Espírito Santo. Todo o agregado graúdo teve suas propriedades de acordo com a especificação da norma NBR 7211 (ABNT, 2009). A caracterização do agregado foi realizada conforme NBR NM 53 (ABNT, 2003) e NBR NM 248 (ABNT, 2003), e está apresentada na tabela 3.3.

Tabela 3.3. Caracterização do agregado graúdo

Fornecedor	Brasitalia		Brasitalia	
Massa Real. (g/cm <sup>3</sup> )	2,780		2,800	
Massa Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	1,450		1,470	
Materiais	Brita - 0		Brita - 1	
Dmax\%	Ret.	Acum.	Ret.	Acum.
38	0	0	0	0
25	0	0	0	0
19	0	0	4,4	4,4
12,5	1,1	1,1	76,2	80,6
9,5	21,4	22,5	18,5	99,1
6,3	48,3	70,8	0,5	99,6
4,8	18,5	89,3	0	99,6
2,4	9,8	99,1	0	99,6
1,2	0,4	99,5	0	99,6
0,6	0	99,5	0	99,6
0,3	0	99,5	0	99,6
0,15	0	99,5	0	99,6
	0,5	100	0,4	100
Módulo de Finura		6,09		7,01

### 3.4.2.5 Adições

Não foram utilizadas adições para a preparação dos corpos de prova.

### 3.4.2.6 Aditivos

O aditivo químico utilizado na dosagem do concreto para moldagem dos corpos de prova foi o polifuncional TEC-MULT 440NAS (nome químico: Lignosulfonatos) da empresa, Rheotec Ltda. O aditivo está de acordo com a norma NBR 11768 (ABNT, 1992). As principais características do aditivo utilizado encontram-se na tabela 3.4.

Tabela 3.4. Caracterização do aditivo plastificante \*

Tipo de aditivo	Estado físico	Massa específica (g/dm <sup>3</sup> )	Voláteis (% em peso) (%)	PH	Nome comercial
Plastificante	Líquido	1,2 (+/- 0,02)	60,20	10 (+/- 1)	TEC-MULT 440 NAS

\* Dados do fabricante

### 3.4.2.7 Aço

Foi utilizado o aço CA-50 com diâmetro nominal de 16mm do fabricante Belgo – Arcelor. As principais características do aço são apresentadas na tabela 3.5.

Tabela 3.5. Caracterização do aço

Ensaio de tração (valores mínimos)*		
Resistência característica de escoamento – $f_y$ (MPa)	Limite de resistência – $f_{st}$ (MPa)	Alongamento em 10 $\emptyset$ (%)
500	1,10 $f_y$	8

\* Dados do fabricante

### 3.4.3 Dosagem, moldagem e cura dos corpos de prova

Os corpos de prova foram preparados na Nassau-Mix, empresa tradicional fornecedora de concreto usinado na região de Vitória, Serra e Vila Velha no estado do Espírito Santo, estando localizada na rodovia BR 101 (Rodovia do Contorno) no bairro de Queimado, no município da Serra - ES, e possuindo certificado de qualidade ISO 9001-2000.

#### 3.4.3.1 Dosagem

As classes de concreto utilizadas na dosagem foram respectivamente 30 e 40. A dosagem de cada classe de concreto foi estabelecida conforme método de dosagem de Tartuce (1989), e seguiram as quantidades de materiais conforme quadro 3.3 e quadro 3.4.

A umidade superficial da areia foi verificada conforme a norma NBR 9775 (ABNT, 1987) (figura 3.21). Todo o agregado graúdo foi utilizado na condição seca.



Figura 3.21. Verificação do teor de umidade do agregado miúdo

Data	01/07/09	30 MPa - Bombeavel				Resistência em MPa =>	3 dias.]	7 dias.]	28 dias.]	30 MPa
Slump						*	*	*		
Materials	Fornecedores	Kg/ m <sup>3</sup>	Volume no m <sup>3</sup>	Massa Espec. (g/cm <sup>3</sup> )	Traço Unitário	Peso dos Materiais	Umidade dos Agregados (%)	Kg p/betonada ]		
Volume (litros)		1000,1			Volume => p/	41,792		102,693		
Cimento	Nassau CP III - 40RS	347		2,96	1,000	14,50	-	14,50		
Areia Natural	Linhars	772	0,585	2,63	2,225	32,26	1,67	32,80		
Areia Beneficiada	Brasitalia	0		2,62	0,000	0,00	0,00	0,00		
Brita 0	Brasitalia	425	0,293	2,80	1,225	17,76	0,0	17,76		
Brita 1	Brasitalia	738	0,509	2,80	2,127	30,84	0,0	30,84		
Brita 2	Brasitalia	0		2,80	0,000	0,00	0,0	0,00		
Pedrisco	Brasitalia	0		2,74	0,000	0,00	0,0	0,00		
Água do Traço	Rede	174		1,00	0,501	7,27	0,54	6,73	Percentual de Agregados	
Adição 1	Micro Silica	0		1,00	0,000%	0,000	*	,000 ml	Areia Média %	
Adição 2	F. Aço	0		0,00	0,000%	0,000	*	,000 ml	Areia Artificial %	
Aditivo 1 (ml)	440 NAS	1,550		1,00	0,004%	0,6	*	,065 ml	Brita 0 %	
Aditivo 2 (ml)	Tec Plast 223 XP	0,000		1,00	0,000%	0,0	*	,000 ml	Brita 1 %	
Massa Total/Medida	M =>	2,456		A% =>	7,625%	Argamassa=>	49,04%		Brita 2 %	
				a/m =>	39,897%	A/C	0,501		Pedrisco %	
Complementação de Dosagem		OBSERVAÇÃO						Massas dos Agregados		
fck (MPa)	30,00							Agregado	M. Aparente	M. Real
sd	3,0							Areia Natural	1,320	2,63
fcj	34,95							Areia Artificial	0,000	0,00
Atividade do Cimento	45,0							Brita n°0	1,450	2,80
								Brita n°1	1,450	2,82
								Brita n°2	0,000	0
								Pedrisco	0,000	0

Quadro 3.3. Composição do traço para o concreto classe 30

Data	01/07/09	40 MPa - Bombeavel				Resistência em MPa =>	3 dias.↓	7 dias.↓	28 dias.↓	40 MPa
Slump							*	*	*	
Materials	Fornecedores	Kg/ m³	Volume no m³	Massa Espec. (g/cm³)	Traço Unitário	Peso dos Materiais	Umidade dos Agregados (%)	Kg p/betonada ↓		
Volume (litros)		1000,5			Volume = > p/ betonada	40,325		98,904		
Cimento	Nassau CP III - 40RS	459		2,96	1,000	18,50	-	18,50		
Areia Natural	Linhares	665	0,504	2,63	1,449	26,80	1,66	27,25		
Areia Beneficiada	Brasitalia	0		2,62	0,000	0,00	0,00	0,00		
Brita 0	Brasitalia	412	0,284	2,80	0,898	16,61	0,0	16,61		
Brita 1	Brasitalia	732	0,505	2,80	1,595	29,50	0,0	29,50		
Brita 2	Brasitalia	0		2,80	0,000	0,00	0,0	0,00		
Pedrisco	Brasitalia	0		2,74	0,000	0,00	0,0	0,00		
Água do Traço	Rede	184		1,00	0,401	7,42	0,44	6,97	Percentual de Agregados	
Adição 1	Micro Silica	0		1,00	0,000%	0,000	*	,000 ml	Areia Média %	100,00
Adição 2	F. Aço	0		0,00	0,000%	0,000	*	,000 ml	Areia Artificial	-
Aditivo 1 (ml)	440 NAS	1,900		1,00	0,004%	0,8	*	,077 ml	Brita 0 %	36,01
Aditivo 2 (ml)	Tec Plast 223 XP	0,000		1,00	0,000%	0,0	*	,000 ml	Brita 1 %	63,99
Massa Total/Medida	M = >	2,452		A% =>	8,113%	Argamassa=>	49,56%		Brita 2 %	-
				a/m =>	36,761%	A/C	0,401		Pedrisco %	-
Complementação de Dosagem		OBSERVAÇÃO						Massas dos Agregados		
fck (MPa)	40,00							Agregado	M. Aparente	M. Real
sd	3,0							Areia Natural	1,320	2,63
fcj	44,95							Areia Artificial	0,000	0,00
Atividade do Cimento	45,0							Brita nº0	1,450	2,80
								Brita nº1	1,450	2,82
								Brita nº2	0,000	0
								Pedrisco	0,000	0

Quadro 3.4. Composição do traço para o concreto classe 40

### 3.4.3.2 Moldagem e cura

A moldagem e cura dos corpos de prova seguiram todos os critérios estabelecidos na NBR 12821 (ABNT, 1993) e NBR 5738 (ABNT, 2003).

A moldagem de todos os corpos de prova foi realizada por adensamento manual, respeitando-se as orientações da NBR 5738 (ABNT, 2003) ( figura 3.22 e figura 3.23).



Figura 3.22. Moldagem dos corpos de prova prismáticos



Figura 3.23. Moldagem dos corpos de prova cilíndricos

Foi verificado o abatimento de todas as misturas, estabelecendo-se como referência o valor máximo de 120 mm (ver figura 3.24)



Figura 3.24. Verificação do abatimento

Concluída a moldagem e aguardado o tempo de 24 horas, os corpos-de-prova foram retirados das formas e mantidos submersos em câmara úmida com umidade relativa superior a 90% e temperatura de  $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$ , até a idade de 28 dias. Ao completarem 28 dias de idade estes corpos-de-prova foram encaminhados a um local de armazenamento, permanecendo ali até a data de disposição para recebimento dos ciclos de radiação térmica. O local de armazenamento consistiu em um ambiente coberto e protegido de intempéries, sem controle de temperatura e umidade (figura 3.25).



Figura 3.25. Armazenamento dos corpos de prova após a cura

As amostras destinadas ao lote de referência continuaram armazenadas em laboratório submersas em água saturada com cal até a data de realização dos ensaios.

#### **3.4.4 Métodos utilizados**

Neste programa experimental organizaram-se os métodos adotados de acordo com as várias propriedades avaliadas nos concretos submetidos aos ciclos de elevadas temperaturas

##### **3.4.4.1 Ensaio de verificação da resistência à compressão axial**

Os corpos de prova expostos às elevadas temperatura e os de controle foram avaliados em relação à resistência à compressão conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 5739 (ABNT, 2007).

Os ensaios nos corpos de prova de referência, 1<sup>o</sup>, 2<sup>o</sup> e 3<sup>o</sup> lotes, foram realizados em um mesmo período, sendo utilizada prensa da marca EMIC, modelo SSH3, conforme pode ser observado na figura 3.26.

Devido a um dano no equipamento em uso, os corpos de prova do 4<sup>o</sup> lote somente foram ensaiados 5 meses mais tarde em outro equipamento. Para esse lote foi utilizada prensa da marca EMIC, modelo SSH300, mostrado na figura 3.27. Durante esse período esses corpos de prova ficaram armazenados em ambiente protegido sem controle de temperatura.



Figura 3.26. Equipamento para ensaio de resistência a compressão e módulo de elasticidade – EMIC modelo SSH3



Figura 3.27. Equipamento para ensaio de resistência a compressão e módulo de elasticidade – EMIC modelo SSH300

#### **3.4.4.2 Ensaio de verificação do módulo de elasticidade**

O ensaio de verificação de módulo de elasticidade (figura 3.28 e figura 3.29) foi realizado conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 8522 (ABNT, 2008).

Da mesma maneira que no ensaio de resistência à compressão, os ensaios de verificação do módulo de elasticidade nos corpos de prova de referência, 1º, 2º e

3º lotes, foram realizados em um mesmo período, sendo utilizada prensa da marca EMIC, modelo SSH3, conforme pode ser observado na figura 3.26.

Devido a um dano no equipamento em uso, somente os corpos de prova do 4º lote foram ensaiados 5 meses mais tarde em outro equipamento. Para esse lote foi utilizada prensa da marca EMIC, modelo SSH300, mostrado na figura 3.28, e cujo tela de registro apresenta-se na figura 3.29. Durante esse período esses corpos de prova ficaram armazenados em ambiente protegido sem controle de temperatura.



Figura 3.28. Ensaio de verificação do módulo de elasticidade – Equipamento Prensa EMIC modelo SSH300

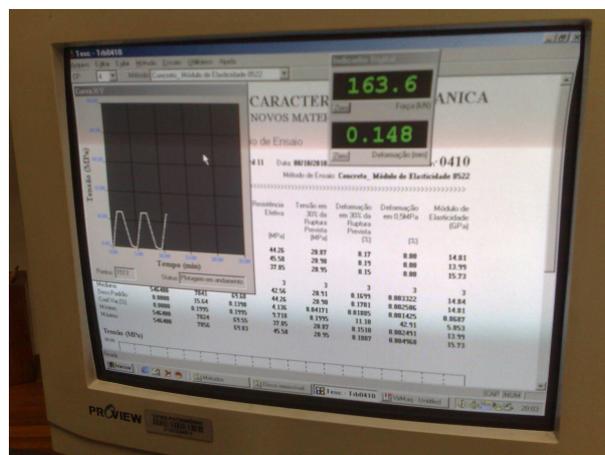


Figura 3.29. Ensaio de verificação do módulo de elasticidade – Equipamento Prensa EMIC modelo SSH300 – registro digital

### 3.4.4.3 Ensaio de verificação do índice de vazios e absorção de água

Os corpos de prova foram avaliados em relação à absorção de água conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 9778 (ABNT, 2006). As etapas de secagem das amostras em estufa por 72 horas, saturação em água por 72 horas, saturação com ebulição por 5 horas, determinação da massa imersa e determinação da massa saturada são apresentadas respectivamente na figura 3.30, figura 3.31, figura 3.32, figura 3.33 e figura 3.34.



Figura 3.30. Secagem das amostras em estufa (105 +/- 5°C) por 72 horas



Figura 3.31. Saturação das amostras em água (23 +/- 2°C) por 72 horas



Figura 3.32. Saturação das amostras com ebulição por período de 5 horas



Figura 3.33. Determinação da massa imersa



Figura 3.34. Determinação da massa saturada

#### 3.4.4.4 Aderência das armaduras

A aderência entre o concreto e a armadura foi avaliada em relação ao arrancamento conforme os procedimentos estabelecidos no RC6 (CEB, 1983)

De maneira resumida a referida norma prevê que a armadura seja extraída do maciço de concreto com um controle da velocidade da força de arrancamento, anotando-se a relação entre a força de arrancamento e o deslocamento da barra durante o ensaio. No caso deste experimento somente foi registrada a força final onde ocorreu a perda total de aderência entre a barra e a armadura.

Os ensaios foram realizados em uma máquina universal de ensaios de tração e compressão marca AMSLER (figura 3.35). Para controle das deformações foi utilizado relógio comparador com extensômetro de precisão ( $1\mu\text{m}$ ) marca Mitutoyo apresentado na figura 3.36.



Figura 3.35. Máquina universal de tração e compressão AMSLER

Nas figuras 3,37 a 3.39 se apresentam o apoio em manta de borracha para o corpo de prova e o mesmo devidamente posicionado para o ensaio.



Figura 3.36. Relógio comparador com extensômetro de precisão (1 $\mu$ m) marca Mitutoyo



Figura 3.37. Manta de borracha para apoio do corpo de prova



Figura 3.38. Corpo de prova posicionado para ensaio



Figura 3.39. Barra de armadura totalmente extraída do corpo de prova

#### 3.4.4.5 Profundidade de carbonatação

O ensaio foi realizado em 01 corpo de prova de cada lote através da aspersão de uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,1% na superfície do concreto dos corpos de prova logo após serem separados em 02 partes na sua região central. A medida da profundidade de carbonatação foi obtida através da média entre 04 medições ortogonais realizadas com paquímetro (figura 3,40). As figuras de 3.41 a 3.49 apresentam os corpos de prova de todos os lotes avaliados.



Figura 3.40. Medição da profundidade de carbonatação



Figura 3.41. Corpos de prova para medição da profundidade de carbonatação



Figura 3.42. Corpos de prova 1º lote – concreto C30



Figura 3.43. Corpos de prova 1º lote – concreto C40



Figura 3.44. Corpos de prova 2º lote - concreto C30



Figura 3.45. Corpos de prova 2º lote – concreto C40



Figura 3.46. Corpos de prova 3º lote – concreto C30

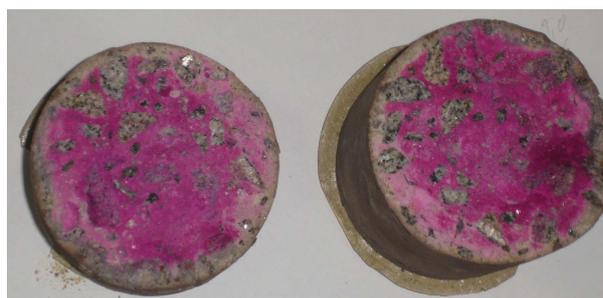


Figura 3.47. Corpos de prova 3º lote – concreto C40



Figura 3.48. Corpos de prova 4º lote – concreto C30



Figura 3.49. Corpos de prova 4º lote – concreto C40

### 3.4.4.6 Microestrutura

A verificação da microestrutura foi realizada através de ensaios de caracterização mineralógica<sup>1</sup> por difratometria de raios X e análise termodiferencial e termogravimétrica.

#### 3.4.4.6.1 Preparação das amostras

As análises de caracterização mineralógica por difratometria de raios X e análises térmicas foram desenvolvidas na porção argamassa das amostras de concreto. As amostras analisadas podem ser observadas na figura 3.50 e figura 3.51.



Figura 3.50. Aspecto geral dos corpos de prova de concreto C30. À esquerda a amostra de referência e à direita três amostras submetidas aos ciclos de radiação térmica

<sup>1</sup> As análises de caracterização mineralógica foram realizadas pela Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP com o acompanhamento do autor desta dissertação.



Figura 3.51. Aspecto geral dos corpos de prova de concreto C40. À esquerda a amostra de referência e à direita três amostras submetidas aos ciclos de radiação térmica

Para a obtenção da porção argamassa das amostras de concreto, os corpos-de-prova de concreto foram fragmentados e os fragmentos de agregado graúdo foram eliminados na medida do possível.

Os corpos de prova de concreto ao serem fragmentados exibiram uma distinção colorimétrica entre núcleo e borda localizada a mais 2cm a partir da face mais exposta ao calor. Dessa maneira optou-se por analisar as duas porções separadamente de modo a verificar possíveis diferenças entre elas. As amostras de argamassa retiradas do núcleo e das bordas de cada corpo-de-prova foram moídas em almofariz de ágata até se obter a finura específica exigida para os ensaios de difração (aproximadamente 1% retido na peneira de abertura 45 $\mu$ m).

#### 3.4.4.6.2 Análise termodiferencial e termogravimétrica

As análises termodiferenciais e termogravimétricas foram realizadas submetendo as amostras de argamassa provenientes do núcleo e das bordas dos corpos de prova ao aquecimento até 1000°C em conjunto com um padrão inerte, utilizando-se a uma taxa de 10°C/min.

Durante o aquecimento a temperatura da amostra é comparada a temperatura do padrão inerte e dessa maneira são identificadas as reações que ocorrem durante esse aquecimento. Ao mesmo tempo, uma micro balança acoplada ao sistema

determina as variações de massa que ocorrem nas amostras resultantes de algumas dessas reações.

### **3.5 EXPERIMENTO *IN LOCO* E PLANO DE AMOSTRAGEM**

Em muitos dos locais onde existem estruturas de concreto submetidas aos ciclos de temperaturas elevadas, já identificados e caracterizados nos parágrafos anteriores, não foi possível a disposição dos lotes de corpos de prova por se tratarem de áreas com intensa atividade, onde poderia ser prejudicada a boa operação dos equipamentos lá instalados. De maneira a garantir a integridade dos corpos de prova a serem instalados, e ao mesmo tempo garantir a segurança operacional das áreas, foram adotados 02 locais para o estudo:

- Canais secundários de escória do alto forno 3;
- Pilar central do convertedor 2 da Aciaria.

A escolha destes locais se justificou pelos itens já comentados, e também pelo fato de que nos canais secundários de escória do alto forno 3 puderam ser avaliados em uma mesma área 02 patamares distintos de temperatura, atuando sobre o concreto, como será comentado nos parágrafos posteriores.

#### **3.5.1 Plano de amostragem**

Para a realização do experimento foram previstos lotes com quantidades mínimas de corpos de prova a fim de permitir o fiel atendimento às especificações das normas utilizadas. Cada lote foi composto por amostras com concreto C30 e C40.

A tabela 3.6 apresenta os ensaios realizados e as quantidades de corpos de prova de cada lote analisado para as amostras de referência e as submetidas às elevadas temperaturas nas áreas.

Tabela 3.6. Plano de amostragem – corpos de prova

NORMA	DESCRIÇÃO	DIMENSÃO (cm)	LOCAL PARA DISPOSIÇÃO E QUANTIDADES DE CORPOS DE PROVA				
			CORPOS DE PROVA DE REFERÊNCIA	1o LOTE - CANAL SECUNDÁRIO DE CORRIDA DE ESCÓRIA 1 E 2 - INÍCIO DO CANAL	2o LOTE - CANAL SECUNDÁRIO DE CORRIDA DE ESCÓRIA 3 E 4 - INÍCIO DO CANAL	3o LOTE -CANAL SECUNDÁRIO DE CORRIDA DE ESCÓRIA 3 E 4 - FINAL DO CANAL	4o LOTE -PILAR CENTRAL DO CONVERTEDOR 2 NA ACIARIA
NBR 5739	CONCRETO - ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS	10 X 20	10 (5 C30+ 5 C40)	10 (5 C30+ 5 C40)	10 (5 C30+5 C40)	10 (5 C30+ 5 C40)	10 (5 C30+ 5 C40)
NBR 8522	CONCRETO - DETERMINAÇÃO DO MÓDULO ELÁSTICO DE ELASTICIDADE À COMPRESSÃO	10 X 20	8 (4 C30+ 4 C40)	8 (4 C30+ 4 C40)	8 (4 C30+ 4 C40)	8 (4 C30+ 4 C40)	8 (4 C30+ 4 C40)
NBR 9778	ARGAMASSA E CONCRETO ENDURECIDOS - DETERMINAÇÃO DA ABSORÇÃO DE ÁGUA, ÍNDICE DE VAZIOS E MASSA ESPECÍFICA	10 X 20	4 (2 C30+ 2 C40)	4 (2 C30+ 2 C40)	4 (2 C30+ 2 C40)	4 (2 C30+ 2 C40)	4 (2 C30+ 2 C40)
	PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO	10 X 20	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)
RC 6	ADERÊNCIA DAS ARMADURAS	20 X 20 X 20	6 (3 C30+ 3 C40)	6 (3 C30+ 3 C40)	6 (3 C30+ 3 C40)	6 (3 C30+ 3 C40)	6 (3 C30+ 3 C40)
	MICROESTRUTURA	10 X 20	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)	2 (1 C30+ 1 C40)
TOTAL			32	32	32	32	32

### 3.5.2 Os ciclos térmicos

Nos locais definidos para a execução do experimento existem diferentes patamares de temperaturas que ocorrem durante o processo de produção do aço. Durante o período de exposição a esses ciclos térmicos, cada lote de corpo de prova foi monitorado, observando-se o tempo e duração de cada ciclo. A caracterização detalhada de cada um dos ciclos será apresentada nos parágrafos seguintes.

#### 3.5.2.1 Canais secundários de escória do alto forno 3

Os ciclos térmicos acontecem no interior dos canais (figura 3.52) que operam alternadamente (canal 1 em conjunto com o canal 3 e canal 2 em conjunto com o canal 4) durante as corridas de escória que acontecem durante as campanhas de aproximadamente 25 dias. Desta maneira em uma campanha o canal 1 trabalha alternando cada corrida com o canal 3, enquanto que os canais 2 e 4 estão parados e em manutenção do leito de refratários. Terminado esse ciclo é iniciada a campanha do canal 2 que trabalha alternando cada corrida com o canal 4, permitindo assim que os canais 1 e 3 entrem em processo de manutenção do leito de refratário. Esta prática é utilizada na operação do alto forno visando obter uma

melhor distribuição das temperaturas no interior do mesmo. A visualização desta rotina é melhor compreendida com o auxílio da figura 3.53.

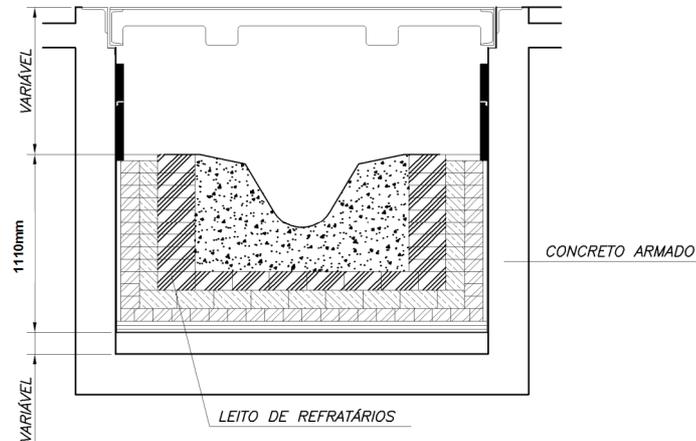


Figura 3.52. Seção típica dos canais secundários de escória

As corridas de escória tem duração aproximada de 160 minutos com intervalos de 160 minutos.

Ao término de cada campanha de 25 dias os corpos de prova eram removidos e reposicionados nos canais seguintes, de maneira a permitir que os primeiros fossem preparados para uma nova campanha. Durante o reposicionamento dos corpos de prova foi tomado o cuidado de manter sempre a mesma superfície exposta à radiação térmica.

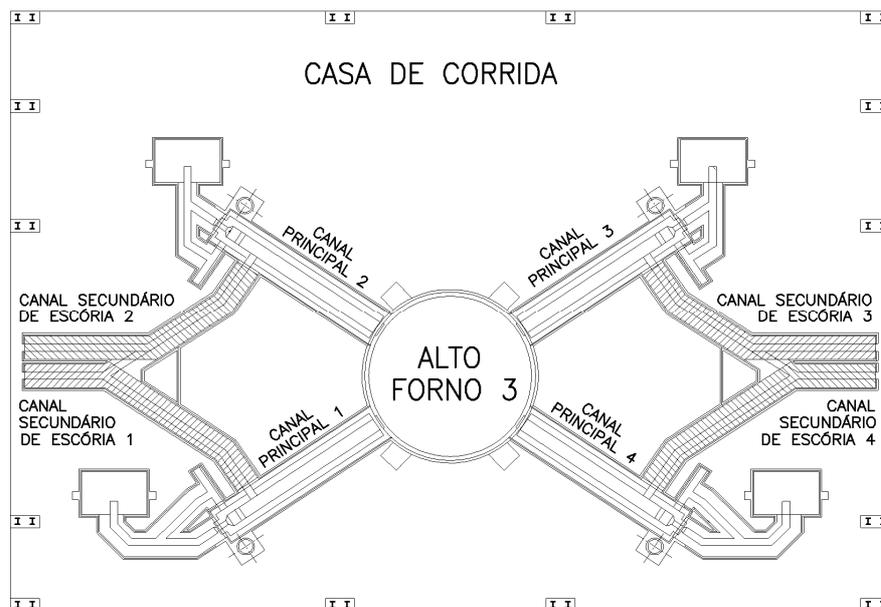


Figura 3.53. Croqui esquemático da casa de corrida do alto forno 3

Os canais de corrida apresentam seção variável a fim de permitir o adequado escoamento da escória em seu leito. A altura interna no início dos canais é de aproximadamente 100cm, e em sua porção final essa altura é de aproximadamente 235cm (figura 3.54 e figura 3.55). Devido ao aumento de seção ao longo do canal e ao resfriamento natural que a escória sofre durante o trajeto em seu interior, na porção inicial dos canais foram verificadas temperaturas mais elevadas que na parte final durante o período de corrida da escória.



Figura 3.54. Canal secundário de escória 4 – seção com pequena altura no início do canal – Detalhe dos corpos de prova dispostos na lateral do canal.



Figura 3.55. Canal secundário de escória 4 – altura maior no final do canal - Detalhe dos corpos de prova dispostos na lateral do canal.

Ao se observar a parede lateral do início do canal mostrada na figura 3.54 e compará-la com a imagem da parede na parte final do canal mostrada na Figura 3.55, é possível perceber de forma nítida o estado de maior degradação do

concreto na porção inicial do canal devido às maiores temperaturas que ali acontecem.

Os três lotes de corpos de prova dispostos no interior dos canais secundários de escória do Alto Forno 3 ficaram assim caracterizados:

a) 1º lote:

- Corpos de prova posicionados alternadamente no início dos canais secundários de corrida de escória 1 e 2, durante o período de 15/08/2009 a 27/01/2010 ( figura 3.56, figura 3.57 e figura 3.58);
- Tempo de exposição aos ciclos térmicos: 1.733,87 horas durante 165 dias;
- Temperatura máxima aproximada identificada durante os ciclos térmicos: 430°C (figura 3.59).

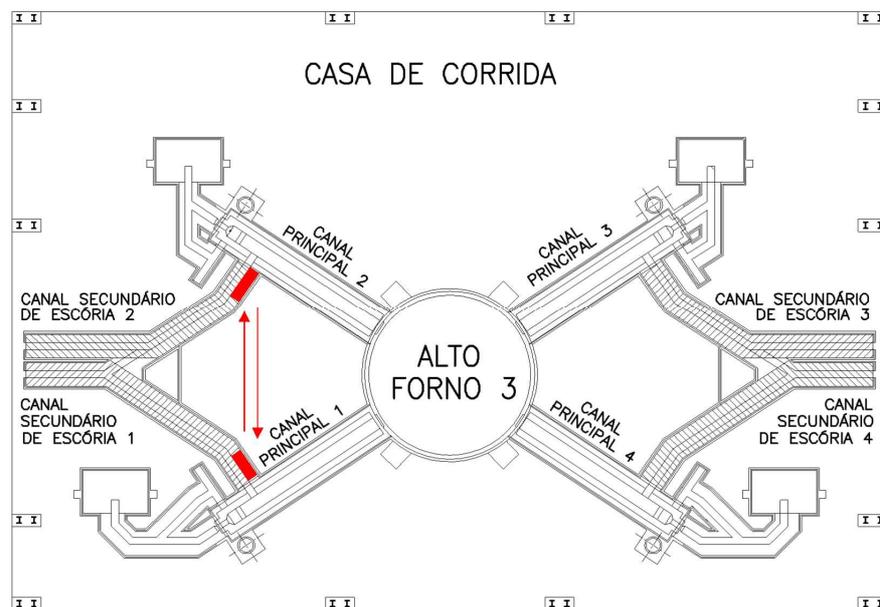


Figura 3.56. Posicionamento do 1º lote de corpos de prova (em vermelho) nos canais secundários de escória



Figura 3.57. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 1 do alto forno 3



Figura 3.58. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 2 do alto forno 3

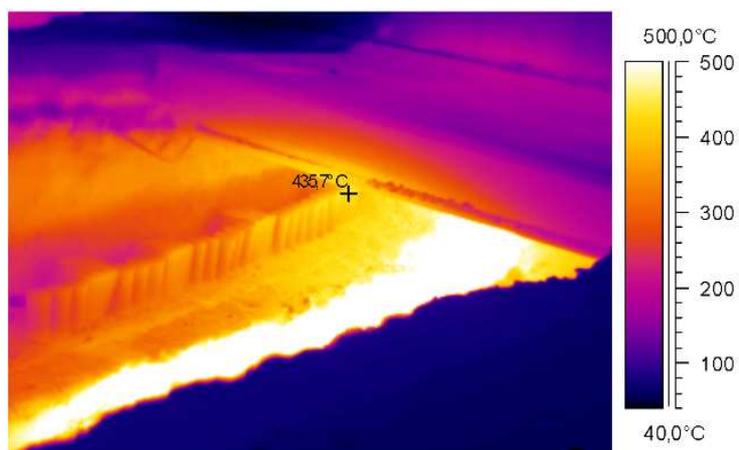


Figura 3.59. Termografia nos corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 2 durante uma corrida, mostrando a temperatura de 435,7°C

b) 2º lote:

- Corpos de prova no início dos canais secundários de corrida de escória 3 e 4, durante o período de 16/10/2009 a 10/04/2010 (figura 3.60, figura 3.61 e figura 3.62);
- Tempo de exposição aos ciclos térmicos: 1.825,87 horas durante 176 dias;
- Temperatura máxima aproximada identificada durante os ciclos térmicos: 467°C (figura 3.63).

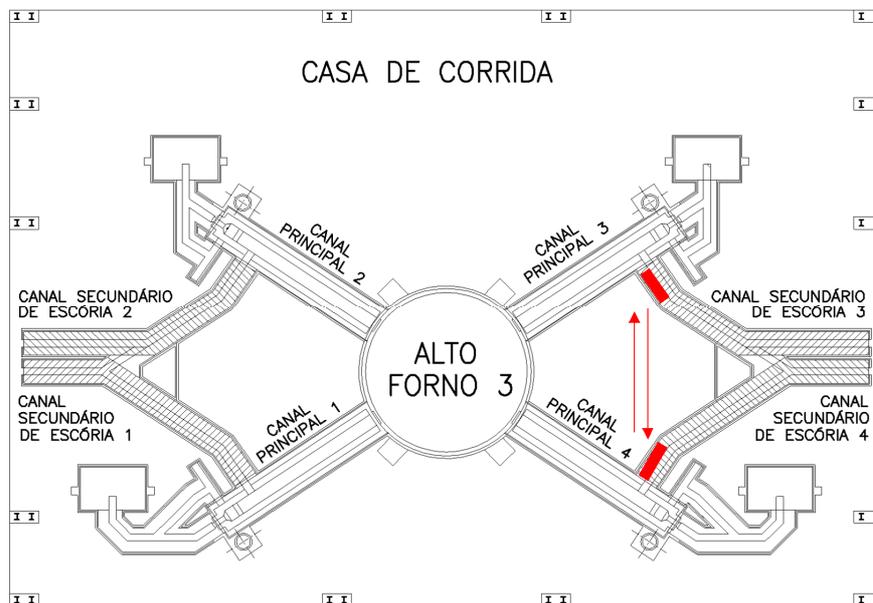


Figura 3.60. Posicionamento do 2º lote de corpos de prova (em vermelho) nos canais secundários de escória



Figura 3.61. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 3 do alto forno 3



Figura 3.62. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 4 do alto forno 3 – detalhe da corrida de escória no leito de refratários

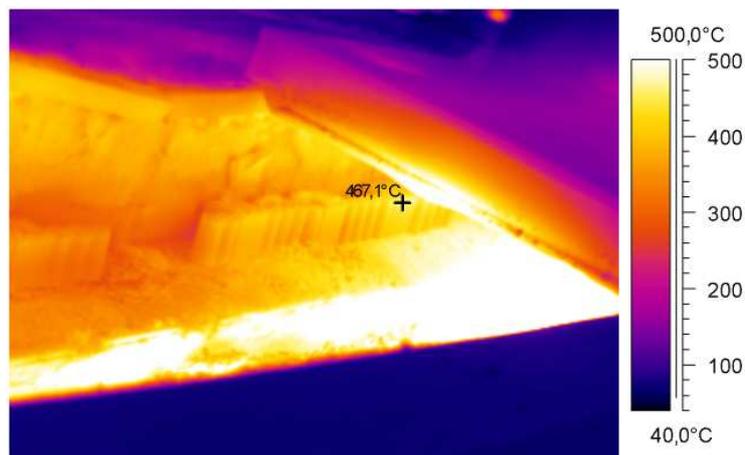


Figura 3.63. Termografia nos corpos de prova posicionados internamente na lateral do início do canal secundário de escória 4 durante uma corrida, mostrando a temperatura de 467,1°C

c) 3º lote:

- Corpos de prova no final do canal secundário de corrida de escória 3 e 4, durante o período de 12/11/2009 a 30/04/2010 ( figura 3.64, figura 3.65 e figura 3.66);
- Tempo de exposição aos ciclos térmicos: 1714,13 horas durante 169 dias;
- Temperatura máxima aproximada identificada durante os ciclos térmicos: 196°C (figura 3.67).

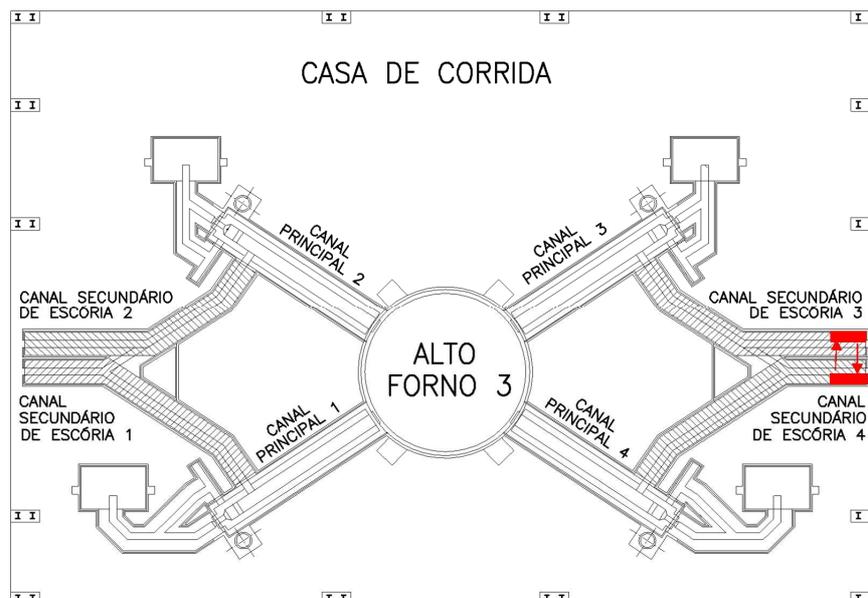


Figura 3.64. Posicionamento do 3º lote de corpos de prova nos canais secundários de escória



Figura 3.65. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do final do canal secundário de escória 3 do alto forno 3



Figura 3.66. Corpos de prova posicionados internamente na lateral do final do canal secundário de escória 4 do alto forno 3 – detalhe da corrida de escória no leito de refratários

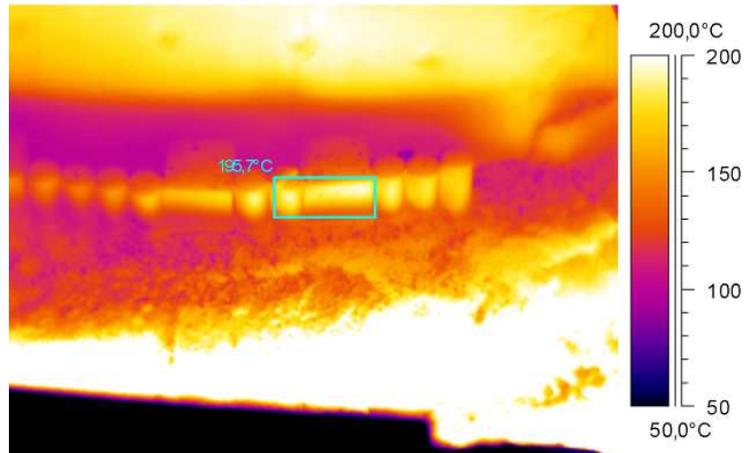


Figura 3.67. Termografia nos corpos de prova posicionados internamente na lateral do final do canal secundário de escória 4 durante uma corrida, mostrando a temperatura de 195,7°C

### 3.5.2.2 Pilar central do convertedor 2

Os ciclos térmicos acontecem na lateral dos pilares centrais de sustentação do convertedor 2 durante o vazamento do convertedor para as painelas do refino secundário do aço na Aciaria. Os pilares recebem o calor por radiação térmica em ciclos aproximados de 6 a 9 minutos, com intervalos de aproximadamente 35 minutos entre ciclos. O lote de corpos de prova disposto neste local foi identificado como 4º lote, dando sequência à numeração dada aos lotes anteriores. A caracterização do 4º lote ficou assim definida:

- a) 4º lote:
- Corpos de prova posicionados na lateral do pilar central de sustentação do convertedor 2, durante o período de 07/08/2009 à 22/06/2010 (figura 3.68 e figura 3.69);
  - Tempo de exposição aos ciclos térmicos: 753,80 horas durante 319 dias;
  - Temperatura máxima aproximada identificada durante os ciclos térmicos: 250°C (figura 3.70).



Figura 3.68. Corpos de prova posicionados na lateral do pilar central de sustentação do convertedor 2 na Aciaria



Figura 3.69. Corpos de prova posicionados (indicados na seta) na lateral do pilar central de sustentação do convertedor 2 na Aciaria – momento do vazamento do convertedor

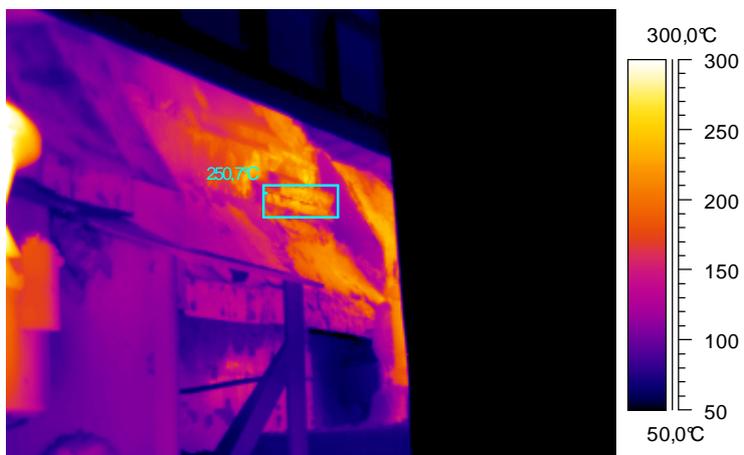


Figura 3.70. Termografia nos corpos de prova posicionados na lateral do pilar central de sustentação do convertedor 2 na Aciaria, mostrando a temperatura de 250,7°C

O resumo geral das principais características de cada ciclo térmico pode ser observado conforme tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Caracterização dos ciclos térmicos para os 04 lotes de corpos de prova

LOTE	LOCALIZAÇÃO	PERÍODO DE EXPOSIÇÃO	PERÍODO DE EXPOSIÇÃO (DIAS)	TEMPO DE EXPOSIÇÃO (h)	DURAÇÃO APROXIMADA DE CADA CICLO (minutos)	INTERVALO APROXIMADO ENTRE CADA CICLO (minutos)	TEMPERATURA MÁX. APROX. DO CICLO (°C) (1)
1º	INÍCIO DOS CANAIS SECUNDÁRIOS DE ESCÓRIA 1 E 2 DO ALTO FORNO 3	15/08/2009 à 27/01/2010	165	1733,87	160	160	430
2º	INÍCIO DOS CANAIS SECUNDÁRIOS DE ESCÓRIA 3 E 4 DO ALTO FORNO 3	16/10/2009 à 10/04/2010	176	1825,87	160	160	467
3º	FINAL DOS CANAIS SECUNDÁRIOS DE ESCÓRIA 3 E 4 DO ALTO FORNO 3	12/11/2009 à 30/04/2010	169	1714,13	160	160	196
4º	LATERAL DO PILAR CENTRAL DO CONVERTEDOR 2 NA ACIARIA	07/08/2009 à 22/06/2010	319	753,80	6 a 9	35	250

Nota: (1) Temperatura determinada por meio de termografia.

Após a exposição aos ciclos térmicos os lotes de corpos de prova foram removidos e levados para ensaios laboratoriais.

Cabe ressaltar que dentro das possibilidades foi estabelecido um planejamento para que os lotes de corpos de prova tivessem um tempo de exposição à radiação térmica mais similar possível. Esse objetivo foi razoavelmente atingido para os lotes de corpos de prova dispostos nos canais secundários do alto forno 3.

Em relação ao lote de corpos de prova disposto no pilar central do convertedor 2, a exposição à radiação seguiu o período de 01 (uma) campanha que dura em média 11 meses, somente sendo possível acessar ao local durante a parada programada do equipamento.

## **4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

### **4.1 INTRODUÇÃO**

No capítulo 3 foi apresentado todo o programa experimental identificando o local da pesquisa e apresentando a caracterização dos ciclos de radiação térmica das unidades, os materiais, métodos e plano de amostragem para os corpos de prova. No presente capítulo apresentam-se os ensaios de laboratório realizados com os corpos de prova e os resultados obtidos, procurando-se realizar uma análise crítica dos mesmos e associar esses resultados aos pesquisados na revisão bibliográfica.

## 4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Os corpos de prova expostos às elevadas temperatura e os de referência foram avaliados em relação à resistência à compressão conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 5739 (ABNT, 2007).

A fim de garantir que a dosagem e moldagem dos corpos de prova produzidos apresentavam as resistências mínimas estabelecidas para o experimento, foi verificada a resistência à compressão aos 28 dias em uma amostra aleatória de 6 corpos de prova para o concreto C30, e em 8 corpos de prova para o concreto C40. Os resultados são apresentados na tabela 4.1 e tabela 4.2.

Tabela 4.1. Resistência à compressão aos 28 dias – concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	06/07/09	03/08/09	28	46,50
2	06/07/09	03/08/09	28	50,80
3	06/07/09	03/08/09	28	44,44
4	06/07/09	03/08/09	28	47,49
5	06/07/09	03/08/09	28	45,20
6	06/07/09	03/08/09	28	47,75
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>47,0 / 4,36%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela 4.2. Resistência à compressão aos 28 dias – concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	04/07/09	01/08/09	28	43,30
2	04/07/09	01/08/09	28	51,60
3	04/07/09	01/08/09	28	53,20
4	04/07/09	01/08/09	28	36,30
5	04/07/09	01/08/09	28	36,00
6	04/07/09	01/08/09	28	39,50
7	04/07/09	01/08/09	28	42,70
8	04/07/09	01/08/09	28	52,00
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>44,3 / 14,95%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Conforme estabelecido na programação do experimento, após a exposição aos ciclos térmicos foi verificada a resistência à compressão nos corpos de prova de referência, 1º, 2º, 3º e 4º lotes. Os resultados dos valores para os ensaios de resistência à compressão podem ser conferidos no apêndice B.

O comparativo dos valores da resistência à compressão axial média entre o concreto C30 e C40 é apresentado na figura 4.1.

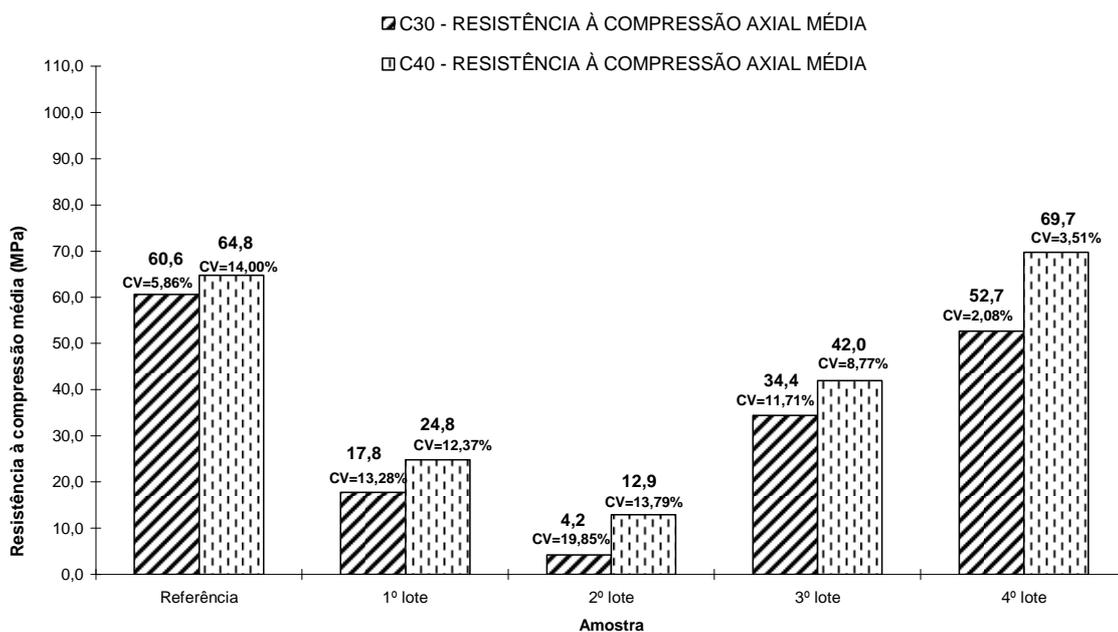


Figura 4.1. Comparativo da resistência à compressão média entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Em todas as amostras ocorreu a redução da resistência média à compressão em relação aos corpos de prova de referência, exceto nas amostras com concreto C40 do 4º lote, onde ocorreu um acréscimo de 7,6% deste valor.

Zhang *et al.* (2002) destaca em seu estudo que houve um ligeiro aumento na resistência à compressão verificado na faixa de temperatura entre 100 e 200°C, informando que o fenômeno pode ser explicado devido ao fato de a baixa temperatura de aquecimento proporcionar um incremento na hidratação dos compostos do cimento.

Vodák *et al.* (2004) comenta em seu trabalho que amostras com menos de 90 dias de moldagem podem sofrer incremento no grau de hidratação nos produtos do cimento devido à temperatura.

Lima *et al.* (2006) obteve um resultado similar em seu trabalho e sugere que o fato pode ocorrer devido a um processo tardio de hidratação estimulado pela temperatura.

A figura 4.2 apresenta a resistência à compressão média e equivalente percentual do 1º, 2º, 3º e 4º lote em relação à amostra de referência, para os corpos de prova com concreto C30.

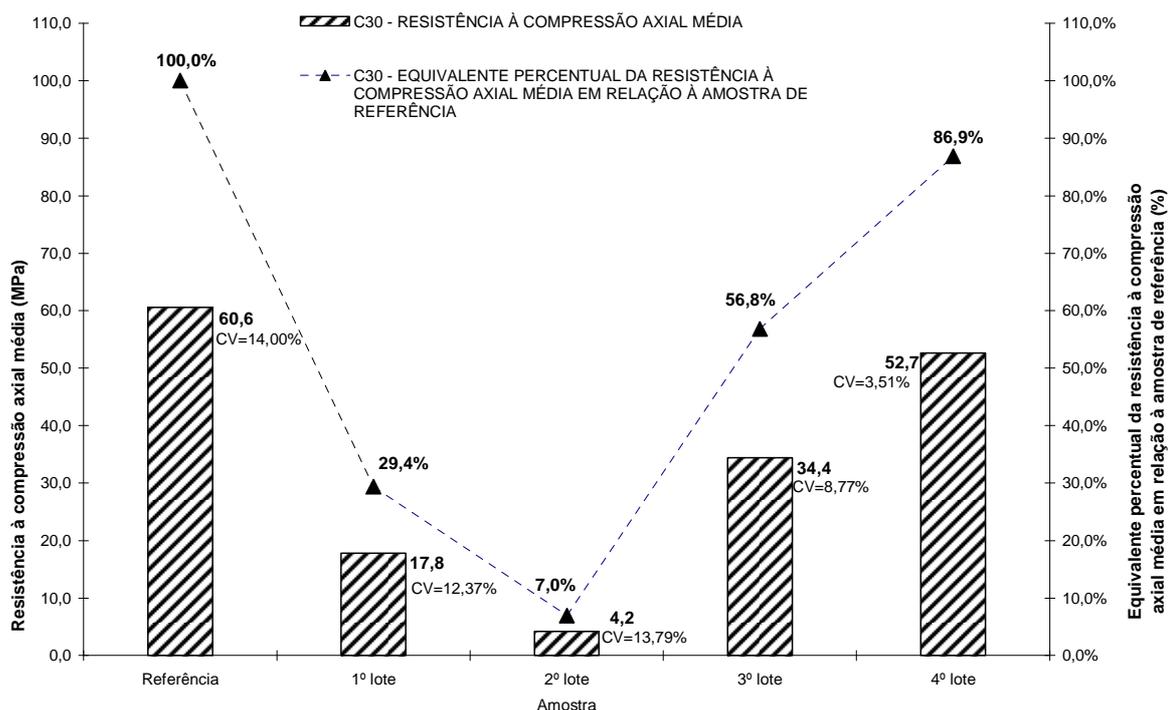


Figura 4.2. Resistência à compressão axial média e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C30

O comparativo entre os valores obtidos para a resistência à compressão axial média e equivalente percentual em relação à amostra de referência para os lotes de corpos de prova com concreto C40 é apresentado na figura 4.3.

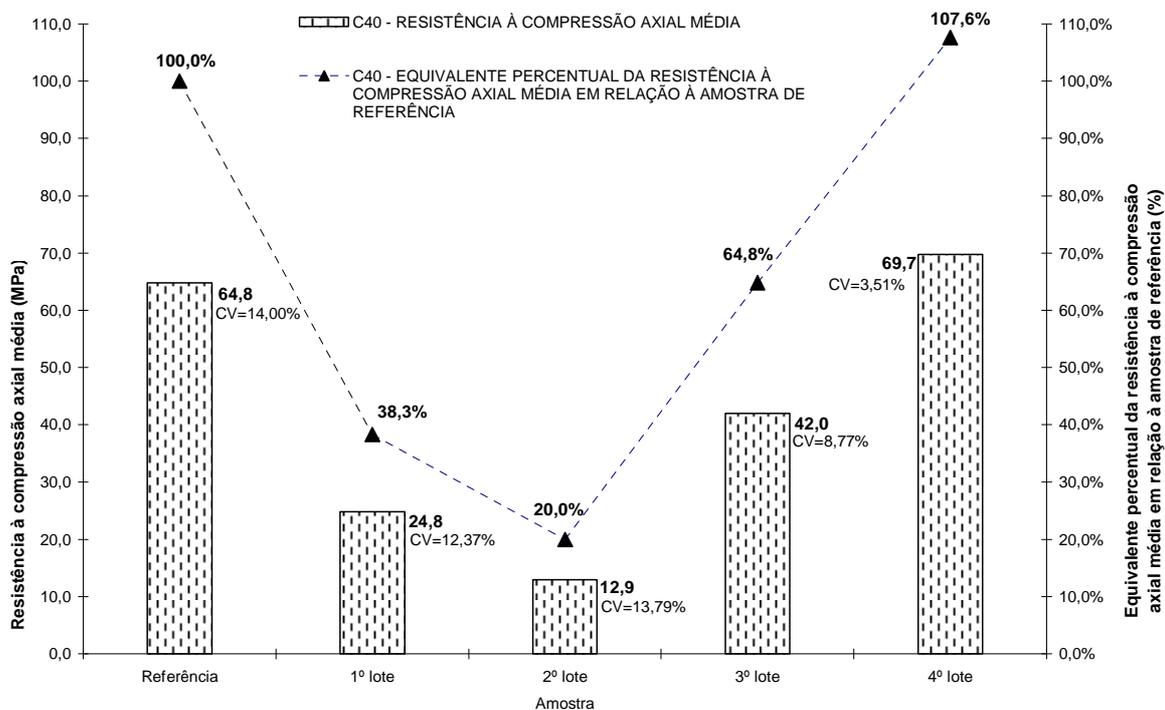


Figura 4.3. Resistência à compressão axial média e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C40

A análise dos resultados indica que as amostras com concreto C30 apresentaram valores para o equivalente percentual da resistência à compressão axial média em relação à referência, mais baixos que as amostras com concreto C40.

Apesar de as referências bibliográficas identificadas tratarem do tema para situações de curta exposição do concreto às elevadas temperaturas, os resultados obtidos para o ensaio de resistência à compressão neste experimento convergem com os estudos realizados por Chan, Peng e Anson (1999), Silva *et al.* (2002a), Xiao e König (2004), Lima *et al.* (2006), Chang *et al.* (2006), Husem (2006) e Lima, Kirchhof e Silva Filho (2007).

### **4.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE**

Seguindo a programação estabelecida para os experimentos, após a exposição aos ciclos térmicos foi verificado o módulo de elasticidade nos corpos de prova de referência, 1º, 2º, 3º e 4º lotes, conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 8522 (ABNT, 2008).

Os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade para todos os lotes podem ser conferidos no apêndice C.

O comparativo dos valores de módulo de elasticidade médio entre o concreto C30 e C40 é apresentado na figura 4.4.

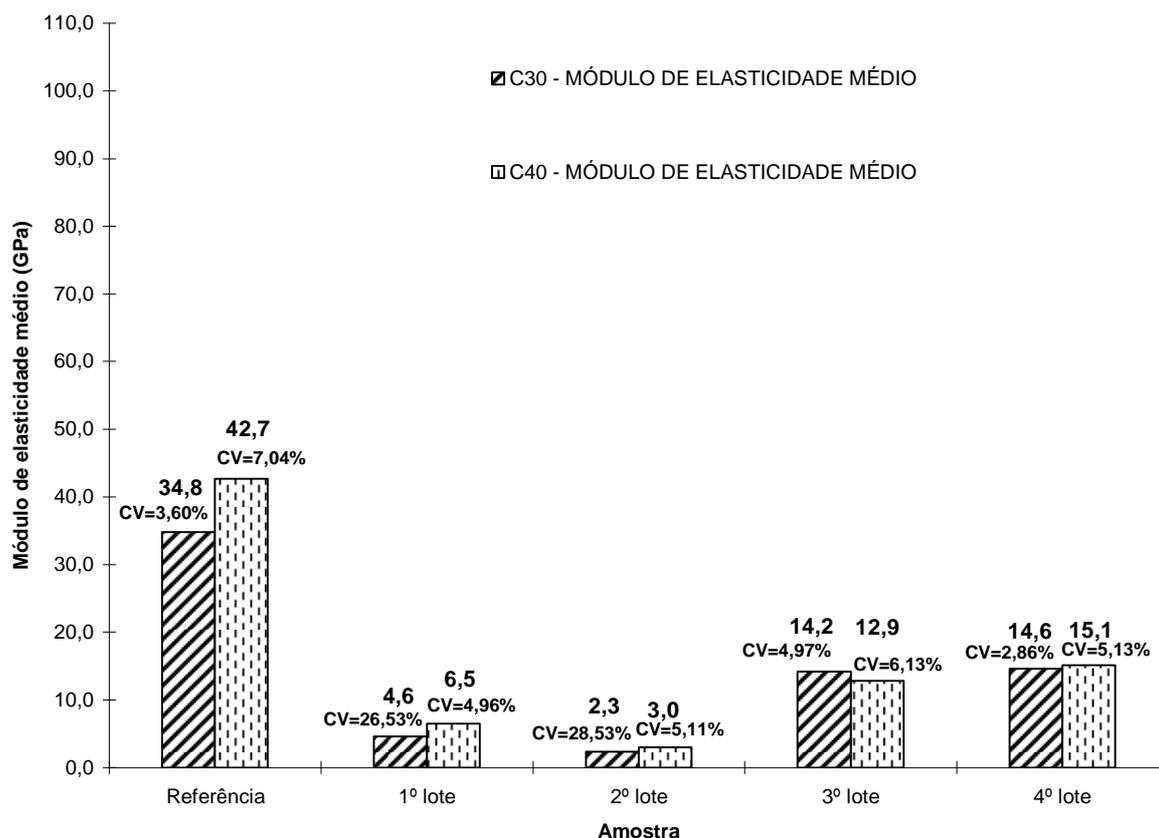


Figura 4.4. Comparativo do módulo de elasticidade médio entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40

A observação dos resultados mostra de maneira clara que no 1º e 2º lote onde o patamar de temperatura dos ciclos térmicos foi maior, em torno de 467°C, ocorreu maior redução do módulo de elasticidade médio do que nas amostras do 3º e 4º lote, onde a temperatura máxima dos ciclos ficou próxima a 250°.

O incremento na redução do módulo de elasticidade com a elevação da temperatura verificado neste experimento, converge com os trabalhos apresentados por Silva *et al.* (2002a), Xiao e König (2004), NBR 15200 (ABNT, 2004), Lark e Barr (2005), Bizzo, Souza e Júnior (2006), Gardner, Chang *et al.* (2006), Lima *et al.* (2006) e Lima, Kirchhof e Silva Filho (2007).

É interessante observar que nas amostras com concreto C40 do 4º lote, apesar de aparentemente não ter ocorrido redução no valor da resistência à compressão axial média (ver figura 4.1) em relação ao material de referência, fica evidenciado que para o caso do módulo de elasticidade essa redução ocorreu.

Lima *et al.* (2006) obtiveram um resultado muito similar a esse quando avaliaram o incremento de temperatura sobre corpos de prova de dimensões de 100 x 200mm (diâmetro x altura). Os autores classificaram suas amostras como sendo de baixa e alta compactidade em função da relação água / aglomerante. Na apresentação dos resultados os autores identificam o concreto com resistência à compressão próxima a 70 MPa como sendo de alta compactidade, resistência essa, próxima às das amostras de referência do concreto C40 avaliadas nesse experimento. Da mesma maneira que foi observado no experimento da presente dissertação, Lima *et al.* (2006) constataram a ocorrência de um ligeiro aumento na resistência a compressão quando as temperaturas de exposição dos corpos de prova estavam próximas à 200°C, resultado esse já comentado na avaliação da resistência à compressão axial média. Ressalta-se que em relação ao módulo de elasticidade os autores informam que este decresce conforme ocorrem os incrementos da temperatura, independentemente da compactidade do concreto. As conclusões de Lima *et al.* (2006) corroboram os resultados obtidos para o módulo de elasticidade obtidos nesse experimento.

A figura 4.5 apresenta o módulo de elasticidade médio e equivalente percentual deste módulo para o 1º, 2º, 3º e 4º lote em relação à amostra de referência, para os corpos de prova com concreto C30.

O comparativo entre os valores obtidos para o módulo de elasticidade médio e equivalente percentual em relação à amostra de referência para os lotes de corpos de prova com concreto C40 é apresentado na figura 4.6.

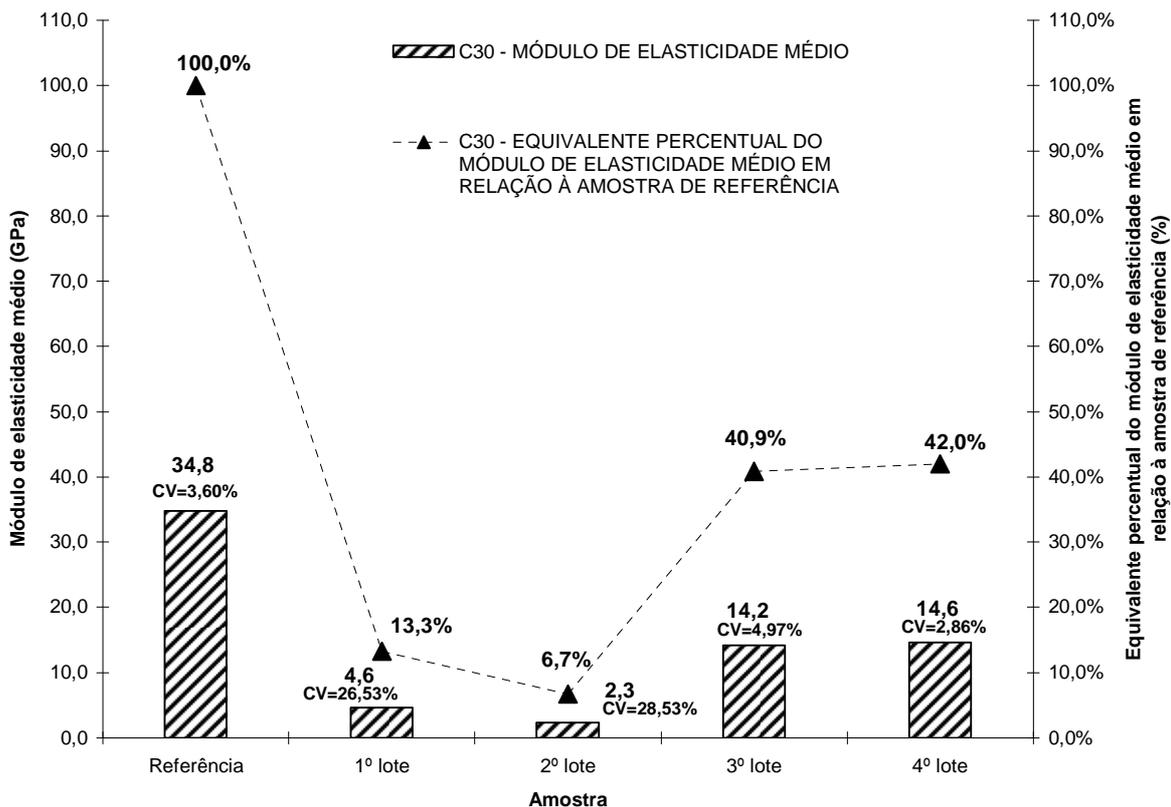


Figura 4.5. Módulo de elasticidade médio e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C30

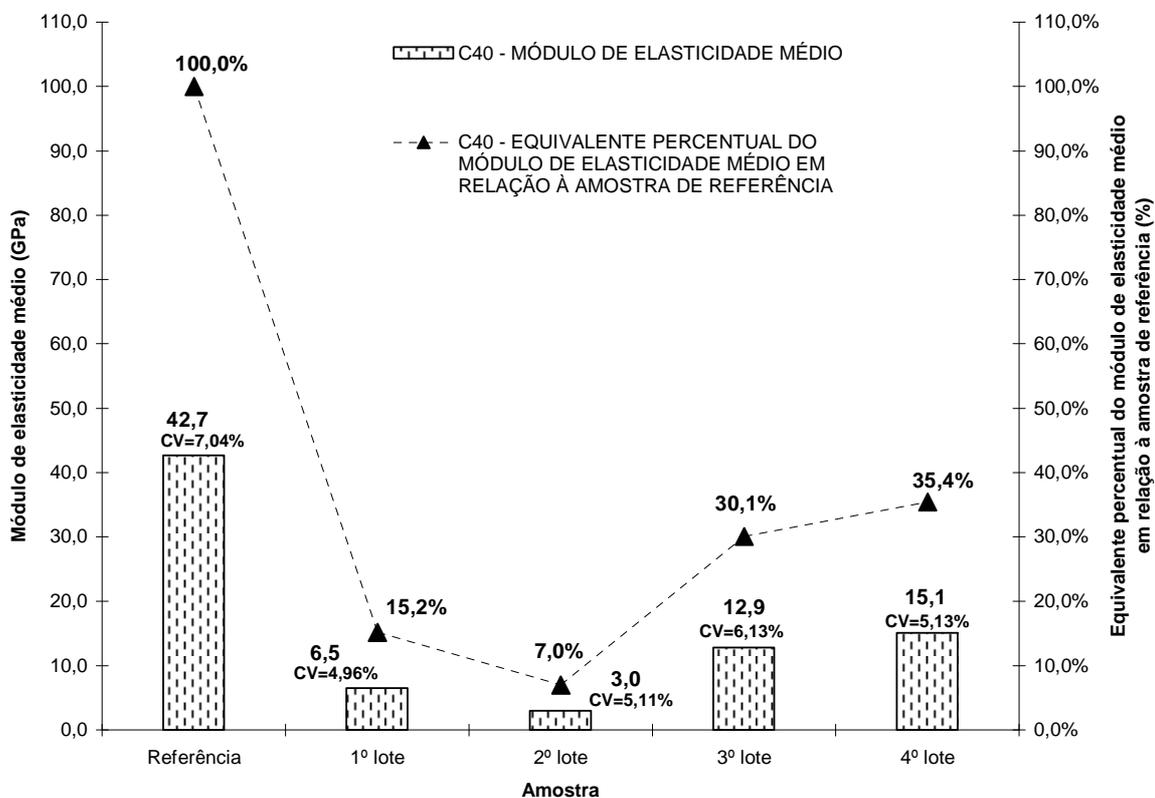


Figura 4.6. Módulo de elasticidade médio e equivalente percentual em relação à amostra de referência para o 1º, 2º, 3º e 4º lotes com concreto C40

A análise dos resultados indica que para as 02 classes de concreto avaliadas as amostras do 1º e 2º lote, onde a temperatura máxima identificada nos ciclos térmicos foi de aproximadamente 467°C, apresentaram módulo equivalente percentual em relação à amostra de referência em patamares bem próximos, porém nota-se que o coeficiente de variação (CV) é elevado para as amostras com concreto C30, indicando que o resultado pode não ser plenamente aceitável.

#### **4.4 ÍNDICE DE VAZIOS E ABSORÇÃO DE ÁGUA**

A fim de averiguar se ocorreu algum incremento no volume de poros permeáveis das amostras após a exposição aos ciclos térmicos, foi verificado o índice de vazios e a absorção de água nos corpos de prova de referência, 1º, 2º, 3º e 4º lotes, conforme os procedimentos estabelecidos na NBR 9778 (ABNT, 2006)

Os resultados dos ensaios de verificação do índice de vazios e absorção de água de todos os lotes podem ser conferidos no apêndice D.

O comparativo entre os valores obtidos para o índice de vazios médio para os lotes de corpos de prova com concreto C30 e C40 é apresentado na figura 4.7.

A figura 4.8 apresenta os índices de absorção de água médios para as amostras com concreto C30 e C40.

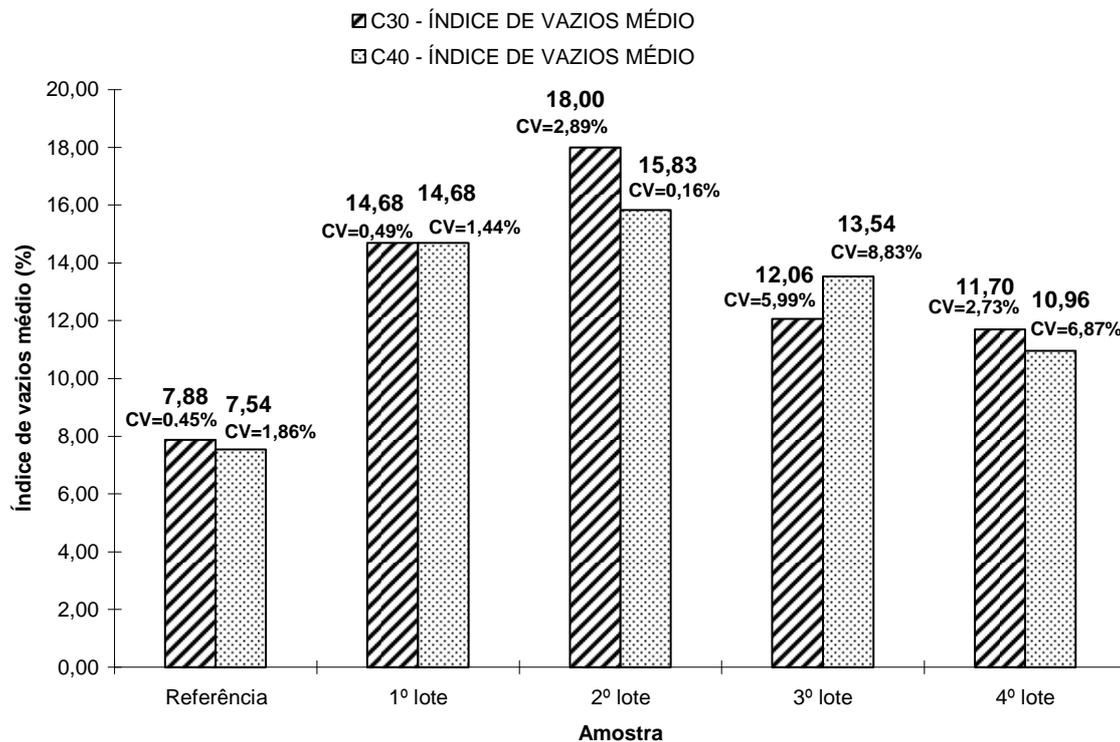


Figura 4.7. Comparativo do índice de vazios médio entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40

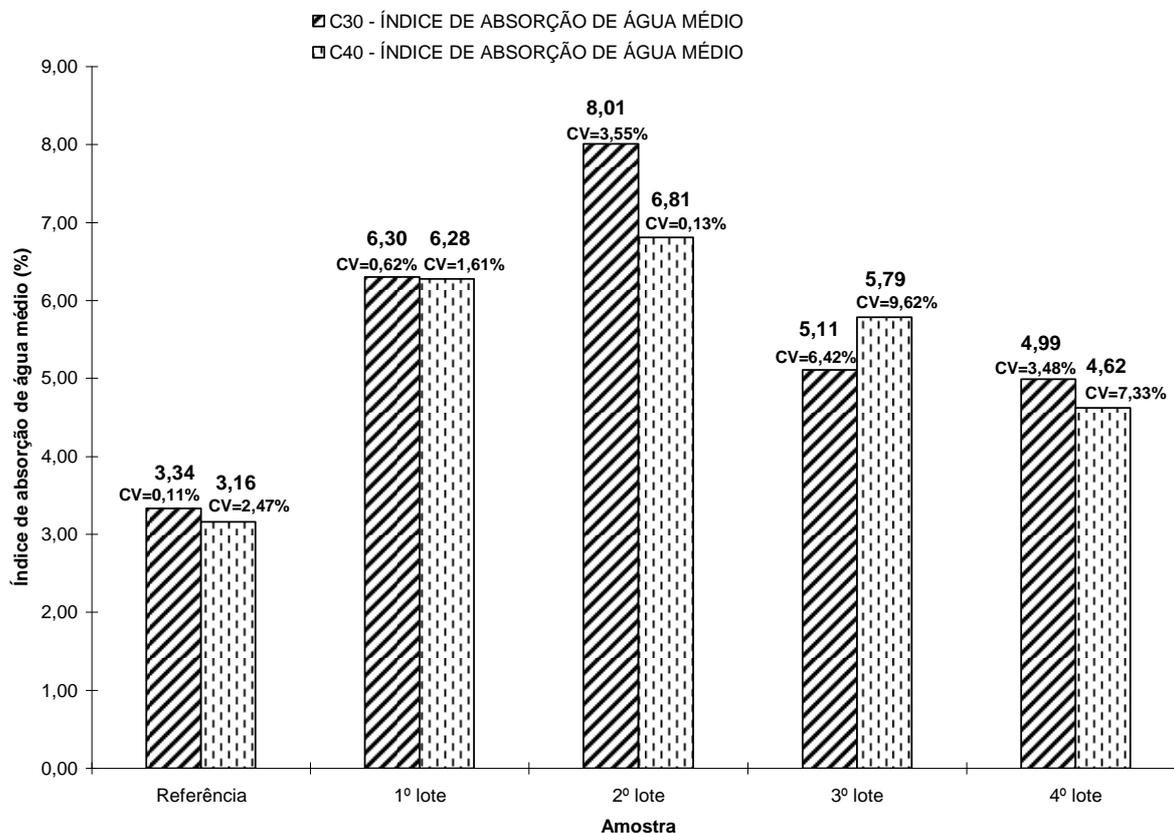


Figura 4.8. Comparativo do índice de absorção de água médio entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40

Pela observação da figura 4.7 e figura 4.8, percebe-se que para todas as amostras ocorreu o incremento do índice de vazios e absorção de água. A comparação dos resultados deste experimento com os estudos analisados na referência bibliográfica, indica que o aumento no índice de vazios e absorção de água convergem com os resultados apresentados por Chan, Peng e Anson (1999), Heikal (2000) e Silva et al. (2002b).

Quando se analisa o incremento percentual do índice de vazios em relação à amostra de referência, nota-se que para o concreto C30 do 3º e 4º lote apresentado na figura 4.9, onde os patamares de temperatura máxima são próximos, o incremento do índice aparentemente não é diferente.

Ao se avaliar esse índice para os mesmos lotes das amostras do concreto C40 apresentadas na figura 4.10, percebe-se que o incremento percentual do índice de vazios na amostra do 4º lote é quase que a metade do incremento do índice nas amostras do 3º lote, sendo 45,29% e 79,51% respectivamente.

Provavelmente o índice de vazios menor nas amostras do 4º lote para o concreto C40 justifique a maior resistência à compressão axial verificada e comentada na análise dos resultados dessa propriedade.

É importante ressaltar que existe uma diferença entre características dos ciclos de radiação térmica entre o 3º e 4º lote, onde para o 3º lote os ciclos acontecem de forma mais intensa com 160 minutos de duração e intervalos aproximados de 160 minutos. Já para as amostras do 4º lote os ciclos têm duração aproximada de 6 a 9 minutos com intervalos aproximados de 35 minutos entre ciclos. Pode-se supor que a duração e intervalo entre ciclos influenciem de maneira diferenciada nas alterações do índice de vazios.

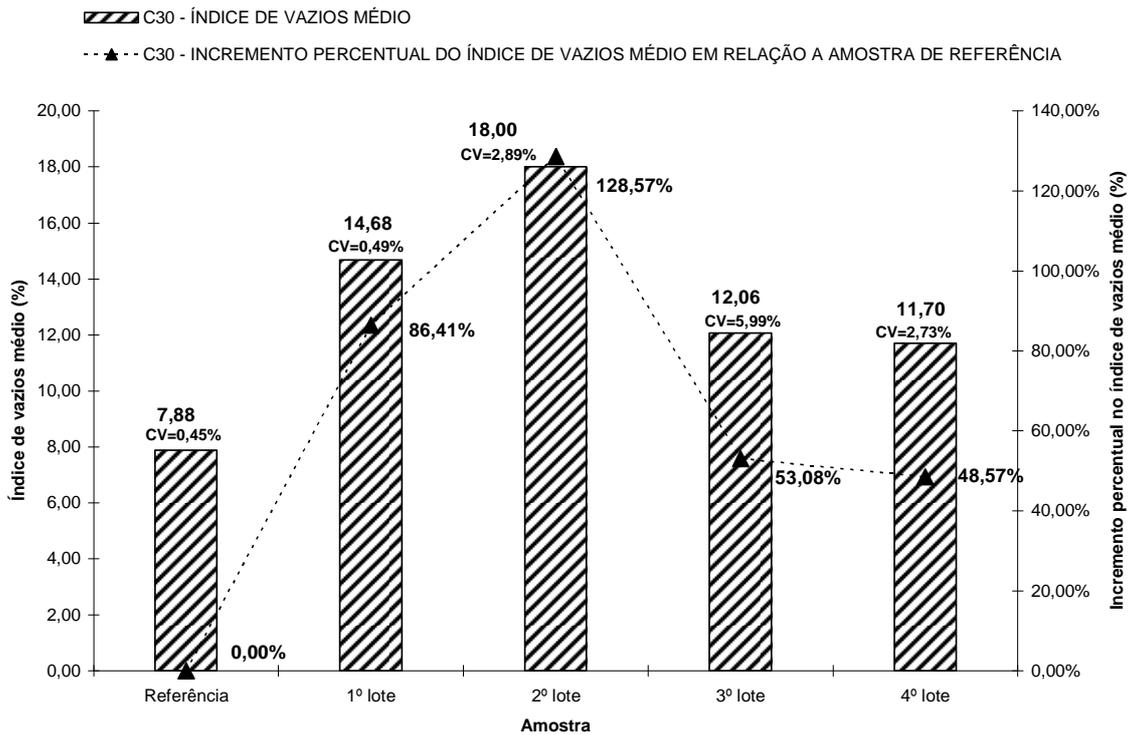


Figura 4.9. Índice de vazios médio e o incremento percentual deste índice em relação a amostra de referência para amostras com concreto C30

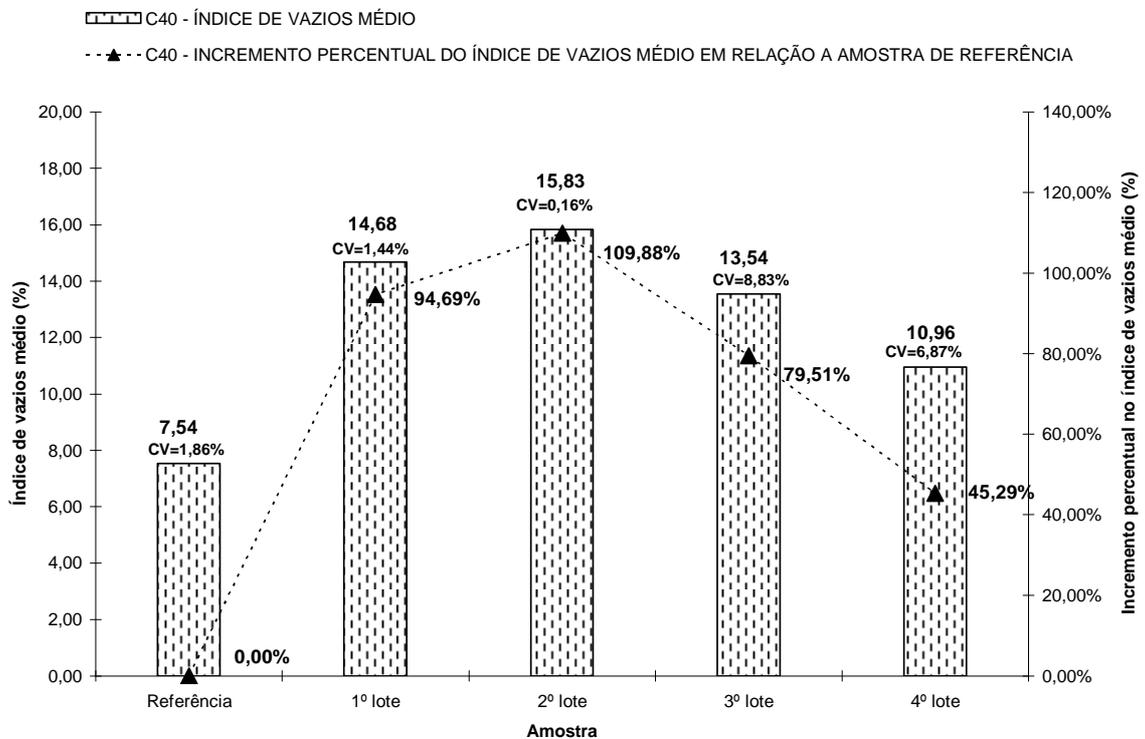


Figura 4.10. Índice de vazios médio e o incremento percentual deste índice em relação à amostra de referência para amostras com concreto C40

Ao se analisar o incremento no índice de absorção de água, observa-se uma repetição de ocorrências similares aos resultados para o índice de vazios, conforme apresentado na figura 4.11 e figura 4.12.

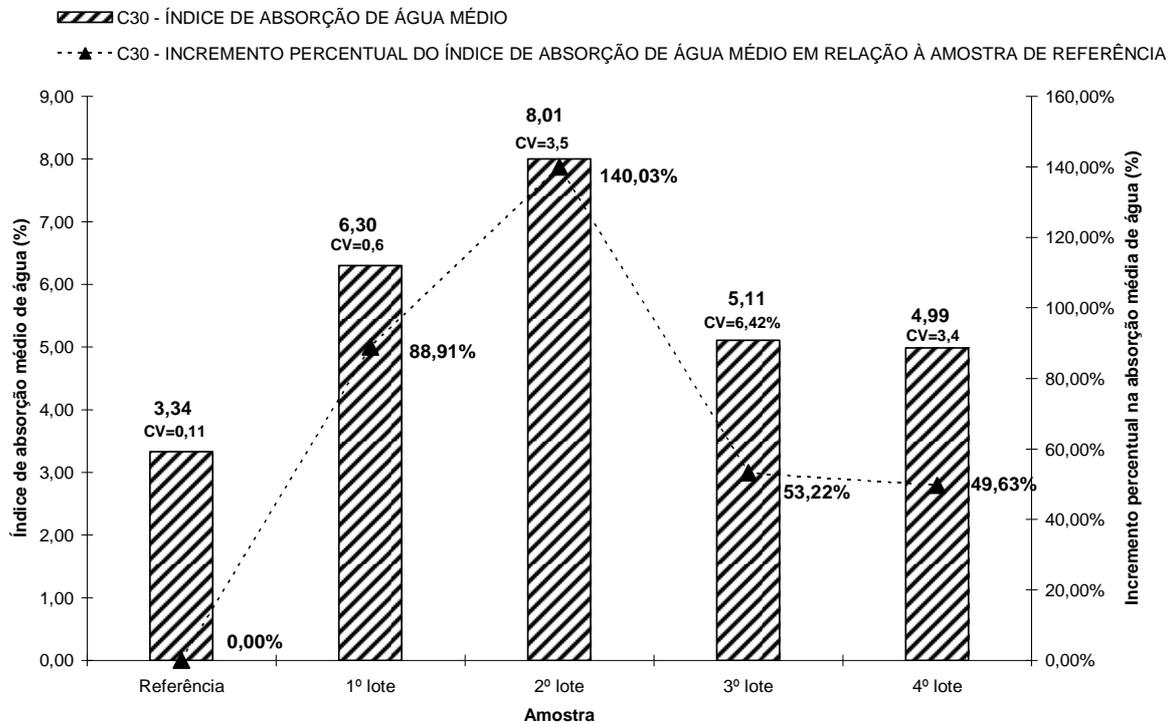


Figura 4.11. Índice de absorção de água médio e o incremento percentual deste índice em relação a amostra de referência para amostras com concreto C30

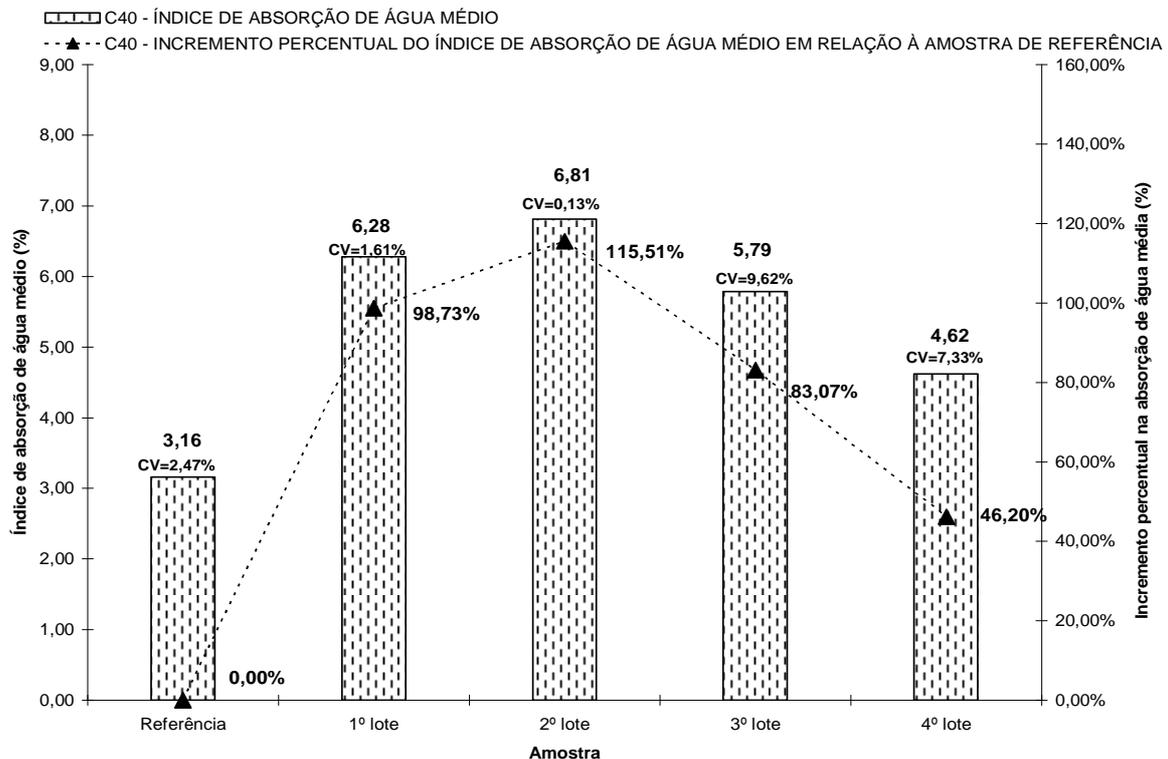


Figura 4.12. Índice de absorção de água médio e o incremento percentual deste índice em relação a amostra de referência para amostras com concreto C40

## 4.5 ADERÊNCIA DAS ARMADURAS

A influência de ciclos de elevadas temperatura sobre a aderência entre o concreto e a armadura foi avaliada em relação ao arrancamento conforme os procedimentos estabelecidos no RC6 (CEB, 1983)

De maneira resumida a referida norma prevê que a armadura seja extraída do maciço de concreto com um controle da velocidade da força de arrancamento, anotando-se a relação entre a força de arrancamento e o deslocamento da barra durante o ensaio. No caso deste experimento somente foi registrada a força final onde ocorreu a perda total de aderência entre a barra e a armadura.

Os resultados dos ensaios de aderência das armaduras para todos os lotes podem ser conferidos no apêndice E.

O comparativo entre os valores obtidos para a verificação da aderência entre a armadura e o concreto nos lotes de corpos de prova com concreto C30 e C40 é apresentado na figura 4.13.

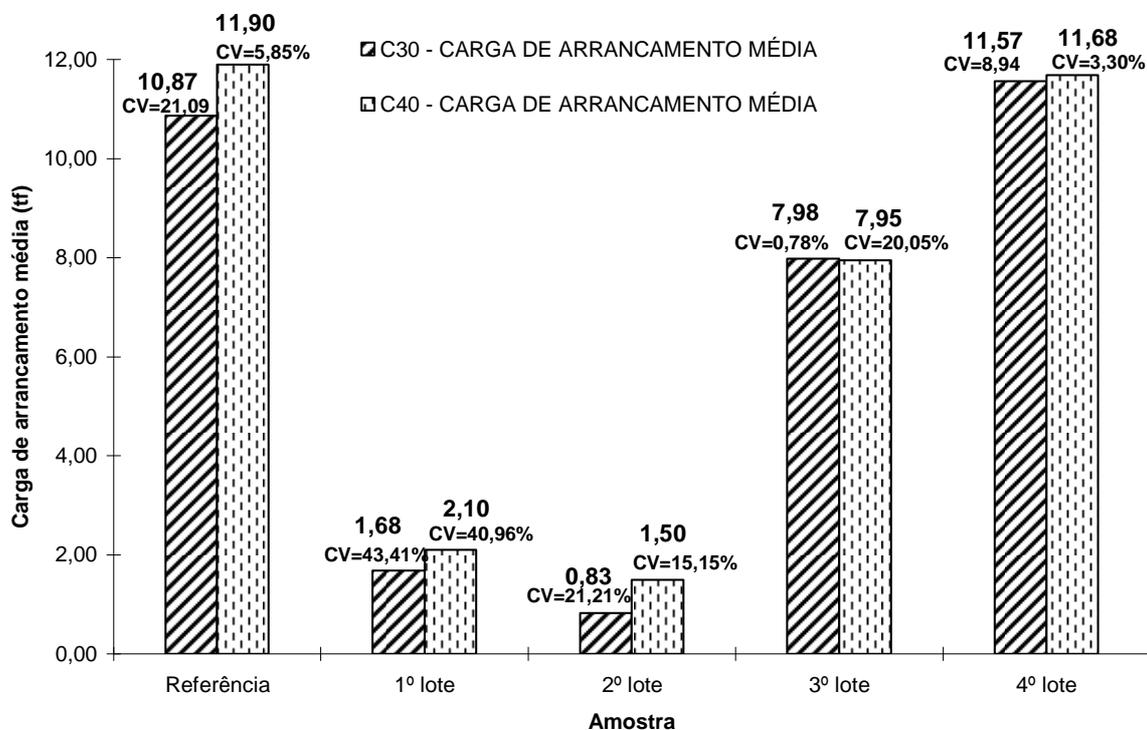


Figura 4.13 - Comparativo da carga de arrancamento média entre os lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30 e C40

Analisando a figura 4.13 nota-se que ocorreu uma redução acentuada do valor absoluto da carga de arrancamento média para as 02 classes de concreto avaliadas no 1º e 2º lote, onde sabidamente ocorreram as maiores temperaturas.

De maneira geral é possível concluir que neste experimento onde os corpos de prova do 1º, 2º e 3º lote ao serem submetidos a ciclos térmicos de mesma duração e intervalos, mas com diferentes intensidades de temperatura máxima, foi verificada uma redução de aderência entre a armadura e o aço.

Ao se avaliar os resultados obtidos para as amostras do 3º e 4º lotes, onde a temperatura máxima dos ciclos é muito próxima, mas com durações completamente distintas, percebe-se que no 4º lote praticamente não ocorreu redução na carga de arrancamento média. Esse fato talvez possa estar ligado ao fato de os corpos de prova utilizados para avaliação da carga de arrancamento possuírem um formato cúbico com dimensões de 200 x 200 x 200mm, ficando a armadura inserida em sua parte central, e talvez não chegando a receber influência direta da radiação térmica. Provavelmente esse fato ocorre devido à característica própria do ciclo nas amostras do 4º lote, onde o tempo de exposição é de 6 a 9 minutos com intervalos aproximados de 35 minutos. Pode-se então supor que a duração do ciclo provoque alterações diferentes em função da profundidade no elemento de concreto.

Observando a figura 4.14 e figura 4.15 nota-se que para todos os lotes de corpos de prova, o equivalente percentual da carga de arrancamento média se apresenta ligeiramente proporcional ao equivalente percentual da resistência à compressão axial média. Essa proporcionalidade vai de encontro às conclusões que Fernandez Cánovas (1988) apresenta nos resultados obtidos com seus estudos sobre a aderência do concreto com o aço. Os resultados também convergem para as conclusões obtidas por Neville (1997) em seus estudos.

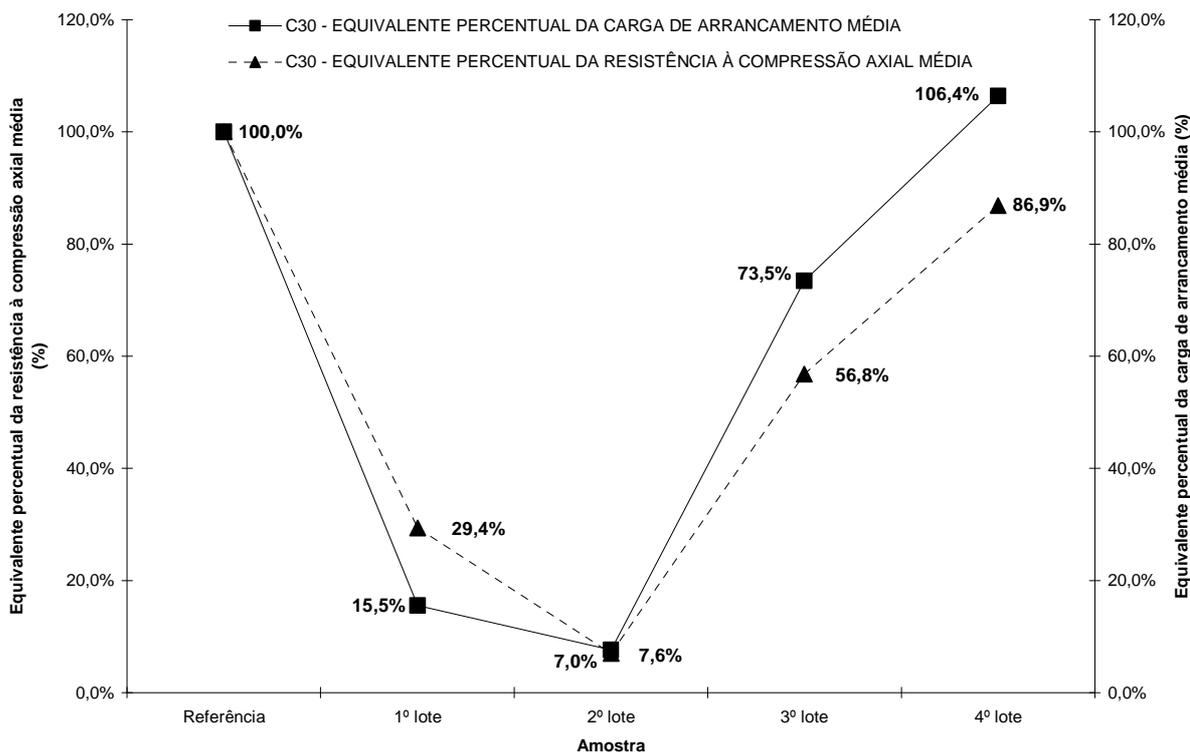


Figura 4.14 - Comparativo entre o equivalente percentual da carga de arrancamento média e o equivalente percentual da resistência à compressão axial média para amostras com concreto C30

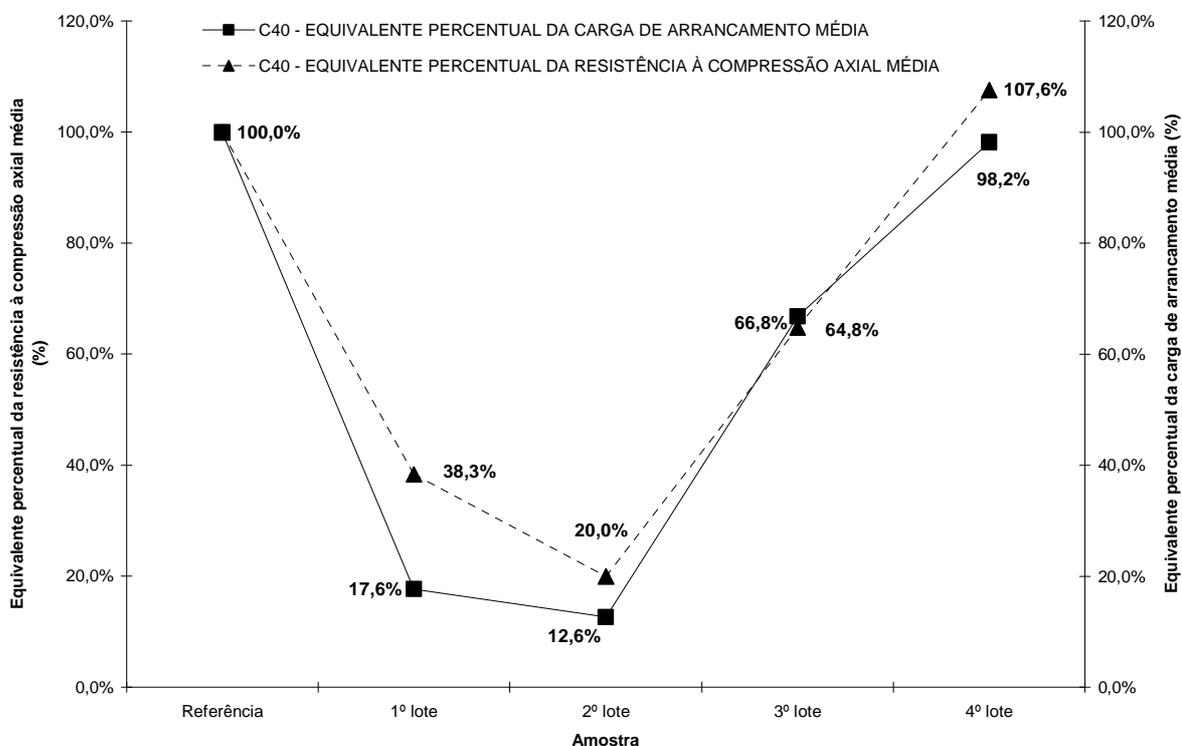


Figura 4.15 - Comparativo entre o equivalente percentual da carga de arrancamento média e o equivalente percentual da resistência à compressão axial média para amostras com concreto C40

## 4.6 PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

A fim de verificar se existe alguma relação entre os ciclos térmicos e a carbonatação, foi executado o ensaio de verificação da profundidade de carbonatação. O ensaio foi em um corpo de prova de cada lote através da aspersão de uma solução alcoólica de fenolftaleína a 0,1% na superfície do concreto dos corpos de prova, logo após serem separados em 02 partes na sua região central. A medida da profundidade de carbonatação foi obtida através da média entre 04 medições ortogonais realizadas com paquímetro

Os resultados da verificação da profundidade de carbonatação podem ser conferidos no apêndice F.

O comparativo entre os valores obtidos para a profundidade de carbonatação nos lotes de corpos de prova com concreto C30 e C40 é apresentado na figura 4.16.

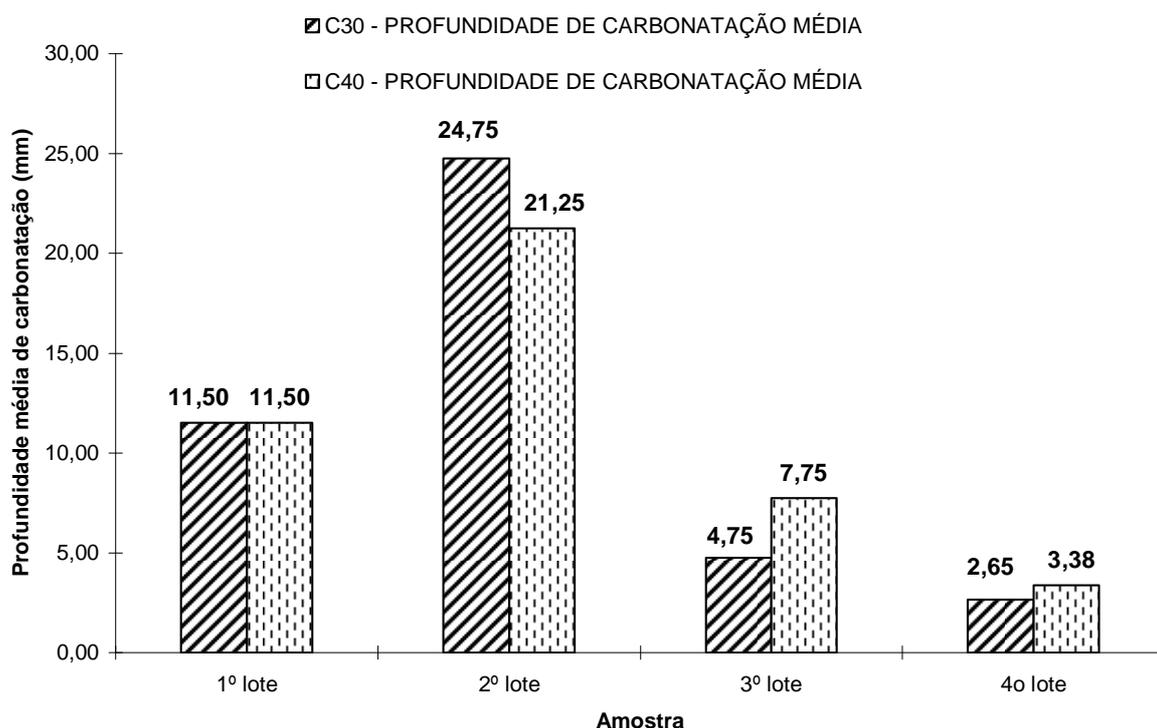


Figura 4.16 - Comparativo da profundidade de carbonatação para amostras com concreto C30 e C40

Verifica-se que a profundidade de carbonatação foi maior nos corpos de prova do 1º e 2º lote, ou seja, nas amostras que ficaram sub metidos aos maiores patamares de temperaturas.

Percebe-se também que os dois tipos de concreto apresentaram variações na profundidade de carbonatação muito próximas.

## 4.7 MICROESTRUTURA

A fim de verificar as possíveis alterações na microestrutura do concreto submetido aos ciclos térmicos foram realizados ensaios de caracterização mineralógica<sup>1</sup> por difratometria de raios X e análise termodiferencial e termogravimétrica.

### 4.7.1 Difratometria de raio X

Os compostos cristalizados identificados nas amostras de argamassa extraídas da região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C30 são apresentados no quadro 4.1.

Quadro 4.1. Compostos cristalizados identificados nas amostras de argamassa - lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C30

Minerais	Quimismo Aproximado	Amostra / Freqüência relativa								
		Referência	1º lote - Núcleo	1º lote - Borda	2º lote - Núcleo	2º lote - Borda	3º lote - Núcleo	3º lote - Borda	4º lote - Núcleo	4º lote - Borda
Mica	$K(Mg,Fe)_3(OH,F)_2(Al,Fe)Si_3O_{10}$	*	*	*	*	*	*	*	*	*
Anfibólio	$Ca_2(Mg,Fe,Al)_5(Al,Si)_8O_{22}(OH)_2$	tr	-	tr	tr	tr	-	-	-	-
Portlandita	$Ca(OH)_2$	-	-	-	-	-	*	*	**	**
Akermanita	$Ca_2MgSi_2O_7$	-	-	*	**	**	-	-	-	-
Merwinita	$Ca_3Mg(SiO_4)_2$	-	-	-	**	**	-	-	-	tr
Quartzo	$SiO_2$	***	***	***	***	**	***	***	***	***
Feldspato	$(K,Na)[Al/Si_3O_8] - CaAl_2Si_2O_8$	*	tr	*	*	*	tr	*	tr	*
Anidrita	$CaSO_4$	-	-	**	*	***	-	tr	-	-
Calcita	$CaCO_3$	*	*	*	*	tr	*	**	tr	*
Minerais anidros de Clínquer	Silicatos cálcicos anidros	*	tr	-	*	-	*	*	*	*

Simbologia: nd = não detectado      \*\* = pouco freqüente  
tr = traços                              \*\*\* = freqüente  
\* = presente                              \*\*\*\* = muito freqüente

NOTA: A avaliação semiquantitativa (expressa em número de asteriscos) das fases está fundamentada na altura dos picos de difração, cuja intensidade é função do teor, da simetria e do grau de cristalinidade do constituinte

O quadro 4.2 apresenta os compostos cristalizados identificados nas amostras de argamassa extraídas da região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C40.

<sup>1</sup> As análises de caracterização mineralógica foram realizadas pela Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP com o acompanhamento do autor desta dissertação.

Quadro 4.2. Compostos cristalizados identificados nas amostras de argamassa - lotes de referência, 1º, 2º, 3º e 4º para amostras com concreto C40

Minerais	Quimismo Aproximado	Amostra / Frequência relativa								
		Referência	1º lote - Núcleo	1º lote - Borda	2º lote - Núcleo	2º lote - Borda	3º lote - Núcleo	3º lote - Borda	4º lote - Núcleo	4º lote - Borda
Mica	$K(Mg,Fe)_3(OH,F)_2(Al,Fe)Si_3O_{10}$	*	*	*	*	**	tr	tr	*	*
Anfibólio	$Ca_2(Mg,Fe,Al)_5(Al,Si)_8O_{22}(OH)_2$	tr	tr	-	tr	tr	-	-	-	tr
Portlandita	$Ca(OH)_2$	*	tr	-	tr		tr	-	*	-
Akermanita	$Ca_2MgSi_2O_7$	-	-	**	-	*	-	*	-	-
Merwinita	$Ca_3Mg(SiO_4)_2$	-	-		-		-	tr	-	-
Quartzo	$SiO_2$	***	***	***	***	**	***	***	***	***
Feldspato	$(K,Na)[Al/Si_3O_8] - CaAl_2Si_2O_8$	*	*	tr	tr	tr	tr	tr	*	*
Anidrita	$CaSO_4$	-	tr	***	tr	***	-	*	-	-
Calcita	$CaCO_3$	tr	**	**	*	-	*	**	*	**
Minerais anidros de Clínquer	Silicatos cálcicos anidros	*	*	tr	*	-	*	*	*	*

Simbologia: nd = não detectado      \*\* = pouco freqüente  
tr = traços                                \*\*\* = freqüente  
\* = presente                                \*\*\*\* = muito freqüente

NOTA: A avaliação semiquantitativa (expressa em número de asteriscos) das fases está fundamentada na altura dos picos de difração, cuja intensidade é função do teor, da simetria e do grau de cristalinidade do constituinte

A apresentação gráfica dos compostos cristalizados identificados nas amostras de argamassa extraídas da região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C30 e C40 pode ser conferida no apêndice G.

#### 4.7.2 Análise termodiferencial e termogravimétrica

As análises termodiferenciais e termogravimétricas foram realizadas submetendo as amostras de argamassa provenientes do núcleo e das bordas dos corpos de prova ao aquecimento até 1000°C em conjunto com um padrão inerte, utilizando-se a uma taxa de 10°C/min.

Durante o aquecimento a temperatura da amostra é comparada a temperatura do padrão inerte e dessa maneira são identificadas as reações que ocorrem durante esse aquecimento. Ao mesmo tempo, uma micro balança acoplada ao sistema determina as variações de massa que ocorrem nas amostras resultantes de algumas dessas reações. Os termogramas obtidos à partir das amostras analisadas, possibilitou a identificação das reações constantes no quadro 4.3.

Quadro 4.3. Caracterização por análise termodiferencial e termogravimétrica

Temperatura do pico (°C)	Natureza da reação	Interpretação
70 - 100	Endotérmica	Perda de água livre
450-500	Endotérmica	Decomposição do hidróxido de cálcio - portlandita
575-580	Endotérmica	Transformação de quartzo $\alpha$ em quartzo $\beta$
670 – 685	Endotérmica	Decomposição dos carbonatos (calcita)
860 -867	Exotérmica	Devitrificação das escórias ou formação de compostos aluminosos (mulita)

Analisando-se as curvas termogravimétricas foram determinadas as perdas de massa por faixas de temperatura. A partir destas perdas de massa, estimou-se o teor de portlandita e carbonato (calcita) presente nas amostras. Os resultados obtidos são apresentados no quadro 4.4.

Quadro 4.4. Resultado dos ensaios de termogravimetria

Amostra	Perda de Massa (%)					Teor dos compostos (% base seca)	
	20-200°C	200-400°C	400-500°C	500-800°C	Total	Ca(OH) <sub>2</sub>	Carbonato
	Referência - concreto fck $\geq$ 30 MPa	4,63	1,50	0,60	1,00	7,73	4,5
1º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 30 MPa	0,73	0,33	0,20	1,40	2,66	1,4	3,2
1º lote – borda - concreto fck $\geq$ 30 MPa	0,60	0,25	0,13	0,52	1,50	0,9	1,2
2º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 30 MPa	0,53	0,27	0,07	0,10	0,97	0,5	0,2
2º lote – borda - concreto fck $\geq$ 30 MPa	0,50	0,07	0,03	0,03	0,63	0,2	0,1
3º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 30 MPa	1,50	1,70	0,80	1,17	5,17	5,8	2,7
3º lote – borda - concreto fck $\geq$ 30 MPa	1,97	1,47	0,90	1,70	6,04	6,6	3,9
4º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 30 MPa	2,27	1,73	0,87	0,40	5,27	6,4	0,9
4º lote – borda - concreto fck $\geq$ 30 MPa	2,20	1,47	0,47	0,53	4,67	3,4	1,2
Referência - concreto fck $\geq$ 40 MPa	6,60	1,87	0,80	0,97	10,24	6,1	2,4
1º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 40 MPa	0,83	0,43	0,27	1,53	3,06	1,9	3,5
1º lote – borda - concreto fck $\geq$ 40 MPa	1,07	0,43	0,17	1,57	3,24	1,2	3,6
2º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 40 MPa	1,73	0,50	0,23	0,43	2,89	1,7	1,0
2º lote – borda - concreto fck $\geq$ 40 MPa	0,53	0,23	0,07	0,13	0,96	0,5	0,3
3º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 40 MPa	1,17	1,53	1,20	1,90	5,80	8,7	4,4
3º lote – borda - concreto fck $\geq$ 40 MPa	2,23	1,37	0,83	3,30	7,73	6,1	7,7
4º lote – núcleo - concreto fck $\geq$ 30 MPa	3,20	1,73	0,47	0,80	6,20	3,5	1,8
4º lote – borda - concreto fck $\geq$ 30 MPa	3,47	1,07	0,80	1,80	7,14	5,9	4,2

- 20°C – 200°C – Perda de água livre e ou adsorvida
- 200°C - 400°C - Decomposição de aluminatos cálcicos hidratados e CSH.
- 400°C - 500°C - Decomposição do hidróxido de cálcio (portlandita)
- 500°C - 800°C - Decomposição dos carbonatos
- Os teores de portlandita e calcita foram calculados com base na perda de massa teórica desses minerais de respectivamente 13,9% e 44%

O comparativo entre os valores obtidos para o teor de Ca(OH)<sub>2</sub> na região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C30 é apresentado na figura 4.17.

A figura 4.18 apresenta o comparativo dos teores de Ca(OH)<sub>2</sub> na região do núcleo e borda para as amostras com concreto C40.

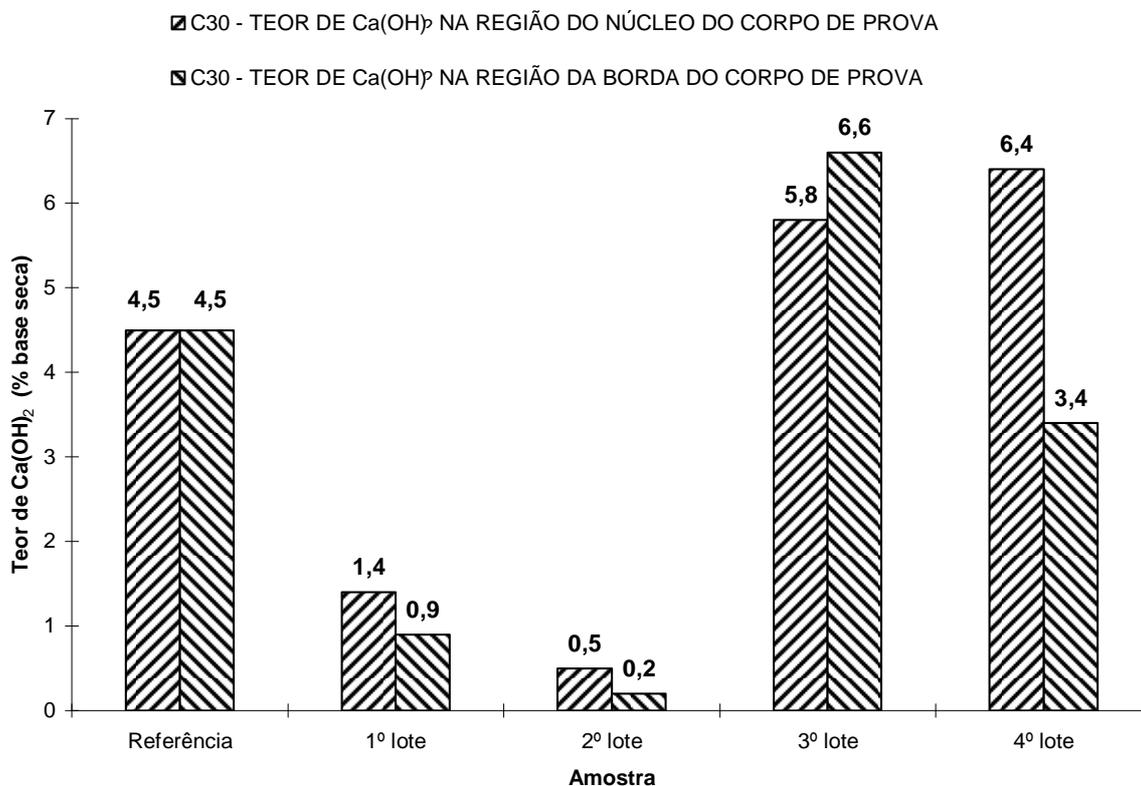


Figura 4.17 - Comparativo do teor de  $\text{Ca(OH)}_2$  na região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C30

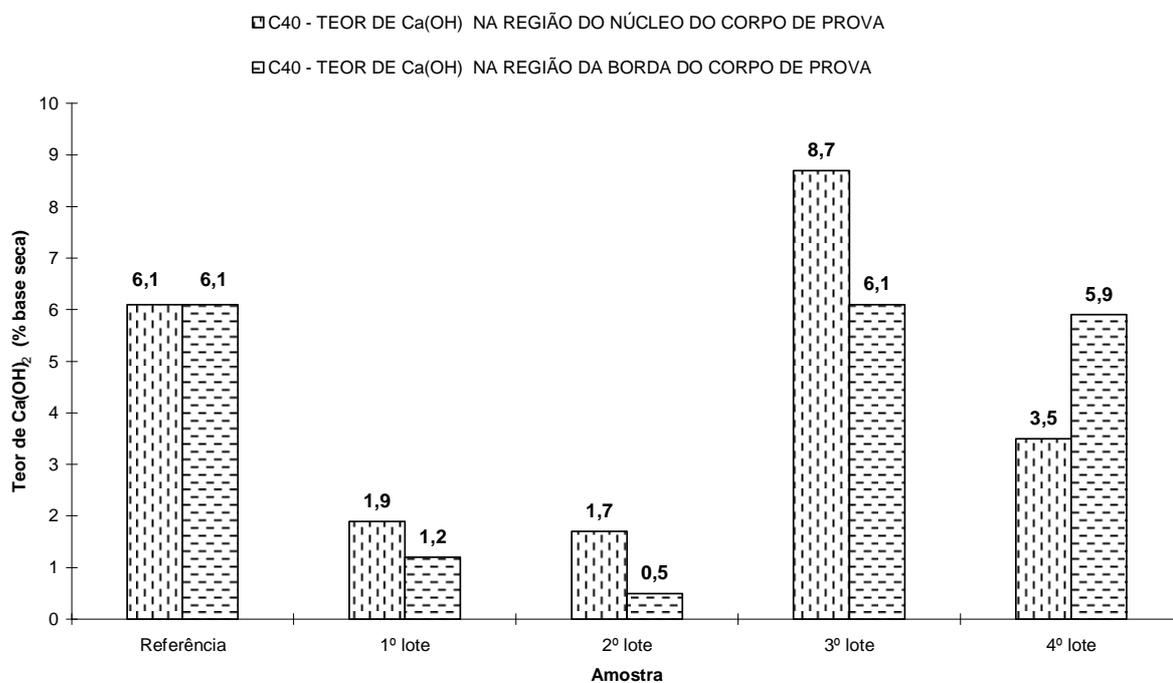


Figura 4.18 - Comparativo do teor de  $\text{Ca(OH)}_2$  na região do núcleo e borda dos corpos de prova com concreto C40

De um modo geral as amostras submetidas aos ciclos sucessivos de aquecimento apresentam mineralogia distinta daquela observada nas amostras de referência.

As amostras de argamassa extraídas dos concretos são constituídas principalmente por minerais relacionados ao agregado graúdo e miúdo, quartzo, feldspato, mica e anfibólio. Ocorrem também minerais relacionados à presença de cimento anidro constituídos principalmente por silicatos de cálcio anidros. Como minerais hidratados identificou-se em algumas amostras apenas a portlandita (hidróxido de cálcio).

A calcita (carbonato de cálcio) foi identificada em várias amostras e pode estar relacionada a composição dos cimentos nos quais é adicionada como filler calcário ou ser resultante de processos de carbonatação das argamassas antes ou mesmo após os processos de calcinação. A rigor em temperaturas superiores a 800°C não deveriam estar presentes, fato que sugere a hidratação/carbonatação dessas amostras após coleta.

Compostos com estrutura e composição similar aos minerais naturais akermanita (melilita) e merwinita são observados nessas amostras. A presença desses minerais indica que as amostras foram submetidas a temperaturas elevadas (provavelmente superiores a 1000°C) de modo a possibilitar a sua cristalização. A formação dessa mineralogia pode estar ligada a um rearranjo a partir da decomposição do CSH ou mesmo a partir de fragmentos de escória anidra provavelmente ainda presentes na argamassa.

Em algumas amostras, em particular aquelas retiradas da borda dos corpos-de-prova, verificou-se a presença importante de anidrita (sulfato de cálcio anidro). Este fato sugere que além de estarem expostos a temperaturas elevadas, os concretos ainda foram submetidos a uma atmosfera rica em enxofre (provavelmente gases sulfurosos) que se precipitaram na superfície dos corpos de prova e reagiram com o óxido ou o hidróxido de cálcio presentes. A penetração do enxofre e a cristalização de anidrita podem ocasionar o aparecimento de tensões internas no concreto e contribuir para seu processo de desagregação.

As análises termodiferenciais e termogravimétricas revelam que todas as amostras calcinadas apresentam perdas de massa inferiores as observadas nos concretos de referência. Por outro lado, quando se comparam as amostras, não se observa um padrão claro entre as perdas de massa total ou mesmo entre as perdas de massa individuais por faixa de temperatura. Nem mesmo entre núcleo e borda dos concretos observou-se algum padrão consistente. Esse fato deve ser melhor analisado a luz das condições de calcinação das amostras, devendo-se ainda considerar as dificuldades em se manter um padrão nos processos de separação da argamassa do agregado graúdo.

Finalmente, cumpre comentar que análises complementares feitas ao microscópio eletrônico de varredura não revelaram diferenças texturais significativas entre os concretos de referência e os calcinados.

A análise do comparativo do teor de  $\text{Ca(OH)}_2$  mostra que no 1º e 2º lote, onde ocorreram as maiores temperaturas durante os ciclos térmicos, o teor de  $\text{Ca(OH)}_2$  é consideravelmente mais baixo do que no 3º e 4º lote, justificando a maior profundidade de carbonatação verificada em ensaio específico.

## **5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **5.1 INTRODUÇÃO**

No capítulo anterior apresentaram-se os resultados dos ensaios executados, e a partir destes desenvolveu-se uma análise dos mesmos procurando buscar uma associação com os trabalhos pesquisados na revisão bibliográfica.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões finais da pesquisa e as recomendações para trabalhos futuros.

### **5.2 CONCLUSÕES GERAIS**

Com base nos resultados obtidos neste programa experimental, para as variáveis e condições de ensaio, puderam-se obter as conclusões gerais listadas a seguir:

Todos os lotes de corpos de prova sofreram algum tipo de alteração nas propriedades físicas avaliadas (resistência à compressão, módulo de elasticidade, absorção de água e porosidade, aderência das armaduras), na matriz cimentícia (carbonatação) e microestrutura (perda de massa, alteração dos produtos da hidratação do cimento). Essas alterações compõem de maneira bem caracterizada o quadro de degradação do concreto constatada nos diversos locais pesquisados.

É interessante constatar que mesmo existindo ciclos térmicos de mesma duração e intervalos, mas com temperaturas máximas diferentes como retratado no 1º, 2º e 3º lote, prevalece a maior degradação onde ocorre m as maiores temperaturas. Nota-se no caso dos corpos de prova do 1º e 2º lote, onde ocorrem as maiores temperaturas máximas dos ciclos de radiação térmica, a forte degradação nas amostras pesquisadas, com perda quase total da resistência à compressão e aderência das armaduras, maior redução no módulo de elasticidade, maior incremento no índice de vazios e absorção de água e maior redução do  $\text{Ca(OH)}_2$ , mostrando de maneira preocupante os cuidados que devem ser tomados para evitar esses efeitos nos locais onde acontecem essas situações.

Em quase todos os ensaios percebe-se que as amostras com concreto C40 obtiveram menor perda de suas propriedades que as amostras com concreto C30, sugerindo que devam ser utilizados concretos com maior resistência e menor relação a/c (água / cimento) para os locais onde existam ciclos de elevadas temperaturas nas condições de exposição similares às desta pesquisa.

Destaca-se ainda que os processos produtivos em indústrias de transformação acontecem em equipamentos dimensionados, produzidos e protegidos para desempenhar suas funções sob elevadas temperaturas, mas existe certo negligenciamento dos efeitos térmicos desses processos sobre as estruturas de concreto armado de sustentação dos equipamentos ali instalados.

Os custos com recuperação estrutural em locais que sofreram degradação devido à radiação térmica são elevados, e como exemplo é possível citar:

- Recuperação dos canais secundários de corrida do Alto Forno 2 da ArcelorMittal Tubarão (2007): U\$ 3.600.000,00 (três milhões e seiscentos mil dólares);
- Recuperação do canal secundário de corrida 3 do Alto Forno 3 da ArcelorMittal Tubarão (2008): U\$ 800.000,00 (oitocentos mil dólares).

É fundamental que as estruturas de concreto existentes em locais onde ocorrem ciclos de elevadas temperaturas possuam algum tipo de isolamento térmico a fim de evitar seus efeitos sobre o concreto.

É facilmente perceptível que as perdas, mesmo pequenas, de alguma propriedade do concreto induzem ao acontecimento de novos eventos de degradação tais como uma redução de módulo de elasticidade que torna o material mais sujeito à deformações, e por conseqüência mais propenso a abertura de fissuras. Essas fissuras permitirão a entrada de agentes agressivos que podem induzir a outros danos tais como a corrosão das armaduras.

Os resultados dos ensaios realizados podem de maneira cuidadosa, ser extrapolados para outras situações onde existem estruturas de concreto submetidas a ciclos de elevadas temperaturas.

Por fim reforça-se que a degradação do concreto devido à exposição prolongada a ciclos de radiação térmica é real e pouco conhecida, devendo ser prevista proteção térmica adequada em novos projetos a serem implantados.

### **5.3 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS**

Em relação à resistência à compressão axial destaca-se que em todos os lotes avaliados ocorreu sua redução, exceto nas amostras com concreto C40 do 4º lote. Conforme resultado dos estudos de autores pesquisados, supõe-se que esse fato pode ter ocorrido devido a um processo tardio de hidratação nos produtos do cimento. O autor deste trabalho acredita que o fato se deu provavelmente pela característica própria do ciclo térmico das amostras do 4º lote.

Destaca-se ainda que conforme resultados de outros autores, a redução da resistência à compressão média foi maior nas amostras que ficaram submetidas às maiores temperaturas.

Outra conclusão relevante em relação à resistência à compressão axial é a de que os efeitos dos ciclos térmicos foram maiores nas amostras com concreto C30. Essa constatação pôde ser mais facilmente visualizada quando foram avaliados os gráficos de equivalentes percentuais da resistência à compressão axial média na figura 4.2 e figura 4.3.

Quando se avaliou o módulo de elasticidade foi possível concluir que:

- Ocorreu a redução do módulo em todas as amostras avaliadas;
- Da mesma maneira que ocorreu com a resistência à compressão axial, foi verificada maior redução do módulo de elasticidade nas amostras que ficaram submetidas às maiores temperaturas.

Em relação à resistência à compressão axial e módulo de elasticidade, é importante ressaltar que as amostras que foram submetidas aos ciclos térmicos de elevadas temperaturas, apresentavam dimensões de 100 x 200mm (diâmetro e altura), e com essas medidas acredita-se que o efeito dos ciclos térmicos possa ter sido mais intenso nesse tipo de amostra. Desta maneira a associação dos resultados obtidos nos ensaios realizados nos corpos de prova com a real situação das estruturas de concreto existentes, talvez não seja de caráter direto, pois não foi avaliado neste experimento o efeito da redução da resistência à compressão axial e módulo de elasticidade em função da profundidade.

Destaca-se ainda que quando se avaliam ciclos térmicos de praticamente mesma temperatura máxima, mas com distintos tempos de duração, conforme ocorreu com as amostras do 3º e 4º lote, percebe-se que os efeitos são distintos: nas amostras do 3º lote, onde a duração do ciclo é maior, verificou-se maior redução na resistência à compressão axial. Quando se avaliou o módulo de elasticidade não foi constatada significativa diferença na redução desta propriedade entre as amostras do 3º e 4º lote. Esses resultados sugerem que a duração do ciclo térmico pode produzir efeitos distintos nestas duas propriedades.

A análise do índice de vazios e absorção de água mostrou que houve incremento destes índices em todas as amostras avaliadas, sendo que nas amostras submetidas às maiores temperaturas ocorreram os maiores incrementos.

Foi constatado que as amostras com concreto C40 do 4º lote apesar de estarem submetidas a um patamar de temperatura máxima muito próxima às do 3º lote, apresentaram menor índice de vazios, levando a crer que as características do ciclo térmico do 4º lote podem ter proporcionado um processo tardio de hidratação nos produtos do cimento, conforme resultados obtidos em estudos de outros autores. Esse resultado inclusive pode justificar o incremento da resistência à compressão axial verificado nestas amostras.

Para os resultados das análises de aderência das armaduras destaca-se que nas amostras que ficaram submetidas aos ciclos de maior duração da alta temperatura (1º, 2º e 3º lote), foram verificadas reduções desta propriedade. Já para as amostras do 4º lote, aonde a duração do ciclo térmico é menor, não se percebeu alteração na aderência das armaduras. É ressaltado que esse fato pode ter ocorrido devido ao formato dos corpos de prova avaliados, onde as armaduras estão posicionadas à aproximadamente 90mm de profundidade, e talvez, não recebendo influência da radiação térmica do local.

Em relação à profundidade de carbonatação concluiu-se que as maiores profundidades ocorreram nas amostras que ficaram submetidas às maiores temperaturas.

Em relação à microestrutura vale ressaltar que teor de  $\text{Ca(OH)}_2$  verificado no ensaio de termogravimetria confirmou as medidas de carbonatação realizadas em todas as amostras.

#### **5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Existe um vasto campo de pesquisa quando se analisa a área industrial do país. Existem diversas indústrias de transformação onde acontecem os mais variados ciclos de temperatura elevada atuando sobre estruturas de concreto. Com base

nos resultados alcançados nesta pesquisa, sugerem-se os seguintes temas para futuras pesquisas:

Avaliar outros tipos de ciclos térmicos de maneira a enriquecer a base de dados e os conhecimentos sobre o assunto;

Avaliar os efeitos de ciclos de elevadas temperaturas em relação à profundidade da peça de concreto, entendendo como reagem as estruturas, e o grau de comprometimento estrutural das edificações onde ocorrem esses efeitos;

Avaliar o efeitos de ciclos de elevadas temperaturas atuando conjuntamente com carregamentos;

Avaliar a especificação e eficiência de isolamentos térmicos necessários à proteção das estruturas de concreto submetidas a ciclos de temperatura elevada;

Pesquisar o uso de materiais (por exemplo as fibras metálicas) ou aditivos que adicionados ao concreto possam garantir uma maior durabilidade quando expostos a ciclos de temperaturas elevadas.

## **6 BIBLIOGRAFIA**

Neste capítulo, são apresentadas todas as referências realizadas ao longo do texto.

A bibliografia está dividida da seguinte maneira: referências bibliográficas, referências bibliográficas referentes às normas técnicas e as referências bibliográficas consultadas.

### **6.1 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS CONSULTADAS**

BIZZO, Laura Brum Prata; SOUZA, Adriana Aparecida Ambrósio de; MORENO JÚNIOR, Armando Lopes. Avaliação da redução de resistência mecânica do concreto em situação de incêndio. In: VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2006.

Fernández Cánovas, Manuel. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. 1ª Edição. São Paulo: Editora PINI, 1988.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. 5ª Edição. Rio de Janeiro: LTC Editora, 2007.

CASCUDO, Oswaldo. Estrutura Atômica e Molecular dos Materiais. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed.). **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. Volume 1. São Paulo: IBRACON, 2007. p.139-178.

CHAN, Y. N.; PENG, G. F.; ANSON, M. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperature. **Cement and Concrete Composites**, n.21, p.23-27, 1999.

CHANG, Y. F.; CHEN, Y. H.; SHEU, M. S.; YAO, G. C. Residual stress – strain relationship for concrete after exposure to high temperatures. **Cement and Concrete Research**, n.36, p.1999-2005, 2006.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antônio Domingos de; SILVA, Valdir Pignatta. **Aspectos Tecnológicos dos Materiais de Concreto em Altas Temperaturas**. In: Seminário Internacional do Núcleo de Pesquisa em Tecnologia da Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, 2002, São Paulo. **Anais**. NUTAU-2002, p.1278-1289.

METIDIARI FILHO, Cláudio Vicente. Qualidade e Desempenho na Construção Civil. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed.). **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. Volume 1. São Paulo: IBRACON, 2007. p.66

HANDOO, S. K.; AGARWAL, S.; AGARWAL, S. K. Physicochemical, mineralogical, and morphological characteristics of concrete exposed to elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, n.32, p.1009-1018, 2002.

HEIKAL, Mohamed. Effect of temperature on the physico-mechanical and mineralogical properties of Homra pozzolanic cement pastes. **Cement and Concrete Research**, n. 30, p. 1835-1839, 2000.

HUSEM, M. The effect of high temperatures on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete. **Fire safety journal**, n.41, p.155-153, 2006.

LIMA, R. C. A.; CAETANO, L. F.; GASTAL, F. P. S. L.; SILVA FILHO, L. C. Comparação das propriedades mecânicas residuais de concretos convencionais e de alta resistência sujeitos a elevadas temperaturas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48º, 2006, Rio de Janeiro. **Anais. IBRACON**, 2006. 1 CD, 48CBC0035.pdf.

LIMA, Rogério Cattelan Antochaves de; KIRCHHOF, Larissa Degluomini; SILVA FILHO, Luiz Carlos Pinto da. Concreto em altas temperaturas - Variação de propriedades mecânicas de concretos convencionais e de alta resistência em temperaturas elevadas. **Revista Concreto & Construções**. São Paulo, ano XXXIV, nº 46, p. 65-68, 2007.

MEHTA P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1ª Edição. São Paulo: Editora PINI, 1994.

MENOU, A.; MOUNAJED, G.; BOUSSA, H.; PINEAUD, A.; CARRE, H. Residual fracture energy of cement paste, mortar and concrete subject to high temperature. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, n.45, p.64-71, 2006.

NEVILLE, Adam Matthews. **Propriedades do Concreto**. 2ª Edição. São Paulo: Editora PINI, 1997.

PENG, Gai-Fei; HUANG, Zhi-Shan. Change in microstructure of hardened cement paste subjected to elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, n.22, p.593-599, 2008.

POON, Chi-Sun; AZHAR, Salman; ANSON, Mike; WONG, Yuk-Lung. Performance of metakaolin concrete at elevated temperatures. **Cement and Concrete Composites**, n.25, p.83-89, 2003.

SILVA, Cláudio Rigo da; TOLENTINO, Evandro; STARLING, Cícero Murta Diniz, VASCONCELOS, Wander Luiz; LAMEIRAS, Fernando Soares - a. Comportamento mecânico de concretos e aços estruturais expostos a

temperaturas elevadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44°, 2002, Belo Horizonte. **Anais**. IBRACON, 2002. 1 CD, I026.pdf.

SILVA, Cláudio Rigo da; TOLENTINO, Evandro; STARLING, Cícero Murta Diniz, VASCONCELOS, Wander Luiz; LAMEIRAS, Fernando Soares - b. Microestruturas de concretos e aços estruturais antes e após a exposição a temperaturas elevadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44°, 2002, Belo Horizonte. **Anais**. IBRACON, 2002.

SOUZA, V. C. Moreira de; RIPPER Thomaz. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1ª Edição. São Paulo: Editora PINI, 1999.

TARTUCE, Ronaldo. **Dosagem Experimental do Concreto**. São Paulo: Editora PINI, 1989.

VODÁK, F.; TRTÍK, K.; KAPICKOVA, O.; HOSKOVÁ, S.; DEMO, P. The effect of temperature on strength - porosity relationship for concrete. **Construction and Building Materials**, n.18, p.529-534, 2004.

XIAO, J.; KONIG, G. Study on concrete at high temperature in China – an overview. **Fire safety journal**, n.39, p.89-103, 2004.

ZHANG, B.; BICANIC, N.; PEARCE, C. J.; PHILLIPS, D. V. Relationship between brittleness and moisture loss of concrete exposed to high temperatures. **Cement and Concrete Research**, n.32, p.363-371, 2002.

## 6.2 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS REFERENTES ÀS NORMAS TÉCNICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR NM 30**: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 11768**: Aditivos para concreto de cimento portland. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5737**: Cimentos Portland resistentes a sulfatos. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5738:** Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5739:** Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7211:** Agregado para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7680:** Concreto - Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8522:** Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR NM 52:** Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR NM 53:** Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR NM 248:** Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9775:** Agregados - Determinação da umidade superficial em agregados miúdos por meio do frasco de Champman. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9778:** Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 12821:** Preparação de concreto em laboratório. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 14432:** Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15200:** Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15287:** Informação e documentação - Projeto de pesquisa - Apresentação. Rio de Janeiro, 2006.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **RC 6:** Bond test reinforced steel – PULL-OUT TEST. Paris, 1983.

### 6.3 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, J. J. de Oliveira. Propriedades Físicas e Mecânicas dos Materiais. In: ISAIA, Geraldo Cechella. (Ed.). **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. Volume 1. São Paulo: IBRACON, 2007. p.139-178.

HERMITE, R.L. Proceeding of the Fourth International Symposium on Chemistry of Cements, Washington, D.C., 1960.

Li W.; Guo ZhH. Experimental investigation on strength and deformation of concrete under high temperature. **Chin J Build Struct**, 14(1), p.8–16, 1993.

MINAMI, Kazutaka; TAZAWA, Ei-Ichi; KAGEYAMA; WATANABE, Yasumitsu. Effect of Type of Aggregate on Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature. **Transections of the Japan Concrete Institute**. JCI. Tokyo, 1987.

POWERS, T. C.; AM. Ceram. Soc., v. 61, n. 1, PP. 1-5, 1958; BRUNAUER, S., Am. Sci., v. 50, n. 1, pp. 210-229, 1962.

Zhou XG.; Wu JL. Preliminary research on fatigue behavior of concrete after exposed to high temperature. **Chin Ind Constr**, 26(5), p.33–7, 1996;

## **APÊNDICE A – ASPECTOS RELATIVOS AO CIMENTO E AO CONCRETO IMPORTANTES NO ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE ALTAS TEMPERATURAS**

### **As ligações químicas**

Antes de entrar o assunto propriamente dito, é importante reforçar alguns conceitos de ligações químicas, que irão clarear e tornar de melhor entendimento os próximos parágrafos sobre a microestrutura da pasta de cimento endurecida.

Os tipos de ligações químicas estão diretamente relacionados com a valência dos átomos, ou seja, a quantidade de elétrons existente na camada mais externa da sua estrutura eletrônica. Segundo Cascudo (2007), em geral os átomos tendem a buscar um arranjo estável de 8 elétrons em sua camada mais externa, perdendo, compartilhando ou ganhando esses elétrons de outras estruturas atômicas. As ligações químicas que estabelecem a união dessas estruturas irão determinar a maior parte das propriedades dos materiais.

De maneira geral, as ligações químicas podem ser divididas em 2 grupos: primárias ou fortes e secundárias. No primeiro grupo estão as ligações iônicas, covalentes e metálicas, onde ocorrem a troca e compartilhamento de elétrons. No segundo grupo estão as ligações por forças de Van der Waals, onde os átomos se juntam por meio de atrações eletrostáticas relativamente fracas. Cascudo (2007) explica que o modelo estrutural deste tipo de ligação é similar ao da ligação iônica, onde átomos são ligados pela atração entre íons de carga elétrica contrária, formados pela troca de elétrons que ocorre entre os elementos. Mas diferentemente deste tipo de ligação, não ocorrem nas ligações secundárias essas trocas de elétrons. A atração entre os íons depende das distribuições assimétricas de cargas dentro de cada átomo ou estrutura molecular.

Basicamente a força que une os átomos e moléculas de um material, depende do tipo de ligação química existente entre essas estruturas, e está relacionada com o espaço interatômico, que é a distância de equilíbrio do balanço entre as forças de atração e repulsão entre partículas. A energia formadora dessas forças é chamada de energia de ligação, sendo conceitualmente definida como a energia mínima necessária para criar ou quebrar uma ligação. O QUADRO A 1 ilustra as faixas de energia de ligação em função do tipo ligação.

LIGAÇÃO	ENERGIA DE LIGAÇÃO (kJ/mol)
Iônica	625 – 1550
Covalente	520 – 1250
Metálica	100 – 800
Forças de Van der Waals	< 40

Quadro A 1. Faixas de energia em função do tipo de ligação atômica

Fonte: Cascudo, 2007, p.152

O autor exemplifica duas propriedades dos materiais diretamente relacionadas com a energia de ligação: o módulo de elasticidade e o coeficiente de variação térmica. Altos módulos de elasticidade significam grande dificuldade para se provocar uma alteração na posição original relativa entre os átomos de um material. Da mesma maneira quando a energia adicional fornecida a um material quando este é aquecido, é insuficiente para provocar uma separação atômica, significa um baixo coeficiente de variação térmica.

## O cimento Portland

Segundo Mehta e Monteiro (1994), o processo de fabricação do cimento requer matérias-primas que possam suprir as quantidades necessárias do principal constituinte do cimento Portland: os silicatos de cálcio. As principais fontes de cálcio são os materiais de carbonato de cálcio que ocorrem em: giz, mármore, conchas do mar, pedra calcária, etc sendo que a principal impureza desta última, a dolomita ( $\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$ ). As fontes preferidas de sílica são as argilas e xistos argilosos.

Alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), óxidos de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) e álcalis, estão frequentemente presentes nas argilas, proporcionando um efeito mineralizante na mistura das matérias-primas, ou seja, ajudam na formação dos silicatos de cálcio à temperaturas consideravelmente mais baixas do que seria possível de outra maneira. Desta maneira, quando não estão presentes nas matérias-primas, são incorporados propositalmente para proporcionarem esse efeito. Desta maneira, seguidas de mistura e homogeneização, as matérias-primas após serem conduzida ao forno de clínquerização, reagem quimicamente produzindo além dos silicatos de cálcio, os aluminatos e ferroaluminatos de cálcio. O clínquer produzido é moído e a ele é adicionado o sulfato de cálcio em pequena porcentagem para controlar as reações iniciais de pega do cimento quando hidratado.

Os principais componentes do cimento Portland são expressos de maneira simplificada pelos compostos individuais dos óxidos do clínquer, conforme a tabela a 1.

Tabela A 1. Simplificação para compostos individuais dos óxidos do clínquer

ÓXIDO	ABREVIÇÃO	COMPOSTOS	ABREVIÇÃO
CaO	C	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_3\text{S}$
$\text{SiO}_2$	S	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	$\text{C}_2\text{S}$
$\text{Al}_2\text{O}_3$	A	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	$\text{C}_3\text{A}$
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	F	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	$\text{C}_4\text{AF}$
MgO	M	$4\text{CaO} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_3$	$\text{C}_4\text{A}_3\text{S}$
$\text{SO}_3$	S	$3\text{CaO} \cdot 2 \text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$
$\text{H}_2\text{O}$	H	$\text{Ca SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	$\text{CSH}_2$

Os autores ressaltam que a composição química dos cimentos Portland industrializados presentes no mercado, não é exatamente a expressa pelas representações comumente utilizadas  $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$  e  $C_4AF$ . Isto devido ao fato de que as altas temperaturas necessárias ao processo de clínquerização, proporcionam que impurezas presentes no sistema, tais como magnésio, enxofre, sódio, potássio, etc, possam entrar nas soluções sólidas formadas, mas que em pequenas quantidades não alteram significativamente a natureza cristalográfica e a reatividade do composto com a água.

### **Cimento Portland hidratado: a estrutura da pasta endurecida**

Os componentes do cimento Portland com quantidades mais representativas são os silicatos de cálcio:  $C_3S$  (silicato tricálcico –  $3CaO \cdot SiO_2$ ) e  $C_2S$  (silicato dicálcico –  $2CaO \cdot SiO_2$ ); os aluminatos de cálcio:  $C_3A$  (aluminato tricálcico –  $3CaO \cdot Al_2O_3$ ) e o  $C_4AF$  (ferro aluminato de cálcio –  $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ ) e a gipsita (sulfato de cálcio) adicionada para inibir a tendência à pega instantânea ocasionada pela grande reatividade do  $C_3A$ .

Mehta e Monteiro (1994) mostram de maneira didática e clara as principais propriedades de uma pasta endurecida de cimento Portland, quando apresentam dados sobre sua estrutura. De acordo com os autores, após a hidratação do cimento, os compostos de cálcio do clínquer e o sulfato de cálcio tendem a entrar em solução formando rapidamente várias espécies iônicas. Após alguns minutos da hidratação do cimento começam a serem formados os primeiros cristais hexagonais de sulfoaluminato de cálcio hidratado, também conhecido como etringita ( $C_6AS_3H_{32}$ ). Dependendo da proporção alumina-sulfato, após alguns dias, pode ocorrer a decomposição da etringita em monossulfato hidratado. A hidratação dos silicatos  $C_3S$  e  $C_2S$  se dá algumas horas após o início da hidratação do cimento, e originam os pequenos cristais fibrilares de silicatos de cálcio hidratados C-S-H, e os grandes cristais prismáticos de hidróxido de cálcio  $Ca(OH)_2$ , que começam a preencher os espaços vazios anteriormente ocupados pela água e partículas de cimento em dissolução.

Em relação às formações cristalinas, segundo Mehta e Monteiro (1994, p.23), “[...] as várias fases não estão uniformemente distribuídas nem são uniformes em tamanho e morfologia”. Essa pouca homogeneidade pode levar a efeitos

negativos, quando se avalia a resistência e outras propriedades mecânicas de um sólido. Os autores continuam, afirmando que certas propriedades reológicas da pasta fresca também influenciam sobre a formação heterogênea da fase cristalina, como por exemplo, a tendência que as partículas anidras do cimento têm de se atraírem e formarem flocos, os quais retêm grande quantidade de água de mistura. Por conseqüência, essa variação local de relação água-cimento são fortes causadores de uma estrutura porosa e heterogênea.

### **Concreto de cimento Portland**

O concreto é um dos principais materiais da construção civil composto por uma mistura de cimento, areia, pedras britadas e água, e além de outros materiais eventuais, os aditivos. Apresenta grandes variações em suas propriedades físicas em função das proporções e propriedade de seus constituintes e ainda em função das ações do meio ao qual está inserido.

### **Concreto de cimento Portland e sua microestrutura**

O comportamento do cimento e conseqüentemente do concreto como elemento estrutural e os efeitos da elevação da temperatura em suas propriedades físicas e químicas, poderá ser melhor compreendido após um breve comentário sobre sua microestrutura.

O concreto de cimento portland é um sólido que apresenta relativa porosidade e uma estrutura bastante heterogênea e complexa. Analisando sua macroestrutura identifica-se dois constituintes principais: a pasta de cimento endurecida e partículas de agregado. A pasta de cimento que envolve os grãos de areia e o agregado graúdo é constituída por diferentes tipos de compostos hidratados do cimento, sendo mais representativos os silicatos hidratados de cálcio, abreviado para C-S-H, hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ou portlandita e a etringita.

Detalhando melhor, Mehta e Monteiro (1994) destacam que os silicatos hidratados C-S-H representam 50 a 60% do volume de sólidos em uma pasta de cimento Portland completamente hidratada, sendo devido a isso, os principais responsáveis pelas propriedades mecânicas da pasta. De alguns modelos propostos para explicar as propriedades do C-S-H, o de Powers – Brunauer (apud

Metha e Monteiro, 1994, p.25), apresenta que os mesmos têm uma estrutura em camadas e área específica elevada, e dependendo da técnica de medida, têm sido propostas áreas específicas de 100 a 700 m<sup>2</sup>/g. Sua resistência é atribuída a forças de Van der Waals.

Conforme apresentado por Mehta e Monteiro (1994), o hidróxido de cálcio Ca(OH)<sub>2</sub>, representa 20 a 25% do volume de sólidos da pasta de cimento Portland totalmente hidratada. Em comparação com o C-S-H, o hidróxido de cálcio contribui pouco para a resistência da pasta de cimento endurecida devido à sua baixa superfície específica, conferindo ao mesmo baixo poder de adesão, sendo facilmente carregado pela água. Seu ponto positivo é a alcalinidade proporcionada ao meio, responsável pela passivação da armadura, evitando-se a instalação de um processo de corrosão.

O sulfoaluminato de cálcio hidratado, também conhecido como etringita, ocupam de 15 a 20% do volume da pasta de cimento Portland hidratada. Em cimentos onde existem quantidades maiores de C<sub>3</sub>A a etringita pode se decompor em monossulfato hidratado, tornando o concreto suscetível ao ataque de sulfatos.

A microestrutura pode apresentar ainda alguns grãos de clínquer não hidratados devido à sua distribuição e grau de hidratação da pasta.

Além dos sólidos descritos, na estrutura da pasta de cimento Portland hidratada e endurecida existem diversos vazios que influenciam em suas propriedades. A porosidade total de uma pasta de cimento Portland, é representada por poros entre os cristais de C-S-H, poros capilares entre os compostos hidratados, bolhas e fissuras. Neville (1997) destaca que os poros capilares dependem da relação água/ cimento e do grau de hidratação da pasta. O autor continua, dizendo que “[...] com relações água/cimento maiores do que cerca de 0,38, o volume do gel não é suficiente para preencher completamente o espaço disponível de modo que haverá um certo volume de poros capilares mesmo depois que o processo de hidratação se complete”(NEVILLE, 1997, p.51). É afirmado pelo mesmo autor que os poros entre os cristais de C-S-H ocupam cerca de 28% do volume total destes cristais.

### **Pasta e agregado: a zona de transição**

Complementando o assunto, Mehta e Monteiro (1994) chamam a atenção para a região da interface entre a pasta e o agregado, o qual denomina: zona de transição. Os autores destacam é possível distinguir que a pasta de cimento em contato com o agregado graúdo, em uma espessura de 10 a 50  $\mu\text{m}$  possui características diferentes do restante da pasta, podendo ser considerada mais uma componente do concreto. Segundo os autores, na zona de transição entre a pasta e o agregado graúdo existe uma maior porosidade e heterogeneidade do que o restante da pasta. A maior porosidade é decorrente da elevação da relação água/cimento na mistura devido ao filme de água que forma em torno agregado, proporcionando a formação de grandes cristais de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  diminuindo assim as forças de adesão.

### **Concreto de Cimento Portland: microestrutura e a resistência mecânica**

Conforme descrito por Mehta e Monteiro (1994) as forças de atração de Van der Waals são as principais responsáveis pela resistência mecânica do cimento endurecido. Essas forças de atração dependem da natureza e extensão das superfícies envolvidas, e no caso do cimento endurecido, os produtos da hidratação C-S-H, sulfoaluminatos e aluminatos hidratados possuem área específica e capacidade de adesão elevadas. Esses produtos são capazes de aderir fortemente uns aos outros e também em outros sólidos de baixa área específica presentes no meio, tais como: hidróxido de cálcio, grãos de clínquer anidro e as partículas de agregados miúdo e graúdo do concreto.

### **Concreto de Cimento Portland: a água retida na pasta de cimento**

Conforme Neville (1997) a água presente em uma pasta de cimento endurecida pode ser dividida em 3 categorias: a água livre presente nos poros capilares, a água adsorvida ou retida por tensões superficiais e a água quimicamente combinada formando os compostos hidratados. O autor destaca que o teor de água na pasta de cimento depende da umidade ambiente, e nos poros capilares devido ao seu tamanho, toda a água é perdida quando a umidade relativa se reduz a patamares abaixo de 45%.

A água retida por tensões superficiais pode ser de 2 tipos: intersticial quando está retida entre superfícies de certos planos de algum cristal ou simplesmente adsorvida quando não está entre essas superfícies de planos. A figura a 1 representa o esquema apresentado.

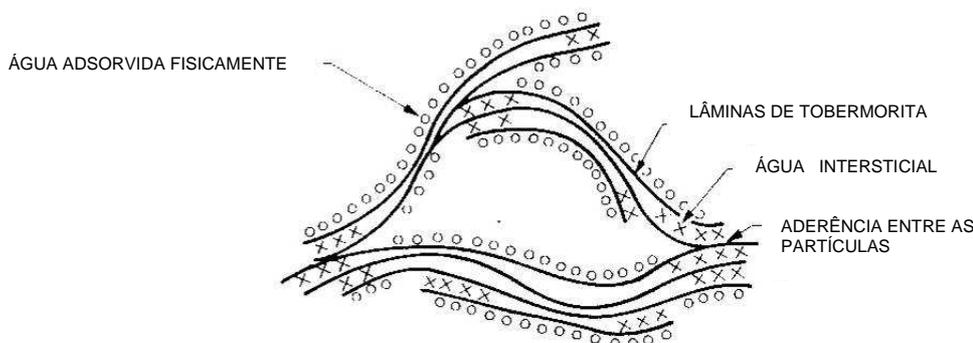


Figura A 1. Estrutura provável dos silicatos hidratados e a água retida

Fonte: Neville(1997, p.55)

Mehta e Monteiro (1994) expõem que tem sido sugerido que a água adsorvida pode ser fisicamente retida por pontes de hidrogênio em até 6 camadas moleculares de água, aproximadamente  $15 \text{ \AA}$ . Importante informação fornecida por Mehta e Monteiro (1994, p.29) consta de que “[...] as energias de ligação de moléculas individuais de água diminuem com a distância em relação à superfície do sólido”, propiciando que uma parcela maior da água adsorvida pode ser perdida por secagem da pasta a 30% de umidade relativa. Concluem informando que a principal responsável pela retração da pasta na secagem é a perda de água adsorvida.

Neville (1997) comenta sobre outra classificação possível para a categorização da água retida na pasta de cimento como sendo: água evaporável e não evaporável. Uma das maneiras possíveis de determinação da água evaporável pode ser a verificação por secagem a alta temperatura, geralmente a  $105^{\circ}\text{C}$ . É entendido que a água não evaporável é toda a água combinada quimicamente e adsorvida. O autor destaca que esta água tem uma pressão de vapor menor que a pressão atmosférica, e sua quantidade é uma função contínua da pressão de vapor do ambiente. Em uma pasta de cimento hidratada a água não evaporável pode variar de 18 a 23% da massa do material anidro. É inserido neste contexto o conceito de pressão de dissociação que é a pressão que se espera mantenha a película de moléculas adsorvidas contra as ações externas. O assunto é complementado por

Mehta e Monteiro (1994) quando informam que água intersticial pode ser perdida por secagem forte, em umidade relativa abaixo de 11%, proporcionando considerável retração do C-S-H. Em relação à água quimicamente combinada, os autores explicam que a mesma não é perdida na secagem, e sim liberada quando os produtos da hidratação são decompostos por aquecimento.

Importante exposição do assunto é feita por L'Hermite (apud Mehta e Monteiro, 1994, p.33), que demonstra a relação entre a umidade relativa, perda de água e retração da pasta por secagem. Segundo o autor a diminuição da umidade ambiente é acompanhada da evaporação para o ambiente da água livre nas cavidade maiores que  $0,05\mu\text{m}$ . Devido a essa água não estar ligada às estruturas dos produtos da hidratação sua perda não causa retração significativa da pasta. O trecho A-B da curva representada na figura a 3 representa essa afirmação. Conclui-se que uma pasta saturada exposta a uma umidade relativa ligeiramente menor que 100%, pode perder boa parte de água total evaporável antes de sofrer qualquer retração intensa, conforme trecho A-B da figura a 3.

Na seqüência do raciocínio, conforme continua a perda de água por secagem, observa-se que ocorre uma retração considerável atribuída principalmente à perda de água adsorvida e retida em pequenos capilares. O trecho B-C da figura a 2 e da figura a 3 representa essa afirmativa.

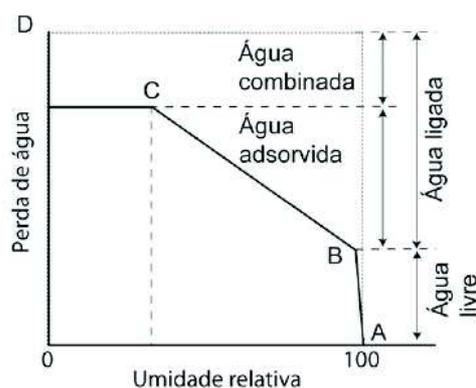


Figura A 2. Perda de água em função da umidade relativa

Fonte: L'Hermite (apud Mehta e Monteiro, 1994, p.34)

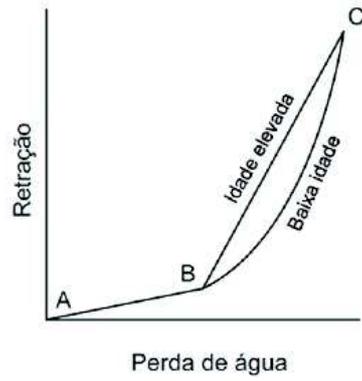


Figura A 3. Retração de argamassa de cimento em função da perda de água.  
Fonte: L'Hermite (apud Mehta e Monteiro, 1994, p.34)

## APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ENSAIOS – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

Tabela B 1. Resistência à compressão – corpos de prova de referência - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	06/07/09	07/05/10	305	60,3
2	06/07/09	07/05/10	305	59,4
3	06/07/09	07/05/10	305	63,7
4	06/07/09	07/05/10	305	62,0
5	06/07/09	07/05/10	305	62,9
6	06/07/09	07/05/10	305	57,5
7	06/07/09	07/05/10	305	55,1
8	06/07/09	07/05/10	305	67,2
9	06/07/09	07/05/10	305	57,2
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>60,6 / 5,86%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 2. Resistência à compressão – corpos de prova de referência - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	04/07/09	06/05/10	306	64,2
2	04/07/09	06/05/10	306	67,1
3	04/07/09	06/05/10	306	55,8
4	04/07/09	06/05/10	306	65,3
5	04/07/09	06/05/10	306	50,4
6	04/07/09	06/05/10	306	61,7
7	04/07/09	06/05/10	306	71,2
8	04/07/09	06/05/10	306	82,5
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>64,8 / 14,00%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 3. Resistência à compressão – corpos de prova do 1º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	05/07/09	10/05/10	309	15,3
2	05/07/09	10/05/10	309	16,1
3	05/07/09	10/05/10	309	18,5
4	05/07/09	10/05/10	309	14,9
5	05/07/09	10/05/10	309	19,2
6	05/07/09	10/05/10	309	17,7
7	05/07/09	10/05/10	309	23,3
8	05/07/09	10/05/10	309	17,8
9	05/07/09	10/05/10	309	17,5
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>17,8 / 13,28%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 4. Resistência à compressão – corpos de prova do 1º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	04/07/09	10/05/10	310	20,9
2	04/07/09	10/05/10	310	28,7
3	04/07/09	10/05/10	310	20,7
4	04/07/09	10/05/10	310	26,5
5	04/07/09	10/05/10	310	30,3
6	04/07/09	10/05/10	310	22,9
7	04/07/09	10/05/10	310	24,2
8	04/07/09	10/05/10	310	25,1
9	04/07/09	10/05/10	310	24,1
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>24,8 / 12,37%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 5. Resistência à compressão – corpos de prova do 2º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	05/07/09	06/05/10	305	4,4
2	05/07/09	06/05/10	305	5,5
3	05/07/09	06/05/10	305	5,0
4	05/07/09	06/05/10	305	3,7
5	05/07/09	06/05/10	305	3,9
6	05/07/09	06/05/10	305	3,6
7	05/07/09	06/05/10	305	2,8
8	05/07/09	06/05/10	305	5,0
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>4,2 / 19,85%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 6. Resistência à compressão – corpos de prova do 2º lote – concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	03/07/09	10/05/10	311	11,7
2	03/07/09	10/05/10	311	13,9
3	03/07/09	10/05/10	311	12,9
4	03/07/09	10/05/10	311	11,3
5	03/07/09	10/05/10	311	10
6	03/07/09	10/05/10	311	16,4
7	03/07/09	10/05/10	311	12,4
8	03/07/09	10/05/10	311	14,5
9	03/07/09	10/05/10	311	13,3
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>12,9 / 13,79%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 7. Resistência à compressão – corpos de prova do 3º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	06/07/09	10/05/10	308	30,6
2	06/07/09	10/05/10	308	38,8
3	06/07/09	10/05/10	308	28,5
4	06/07/09	10/05/10	308	32,7
5	06/07/09	10/05/10	308	37,7
6	06/07/09	10/05/10	308	38,3
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>34,4 / 11,71%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 8. Resistência à compressão – corpos de prova do 3º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	03/07/09	10/05/10	311	38,1
2	03/07/09	10/05/10	311	44,5
3	03/07/09	10/05/10	311	37,3
4	03/07/09	10/05/10	311	42,1
5	03/07/09	10/05/10	311	48,3
6	03/07/09	10/05/10	311	45,7
7	03/07/09	10/05/10	311	38,8
8	03/07/09	10/05/10	311	40,9
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>42,0 / 8,77%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 9. Resistência à compressão – corpos de prova do 4º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	06/07/09	08/10/10	459	51,8
2	06/07/09	08/10/10	459	52,2
3	06/07/09	08/10/10	459	54,4
4	06/07/09	08/10/10	459	53,4
5	06/07/09	08/10/10	459	51,4
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>52,7 / 2,08%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela B 10. Resistência à compressão – corpos de prova do 4º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade de Ruptura(dias)	Resistência à compressão (MPa)
1	03/07/09	08/10/10	462	66,3
2	03/07/09	08/10/10	462	67,5
3	03/07/09	08/10/10	462	70,9
4	03/07/09	08/10/10	462	73,0
5	03/07/09	08/10/10	462	70,8
Resistência à compressão média (MPa) / CV				<b>69,7 / 3,51%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

## APÊNDICE C – RESULTADOS DOS ENSAIOS – MÓDULO DE ELASTICIDADE

Tabela C 1. Módulo de elasticidade – corpos de prova de referência - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	06/07/09	07/05/10	305	33,37
2	06/07/09	07/05/10	305	34,23
3	06/07/09	07/05/10	305	36,77
4	06/07/09	07/05/10	305	34,67
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>34,8 / 3,60%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 2. Módulo de elasticidade – corpos de prova de referência - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	04/07/09	06/05/10	306	47,58
2	04/07/09	06/05/10	306	39,53
3	04/07/09	06/05/10	306	41,19
4	04/07/09	06/05/10	306	42,49
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>42,7 / 7,04%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 3. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 1º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	05/07/09	10/05/10	309	4,27
2	05/07/09	10/05/10	309	6,60
3	05/07/09	10/05/10	309	3,24
4	05/07/09	10/05/10	309	4,37
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>4,60 / 26,53%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 4. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 1º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	04/07/09	10/05/10	310	6,65
2	04/07/09	10/05/10	310	6,42
3	04/07/09	10/05/10	310	6,84
4	04/07/09	10/05/10	310	5,98
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>6,5 / 4,96%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 5. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 2º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	05/07/09	06/05/10	305	2,78
2	05/07/09	06/05/10	305	1,60
3	05/07/09	06/05/10	305	1,77
4	05/07/09	06/05/10	305	3,18
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>2,3 / 28,53%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 6. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 2º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	03/07/09	10/05/10	311	2,79
2	03/07/09	10/05/10	311	2,98
3	03/07/09	10/05/10	311	2,97
4	03/07/09	10/05/10	311	3,22
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>3,0 / 5,11%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 7. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 3º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	06/07/09	11/05/10	309	14,59
2	06/07/09	11/05/10	309	14,82
3	06/07/09	11/05/10	309	13,22
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>14,2 / 4,97%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 8. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 3º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	03/07/09	11/05/10	312	13,63
2	03/07/09	11/05/10	312	12,75
3	03/07/09	11/05/10	312	11,61
4	03/07/09	11/05/10	312	13,42
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>12,9 / 6,13%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 9. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 4º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	06/07/09	08/10/10	459	14,58
2	06/07/09	08/10/10	459	14,97
3	06/07/09	08/10/10	459	14,89
4	06/07/09	08/10/10	459	13,91
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>14,6 / 2,86%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela C 10. Módulo de elasticidade – corpos de prova do 4º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Módulo de elasticidade (GPa)
1	03/07/09	08/10/10	462	14,81
2	03/07/09	08/10/10	462	13,99
3	03/07/09	08/10/10	462	15,73
4	03/07/09	08/10/10	462	15,93
Módulo de elasticidade médio (GPa) / CV				<b>15,1 / 5,13%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

## APÊNDICE D – RESULTADOS DOS ENSAIOS – VERIFICAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS E ABSORÇÃO DE ÁGUA

Tabela D 1. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova de referência - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	06/07/09	14/05/10	312	3709,20	3833,10	2266,00	2,37	2,45	2,57	7,91	3,34
2	06/07/09	14/05/10	312	3645,70	3767,20	2216,60	2,35	2,43	2,55	7,84	3,33
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										<b>7,87 / 0,45</b>	3,34 / 0,11

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela D 2. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova de referência - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	04/07/09	14/05/10	314	3715,10	3829,50	2283,30	2,40	2,48	2,59	7,40	3,08
2	04/07/09	14/05/10	314	3709,00	3829,00	2266,50	2,37	2,45	2,57	7,68	3,24
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										7,54 / 1,86	3,16 / 2,47

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

APÊNDICE D – RESULTADOS DOS ENSAIOS – VERIFICAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS E ABSORÇÃO DE ÁGUA - 183

Tabela D 3. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 1º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	05/07/09	14/05/10	313	3574,20	3798,10	2265,30	2,33	2,48	2,73	14,61	6,26
2	05/07/09	14/05/10	313	3599,20	3827,50	2279,90	2,33	2,47	2,73	14,75	6,34
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										14,8 / 0,49	6,30 / 0,62

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela D 4. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 1º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	04/07/09	14/05/10	314	3660,40	3886,50	2323,90	2,34	2,49	2,74	14,47	6,18
2	04/07/09	14/05/10	314	3636,80	3868,80	2310,80	2,33	2,48	2,74	14,89	6,38
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										14,68/1,44	6,28 / 1,61

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela D 5. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 2º lote – concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	05/07/09	14/05/10	313	3470,50	3738,50	2205,30	2,26	2,44	2,74	17,48	7,72
2	05/07/09	14/05/10	313	2997,50	3246,00	1904,20	2,23	2,42	2,74	18,52	8,29
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										<b>18,0 / 2,89</b>	<b>8,01 / 3,55</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela D 6. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 2º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	03/07/09	14/05/10	315	3652,30	3900,70	2328,70	2,32	2,48	2,76	15,80	6,80
2	03/07/09	14/05/10	315	3669,00	3919,20	2341,00	2,32	2,48	2,76	15,85	6,82
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										<b>15,83 / 0,16</b>	<b>6,81 / 0,13</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela D 7. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 3º lote – concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	06/07/09	14/05/10	312	3640,60	3838,50	2289,80	2,35	2,48	2,70	12,78	5,44
2	06/07/09	14/05/10	312	3696,40	3873,10	2314,10	2,37	2,48	2,67	11,33	4,78
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										12,06/5,99	5,11 / 6,42

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

APÊNDICE D – RESULTADOS DOS ENSAIOS – VERIFICAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS E ABSORÇÃO DE ÁGUA - 184

Tabela D 8. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 3º lote – concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	03/07/09	14/05/10	315	3643,40	3833,80	2291,10	2,36	2,49	2,69	12,34	5,23
2	03/07/09	14/05/10	315	3586,30	3813,60	2270,90	2,32	2,47	2,73	14,73	6,34
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										<b>13,54/8,83</b>	<b>5,78 / 9,62</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela D 9. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 4º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	06/07/09	09/07/10	368	3623,80	3798,30	2265,30	2,36	2,48	2,67	11,38	4,82
2	06/07/09	09/07/10	368	3593,40	3778,90	2235,80	2,33	2,45	2,65	12,02	5,16
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										11,70/2,73	4,99 / 3,48

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela D 10. Índice de vazios e absorção de água – corpos de prova do 4º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio (dias)	Massa seca – 72h (g)	Massa saturada (g)	Massa imersa (g)	Massa específica da amostra seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica da amostra saturada (g/cm <sup>3</sup> )	Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de vazios (%)	Absorção (%)
1	03/07/09	09/07/10	371	3702,60	3861,20	2306,60	2,38	2,48	2,65	10,20%	4,28%
2	03/07/09	09/07/10	371	3668,60	3850,60	2296,10	2,36	2,48	2,67	11,71%	4,96%
Índice de vazios e absorção média (%) / CV										10,95/6,87	4,99 / 3,48

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

## APÊNDICE E – RESULTADOS DOS ENSAIOS – ADERÊNCIA DAS ARMADURAS

Tabela E 1. Aderência da armadura – corpos de prova de referência - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	06/07/09	11/05/10	309	11350,00
2	06/07/09	11/05/10	309	7850,00
3	06/07/09	11/05/10	309	13400,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>10.866,7 / 21,09%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 2. Aderência da armadura – corpos de prova de referência – concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	04/07/09	12/05/10	312	12600,00
2	04/07/09	12/05/10	312	10950,00
3	04/07/09	12/05/10	312	12150,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>11.900,0 / 5,85%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 3. Aderência da armadura – corpos de prova do 1º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	05/07/09	13/05/10	312	2200,00
2	05/07/09	13/05/10	312	650,00
3	05/07/09	13/05/10	312	2200,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>1.683,3 / 43,41%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 4. Aderência da armadura – corpos de prova do 1º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	04/07/09	13/05/10	313	1100,00
2	04/07/09	13/05/10	313	3200,00
3	04/07/09	13/05/10	313	2000,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>2.100,0 / 40,96%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 5. Aderência da armadura – corpos de prova do 2º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	05/07/09	13/05/10	312	650,00
2	05/07/09	13/05/10	312	1000,00
3	05/07/09	13/05/10	312	*
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>825,0 / 21,21%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

\* (Amostra danificada)

Tabela E 6. Aderência da armadura – corpos de prova do 2º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	03/07/09	13/05/10	314	1800,00
2	03/07/09	13/05/10	314	1450,00
3	03/07/09	13/05/10	314	1250,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>1.500,0 / 15,15%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 7. Aderência da armadura – corpos de prova do 3º lote - concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	06/07/09	12/05/10	310	8050,00
2	06/07/09	12/05/10	310	7900,00
3	06/07/09	12/05/10	310	8000,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>7.983,3 / 0,78%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 8. Aderência da armadura – corpos de prova do 3º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	03/07/09	12/05/10	313	7450,00
2	03/07/09	12/05/10	313	10600,00
3	03/07/09	12/05/10	313	5800,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>7.950,0 / 25,05%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 9. Aderência da armadura – corpos de prova do 4º lote – concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	06/07/09	09/07/10	368	10200,00
2	06/07/09	09/07/10	368	11800,00
3	06/07/09	09/07/10	368	12700,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>11.566,7 / 8,94%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

Tabela E 10. Aderência da armadura – corpos de prova do 4º lote - concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Carga de arrancamento (kgf)
1	03/07/09	09/07/10	371	12050,00
2	03/07/09	09/07/10	371	11850,00
3	03/07/09	09/07/10	371	11150,00
Carga de arrancamento média (kgf) / CV				<b>11683,3 / 3,30%</b>

Nota: CV (Coeficiente de Variação)

## APÊNDICE F – RESULTADOS DOS ENSAIOS – PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO

Tabela F 1. Profundidade de carbonatação – corpos de prova de concreto C30

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Profundidade de carbonatação média (mm)				Profundidade de carbonatação média (mm)
Referência	06/07/09	14/5/2010	312	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
1º lote	05/07/09	14/5/2010	313	12,00	11,00	12,00	11,00	<b>11,50</b>
2º lote	05/07/09	14/5/2010	313	21,00	24,00	27,00	27,00	<b>24,75</b>
3º lote	06/07/09	14/5/2010	312	8,00	2,00	4,00	5,00	<b>4,75</b>
4o lote	06/07/09	25/10/2010	476	7,00	0,00	1,60	2,00	<b>2,65</b>

Tabela F 2. Profundidade de carbonatação – corpos de prova de concreto C40

Amostra	Data da moldagem	Data do ensaio	Idade no ensaio(dias)	Profundidade de carbonatação média (mm)				Profundidade de carbonatação média (mm)
Referência	04/07/09	14/5/2010	314	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
1º lote	04/07/09	14/5/2010	314	11,00	12,00	12,00	11,00	<b>11,50</b>
2º lote	03/07/09	14/5/2010	315	24,00	21,00	23,00	17,00	<b>21,25</b>
3º lote	03/07/09	14/5/2010	315	8,00	7,00	10,00	6,00	<b>7,75</b>
4o lote	03/07/09	25/10/2010	479	9,00	0,00	3,00	1,50	<b>3,38</b>

## APÊNDICE G – RESULTADOS DOS ENSAIOS – DIFRAÇÃO DE RAIOS X

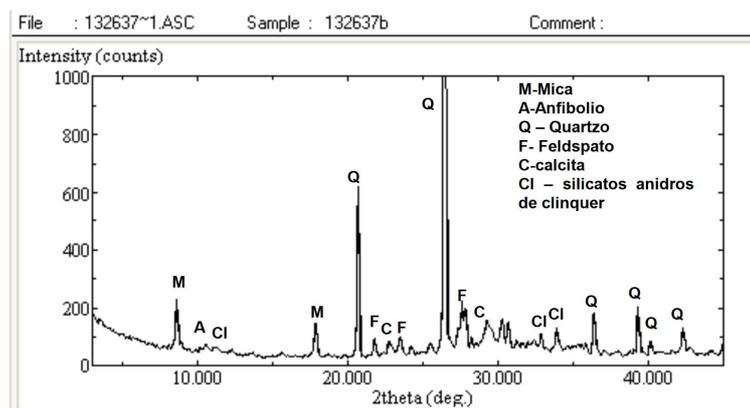


Figura G 1. Gráfico de difração de raios X – Amostra de referência - concreto C30

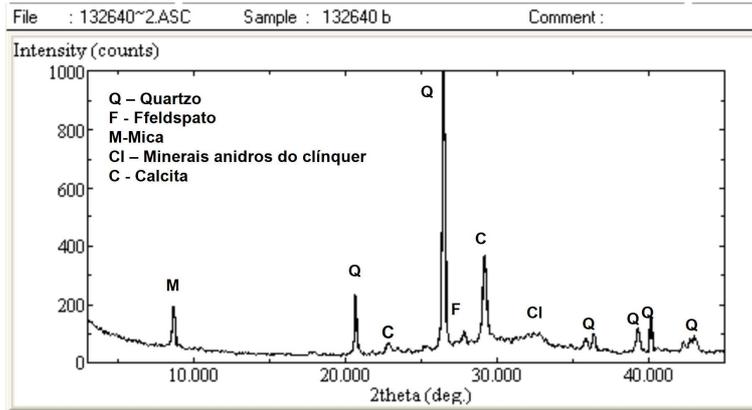


Figura G 2. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 1º lote – região do núcleo - concreto C30

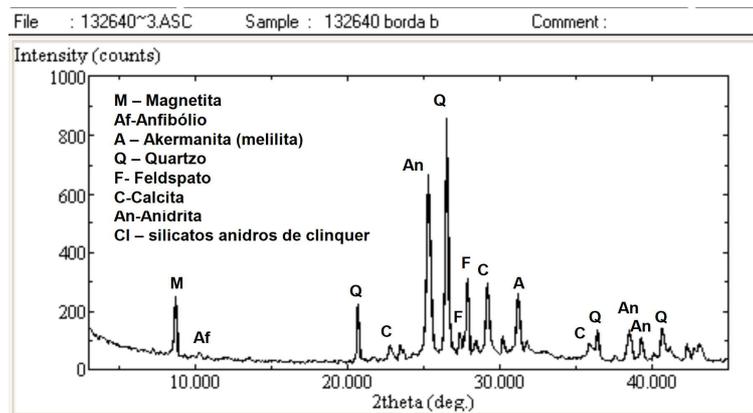


Figura G 3. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 1º lote – região da borda – concreto C30

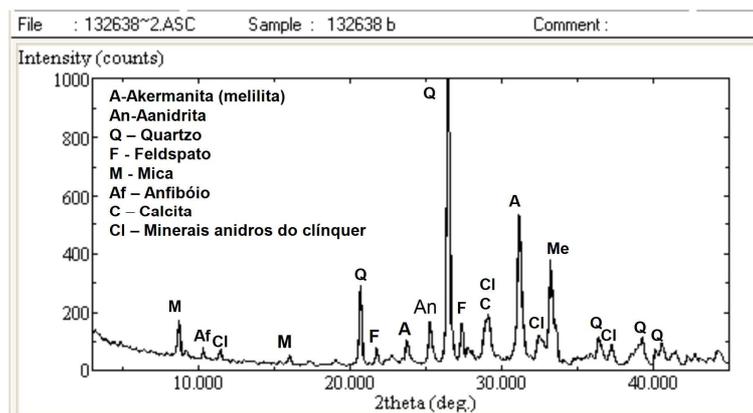


Figura G 4. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 2º lote – região do núcleo - concreto C30

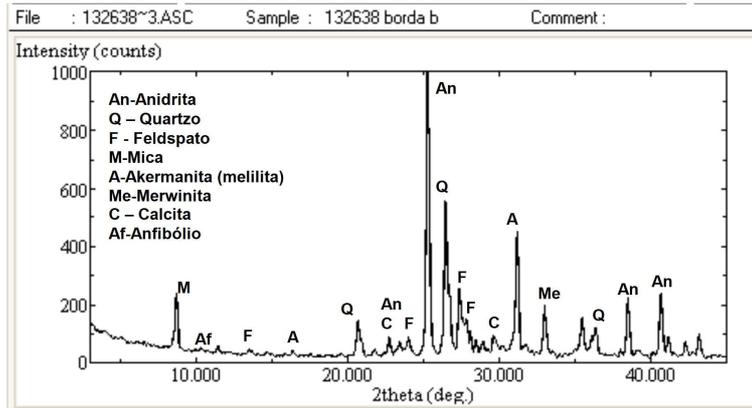


Figura G 5. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 2º lote – região da borda – concreto C30

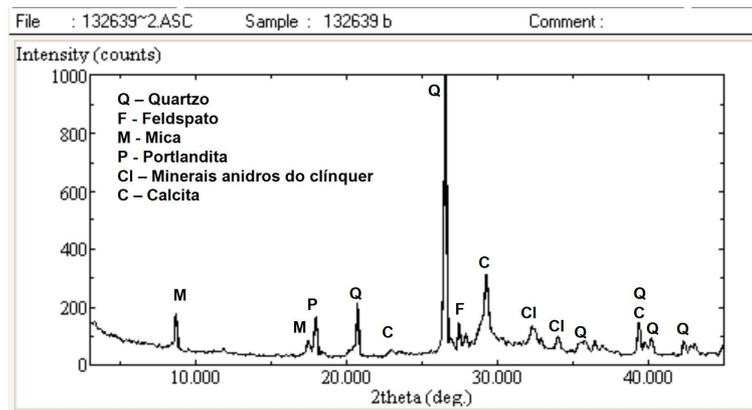


Figura G 6. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 3º lote – região do núcleo - concreto C30

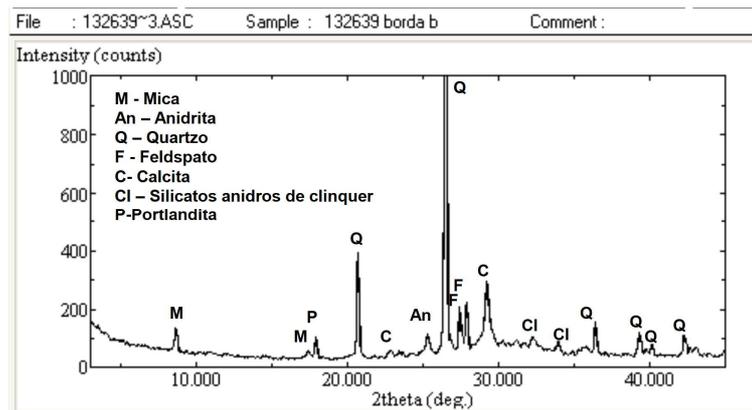


Figura G 7. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 3º lote – região da borda - concreto C30

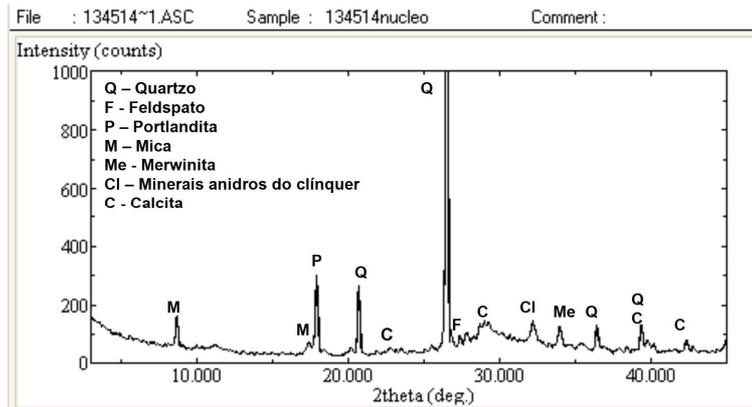


Figura G 8. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 4º lote – região do núcleo - concreto C30

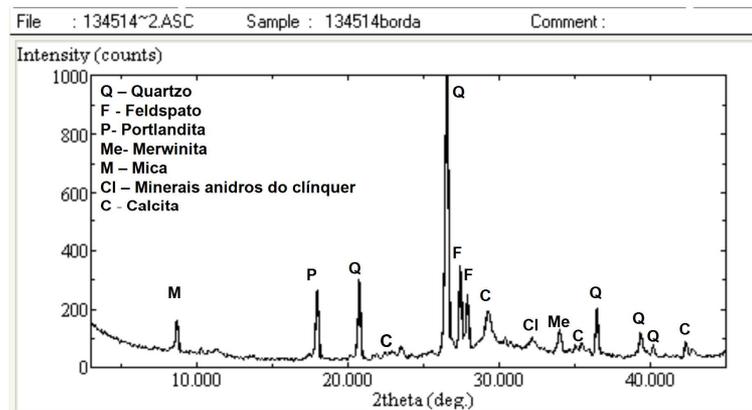


Figura G 9. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 4º lote – região da borda - concreto C30

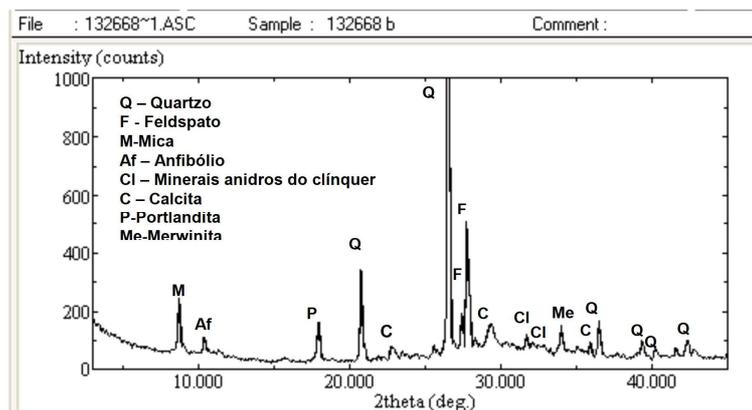


Figura G 10. Gráfico de difração de raios X – Amostra de referência – concreto C40

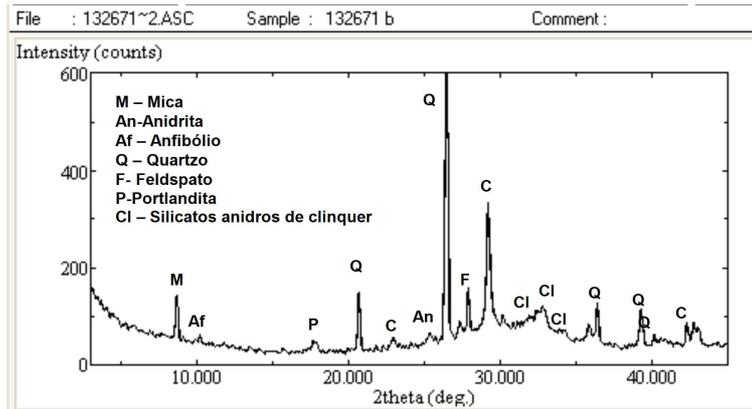


Figura G 11. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 1º lote – região do núcleo - concreto C40

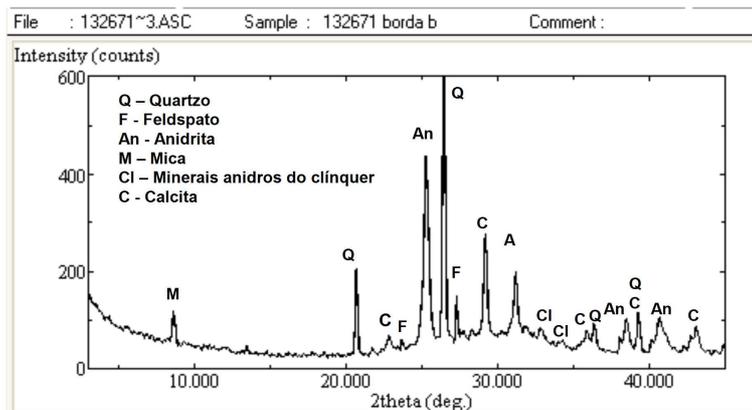


Figura G 12. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 1º lote – região da borda - concreto C40

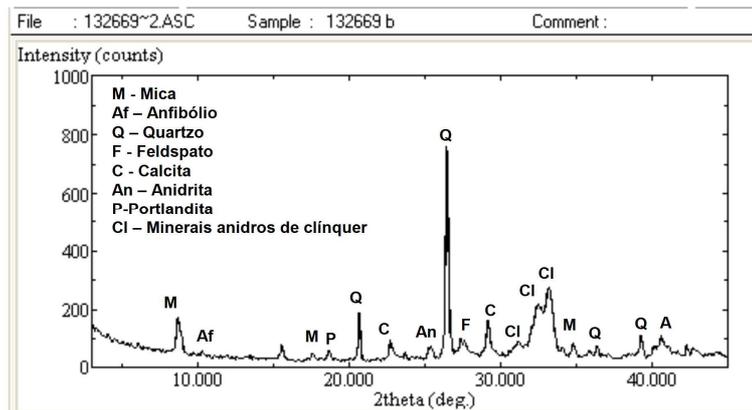


Figura G 13. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 2º lote – região do núcleo - concreto C40

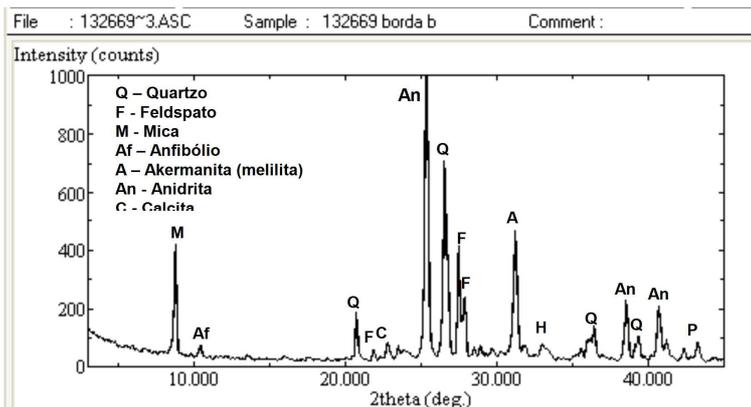


Figura G 14. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 2º lote – região da borda - concreto C40

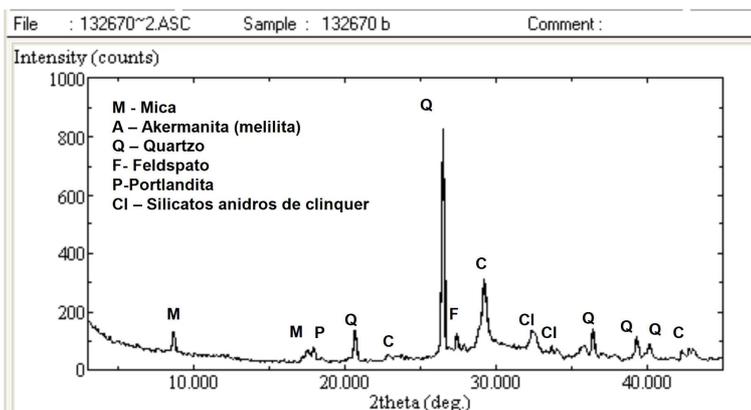


Figura G 15. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 3º lote – região do núcleo – concreto C40

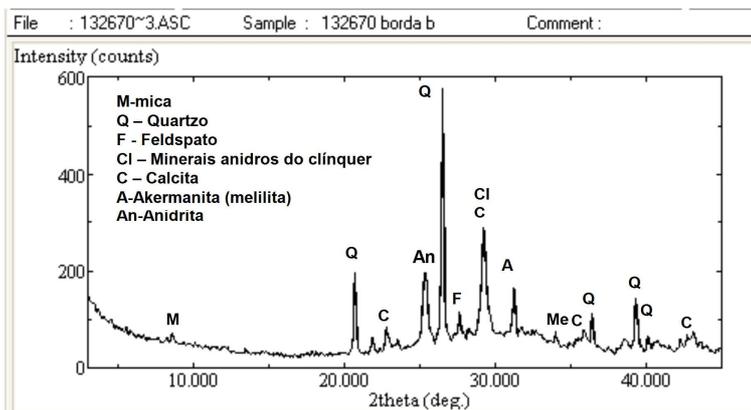


Figura G 16. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 3º lote – região da borda - concreto C40

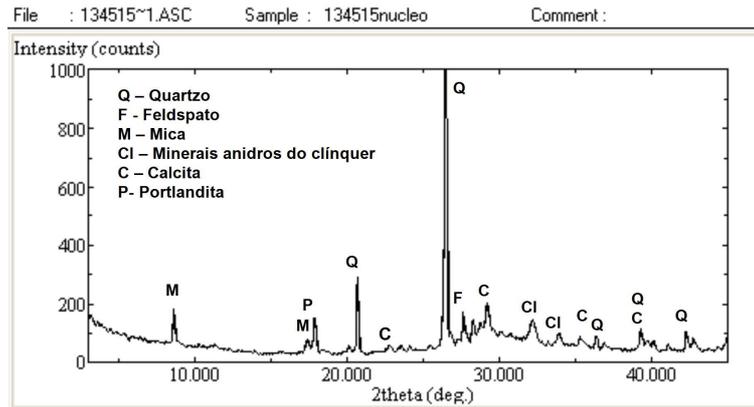


Figura G 17. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 4º lote – região do núcleo - concreto C40

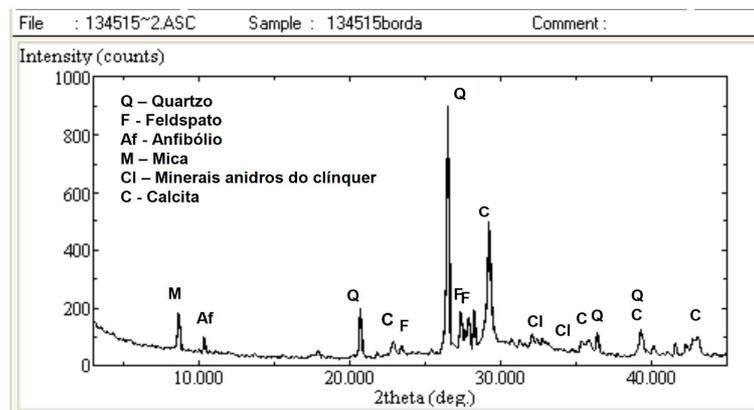


Figura G 18. Gráfico de difração de raios X – Amostra do 4º lote – região da borda - concreto C40