unesp

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Pós-Graduação em Engenharia Civil

MESTRADO

"CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS: AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS ATRAVÉS DO MÉTODO DA MATURIDADE"

Mario Rogerio Scoaris

1210001636

Ilha Solteira - SP

cm 1 2 3 4 5 6 7 8 unesp 12 13 14 15 16 17 18 19

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

"CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS: AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS ATRAVÉS DO MÉTODO DA MATURIDADE"

Eng°. Mario Rogerio Scoaris

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, da Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

ORIENTADORA:

Profª. Drª. Mônica Pinto Barbosa

CO-ORIENTADOR:

Prof°. Dr°. Newton de Oliveira Pinto Júnior

Ilha Solteira, maio de 2005.

BCpIS FEIS - UNESP

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação/Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP-Ilha Solteira

Scoaris, Mario Rogerio

S421c Concretos reforçados com fibras : avaliação das propriedades mecânicas através do método da maturidade / Mario Rogerio Scoaris. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2005

xiv, 260 p. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2005

Orientador: Mônica Pinto Barbosa

Co-orientador: Newton de Oliveira Pinto Júnior

Bibliografia: p. 242-257

1. Concreto. 2. Método da maturidade. 3. Cura do concreto. 4. Fibras. 5. Energia de ativação.

30102014

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS: AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS ATRAVÉS DO MÉTODO DA MATURIDADE

AUTOR: **MARIO ROGERIO SCOARIS**

ORIENTADOR: **Dra. MONICA PINTO BARBOSA**

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE em ENGENHARIA CIVIL pela Comissão Examinadora:

Prof ª. Dra. MONICA PINTO BARBOSA

Prof. Dr. JEFFERSON B. LIBARDI LIBORIO

Prof. Dr. ANTONIO ANDERSON S SEGANTINI

Data da realização: 24 de maio de 2005

Presidente da Comissão Examinadora
Dra. MONICA PINTO BARBOSA

UNESP - "CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA"
SERVIÇO TÉC. DE BIBLIOTECA E DOCUMENTAÇÃO

DATA DE CHEGADA	DATA DE TOMBO
19.10.05	30.11.05
REGISTRADO POR	TOMBO
Ailza	Tr. 1636
AQUISIÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
Doação Autor R$ 10,00	S421c

Proc. 055/05-UPD 168
1210001636
Co
Sys 330174
Sys 59081
BCpIS FEIS - UNESP

Agradecimentos

Em primeiro lugar a Deus, na pessoa do Senhor Jesus Cristo segundo a minha fé, que creio ser o responsável pelo sucesso em todas as etapas desse trabalho.

Aos meus pais José Mario Scoaris e Célia Jordão Scoaris e as minhas irmãs Rosangela Scoaris e Regina Scoaris.

A professora Drª. Mônica Pinto Barbosa enquanto orientadora principal responsável pelo trabalho de pesquisa e ao professor Drº. Newton Oliveira Pinto Júnior pela co-orientação em todas as etapas de desenvolvimento desta dissertação de mestrado.

Ao Laboratório CESP de Engenharia Civil, na pessoa do engenheiro Flávio Moreira Salles, que colocou a disposição todas as instalações e apoio técnico, sem os quais seria difícil alcançar o meu objetivo.

Aos técnicos da Faculdade de Engenharia de Civil do Campus de Ilha Solteira e do Laboratório CESP de Engenharia Civil.

Aos amigos que ajudaram na parte experimental e em especial a amiga Ana Carolina Marques que colaborou em toda esta etapa. E a amiga Luciana Jacomassi pelo trabalho de correção. Ao amigo Leandro Vanalli e sua esposa Simone Vanalli pela revisão final do trabalho.

A empresa Holcim do Brasil, que forneceu o cimento utilizado na fabricação dos concretos. A Vulkan do Brasil Ltda, pelas fibras de aço empregadas neste trabalho de mestrado. A FITESA Fibras e Filamentos Ltda, pelas fibras de polipropileno fornecidas, para esta pesquisa. A MBT Brasil Industria e Comercio Ltda, pelo fornecimento do superplastificante utilizado na pesquisa.

BCnIS FEIS - UNESP

unesp

Sumário

Lista de figuras....iv

Lista de tabelas....xi

Lista de símbolos e siglas....xiv

1 Introdução 1
2 Fibras 5
2.1 Histórico 5
2.2 Tipos de fibras....13
2.3 Tipos de reforços em estruturas....16
2.4 Trabalhabilidade, ductilidade e tenacidade dos compósitos 17
2.5 Controle da fissuração em matriz cimentícia....24
2.6 Módulo de elasticidade das fibras 27
2.7 Fibras de aço 29
2.8 Propriedades do concreto com fibras de aço 35
2.9 Fibras de polipropileno 39
2.10 Controle da fissuração causada pela retração plástica 41
2.11 Diminuição da exsudação pela adição de fibras de polipropileno ao concreto 43
2.12 Propriedades do concreto com fibras de polipropileno 46
2.13 Aduelas pré-moldadas para revestimento de túneis 49
3 A cura do concreto: Aplicação do Método da Maturidade 57
3.1 Aspectos gerais....57
3.2 Cura térmica....61
3.3 Fatores que influênciam a cura térmica 64
3.4 Cura úmida....71
3.5 Método da Maturidade 72
3.5.1 Generalidades 72
3.5.2 Conceito da maturidade....76
3.5.3 Funções da maturidade 77
3.5.4 Relações no desenvolvimento da resistência....80
3.5.5 Aplicação do Método da Maturidade na construção civil....82
3.5.6 Determinação da resistência à compressão por meio da equação de Nurse-Saul....84
3.6 Energia de ativação 95
3.7 Energia de ativação do concreto de cimento Portland 98
3.8 Propriedades mêcanicas....100
4 Programa experimental 103
4.1 Fabricação dos concretos 104
4.2 Discussões....119
4.2.1 Caracterização dos materiais 119
4.2.2 Ensaios das propriedades mecânicas dos concretos....119
4.3 Cura térmica....120
4.4 Cura úmida....123
4.5 Energia de Ativação Aparente (E_a)....124
4.6 Ensaios mecânicos 126
4.7 Comparação da resistência à compressão em corpos-de-prova com e

BCpIS FEIS - UNESP

sem isolamento térmico lateral, submetido à cura térmica 131
5 Determinação experimental da Energia Aparente de Ativação (E_a) dos concretos reforçados com fibras 135
5.1 Determinação da Energia de Ativação Aparente (E_a) do concreto reforçado com fibras 138
5.1.1 Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) 138
5.1.2 Cálculo da Energia de Ativação Aparente (E_a) para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) 144
5.1.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno (CRFAP) ... 146
5.1.4 Cálculo da Energia de Ativação Aparente (E_a) para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno (CRFAP) 152
5.2 Discussões 153
5.2.1 Energia de Ativação Aparente (E_a) 153
6 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados termicamente 155
6.1 Introdução à cura térmica 155
6.2 Metodologia 155
6.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA 159
6.3.1 Cura térmica do CRFA: Avaliação da resistência à compressão (f_c) pelo Método da Maturidade 159
6.3.2 Cura térmica do CRFA: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade 162
6.4 Concreto reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno – CRFAP 165
6.4.1 Cura térmica do CRFAP: Avaliação da resistência à compressão (f_c) pelo Método da Maturidade 165
6.4.2 Cura térmica do CRFAP: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade 168
6.5 Análise comparativa dos concretos reforçados com fibras curados térmicamente 171
6.6 Resultado da análise comparativa em corpos-de-prova com e sem isolamento térmico lateral, submetido à cura térmica 174
6.7 Simulação em cura térmica 179
7 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados em câmara úmida saturada 182
7.1 Introdução a cura em câmara úmida saturada 182
7.2 Metodologia 183
7.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA 184
7.3.1 Cura em câmara úmida do CRFA: Avaliação da resistência à compressão (f_c) pelo Método da Maturidade 184
7.3.2 Cura em câmara úmida do CRFA: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade 187
7.4 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno - CRFAP 190
7.4.1 Cura em câmara úmida do CRFAP: Avaliação da resistência à de compressão (f_c) pelo Método da Maturidade 190
7.4.2 Cura úmida do CRFAP: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade 193
7.5 Análise comparativa dos concretos reforçados com fibras submetidos ao processo de cura em câmara úmida 195
7.5.1 Simulação com cura ao ar livre 198
8 Análise comparativa das propriedades mêcanicas segundo os

BCpIS FEIS - UNESP

processos de cura 200
8.1 Análise comparativa das propriedades dos concretos curados termicamente e em câmara úmida 200
8.1.1 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA 201
8.1.2 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno - CRFAP ... 203
8.1.3 Análise simultânea dos concretos reforçados em relação à resistência à compressão e módulo de elasticidade 205
8.2 Avaliação dos concretos submetidos a dois processos de cura simultâneos 209
8.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA 209
8.4 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno – CRFAP 213
8.4.1 Avaliação dos resultados 216
9 Determinação empírica do módulo de elasticidade e ensaios de tenacidade 218
9.1 Estimativa do valor de módulo de elasticidade através da resistência à compressão 218
9.1.1 Avaliação dos resultados de E_c 223
9.2 Ensaios de tenacidade 224
9.2.1 Moldagem 225
9.2.2 Ensaio de tenacidade 227
9.2.3 Resultados dos ensaios de tenacidade 228
10 Considerações finais 236
10.1 Energia Aparente de Ativação 236
10.2 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados termicamente 236
10.3 Análise comparativa de resistencia mecânica em corpos-de-prova com e sem isolamento térmico lateral. 238
10.4 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados em câmara úmida saturada 238
10.5 Determinação empírica do módulo de elasticidade 239
10.6 Resultados experimentais de tenacidade do CRFA e CRFAP 240
10.7 Proposta de continuidade desta pesquisa 241
11 Bibliografias 242
11.1 Referências bibliográficas 242
11.2 Bibliografia consultada 255
Anexo 258

BCMS FEIS - UNESP

Lista de figuras

FIGURA 1 – PATENTE DE WEAKLEY A) E DE MEISCHKE-SMITH B) 6
FIGURA 2 – PATENTES DE MARTIN A) E DE ETHERIDGE B) 7
FIGURA 3 – PATENTE DE CONSTANTINESCO 8
FIGURA 4 – FIBRAS DE AÇO 9
FIGURA 5 – FIBRAS DE VIDRO 10
FIGURA 6 – FIBRAS DE CARBONO 10
FIGURA 7 – FIBRAS DE POLIPROPILENO RETORCIDAS E FIBRILADAS 10
FIGURA 8 – FIBRAS TRIDIMENSIONAIS DE AÇO 11
FIGURA 9 – MATRIZES COM FIBRAS TRIDIMENSIONAIS DE POLIPROPILENO 12
FIGURA 10 – REFORÇO INTERNO, FIBRAS DE AÇO. 17
FIGURA 11 – REFORÇO EXTERNO, APLICAÇÃO DE TECIDO DE FIBRA DE CARBONO 17
FIGURA 12 – PAINÉIS REFORÇADOS COM FIBRAS DE VIDRO 18
FIGURA 13 –CURVAS TÍPICAS DE TENSÃO DE TRAÇÃO-DEFORMAÇÃO PARA BAIXO E ALTO VOLUME DE FIBRAS 19
FIGURA 14 – ENSAIO DE TENACIDADE PRECONIZADO PELA JSCE, PARA ENSAIO DE TRAÇÃO NA FLEXÃO COM DEFORMAÇÃO CONTROLADA 20
FIGURA 15– GRÁFICO FORÇA X DESLOCAMENTO VERTICAL, UTILIZADO PARA CÁLCULO DA TENACIDADE SEGUNDO A JSCE SF-4 (1984) 21
FIGURA 16 – DIFERENTE COMPORTAMENTO DE MATERIAIS COM SIMILAR TENACIDADE ABSOLUTA.. 22
FIGURA 17 – ENSAIO DE PUNÇÕES EM LAJES 23
FIGURA 18 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE UM CONCRETO CONVENCIONAL E UM CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS 25
FIGURA 19 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE UM CONCRETO CONVENCIONAL E UM CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS 26
FIGURA 20 – MECANISMO DE CONTROLE DE PROPAGAÇÃO DAS FISSURAS 26
FIGURA 21– DIAGRAMA DE TENSÃO POR DEFORMAÇÃO ELÁSTICA DE MATRIZ E FIBRAS DE ALTO E BAIXO MODULO DE ELASTICIDADE TRABALHANDO EM CONJUNTO 29
FIGURA 22 – EXEMPLO DE FIBRAS COLADAS E SOLTAS, E DEFINIÇÃO DO FATOR DE FORMA 30
FIGURA 23 – TIPOS DE SEÇÕES TRANSVERSAIS E DE FIBRAS 30
FIGURA 24– EXEMPLO DE CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS 31
FIGURA 25 – DETALHES DAS SEÇÕES DE RUPTURA DE CORPOS-DE-PROVA DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO INCORPORADO FIBRAS DE AÇO DE BAIXO (LC) E ALTO (HC) TEOR DE CARBONO 32
FIGURA 26– EFEITO DO VOLUME DE FIBRAS NA CONSISTÊNCIA VB 33
FIGURA 27 – EXEMPLO DE ADUELAS UTILIZADO EM TÚNEIS, ... 37
FIGURA 28 – MODOS DE RUPTURAS DE VIGAS COM VÁRIOS TEORES DE FIBRAS DE FIBRAS E SEM

FIBRAS. 38
FIGURA 29 – FIBRAS DE POLIPROPILENO UTILIZADAS EM CONCRETOS 40
FIGURA 30 – EXEMPLO DE FISSURAS OCASIONADAS POR RETRAÇÃO PLÁSTICA 41
FIGURA 31 – GRÁFICO DE REPRESENTAÇÃO DO MECANISMO DE COMBATE AS FISSURAS DE RETRAÇÃO PLÁSTICA COM A INCORPORAÇÃO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO 43
FIGURA 32 – FISSURAS DE ASSENTAMENTO 44
FIGURA 33 – PASSOS QUE LEVAM AO LASCAMENTO DO CONCRETO 49
FIGURA 34 – DETALHES DAS ADUELAS 51
FIGURA 35 – DETALHE DA DISTRIBUIÇÃO DOS SEGMENTOS DAS ADUELAS DO METRO DE SÃO PAULO 52
FIGURA 36 – DETALHE DOS ÂNGULOS DOS SEGMENTOS DAS ADUELAS DO METRO DE SÃO PAULO. 52
FIGURA 37 – ADUELA E FORMA METÁLICA DA MESMA 53
FIGURA 38 –ENSAIO EM LABORATÓRIO, SIMULANDO A AÇÃO DO TBM SOBRE A ADUELA 53
FIGURA 39 – ENSAIO DE FLEXO-COMPRESSÃO EM ADUELA 54
FIGURA 40 – MONTAGEM DO ANEL FORMADO PELAS ADUELAS 54
FIGURA 41 – ANEL SEGMENTADO COMPLETO 55
FIGURA 42 – EMPRESA DE PRÉ-MOLDADOS QUE UTILIZA A CURA TÉRMICA. 60
FIGURA 43 – IMAGENS EM MEV DAS AMOSTRAS DE CONCRETO FRATURADAS (28 DIAS). 65
FIGURA 44 – CICLO TÉRMICO 67
FIGURA 45 – O "EFEITO CRUZADO" DEVIDO A DIFERENTES TEMPERATURAS NAS PRIMEIRAS IDADES DO CONCRETO DURANTE O DESENVOLVIMENTO DAS RELAÇÕES DE RESISTÊNCIA-MATURIDADE 75
FIGURA 46 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL COM IDADE NATURAL DO CONCRETO 83
FIGURA 47 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL COM IDADE EQUIVALENTE DO CONCRETO 84
FIGURA 48 – CORPOS-DE-PROVA, COM MONITORAMENTO DE TEMPO E TEMPERATURA E HISTÓRICO DE TEMPERATURA. 85
FIGURA 49 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE, OBTIDO EM LABORATÓRIO. 86
FIGURA 50 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X FATOR DE MATURIDADE, OBTIDO EM LABORATÓRIO. 86
FIGURA 51 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X FATOR DE MATURIDADE, ACRESCIDO DE LINHA DE TENDENCIA OBTIDO EM LABORATÓRIO. 87
FIGURA 52 – MONITORAMENTO DA ESTRUTURA. 88
FIGURA 53 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X FATOR DE MATURIDADE. 89
FIGURA 54 – ESQUEMA PARA DETERMINAÇÃO DA ENERGIA DE ATIVAÇÃO E_A. 90
FIGURA 55 – CORPOS-DE-PROVA, COM MONITORAMENTO DE TEMPO E TEMPERATURA E HISTÓRICO DE TEMPERATURA. 91
FIGURA 56 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE, OBTIDO EM LABORATÓRIO. 91
FIGURA 57 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE EQUIVALENTE A UMA TEMPERATURA

BCpIS FEIS - UNESP

DE REFERÊNCIA (T_R), OBTIDO EM LABORATÓRIO 92
FIGURA 58 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE EQUIVALENTE A UMA TEMPERATURA DE REFERÊNCIA (T_R) ACRECIDO DE LINHA DE TENDENCIA OBTIDO EM LABORATÓRIO 92
FIGURA 59 – MONITORAMENTO DA ESTRUTURA (TEMPO X TEMPERATURA) E HISTÓRICO DE TEMPERATURA "IN LOCO". 93
FIGURA 60 – GRÁFICO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE EQUIVALENTE A UMA TEMPERATURA DE REFERÊNCIA (T_R). 94
FIGURA 61 – PERFIL DE ENERGIA DAS REAÇÕES 96
FIGURA 62 – POSICIONAMENTO DO CORPO-DE-PROVA, LVDT E CUTELOS NO ENSAIO DE TRAÇÃO NA FLEXÃO COM O SISTEMA "YOKE" 102
FIGURA 63 - DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA NATURAL. 106
FIGURA 64 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA ARTIFICIAL. 107
FIGURA 65 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA BRITA Nº 0 (ZERO) 108
FIGURA 66 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA BRITA Nº 1 110
FIGURA 67 – FIBRAS DE AÇO 111
FIGURA 68 – FIBRAS DE POLIPROPILENO 112
FIGURA 69 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA NATURAL. 115
FIGURA 70 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA ARTIFICIAL. 116
FIGURA 71 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA BRITA Nº 0 (ZERO). 117
FIGURA 72 – DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA BRITA Nº 1. 118
FIGURA 73 – EQUIPAMENTO DE CURA TÉRMICA 121
FIGURA 74 – DETALHE DO EQUIPAMENTO ABERTO 121
FIGURA 75 – VEDAÇÃO DOS CPS 122
FIGURA 76 – DETALHE DO CP COM A SONDA DO MULTÍMETRO 122
FIGURA 77 – DETALHE DO CP DENTRO DO FORNO 122
FIGURA 78 – DETALHE DO CP SENDO ROMPIDO 122
FIGURA 79 – MONITORAMENTO DOS CORPOS-DE-PROVAS APÓS A MOLDAGEM 123
FIGURA 80 – MULTÍMETRO, PROTEGIDO EM 123
FIGURA 81 – MONITORAMENTO DOS CORPOS-DE-PROVAS DENTRO DA CÂMARA ÚMIDA 124
FIGURA 82 – CORPOS-DE-PROVAS CURADOS DENTRO DA CÂMARA ÚMIDA 124
FIGURA 83 – CÂMARA ÚMIDA 126
FIGURA 84 – CÂMARA TÉRMICA 126
FIGURA 85 – BANHO TÉRMICO: VISTA EXTERNA 126
FIGURA 86 – BANHO TÉRMICO: VISTA INTERNA 126
FIGURA 87 – DETALHE DO CAPEAMENTO 127
FIGURA 88 – EQUIPAMENTO EMPREGADO NO ENSAIO RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO 127
FIGURA 89 – POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS 128
FIGURA 90 – ENSAIO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE 128

FIGURA 91 – VIGA POSICIONADA PARA SER ENSAIADA 129
FIGURA 92 – SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS 129
FIGURA 93 – CRITÉRIO DA JSCE SF-4 (1984) PARA A DETERMINAÇÃO DA TENACIDADE 130
FIGURA 94 – DISTRIBUIÇÃO DE CALOR EM ADUELAS E EM CORPOS-DE-PROVA EXTRAÍDOS DA MESMA. 132
FIGURA 95 – CORPOS-DE-PROVA TIPO I 133
FIGURA 96 – CORPOS-DE-PROVA TIPO II 133
FIGURA 97 – PROTEÇÃO CONTRA A EVAPORAÇÃO UTILIZANDO FILTRO PLÁSTICO 136
FIGURA 98 – CÂMARA ÚMIDA 136
FIGURA 99 – CÂMARA TÉRMICA 136
FIGURA 100 – BANHO TÉRMICO: VISTA EXTERNA 137
FIGURA 101 – BANHO TÉRMICO: VISTA INTERNA 137
FIGURA 102 – VISTA GERAL DO ENSAIO 137
FIGURA 103 – DETALHE DO ENSAIO 137
FIGURA 104 – GRÁFICO INV. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X INV. IDADE 140
FIGURA 105 – GRÁFICO A X IDADE 140
FIGURA 106 – GRÁFICO INV. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X INV. IDADE 142
FIGURA 107 – GRÁFICO A X IDADE 142
FIGURA 108 – GRÁFICO INV. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X INV. IDADE 144
FIGURA 109 – GRÁFICO A X IDADE 144
FIGURA 110 – GRÁFICO DE K EM FUNÇÃO DAS TEMPERATURAS DE CURA 145
FIGURA 111 – GRÁFICO LN(K) X INV. TEMPERATURA 145
FIGURA 112 – GRÁFICO INV. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X INV. IDADE 147
FIGURA 113 – GRÁFICO A X IDADE 148
FIGURA 114– GRÁFICO INV. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X INV. IDADE 149
FIGURA 115 – GRÁFICO A X IDADE 150
FIGURA 116 – GRÁFICO INV. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X INV. IDADE 151
FIGURA 117 – GRÁFICO A X IDADE 152
FIGURA 118 – GRÁFICO DE K EM FUNÇÃO DAS TEMPERATURAS DE CURA 152
FIGURA 119– GRÁFICO LN(K) X INV. TEMPERATURA 153
FIGURA 120– VALORES DE EA, OBTIDOS EXPERIMENTALMENTE E POR PEREZ 154
FIGURA 121 – ADENSAMENTO EM MESA VIBRATÓRIA 156
FIGURA 122 – COLOCAÇÃO DE FILTRO PLÁSTICO 156
FIGURA 123 – COLOCAÇÃO DO ÓLEO, NO CANO DE COBRE 157
FIGURA 124 – EQUIPAMENTO DE CURA TÉRMICA 157
FIGURA 125 – DISPOSIÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA NO EQUIPAMENTO DE CURA 157
FIGURA 126 – COLOCAÇÃO DA SONDA NO CORPO-DE-PROVA 158
FIGURA 127 – MULTÍMETROS NA LATERAL DO EQUIPAMENTO 158

FIGURA 128 – DETALHE DO MULTÍMETRO 158
FIGURA 129 – CAPEAMENTO DO CORPO-DE-PROVA 159
FIGURA 130 – ENSAIO DE COMPRESSÃO DURANTE A CURA TÉRMICA 159
FIGURA 131 – DETALHE DO ENSAIO 159
FIGURA 132 – VISTA GERAL DO ENSAIO 159
FIGURA 133 – EVOLUÇÃO DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DURANTE O CICLO TÉRMICO 160
FIGURA 134– HISTÓRICO DE TEMPERATURA OBTIDOS DURANTE O CICLO 161
FIGURA 135 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO COMPRESSÃO *X* FATOR DE MATURIDADE DO CRFA 161
FIGURA 136 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO *X* IDADE EQUIVALENTE A 60º DO CRFA 162
FIGURA 137 – EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DURANTE O CICLO TÉRMICO 163
FIGURA 138 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA OBTIDOS DURANTE O CICLO 164
FIGURA 139 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X FATOR DE MATURIDADE DO CRFA 164
FIGURA 140 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X IDADE EQUIVALENTE A 60º DO CRFA 165
FIGURA 141 – EVOLUÇÃO DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DURANTE O CICLO TÉRMICO 166
FIGURA 142 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA OBTIDOS DURANTE O CICLO 167
FIGURA 143 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X FATOR DE MATURIDADE DO CRFAP 167
FIGURA 144 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE EQUIVALENTE A 60º DO CRFAP 168
FIGURA 145 – EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DURANTE O CICLO TÉRMICO 169
FIGURA 146 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA OBTIDOS DURANTE O CICLO 170
FIGURA 147 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X FATOR DE MATURIDADE DO CRFAP 170
FIGURA 148 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X IDADE EQUIVALENTE A 60º DO CRFAP 171
FIGURA 149 – RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E IDADE EQUIVALENTE A 60° 172
FIGURA 150 – RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E FATOR DE MATURIDADE 172
FIGURA 151 – RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE ELASTICIDADE E IDADE EQUIVALENTE A 60°C. 173
FIGURA 152 – RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE ELASTICIDADE E FATOR DE MATURIDADE 173
FIGURA 153 – CORPOS-DE-PROVA PARA MONITORAMENTO DA TEMPERATURA 175
FIGURA 154 – CORPOS-DE-PROVA TIPO I 175
FIGURA 155 – CORPOS-DE-PROVA TIPO II 175
FIGURA 156 – CORPOS-DE-PROVA DISTRIBUÍDOS NO APARELHO DE CURA 176
FIGURA 157 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA DURANTE O ENSAIO DE CURA TÉRMICA 177
FIGURA 158 – DESENVOLVIMENTO DA TEMPERATURA NOS CORPOS-DE-PROVA 179
FIGURA 159 – HISTÓRICO FICTÍCIO DE TEMPERATURAS DE UMA ADUELA CURADA TERMICAMENTE 180
FIGURA 160 – CORPOS-DE-PROVA MOLDADOS, EM TEMPERATURA AMBIENTE 183
FIGURA 161 – MULTÍMETROS PARA REGISTRO DAS TEMPERATURAS 183
FIGURA 162 – EVOLUÇÃO DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DURANTE A CURA EM CÂMARA ÚMIDA. 185
FIGURA 163 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA , 72 HORAS OU 3 DIAS 185

BCpIS FEIS - UNESP

FIGURA 164 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA, 2184 HORAS OU 91 DIAS 186
FIGURA 165 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X FATOR DE MATURIDADE DO CRFA 186
FIGURA 166 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE EQUIVALENTE A 20ºC DO CRFA 187
FIGURA 167 – EVOLUÇÃO DE E_c DURANTE A CURA REALIZADA EM CÂMARA ÚMIDA 188
FIGURA 168 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X FATOR DE MATURIDADE DO CRFA 189
FIGURA 169 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X IDADE EQUIVALENTE A 20º DO CRFA 189
FIGURA 170 – EVOLUÇÃO DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO DURANTE O CICLO TÉRMICO 190
FIGURA 171 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA , 72 HORAS OU 3 DIAS 191
FIGURA 172 – HISTÓRICO DE TEMPERATURA, 2184 HORAS OU 91 DIAS 191
FIGURA 173 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X FATOR DE MATURIDADE DO CRFAP 192
FIGURA 174 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE EQUIVALENTE A 20ºC 192
FIGURA 175 – EVOLUÇÃO DE E_c DURANTE O CICLO TÉRMICO 193
FIGURA 176 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X FATOR DE MATURIDADE DO CRFAP 194
FIGURA 177 – MÓDULO DE ELASTICIDADE X IDADE EQUIVALENTE A 20º DO CRFAP 195
FIGURA 178 – RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X IDADE EQUIVALENTE A 20° 196
FIGURA 179 – RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO X FATOR DE MATURIDADE 196
FIGURA 180 – RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE ELASTICIDADE E IDADE EQUIVALENTE A 20°C. 197
FIGURA 181 – RELAÇÃO ENTRE MÓDULO DE ELASTICIDADE E FATOR DE MATURIDADE 197
FIGURA 182 – HISTÓRICO FICTÍCIO DAS TEMPERATURAS DE UMA ADUELA CURADA EM MEIO AMBIENTE 199
FIGURA 183 – DESENVOLVIMENTO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CRFA, CURADO TERMICAMENTE E EM CÂMARA ÚMIDA SATURADA 201
FIGURA 184 – DESENVOLVIMENTO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CRFA, SUBMETIDOS AO PROCESSO DE CURA TÉRMICA À VAPOR E EM CÂMARA ÚMIDA SATURADA, A TEMPERATURA CONSTANTE DE 20ºC 202
FIGURA 185 – DESENVOLVIMENTO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CRFA, CURADO TERMICAMENTE E EM CÂMARA ÚMIDA SATURADA 202
FIGURA 186 – DESENVOLVIMENTO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CRFA, SUBMETIDOS AOS DOIS PROCESSOS DE CURA DISTINTOS, A TEMPERATURA CONSTANTE DE 20ºC 203
FIGURA 187 – DESENVOLVIMENTO DA RESISTÊNCIA À DO CRFAP, CURADO TERMICAMENTE E EM CÂMARA ÚMIDA SATURADA 204
FIGURA 188 – DESENVOLVIMENTO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CRFAP, SUBMETIDOS A DOIS PROCESSOS DE CURA DISTINTOS, A UMA TEMPERATURA DE CURA CONSTANTE DE 20ºC 204
FIGURA 189 – DESENVOLVIMENTO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CRFAP, SUBMETIDO A DOIS PROCESSOS DE CURAS DISTINTOS 205
FIGURA 190 – DESENVOLVIMENTO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CRFAP, SUBMETIDOS AOS DOIS PROCESSOS DE CURA DISTINTOS, A UMA TEMPERATURA DE 20ºC 205
FIGURA 191 – ANÁLISE COMPARATIVA DE F_c DOS DOIS TIPOS DE CONCRETOS SUBMETIDOS A CURA TÉRMICA E CURA EM CÂMARA ÚMIDA SATURADA 206

FIGURA 192 – ANÁLISE COMPARATIVA DE F_c DOS CONCRETOS REFORÇADOS, SUBMETIDOS AOS DOIS PROCESSOS DE CURA DISTINTOS EM TERMOS DA TEMPERATURA CONSTANTE A 20ºC 206
FIGURA 193 – ANÁLISE COMPARATIVA DE E_c DOS DOIS TIPOS DE CONCRETOS SUBMETIDOS A CURA TÉRMICA E CURA EM CÂMARA ÚMIDA SATURADA 207
FIGURA 194 – ANÁLISE COMPARATIVA DE E_c DOS CONCRETOS REFORÇADOS, SUBMETIDOS AOS DOIS PROCESSOS DE CURA DISTINTOS EM TERMOS DA TEMPERATURA CONSTANTE A 20ºC 207
FIGURA 195 – EVOLUÇÃO DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CRFA 211
FIGURA 196 – EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CRFA 212
FIGURA 197 – VALORES DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DO CRFAP 214
FIGURA 198 – EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CRFAP 215
FIGURA 199 – EVOLUÇÃO EXPERIMENTAL E EMPÍRICA DE E_c DO CRFA SUBMETIDO A CURA TÉRMICA 221
FIGURA 200 – EVOLUÇÃO EXPERIMENTAL E EMPÍRICA DE E_c DO CRFAP SUBMETIDO A CURA TÉRMICA 222
FIGURA 201 – EVOLUÇÃO EXPERIMENTAL E EMPÍRICA DE E_c DO CRFA SUBMETIDO 222
FIGURA 202 – EVOLUÇÃO EXPERIMENTAL E EMPÍRICA DE E_c DO CRFAP SUBMETIDO 223
FIGURA 203 – MOLDAGEM E ADENSAMENTO DAS VIGAS 226
FIGURA 204 – CORPOS-DE-PROVA PARA REGISTRO DAS TEMPERATURAS 226
FIGURA 205 – CORPOS-DE-PROVA COM FILTRO PLÁSTICO 226
FIGURA 206 – CORPOS-DE-PROVA COM SUPORTE DO "YOKE" 227
FIGURA 207 – DETALHE DO ENSAIO 227
FIGURA 208 – VISTA GERAL DO ENSAIO 228
FIGURA 209 – RESULTADO AMOSTRA Nº 01 229
FIGURA 210 – RESULTADO AMOSTRA Nº 02 229
FIGURA 211 – RESULTADO AMOSTRA Nº 03 229
FIGURA 212 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS 229
FIGURA 213 – RESULTADO AMOSTRA Nº 01 230
FIGURA 214 – RESULTADO AMOSTRA Nº 02 230
FIGURA 215 – RESULTADO AMOSTRA Nº 03 230
FIGURA 216 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS 230
FIGURA 217 – RESULTADO AMOSTRA Nº 01 232
FIGURA 218 – RESULTADO AMOSTRA Nº 02 232
FIGURA 219 – RESULTADO AMOSTRA Nº 03 232
FIGURA 220 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS 232
FIGURA 221 – RESULTADO AMOSTRA Nº 01 233
FIGURA 222 – RESULTADO AMOSTRA Nº 02 233
FIGURA 223 – RESULTADO AMOSTRA Nº 03 233
FIGURA 224 – COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS 233

Lista de tabelas

TABELA 1 - ALGUMAS CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES MECÂNICAS E QUÍMICAS DAS FIBRAS ... 16
TABELA 2 - MÉTODOS DE ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DA TENACIDADE ESPECIFICADOS PARA O CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS ... 23
TABELA 3 – RESULTADOS DE ESTUDOS DESENVOLVIDOS PARA A AVALIAÇÃO DA INFLUENCIA DAS FIBRAS DE POLIPROPILENO SOBRE A FISSURAÇÃO POR RETRAÇÃO PLÁSTICA ... 47
TABELA 4 – CORPOS-DE-PROVA ENSAIADOS A DIFERENTES CONDIÇÕES DE CURA ... 72
TABELA 5 – VALORES DE E_A ENCONTRADOS EXPERIMENTALMENTE ... 100
TABELA 6 – EQUAÇÕES EMPÍRICAS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE EM GPA ... 101
TABELA 7 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E QUÍMICAS DO CIMENTO CP V ARI RS ... 105
TABELA 8 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA AREIA NATURAL ... 106
TABELA 9 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA AREIA ARTIFICIAL. ... 107
TABELA 10 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BRITA Nº 0 (ZERO) ... 109
TABELA 11 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BRITA Nº 1 ... 110
TABELA 12 – CARACTERIZAÇÃO DO SUPERPLASTIFICANTE GLENIUM 51 ... 111
TABELA 13 – CARACTERIZAÇÃO DAS FIBRAS DE AÇO ... 112
TABELA 14 – CARACTERIZAÇÃO DAS FIBRAS DE POLIPROPILENO ... 113
TABELA 15 – COMPOSIÇÃO DO CONCRETO UTILIZADO NO METRÔ DA CIDADE DE SÃO PAULO ... 114
TABELA 16 – RESULTADO DE ABATIMENTO (SLUMP TEST) DOS CONCRETOS DA PESQUISA ... 114
TABELA 17 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA AREIA NATURAL ... 115
TABELA 18 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA AREIA ARTIFICIAL. ... 116
TABELA 19 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BRITA Nº 0 (ZERO) ... 117
TABELA 20 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BRITA Nº 1 ... 118
TABELA 21 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA BRITA Nº 1 ... 120
TABELA 22 – VALORES DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA IDADE, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO ... 138
TABELA 23 – VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, IDADE E DO PARÂMETRO A ... 139
TABELA 24 – VALORES DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA IDADE, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO ... 141
TABELA 25 – VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, IDADE E DO PARÂMETRO A ... 141
TABELA 26 – VALORES DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA IDADE, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO ... 143
TABELA 27 – VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, IDADE E DO PARÂMETRO A ... 143
TABELA 28 – VALORES DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA IDADE, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO ... 146
TABELA 29 – VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, IDADE E DO PARÂMETRO A ... 147
TABELA 30 – VALORES DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA IDADE, COM TRATAMENTO

ESTATÍSTICO 148
TABELA 31 – VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, IDADE E DO PARÂMETRO A 149
TABELA 32 – VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA IDADE, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 150
TABELA 33 – VALORES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO, IDADE E DO PARÂMETRO A 151
TABELA 34 – NÚMERO DE CORPOS-DE-PROVA NECESSÁRIOS PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE TENSÃO DE COMPRESSÃO (F_C) E PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE (E_C) DURANTE A CURA TÉRMICA À VAPOR 156
TABELA 35 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DURANTE O CICLO TÉRMICO, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 160
TABELA 36 – RESULTADOS DOS VALORES DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DURANTE O CICLO TÉRMICO, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 163
TABELA 37 – RESULTADOS DAS TENSÕES DE COMPRESSÃO DURANTE O CICLO TÉRMICO, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 166
TABELA 38 – RESULTADOS DOS VALORES DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DURANTE O CICLO TÉRMICO, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 169
TABELA 39 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CRFAP 176
TABELA 40 – RESULTADOS E ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CRFAP, ATRAVÉS DO MÉTODO DA MATURIDADE 177
TABELA 41 – VALORES DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA SIMULAÇÃO DE CURA DA ADUELA ... 180
TABELA 42 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CRFA CURADO 184
TABELA 43 – RESULTADOS DOS VALORES DE MÓDULO DE ELASTICIDADE CURADOS EM CÂMARA ÚMIDA, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 188
TABELA 44 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DO CRFAP CURADO EM CÂMARA ÚMIDA, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 190
TABELA 45 – RESULTADOS DOS VALORES DE MÓDULO DE ELASTICIDADE CURADOS EM CÂMARA ÚMIDA 193
TABELA 46 – AVALIAÇÃO DA IDADE REAL DOS CONCRETOS EM TERMOS DE IDADE EQUIVALENTE, PARA AS PROPRIEDADES DE TENSÃO DE COMPRESSÃO E MÓDULO DE ELASTICIDADE 208
TABELA 47 – NÚMERO DE CORPOS-DE-PROVA NECESSÁRIOS PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO COMPARATIVO DE TENSÃO DE COMPRESSÃO (F_C) E PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE (E_C) PARA OS CONCRETOS REFORÇADOS 209
TABELA 48 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIA À PARA IDADES DE 7, 28, 56 E 91 DIAS, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 210
TABELA 49 – RESULTADOS DOS VALORES DE MÓDULO DE ELASTICIDADE PARA IDADES DE 7, 28, 56 E 91 DIAS. 212
TABELA 50 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DO CRFAP PARA IDADES DE 7, 28, 56 E 91 DIAS, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 213

BCpIS FEIS - UNESP

TABELA 51 – RESULTADOS DOS VALORES DE MÓDULO DE ELASTICIDADE PARA IDADES DE 7, 28, 56 E 91 DIAS, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 215
TABELA 52 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E EMPÍRICOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO CRFA SUBMETIDO À CURA TÉRMICA 219
TABELA 53 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E EMPÍRICOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO CRFAP SUBMETIDO À CURA TÉRMICA 220
TABELA 54 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E EMPÍRICOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE, CURA EM CÂMARA ÚMIDA DO CRFA 220
TABELA 55 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E EMPÍRICOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE, CURA EM CÂMARA ÚMIDA DO CRFAP 221
TABELA 56 – RESULTADOS DE FATOR DE TENACIDADE E CARGA DE 1º FISSURA DO CRFA 231
TABELA 57 – RESULTADOS DA ANÁLISE ESTATÍSTICA DO FATOR DE TENACIDADE E 231
TABELA 58 – RESULTADOS DE FATOR DE TENACIDADE E CARGA DE 1º FISSURA DO CRFAP 234
TABELA 59 – ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DO FATOR DE TENACIDADE E 234
TABELA 60 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DO CRFA 259
TABELA 61 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DO CRFAP 259
TABELA 62 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO CURADOS EM CÂMARA ÚMIDA, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 260
TABELA 63 – RESULTADOS DAS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO CURADOS EM CÂMARA ÚMIDA, COM TRATAMENTO ESTATÍSTICO 260

Lista de símbolos e siglas

A – constante ou fator de freqüência, dada pela geometria.
a/c – fator água-cimento.
ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS.
b – largura do corpo-de-prova, em cm.
CAD – Concretos de Alto Desempenho.
CRFA – Concreto Reforçado com Fibras de Aço.
CRFAP – Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno.
$Ca(OH)_2$ – portlandita.
E – energia de ativação.
E_a – energia aparente de ativação.
E_c – módulo de elasticidade do concreto.
EFNARC – EUROPEAN FEDERATION OF PRODUCERS AND APPLICATORS OF SPECIALIST.
f_c – resistência à compressão do concreto.
$f_{c\infty}$ – resistência a uma maturidade infinita.
f_{ym} – resistência a tração das fibras.
FM – fator de maturidade.
FT – fator de tenacidade na flexão.
h – altura do corpo-de-prova.
Id.Eq. – idade equivalente.
JSCE – JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS.
L – vão livre do corpo-de-prova.
K – Kelvin.
k – constante.
k_t – taxa constante.
M(t) – fator de maturidade à idade t.
NBR – Norma Brasileira de Regulamentação.
R – constante universal dos gases.
T_b – área sob a curva carga por deslocamento até o limite do deslocamento
T_c – tenacidade do concreto.
t_e – idade equivalente na temperatura de referência Tr.
T_1 – temperatura no início do aquecimento.
T_2 – temperatura máxima atingida no ciclo.
T_0 – temperatura de base.
T_r – temperatura de referência.
T – temperatura absoluta.
t_0 – período de espera.
t_1 – período de aquecimento.
t_2 – período de manutenção da temperatura.
t_3 – período de resfriamento.
Δt – intervalo de tempo.
τ – constante de tempo (Método da Maturidade).
α – parâmetro de forma.
δ_{tb} – deslocamento vertical equivalente a L/300.
σ – tensão.

Concretos reforçados com fibras: avaliação das propriedades mecanicas através do método da maturidade

Mario Rogerio Scoaris

Março/2005

Orientadora: Prof. Dra. Mônica Pinto Barbosa
Co-orientador: Prof. Dr. Newton de Oliveira Pinto Júnior

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo sobre a avaliação das propriedades mecânicas dos concretos reforçados com fibras de aço e com fibras de aço e polipropileno quando submetidos a dois processos de curas distintos, a saber: cura térmica a vapor sob pressão atmosférica com temperatura controlada e cura em câmara úmida saturada. Os ensaios para avaliação da resistência a compressão e do módulo de elasticidade nos dois tipos de concreto submetidos a cura úmida foram realizados nas idades de 1, 3, 7, 14, 28, 56 e 91 dias, utilizando corpos-de-prova cilíndricos de 10x20 cm, exceto no ensaio de tenacidade que foi realizado em corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 15x15x50 cm. No caso dos concretos submetidos à cura térmica o ciclo de cura adotado foi de 6 horas com temperatura constante de 60ºC. Analisou-se através do ensaio não destrutivo do Método da Maturidade, a influência do tipo de cura nas seguintes propriedades mecânica: resistência à compressão, tenacidade e módulo de elasticidade sendo esse último estudado tanto experimentalmente como analiticamente através de diversas expressões usadas para se estimar o módulo a partir da resistência à compressão do concreto.

Palavras-chave: Concreto, Método da Maturidade, cura térmica, cura em câmara úmida, fibras de aço e polipropileno, Energia de Ativação, propriedades mecânicas, reforço

Fiber reinforced concrete: evaluation of mechanical properties through maturity method

Mário Rogério Scoaris

March/2005

Advisors: Mônica Pinto Barbosa
Newton de Oliveira Pinto Júnior

Abstract

This work presents a study about the mechanical properties of steel and a mix with steel and polypropylene fiber reinforced concrete subjected to two different cure process: steam cure under atmospheric pressure with temperature control and humid chamber cure. The tests of compressive strength and modulus of elasticity in both types of concrete that were cured in humid chamber were carried out through the ages of 1, 3, 7, 14, 28, 56, and 91 days, in cylindrical specimens of 10x20cm, except for toughness test that was made in prismatic specimens of 15x15x50 cm. For the concrete subjected to steam cure, it was used a 6 hours cycle at 60ºC. It was analyzed through the Maturity Method, the influence of the cure type in the properties analyzeds: compressive resistance, toughness, and modulus of elasticity. The last one was evaluated experimentally and analytically using equations that relate the compressive resistance with the modulus of elasticity.

Keywords: Maturity Method, Activation Energy, Steam cure, moist cure, fibers, mechanical properties,

Organização da dissertação

A dissertação foi organizada em etapas, apresentadas de forma a facilitar a compreensão dos conceitos abordados e distribuídas em onze capítulos, descritos a seguir:

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO: Aborda sucintamente os assuntos apresentados neste trabalho de mestrado;

Capítulo 2 – FIBRAS: Apresenta as considerações sobre adições de fibras no concreto, com destaque para as fibras de aço e as de polipropileno;

Capítulo 3 – A CURA DO CONCRETO: APLICAÇÃO DO MÉTODO DA MATURIDADE: Discorrem de forma sucinta a cura do concreto, com destaque para o processo de cura térmica e cura em câmara úmida saturada, e seus efeitos sobre as propriedades mecânicas do concreto. A teoria sobre o Método da Maturidade e da Energia Aparente de Ativação são abordadas neste capítulo;

Capítulo 4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL: Apresenta a forma de organização dos ensaios realizados e seus detalhes mais significativos;

Capítulo 5 – DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA ENERGIA DE ATIVAÇÃO APARENTE (E_a) DOS CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS: Neste capítulo são apresentados a metodologia empregada e os procedimentos de cálculo de Ea segundo a ASTM C1078;

Capitulo 6 – APLICAÇÃO DO MÉTODO DA MATURIDADE EM CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS CURADOS TERMICAMENTE: Nessa etapa foram avaliados os resultados das propriedades fc e Ec dos concretos reforçados com fibras submetidos ao processo de cura térmica à vapor através do Método da Maturidade. Foi verificada a influência das frentes de calor na cura de aduelas, através da realização do processo de cura térmica em corpos-de-prova com e

sem isolamento térmico lateral.

Capitulo 7 – APLICAÇÃO DO MÉTODO DA MATURIDADE EM CONCRETOS REFORÇADOS COM FIBRAS CURADOS EM CÂMARA ÚMIDA: De maneira semelhante ao Capitulo 6, é apresentada à aplicação do Método da Maturidade, porém nos concretos curados em câmara úmida saturada. Também foram analisadas comparativamente, as propriedades mecânicas dos concretos curados sob duas condições de curas distintas, a saber: cura térmica procedida de cura em câmara úmida, e cura somente em câmara úmida;

Capitulo 8 – ANÁLISE COMPARATIVA DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS SEGUNDO OS PROCESSOS DE CURA: Neste capítulo é apresentado a comparação das propriedades mecânicas dos concretos reforçados com fibras, submetidos a dois processos de cura distintos, a saber: cura térmica à vapor e cura em câmara úmida saturada e a avaliação dos efeitos do processo térmico nas propriedades mecânicas ensaiadas;

Capitulo 9 – DETERMINAÇÃO EMPÍRICA DO MÓDULO DE ELASTICIDADE E ENSAIOS DE TENACIDADE: Discorre-se neste capítulo a avaliação empírica e sua comparação com os resultados experimentais para módulo de elasticidade dos concretos desta pesquisa. Avalia-se também o comportamento dos concretos reforçados com fibras, submetidos ao ensaio de tenacidade, sob dois processos de cura distintos, a saber: cura térmica e cura ao ar livre;

Capítulo 10 – CONSIDERAÇÕES FINAIS: os resultados obtidos e propostas para o prosseguimento desta pesquisa são discorridos neste capítulo;

Capítulo 11 – BIBLIOGRAFIA: Neste capitulo são apresentadas tanto as referencias bibliográficas quanto as bibliografias consultadas utilizadas na revisão bibliográfica deste trabalho;

ANEXO: Apresenta os resultados de ensaios realizados durante o desenvolvimento da pesquisa.

1 Introdução

O concreto reforçado com fibras tem sido utilizado em várias aplicações na Engenharia Civil como, por exemplo, pavimentos rígidos, pisos e estruturas em geral. No concreto das aduelas pré-moldadas para revestimento de túneis do metrô, da cidade de São Paulo, foram empregadas dois tipos de fibras: fibras de aço e fibras de polipropileno. A adição de fibras de aço nesse tipo de peça tem função de controlar a fissuração e possibilitar a substituição da armadura convencional pelas mesmas. Isto somente é possível devido aos esforços de tração que nesse tipo de estrutura são de pequena intensidade, possibilitando sua absorção pelas fibras. As fibras de polipropileno têm a função de controlar a fissuração ocasionada pela retração plástica nas primeiras idades do concreto. As fibras conferem ao concreto melhorias tais como: aumento da ductilidade, controle de fissuração, aumento da resistência ao impacto, aumento da resistência à fadiga entre outras.

Devido à adoção de técnicas específicas os produtos obtidos apresentam elevado controle de qualidade, no mínimo igual à produção "in loco", executada por outros processos construtivos repetidos.

A indústria de pré-moldados caracteriza-se por produzir elementos de boa qualidade. Devido a repetitividade dos elementos estruturais, usualmente são empregados moldes metálicos, por conferirem qualidade ao produto final. Esse tipo de molde, além de fornecer estabilidade volumétrica e bom acabamento superficial da peça, é o que apresenta ainda o maior número de

reutilização. Todavia esse tipo de molde não é uma alternativa economicamente viável, devido ao custo elevado do material utilizado na confecção. Uma possibilidade para viabilizar o uso, reduzindo o número de moldes necessário, é associar ao processo da pré-moldagem a cura térmica a vapor sob pressão atmosférica. No processo térmico, a alta temperatura de cura promove uma rápida hidratação do cimento, e conseqüentemente as peças adquirem resistências mecânicas necessárias para que as operações de desmoldagem sejam realizadas nas primeiras idades, com segurança sem comprometer a qualidade das peças, permitindo dessa maneira uma alta rotatividade dos moldes e conseqüentemente uma elevada produtividade.

Embora o processo de cura térmica garanta a desforma nas primeiras idades, geralmente, o mesmo promove redução nas propriedades mecânicas do concreto como, por exemplo: resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. A aplicação da cura térmica é complexa e requer cuidado, pois este processo utiliza elevadas temperaturas, que alteram a microestrutura do concreto. Também merecem atenção partes do processo como: duração e temperatura do ciclo térmico, materiais constituintes do concreto e umidade.

Outro processo de cura avaliado neste trabalho foi a cura em câmara úmida saturada, que apresenta um controle de temperatura e umidade, de modo que seja evitada a perda da água da mistura, propiciando desse modo, melhorias nas propriedades mecânicas, se comparada ao processo de cura ao ar livre.

Em estruturas de concreto, muitas vezes é necessário determinar a resistência mecânica que a peça possui em um determinado instante, seja para operações de desforma, seja para aplicações de cargas de protensão. Através do Método da Maturidade é possível estimar essa resistência, através de curvas de maturidade e do histórico de temperaturas que a peça apresenta durante o processo de cura.

O módulo de elasticidade é um parâmetro importante para o dimensionamento de estruturas, pois está associado à rigidez da peça. O ensaio experimental é muitas vezes de difícil realização devido aos aparelhos necessários para sua efetivação. Recorre-se então às normas técnicas, e através de equações que utilizam o valor da resistência à compressão (f_c)

obtida experimentalmente, estimam o valor do módulo de elasticidade (E_c). Neste trabalho foram realizados os procedimentos experimentais e analíticos na determinação do módulo de elasticidade sob duas condições de cura distintas.

Foram desenvolvidos dois traços de concreto com adição de fibras: um com fibras de aço e outro com fibras de aço e polipropileno, semelhantes ao traço do concreto utilizado na fabricação das aduelas do metrô da cidade de São Paulo. Um programa experimental foi elaborado para estudar o comportamento das propriedades mecânicas – tensão de compressão (f_c) e módulo de elasticidade (E_c) – submetidos a dois processos de cura distintos: cura térmica a vapor e cura em câmara úmida saturada, ambos avaliados segundo os conceitos do Método da Maturidade. Também para avaliar os efeitos do processo da elevada temperatura de cura na propriedade de tenacidade (T_c), que relaciona a capacidade que o material tem de absorver energia de deformação, realizou-se dois processos de cura distintos: cura térmica e cura ao ar livre.

Compara-se, também, os valores de módulos de elasticidade experimentais com os valores estimados pelas normas: NBR 6118-2003, ACI 363-92, NS 3473, CEB-FIB e a norma canadense para os concretos reforçados com fibras, submetidos ao processo de cura térmica a vapor e cura em câmara úmida saturada.

Objetivou-se, neste trabalho, realizar as seguintes atividades:

- Avaliar as propriedades mecânicas f_c e E_c, dos concretos reforçados com fibras de aço e também com fibras de aço e polipropileno, curados termicamente e em câmara úmida, a luz do Método da Maturidade;
- Simular através do processo de cura térmica a vapor, em corpos-de-prova, com e sem isolamento lateral, as condições de cura mais favoráveis e desfavoráveis de uma aduela curada termicamente;
- Avaliar os resultados experimentais do módulo de elasticidade dos concretos reforçados com fibras com aqueles obtidos através das equações empíricas preconizadas pela norma brasileira e códigos estrangeiros;
- Analisar a tenacidade (T_c) de vigas curadas termicamente e ao ar livre,

para os dois tipos de concreto reforçados com fibras avaliados neste trabalho.

Os resultados obtidos possibilitaram a avaliação das propriedades mecânicas de f_c e E_c, para os dois concretos ensaiados em relação aos dois tipos distintos de cura. Essas propriedades, analisadas através do Método da Maturidade, possibilitaram a confecção de curvas para estimar f_c ou E_c nos concretos pesquisados quando submetidos a qualquer outro processo de cura a partir do seu histórico de temperatura. Os valores estimados de E_c, a partir das fórmulas empíricas, mostraram resultados muito superiores quando comparados aos valores experimentais obtidos.

2 Fibras

2.1 Histórico

A idéia da utilização de fibras para melhorar o comportamento de materiais de construção é antiga e intuitiva. Segundo NAAMAN (1985), na Bíblia, no livro de Êxodos, constam-se relatos da adição de fibras de palha em tijolos de barro secos ao sol (adobe) e fibras de asbesto em cerâmicas com a finalidade de criar compósitos, materiais de melhor desempenho, constituídos por uma fase continua (matriz) e uma fase dispersa (fibras). No caso do adobe, pretendia-se obter maior resistência à fissuração e menor fragmentação após a fissuração induzida por repetitivas alterações de temperatura e de umidade.

Em 1847, Joseph Lambot sugeria a adição de fibras contínuas em forma de arame ou de tela ao concreto fresco com o objetivo de se criar um novo material. Isto levou ao surgimento do ferrocimento e do concreto armado. Entretanto, a utilização de fibras contínuas ao concreto requer cuidados especiais de posicionamento e grandes habilidades técnicas, conseqüentemente, alto custo. Adicionando-se fibras descontínuas à mistura de concreto, tinha-se a intenção de obter um material homogêneo, isotrópico e moldável.

Segundo NAAMAN (1985), a primeira patente de concreto reforçado com fibras, datada de 1874, parece ser de A. Berard, o qual sugeriu a adição de sucata de ferro ao concreto, para produzir uma espécie de pedra artificial.

TEZUKA (1989), citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), afirma que em 1899 Hatschek desenvolveu o cimento amianto, bastante empregado em coberturas e em tubos.

A idéia foi então adotada para o material de construção concreto à base de cimento Portland. Em 1910, Porter idealizou o conceito de concreto como material estrutural reforçado pela inclusão de peças curtas de aço. Grahan, em 1911, sugeriu o uso de fibras de aço em conjunto com a armadura convencional, com o intuito de aumentar a resistência e a estabilidade do concreto armado (ACCETTI e PINHEIRO, 2000).

No ano de 1912, R. Weakley obteve uma patente utilizando tiras de arame constituídas de anéis dispostos perpendicularmente uns aos outros, a fim de garantir a durabilidade da ligação com o concreto, como apresentado na Figura 1.

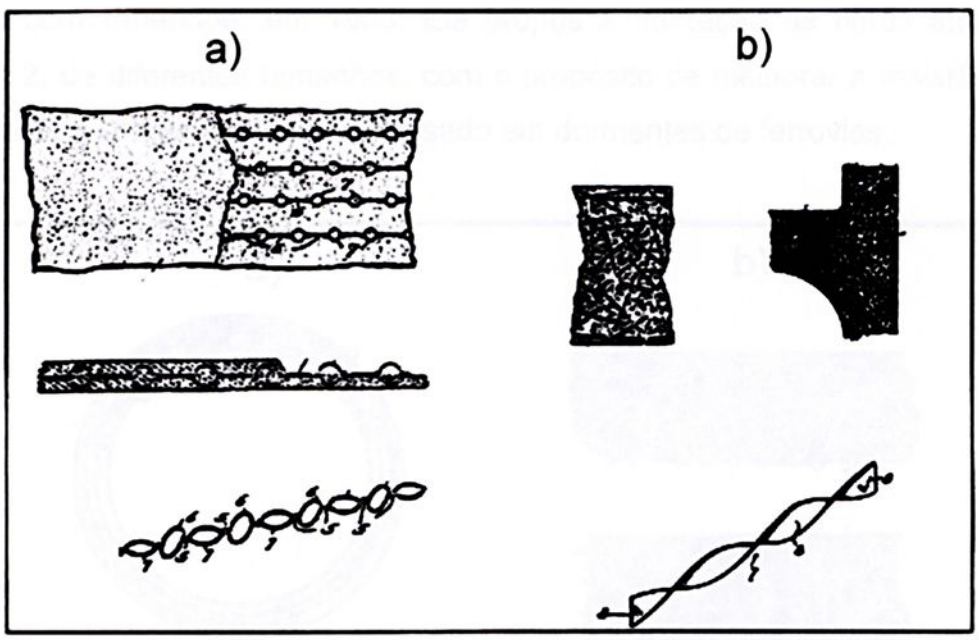


Figura 1 – Patente de Weakley a) e de Meischke-Smith b)
Fonte: (NAAMAN, 1985).

Segundo ACCETTI e PINHEIRO (2000), a patente francesa de H. Alfsen, datada de 1918, descreve um processo para melhorar a resistência do concreto à tração, misturando-se pequenas fibras de ferro, madeira ou outros materiais. A patente também sugeria que a superfície dessas fibras fosse áspera e suas extremidades fletidas, a fim de se obter uma melhor aderência com o concreto.

Em 1920, A. Kleinlogel, da Alemanha, propôs uma patente onde se misturava um volume relativamente grande de partículas de ferro ao concreto, no sentido de se produzir uma massa capaz de ser resfriada, torcida ou serrada. De acordo com TEZUKA (1989) citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), na década de 1920, Kleinlogel e Seailles, entre outros, sugeriram a produção de pasta ou de concreto de cimento Portland reforçado com pequenas fibras de aço.

Em 1927, foi licenciada a patente de Meischke-Smith, mostrado na Figura 1, que descreve o emprego de fibras chatas e retorcidas de arame para reforço de matrizes de concreto (ACCETTI e PINHEIRO, 2000).

Segundo ACCETTI e PINHEIRO (2000), em 1927 foi licenciada a patente de G. Martin. Esta descreve o uso de fibras de arame retas ou onduladas para reforço de tubos de concreto, como mostrado na Figura 2.

A idéia de se modificar a forma das fibras para melhorar sua contribuição surgiu com Etheridge, em 1933. Ele propôs a utilização de fibras anulares, Figura 2, de diferentes tamanhos, com o propósito de melhorar a resistência à fissuração e à fadiga do concreto usado em dormentes de ferrovias.

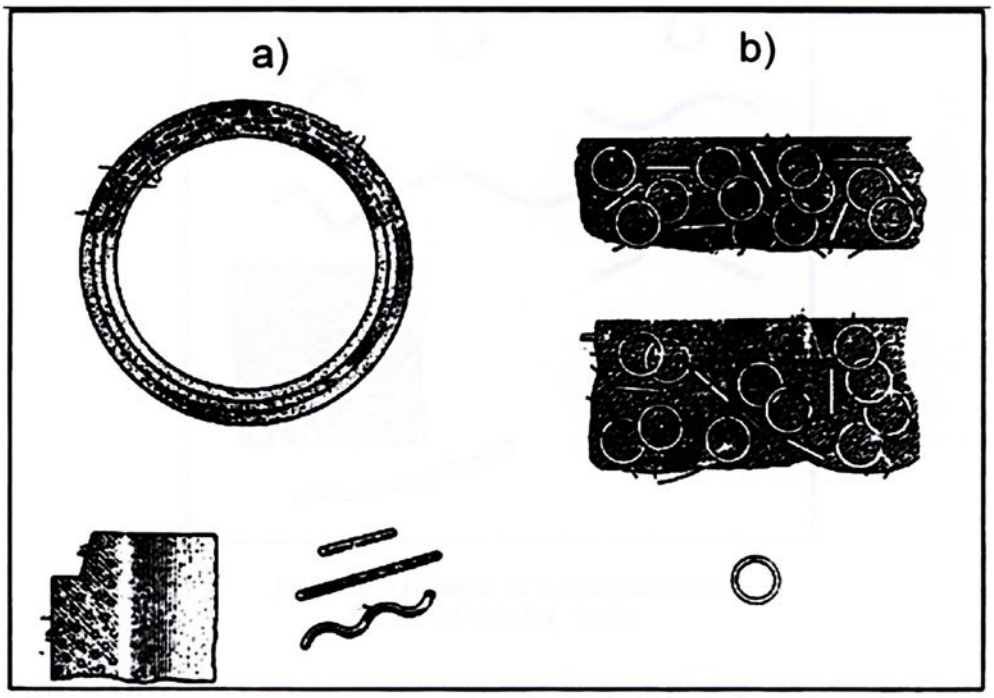


Figura 2 – Patentes de Martin a) e de Etheridge b)
Fonte: (NAAMAN, 1985).

Muitas patentes foram licenciadas em diferentes países nos anos

seguintes. A de G. Constantinesco, na Inglaterra em 1943 e nos USA em 1954, merece um destaque especial, devido ao fato dos parâmetros relativos ao reforço com fibras, que ele recomendava, serem muito parecidos com os atuais. A patente descreve o uso de fibras do tipo helicoidal ou em forma de bobinas, como mostrado na Figura 3, com o objetivo de se aumentar à resistência à fissuração e a energia de absorção, que é a capacidade que o material tem em se deformar absorvendo energia. Ela sugeria aplicações em tanques de guerra, abrigos antiaéreos, fundações de máquinas e outras (ACCETTI e PINHEIRO, 2000).

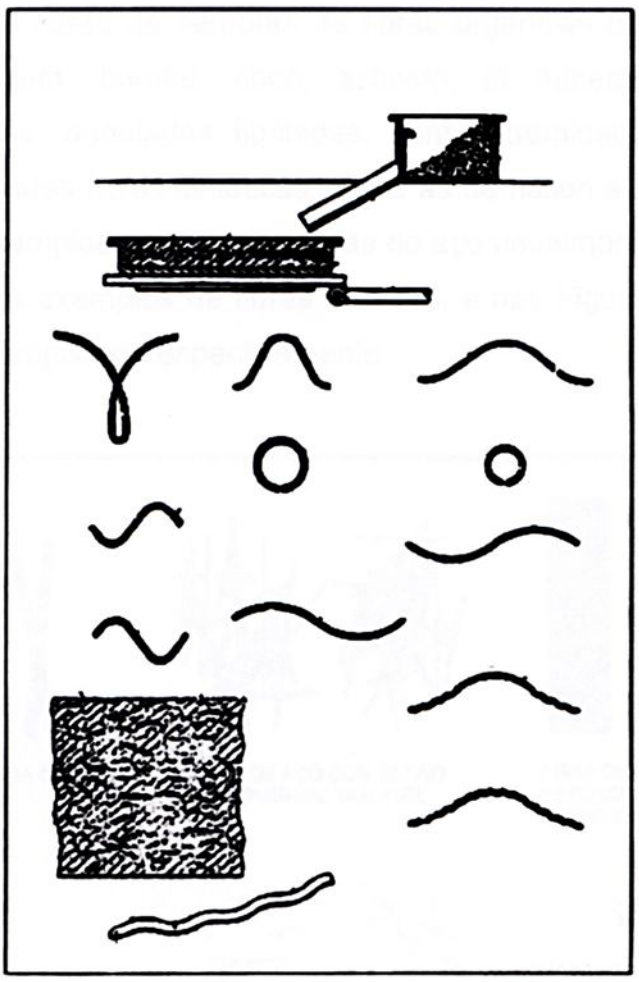


Figura 3 – Patente de Constantinesco
Fonte: (NAAMAN, 1985).

Os desenvolvimentos modernos do concreto reforçado com fibras se deram no início da década de 1960. No 1966, a empresa SHELL desenvolveu e patenteou o processo de produção de fibras de polipropileno em forma de

filmes fibrilados picotados e, também, os concretos contendo essas fibras (TANEZI e FIGUEIREDO, 1999).

A adição de fibras em concretos tem sido bastante difundida, sendo utilizada com o intuito de melhorar o comportamento estrutural (forma de ruptura, diminuição das aberturas de fissuras, etc) e as propriedades mecânicas dos concretos (resistência à tração, resistência ao impacto, etc).

Uma variedade de fibras e de materiais foi introduzida no mercado, o que continua acontecendo até hoje, à medida que novas aplicações são identificadas, citando-se como exemplos: as fibras de aço (retas, onduladas, torcidas, deformadas nas extremidades com ganchos ou em forma de pá), as fibras de vidro, as fibras de carbono, as fibras orgânicas naturais e minerais (madeira, sisal, juta, bambu, coco, asbesto, lã mineral), as fibras de polipropileno (retas, onduladas fibriladas, com extremidades em forma de botão) e muitas outras fibras sintéticas, como as de náilon e as de poliéster. A Figura 4 ilustra exemplos de algumas fibras de aço usualmente empregadas. A Figura 5 apresenta exemplos de fibras de vidro, e nas Figuras 6 e 7 as fibras de carbono e polipropileno, respectivamente.

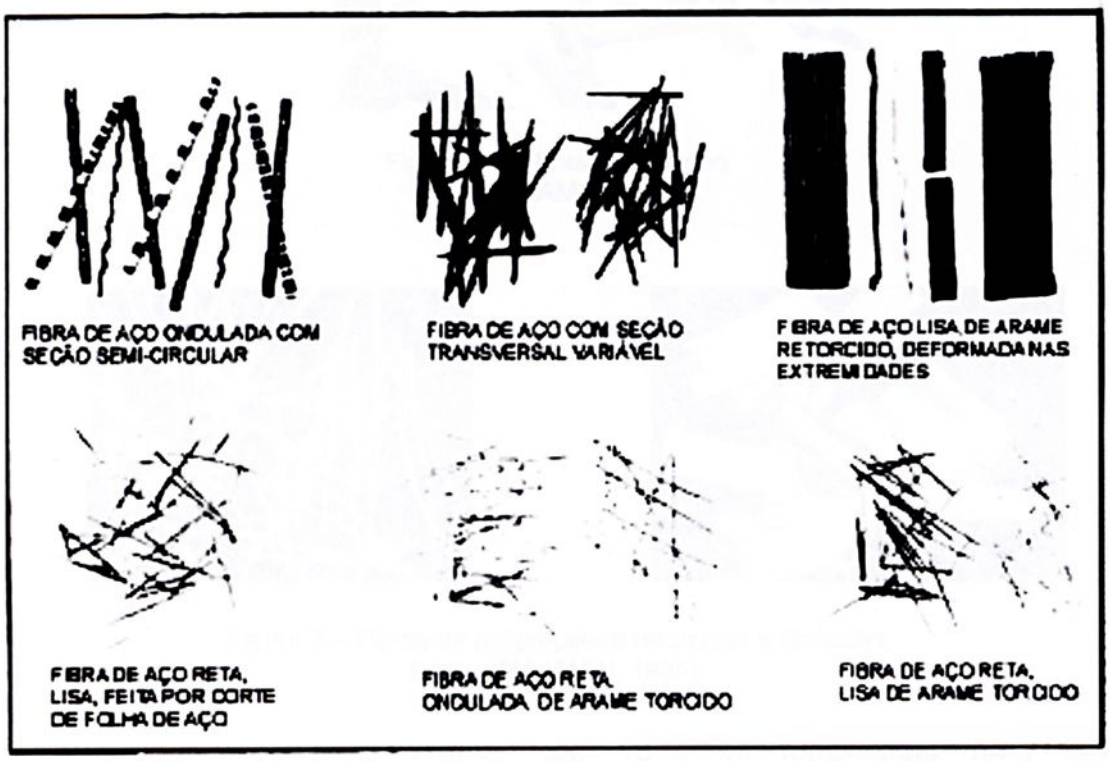


Figura 4 – Fibras de aço
Fonte: (ACI 544.1R-82, 1987).

Figura 5 – Fibras de vidro
Fonte: (NAAMAN, 1985 e ACI 544.1R-82, 1987).

Figura 6 – Fibras de carbono
Fonte: (NAAMAN, 1985).

Figura 7 – Fibras de polipropileno retorcidas e fibriladas
Fonte: (NAAMAN, 1985).

Segundo NAAMAN (1985), em 1974 foi patenteada uma fibra tridimensional de aço, composta por três ou quatro fios de entrelaçados

formando uma dupla de esferas como mostra a Figura 8. O objetivo era melhorar a resistência do compósito através de uma ancoragem efetiva, além de aumentar a tenacidade através de extensivos alongamentos e compressão da matriz no interior das esferas.

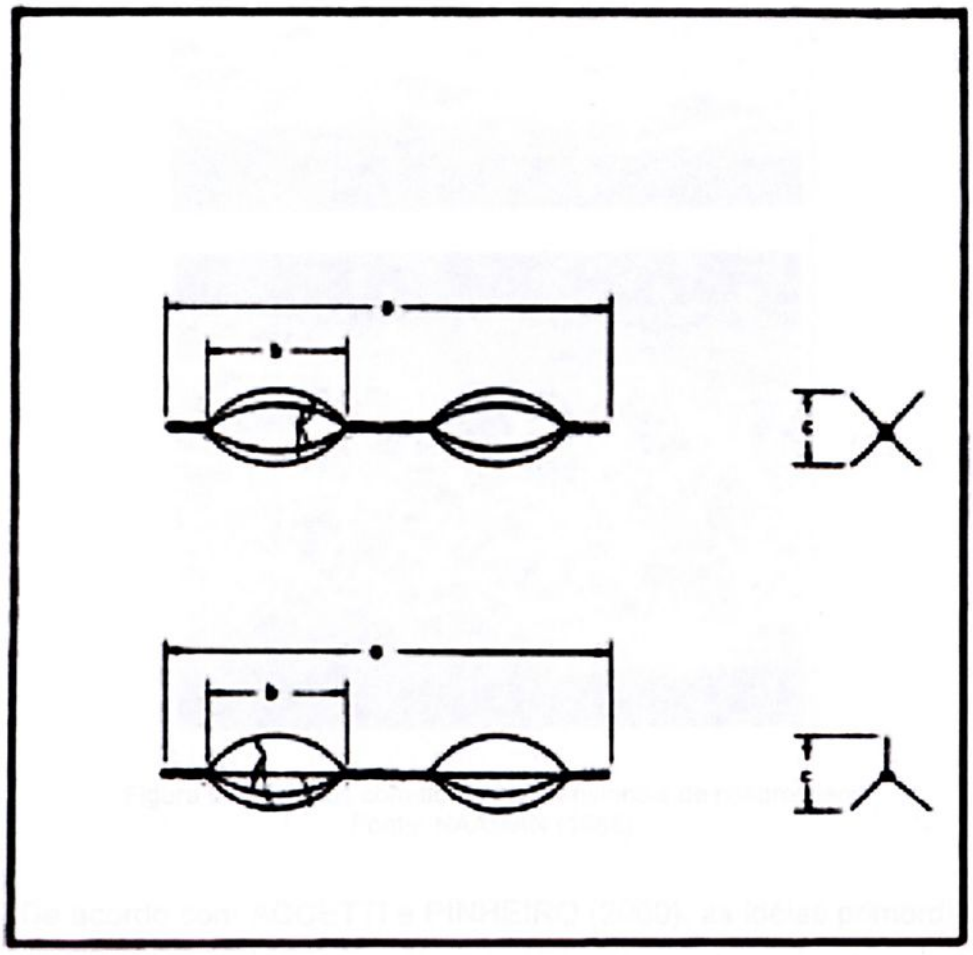


Figura 8 – Fibras tridimensionais de aço
Fonte: (NAAMAN, 1985).

NAAMAN (1985), refere-se a uma patente de fibras tridimensionais de polipropileno, apresentadas na Figura 9, não disponíveis comercialmente, utilizadas apenas em pesquisas, para produzir uniformidade, distribuição homogênea das fibras e redução das dificuldades de mistura devidas às grandes quantidades de fibras.

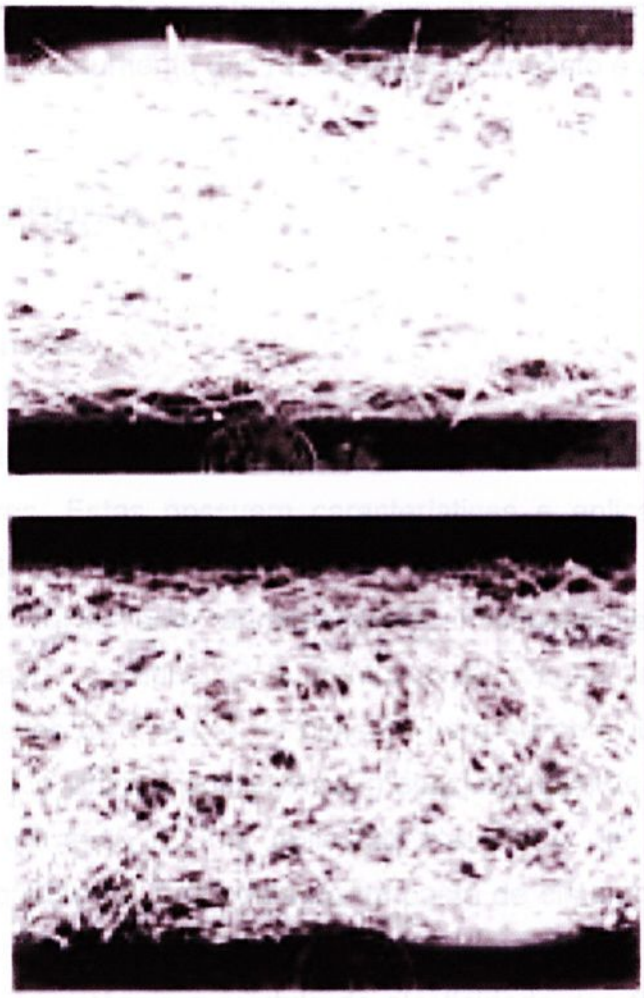


Figura 9 – Matrizes com fibras tridimensionais de polipropileno
Fonte: NAAMAN (1985).

De acordo com ACCETTI e PINHEIRO (2000), as idéias primordiais e as primeiras patentes buscavam aumentar a resistência dos compósitos. Como a resistência à compressão não apresenta aumento significativo com a adição de fibras, e as resistências à flexão e à tração aumentam somente com adições adequadas, os benefícios ocasionados pelo emprego das fibras em matrizes cimentícias não foram fáceis de serem alcançados pelos pioneiros no assunto.

O conceito de energia de absorção ou tenacidade estava presente em apenas algumas patentes, mas teve maior destaque durante os modernos desenvolvimentos do concreto com fibras, onde a tenacidade pôde ser medida. Neste contexto, o dimensionamento de estruturas pode ser racionalizado e desse modo aplicado às diversas estruturas, como aduelas para revestimento de túneis, tubos, barragens, entre outras. Outros benefícios que as fibras

agregam aos concretos são: controle da fissuração propiciando estruturas mais duráveis, ductilidade, aumento das resistências ao impacto e à fadiga.

2.2 Tipos de fibras

- **Fibras minerais**

Incluem-se neste grupo as fibras de amianto (asbesto) e as fibras de vidro, entre outras. Estas possuem características e aplicações especificas apresentadas a seguir.

As fibras de amianto apresentam o inconveniente de absorverem grandes quantidades de água. O aumento do fator água/cimento (a/c) exige grandes quantidades de fibras e de cimento para se obter boas resistências. Além disso, são de difícil dispersão na matriz, dificultando uma distribuição uniforme. O fibrocimento é uma aplicação das fibras de amianto, que se encontram distribuídas na fase contínua da pasta de cimento, com esses dois materiais de característica frágil trabalhando em conjunto. Isto é possível devido à elevada resistência e módulo de elasticidade das fibras em conjunto com a alta aderência das fibras na matriz Esse material é utilizado na produção de elementos esbeltos leves e baratos como telhas e caixas d'água [FIGUEIREDO (2000) citando BENTUR e MINDESS, 1990)].

As fibras de vidro em geral têm baixa resistência aos álcalis presentes na matriz de cimento Portland, para proteger as mesmas do ataque químico se faz necessário o uso de resinas específicas. Um emprego deste tipo de fibra pode ser observado no plástico, que utiliza polímeros termofixos como o poliéster, de comportamento mecânico frágil, onde a adição de fibras de vidro melhora a resistência do mesmo, quando comparado ao plástico sem reforço. Este material é empregado na produção de telhas, que possibilita que essas vençam vãos superiores em relação às produzidas com plásticos sem reforço de fibras. [(FIGUEIREDO, 2000); [BAUER *et al.* (1987) citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000)].

- **Fibras orgânicas**

As fibras de origem orgânica podem ser subdivididas em fibras naturais e químicas, Os concretos reforçados com fibras orgânicas são de grande deformabilidade, tendo em vista o baixo módulo de elasticidade dessas fibras.

ACCETTI e PINHEIRO (2000), afirmam que a resistência à tração dos concretos com fibras orgânicas não é melhorada significativamente, em virtude da perda da aderência das fibras com a pasta de cimento.

A resistência ao impacto do concreto com fibras naturais é consideravelmente melhorada quando comparada com o concreto sem fibras. As fibras naturais, em geral, são resíduos dos processos de produção e, a incineração é utilizado como opção de descarte desse material. Nas pesquisas das aplicações de fibras naturais na construção civil além do aspecto econômico, pode-se destacar o aspecto social, uma vez que, a sua utilização pode favorecer pessoas que trabalham no extrativismo vegetal (RESENDE, 2003).

A durabilidade das fibras naturais tem sido amplamente estudada por pesquisadores, pois estas podem ser susceptíveis a degradação devida à alcalinidade da água, e ainda, por ataque de microorganismos que causam a deterioração do conjunto matriz-fibra. O controle deste tipo de degradação envolve custos elevados que reduzem as vantagens das fibras naturais, quando essas são aplicadas em reforços de matrizes cimentícias. Ainda com relação à durabilidade desses concretos, (TEZUKA, 1989) citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), comenta a ocorrência de problemas, devido à pequena estabilidade dimensional causada pela variação de umidade das fibras.

A perda de ductilidade, ou de tenacidade, do concreto com fibras naturais pode ser observada com o decorrer do tempo. Como a velocidade de degradação é relativamente baixa, compósitos de fibras e cimento convencional podem ser empregados nas peças cuja resistência ao impacto e ductilidade são necessárias por curto período de tempo (SAVASTANO JÚNIOR, 2000).

As fibras de origem químicas apresentam qualidade superior e melhor aceitação no mercado, em relação as naturais, e têm aplicações específicas. Elas foram inicialmente desenvolvidas com o objetivo de copiar e melhorar as

propriedades das fibras naturais (ROMERO *et al.,* 1995).

ROMERO *et al.* (1995), explica que as fibras químicas podem ser divididas em artificiais (raion viscose, raion acetato) e sintéticas (acrílico, náilon, poliéster, polipropileno). ANDRADE *et al.* (2001), explica que o processo de produção das fibras artificiais consiste na transformação química de matérias-primas naturais. A partir das lâminas de celulose, o raiom acetato e o raiom viscose seguem fluxos diferentes. A produção das fibras sintéticas se inicia com a transformação da nafta petroquímica, um derivado de petróleo, em benzeno, eteno, p-xileno e propeno, produtos intermediários da chamada 1ª geração petroquímica e insumos básicos para a produção destas fibras.

De acordo com (BAUER, *et al.* 1987) citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), entre as fibras orgânicas, as mais empregadas são as de origem sintética, como por exemplos: náilon, poliéster, e em especial as de polipropileno fibrilado. Essa classe de fibras não é susceptível ao ataque de agentes agressivos, como ocorre com as fibras naturais.

- **Fibras metálicas**

A fibra metálica, principalmente a de aço, é a mais utilizada em reforço de concreto por ser, segundo BAUER *et al.* (1987), a mais eficaz e econômica, e de fácil mistura à matriz.

De acordo com ACCETTI e PINHEIRO (2000) citando o ACI 544.1R–82 (1987), na maioria das pesquisas utiliza-se a fibra de aço, provavelmente por estar disponível em maior quantidade do que as outras.

A fibra de aço é usada principalmente para controle da fissuração, em determinados casos, a armadura principal pode ser substituída pela mesma, por exemplo, em pisos e em aduelas. Este material pode ser utilizado em lajes de edifícios, pavimentos e túneis, como também em recuperações de estruturas.

Segundo FIGUEIREDO (2000), a durabilidade dos materiais compósitos está relacionada com a compatibilidade existente entre as fibras e a matriz. Mostra-se, através da Tabela 1, as características e propriedades de alguns tipos de fibras, utilizadas como reforço na construção civil. Na produção de

novos materiais compósitos, a principal característica a ser verificada é a existência de compatibilidade entre a matriz e as fibras. A combinação de dois ou mais tipos de fibras também têm sido tema de várias pesquisas como, por exemplo, a adição de fibras de aço e de polipropileno em concretos.

Tabela 1 - Algumas características e propriedades mecânicas e químicas das fibras
Fonte: PERUZZI (2002) citando TEZUKA, (1989)

Tipos de fibra	Diâmetro (mm)	Massa específica (kg/m3)	Coeficiente de Poisson	Resistência à tração (N/mm2)	Módulo de Young (kN/mm2)	Alongamento na ruptura (%)	Teores típicos volume (%)	Resistência aos álcalis
Amianto crisotila		2550	0,3	3500	168	2 a 3	10	boa
Aço	5 a 500	7840	0,28 a 0,33	1000 a 3000	196 a 210	3 a 4	0,5 a 2	boa
Vidro E	9 a 15	2250	0,22 a 0,25	2100 a 3500	77	2 a 3,5	1 a 8	pobre
Vidro CEM-FIL	10 a 20	2700	0,22	2000 a 2800	70 a 84	2 a 3	1 a 8	média
Carbono	8	1900	0,2 a 0,4	2450 a 3150	230 a 315	1	2 a 12	boa
KEVLAR PRD 49(*)	10	1450	0,32	2900	130 a 140	2	< 2	boa
Polipropileno fibrilado	4 a 30	910	0,29 a 0,46	300 a 400	6 a 8	8	0,2 a 2	boa
Coco	100 a 400	-	-	120 a 200	19 a 26	10 a 25	1 a 5	pobre
Sisal	7 a 47	-	-	280 a 568	13 a 26	3 a 5	1 a 5	pobre
Juta	20 a 100	-	-	250 a 350	26 a 32	1,5 a 2	1 a 5	pobre

Salienta-se, neste ponto, que uma revisão bibliográfica mais detalhada sobre fibras de aço e de polipropileno é apresentada posteriormente.

2.3 Tipos de reforços em estruturas

As estruturas de concreto podem apresentar dois tipos de reforços com fibras: interno e externo. No reforço interno, as fibras são adicionadas diretamente na matriz cimentícia durante o processo de mistura, enquanto que,

no reforço externo, as mesmas não fazem parte dos materiais constituintes da matriz, sendo aplicadas posteriormente em forma de tecidos reforçados com fibras, geralmente utilizados em restauração de estruturas. Os dois tipos de reforço, interno e externo, são exemplificados nas Figuras 10 e 11 respectivamente.

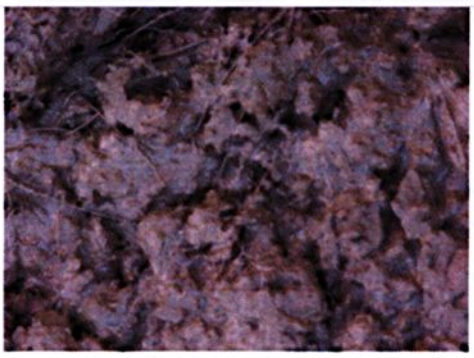


Figura 10 – Reforço interno, fibras de aço.

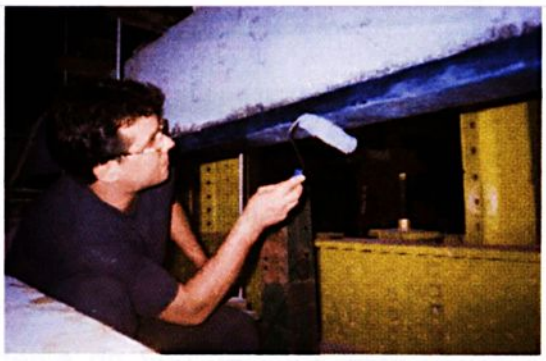


Figura 11 – Reforço externo, aplicação de tecido de fibra de carbono

Fonte: ARAÚJO (2002)

2.4 Trabalhabilidade, ductilidade e tenacidade dos compósitos

No estado fresco os compósitos devem ter trabalhabilidade adequada que possibilite a moldagem de acordo com cada tipo de elemento que se deseja obter. Na Figura 12 são mostradas algumas das possibilidades de fôrmas para painéis de cimento reforçado com fibras de vidro. No estado endurecido, os compósitos devem apresentar características que possibilitem a redução da fragilidade dos elementos estruturais, conferindo aos mesmos ductilidade e tenacidade.

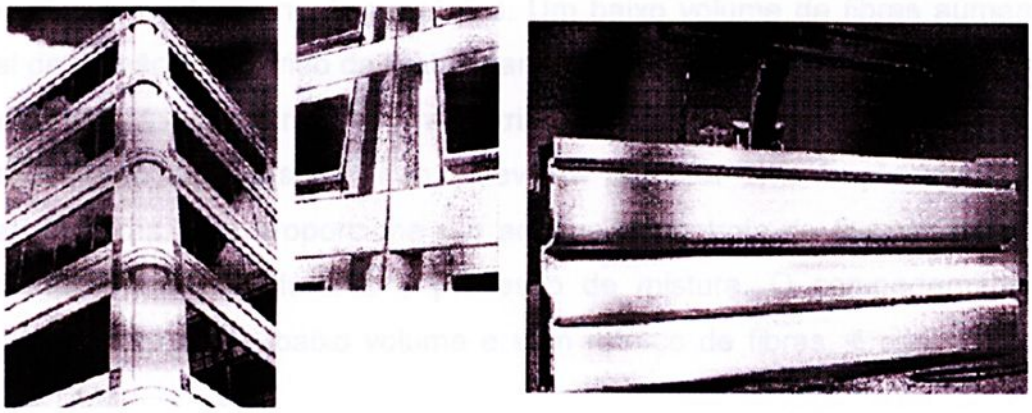


Figura 12 – Painéis reforçados com fibras de vidro
Fonte: SILVA e JOHN (1998) citando PCI (1995)

A adição de qualquer tipo de fibras em concreto simples causa a perda da trabalhabilidade da mistura. Independente do tipo de fibra, esta perda é proporcional à concentração volumétrica de fibras no concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Com a redução da trabalhabilidade, a mistura pode ter problemas de adensamento, comprometendo a resistência mecânica e a durabilidade do compósito. Nos concreto reforçado com fibras, a escolha adequada do fator de forma (l / d) da fibra é responsável em proporcionar a trabalhabilidade da mistura.

GOMES e FERREIRA (2000), apresentam algumas recomendações, para melhorar a trabalhabilidade do concreto convencional com adição de fibras, descritas a seguir:

- Dimensão do agregado graúdo inferior à 19mm;
- Teores de adição de fibras adequados;
- Relação água/cimento entre 0,40 e 0,60 nos concretos sem adição de látex;
- Relação areia/agregados total de modo a proporcionar concretos com elevados teores de argamassa;
- Consumo de cimento relativamente alto entre 350 e 560 kg/m^3.

RESENDE (2003), citando BENTUR e MINDESS (1990), relaciona o volume de fibras com a trabalhabilidade da matriz. Um volume muito alto de

fibras compromete a trabalhabilidade da mistura, dificultando assim o processo executivo e o adensamento mecânico. Um baixo volume de fibras aumenta o nível de tensão transferido da matriz para cada fibra, levando mais rapidamente ao rompimento da aderência fibra/matriz e, conseqüentemente, o processo de arrancamento das fibras. Portanto deve-se procurar uma fração volumétrica ideal de fibras, que proporcione um adequado controle de fissuração e uma boa trabalhabilidade durante o processo de mistura. O comportamento de concretos com alto e baixo volume e sem reforço de fibras, é apresentado à Figura 13.

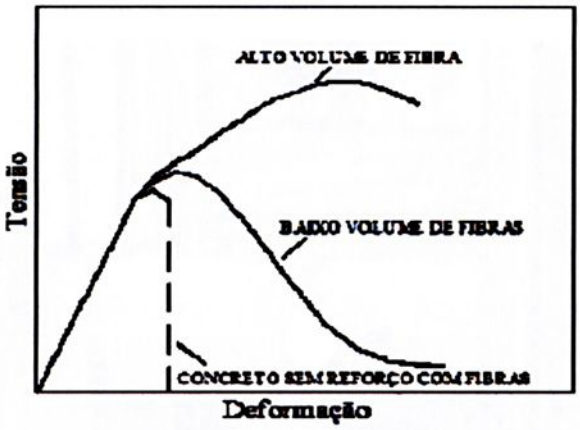


Figura 13 –Curvas típicas de tensão de tração-deformação para baixo e alto volume de fibras
Fonte: BENTUR e MINDESS (1990)

A ductilidade pode ser definida como a medida da capacidade de um material, seção, elemento estrutural ou sistema estrutural de sofrer deformações inelásticas nas vizinhanças de uma possível ruptura, sem que ocorra a perda substancial de sua capacidade resistente. Ela é importante propriedade conferida a elementos estruturais no que diz respeito à capacidade de redistribuição de esforços quando da ação, por exemplo, de recalques diferenciais ou sismos sobre a estrutura (GAMINO, 2003). A tenacidade é definida, como a capacidade que o material tem de absorver energia de deformação [FIGUEIREDO (2000) citando POLAKOWSKI e RIPLING (1966)].

O dimensionamento de peças estruturais de concreto reforçados com fibras de aço está relacionado com a tenacidade, numericamente igual a área abaixo da curva tensão-deformação do mesmo. GUIMARÃES e FIGUEIREDO (2002), apresentam os critérios utilizados para a quantificação da capacidade

de absorção de energia (tenacidade) dos concretos reforçados com fibras, que podem ser divididos em: (a) energia absoluta em deslocamentos verticais específicos, JSCE SF4 (1984); (b) índices adimensionais e relativos de tenacidade, ASTM C1018 (1994), e (c) resistência residual no regime de pós-fissuração, EFNARC (1996).

A tenacidade também aumenta com o aumento do volume de fibras e do fator de forma. A tenacidade dos concretos reforçados com fibras é obtida ensaiando corpos-de-prova retangulares (prismas) à flexão (Figura 14), obtendo-se o diagrama carga-deslocamento vertical exemplificado na Figura 15.

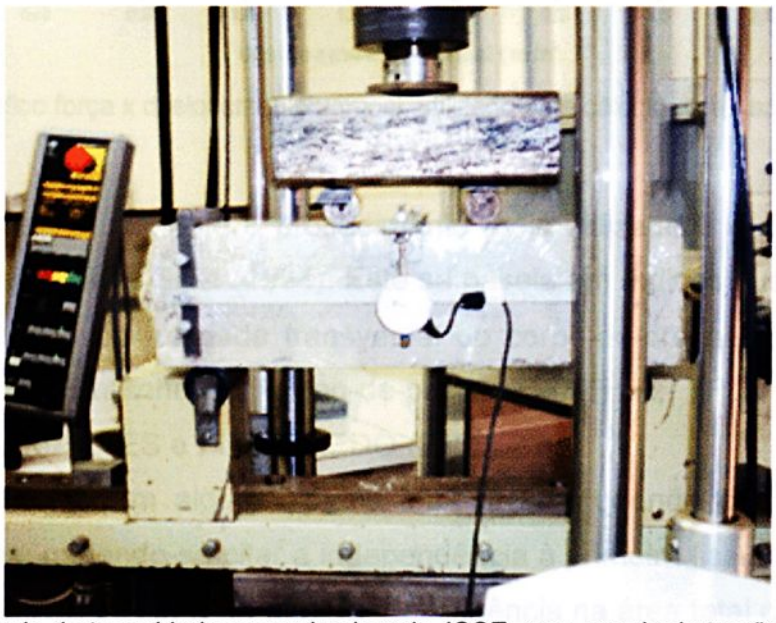


Figura 14 – Ensaio de tenacidade preconizado pela JSCE, para ensaio de tração na flexão com deformação controlada

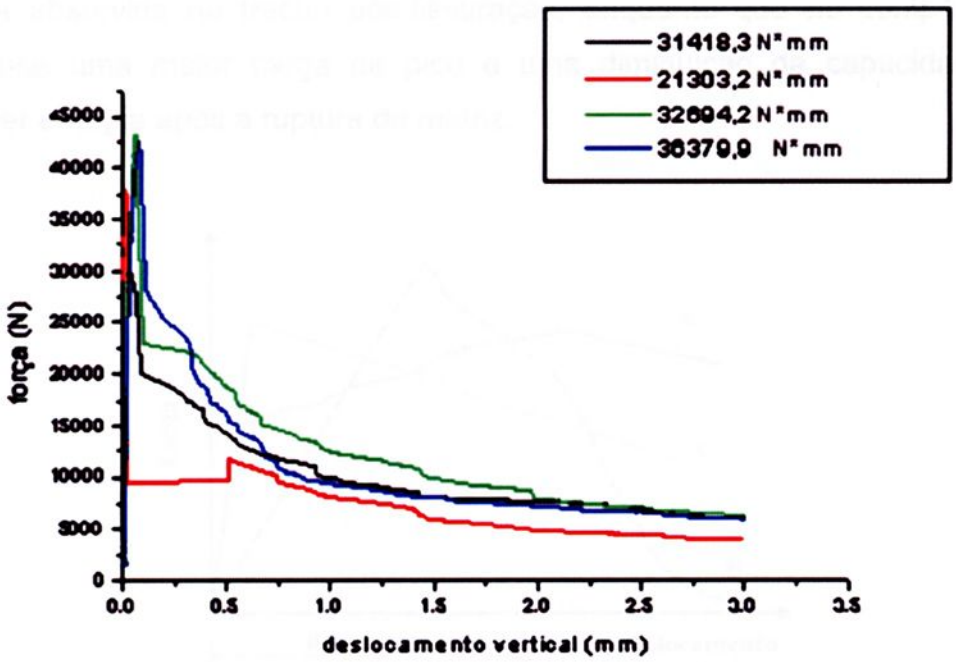


Figura 15– Gráfico força x deslocamento vertical, utilizado para cálculo da tenacidade segundo a JSCE SF-4 (1984)

No Brasil, atualmente o procedimento mais utilizado é o proposto pela norma japonesa JSCE SF-4 (1984). Este se baseia em índices que fornecem a energia absorvida por unidade transversal do corpo-de-prova prismático, e é dependente do tamanho do corpo-de-prova (BANTHIA; TROTTIER, 1995) citado por GUIMARÃES e FIGUEIREDO (2002).

Esta norma tem alguns pontos importantes, quando comparada com outras normas, podendo-se citar a independência à primeira fissura, e o fato da instabilidade pós-pico não ter uma grande influência na área total calculada sob a curva, já que o deslocamento vertical limite do ensaio é grande o suficiente (2mm para corpo-de-prova com 300 mm de vão) segundo (GUIMARÃES e FIGUEIREDO, 2002).

FIGUEIREDO (1997), critica a recomendação japonesa pelo fato dessa não conseguir diferenciar compósitos cujas matrizes apresentem módulo de deformação diferentes, mas com mesma capacidade de absorção de energia, como os compósitos A e B como mostrados na Figura 16. O mesmo autor ainda enfatiza que a JSCE SF4 também não consegue distinguir o comportamento dos compósitos A e C que possuem o mesmo módulo de deformação, porém comportamentos pós-fissuração bem distintos. O compósito A possui uma menor carga de pico e observa-se um aumento da

energia absorvida no trecho pós-fissuração, enquanto que no compósito B verifica-se uma maior carga de pico e uma diminuição da capacidade de absorver energia após a ruptura da matriz.

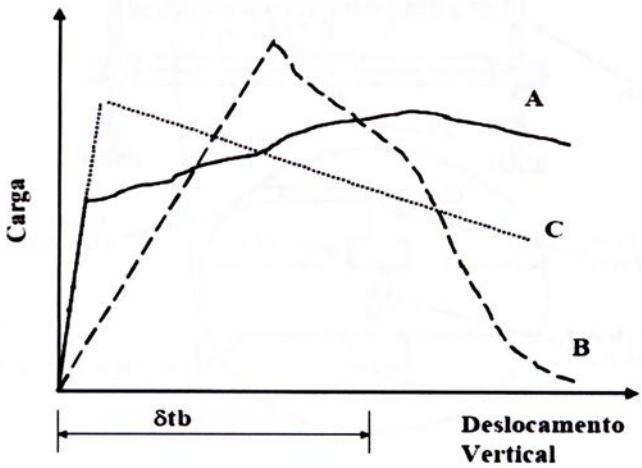


Figura 16 – Diferente comportamento de materiais com similar tenacidade absoluta
Fonte: FIGUEIREDO (1997)

Além de ensaios realizados em vigas (prismas), a determinação da tenacidade pode ser feita utilizando placas, como apresentado na Figura 17. O ensaio em placa tem sido utilizado para análises comparativas entre concretos reforçados com fibras de aço e concretos com malha metálica [FIGUEIREDO (2000 *apud* GOLAPARATCAM e GETTU, 1995)]. A Tabela 2 apresenta os métodos de ensaios para determinação da tenacidade segundo algumas normas internacionais.

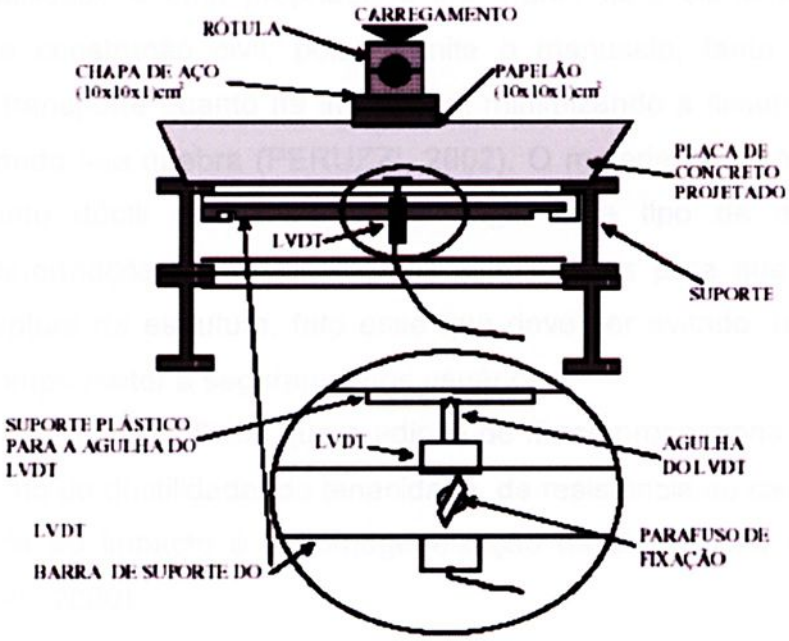


Figura 17 – Ensaio de punções em lajes
Fonte: FIGUEIREDO (2000)

Tabela 2 - Métodos de ensaio para determinação da tenacidade especificados para o concretos reforçados com fibras
Fonte: ROBINS (1995)

Fonte	Forma do cp	Dimensões (mm)*	Parâmetros monitorados	Medida da tenacidade
ASTM C1018*	Prisma	b=h=100 ou 150 L=300 ou 450 C=350 ou 500	CargaXdeslocamento vertical Média medida no Meio do vão ou nos cutelos	Relação entre a energia absorvida para valores múltiplos da deflexão da primeira fissura por esta (índices de tenacidade) e fatores de resistência residual
JSCE SF-4 8	Prisma	b=h=100 ou 150 L=300 ou 450 C=380 ou 500	CargaXdeslocamento vertical Média medida no Meio do vão	Energia absorvida até uma deflexão equivalente a L/150. Fator de tenacidade para uma deflexão equivalente a L/150
NCA	Prisma	b=125 h=75 L=450 C=550	CargaXdeslocamento vertical Média medida no meio do vão	Resistência residual para os valores de deflexão de 1mm a 3mm
EFERNAC	Prisma	b=125 h=75 L=450 C=600	CargaXdeslcamento vertical Média medida no meio do vão	Resistência residual para valores de deflexão de 0,5mm a 4mm
	Placa	b=c=600 h=100 L=500x500 Carga=100x100	CargaXdeslocamento vertical Média medida no centro do vão	Energia absorvida até uma deflexão de 25mm

* A norma ASTM especifica que as dimensões dos corpos-de-prova devem ter dimensões três vezes o comprimento da fibra (fibras de 60mm de comprimento: corpos-de-prova com dimensões (bxhxL)mm de 150x150x500mm e vão (C) de 450mm); a mesma observação para a norma japonesa JSCE SF-4 .

A ductilidade é uma propriedade importante para elementos esbeltos utilizados na construção civil, pois permite o manuseio, tanto na fase de produção e transporte quanto na instalação, minimizando a fissuração, ou até mesmo evitando sua quebra (PERUZZI, 2002). O material que não apresenta comportamento dúctil é definido como frágil. Este tipo de material não apresenta deformações e deslocamentos significativos para que se possam antever a ruptura da estrutura, fato esse que deve ser evitado, uma vez que pode vir a comprometer a segurança dos usuários.

Os principais benefícios que a adição de fibras proporciona ao concreto são: o aumento da ductilidade, da tenacidade, da resistência ao cisalhamento e da resistência ao impacto e a homogeneização da distribuição das fissuras (JÚDICE *et al.*, 2000).

2.5 Controle da fissuração em matriz cimentícia

O concreto oferece inúmeras vantagens quando empregado em estruturas, entre elas pode-se destacar, sua alta resistência à compressão e a possibilidade de produzir estruturas da forma desejada. No entanto, apresenta limitações, como ruptura frágil e baixa capacidade de deformação quando comparado a outros materiais estruturais, como, por exemplo, o aço [MEHTA E MONTEIRO (1994) citado por FIGUEIREDO (2000)]. A resistência à tração do concreto é considerada baixa, se comparada com a sua resistência a compressão. As fissuras que se formam, ou que já estão presentes no concreto, prejudicam muito mais o material quando é solicitado à tração do que à compressão (FIGUEIREDO, 2000).

Atualmente, o controle da fissuração é levado em consideração nas composições de traços de concretos e nos processos de cura. As peças estruturais fissuradas causam desconforto aos usuários e comprometem a qualidade e a durabilidade das mesmas. Este tipo de controle reduz e/ou elimina os efeitos da corrosão das armaduras e da carbonatação, entre outros agentes patológicos.

PERUZZI (2002) explica que o controle das fissuras consiste na substituição das fissuras pronunciadas, ditas de macrofissuras (característica

encontrada em cimentos Portland sem adição de fibras), por inúmeras microfissuras de menor abertura e em maior número, proporcionado pela adição de fibras. O comportamento do concreto convencional e do concreto reforçado com fibras quando submetido à flexão, é exemplificado na Figura 18.

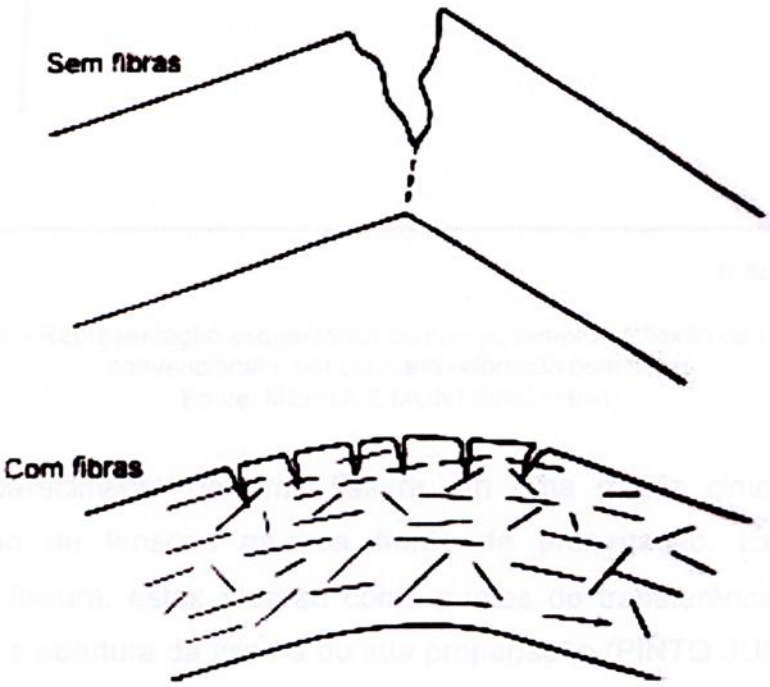


Figura 18 – Representação esquemática do comportamento à flexão de um concreto convencional e um concreto reforçado com fibras

PINTO JÙNIOR (1998_a) explica o comportamento do concreto reforçado com fibras na região de microfissuração: Após a fissuração da matriz, as fibras geram mecanismos de absorção de energia relacionados com o alongamento das fibras na zona fissurada e com a ruptura da aderência fibra-matriz. O concreto simples quando submetido a um carregamento gradativo, apresenta deslocamentos até uma carga limite, onde então ocorre a ruptura do material. O concreto com reforço de fibras continua a se deformar e absorver cargas após essa carga limite, sendo as fibras as responsáveis pelo ganho de capacidade portante e do acréscimo de deformação, sem a ruptura da estrutura. A diferença do concreto convencional e do concreto reforçado com fibras, quando submetidos a um carregamento com deslocamento controlado é ilustrado na Figura 19.

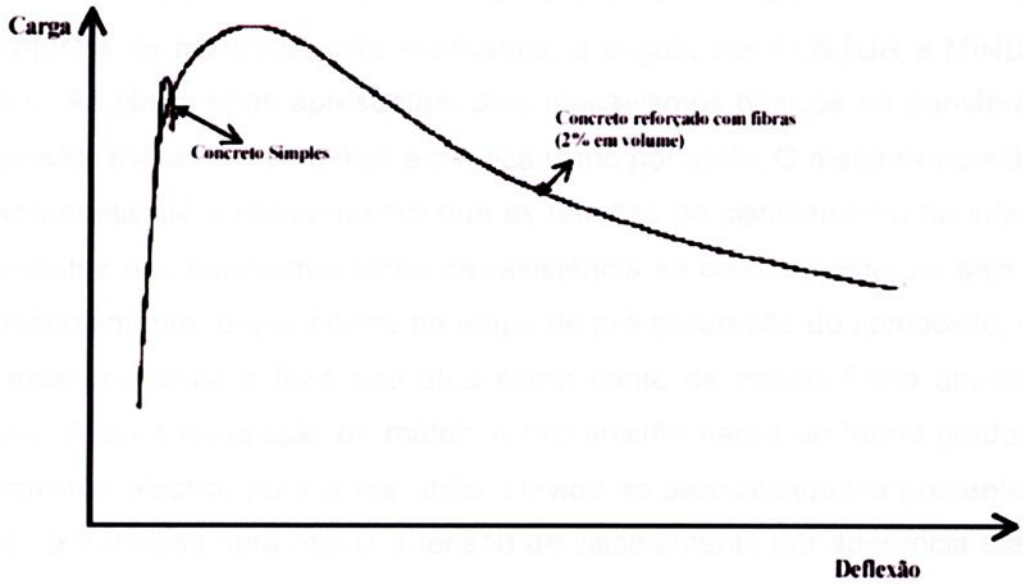


Figura 19 – Representação esquemática do comportamento à flexão de um concreto convencional e um concreto reforçado com fibras
Fonte: MEHTA E MONTEIRO (1994)

O aparecimento de uma fissura em uma matriz cimentícia produz concentração de tensões na sua frente de propagação. Existindo fibras cruzando a fissura, estas atuarão como pontes de transferência de tensões, controlando a abertura da fissura ou sua propagação (PINTO JÚNIOR, 1998b). O mecanismo de controle de propagação de fissuras é mostrado na Figura 20, mesmo principio é aplicado para as diversas fibras com finalidade de reforço estrutural.

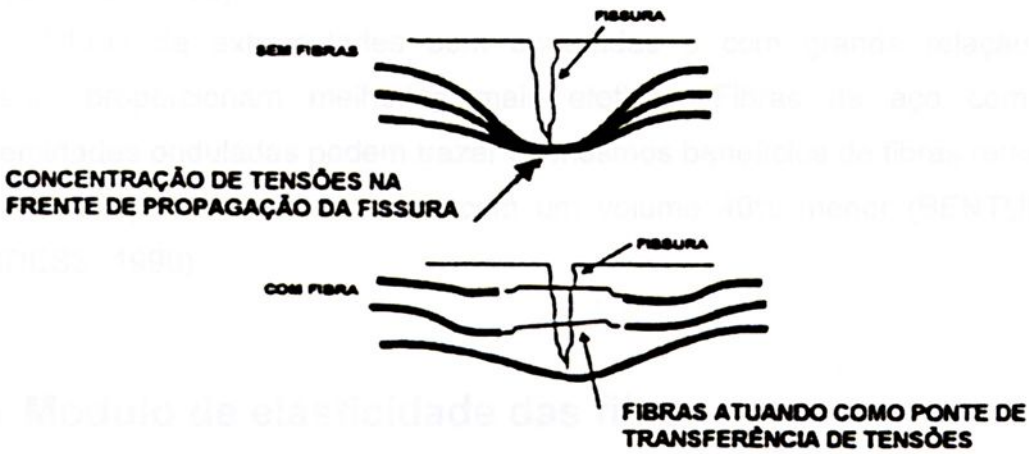


Figura 20 – Mecanismo de controle de propagação das fissuras

As fibras podem ser retas ou ancoradas em gancho, e os mecanismos de controle de fissuração são explicados, a seguir, por BENTUR e MINDESS (1990). As fibras retas apresentam dois mecanismos básicos de transferência de tensão: mecanismo elástico e o mecanismo por atrito. O mecanismo elástico se apresenta até o momento em que as tensões de cisalhamento na interface fibra-matriz não superem o limite de resistência ao cisalhamento; ou seja, não há descolamento, o que ocorre na etapa de pré-fissuração do compósito, onde até esse momento a fibra não atua como ponte de transferência através da fissura. Após a fissuração da matriz, o mecanismo passa de forma gradual do mecanismo elástico para o por atrito. Devido às particularidades presentes na zona de transição fibra-matriz a tensão de cisalhamento por aderência elástica supera a resistência ao cisalhamento da interface, provocando o descolamento da fibra e posterior escorregamento e arrancamento da mesma. Ocorrendo o deslocamento relativo entre a fibra e a matriz, as tensões são transferidas através do atrito, sendo uniformemente distribuídas ao longo da interface fibra-matriz. A partir deste momento as fibras nos Concretos Reforçados com Fibras de Aço (CRFA) agem como ponte de transferência de tensões através das fissuras [NUNES e AGOPYAN, 1998) citando BENTUR e MINDESS (1990)]. Para as fibras deformadas, com ancoragem, além dos mecanismos elásticos e por atrito, existe o mecanismo de transferência de tensões através da ancoragem mecânica da fibra na matriz, sendo esta ancoragem obtida por ganchos nas extremidades e/ou por deformações ao longo das fibras (NUNES e AGOPYAN, 1998).

Fibras de extremidades bem ancoradas e com grande relação de aspecto proporcionam melhorias mais efetivas. Fibras de aço com as extremidades onduladas podem trazer os mesmos benefícios de fibras retas de mesmo comprimento e diâmetro, com um volume 40% menor (BENTUR & MINDESS, 1990).

2.6 Módulo de elasticidade das fibras

As fibras são classificadas em relação ao módulo de elasticidade em: fibras de alto módulo e fibras de baixo módulo, de acordo com as propriedades

dos materiais que as constituem. As fibras de baixo módulo, também denominadas de reforço secundário, têm sido empregadas no controle de fissuração por retração restringida que comumente surge durante a hidratação inicial do concreto FIGUEIREDO (2000). As fibras de alto módulo, designadas como reforço primário, têm a função principal de controlar a propagação de fissuras do concreto no estado endurecido, alterando o comportamento do mesmo após a ruptura da matriz, melhorando consideravelmente a tenacidade ou seja, a sua capacidade de absorver energia, transformando um material de característica frágil em dúctil (PINTO JÚNIOR, 1998a).

FIGUEIREDO (2000), explica o funcionamento dos dois tipos de fibras acima citadas. Através do gráfico apresentado na Figura 21, que representa o trabalho de uma matriz hipotética reforçadas com os dois tipos de fibras, de alto e de baixo módulo de elasticidade, sendo todas de comportamento elástico perfeito. A curva de tensão por deformação da matriz está representada pela linha O-A, enquanto as linhas O-B e O-C representam o trabalho elástico das fibras de alto e baixo módulo de elasticidade respectivamente.

No momento que a matriz se rompe (ponto A) e transfere a tensão para a fibra de baixo módulo (ponto C) esta apresenta uma tensão muito baixa neste nível de deformação (σ_{FIBRA} de baixo módulo de elasticidade), devendo ser deformada muito mais intensamente, até o ponto D, para garantir o mesmo nível de tensão (σ_{MATRIZ} de módulo de elasticidade médio). Logo a fibra de baixo módulo não poderá oferecer uma capacidade de reforço após a fissuração da matriz para um dado carregamento; caso isso ocorresse ocasionaria uma grande deformação do compósito acompanhada de um elevado nível de fissuração (ponto D). Isto ocorreria supondo-se que a fibra de baixo módulo tenha resistência mecânica suficiente para atingir o nível de tensão associado ao ponto D (σ_{MATRIZ} de módulo de elasticidade médio). O que normalmente acontece é que as fibras de baixo módulo apresentam menor resistência mecânica. Por outro lado, a fibra de alto módulo de elasticidade apresenta um elevado nível de tensão (σ_{FIBRA} de módulo de elasticidade alto) no momento da ruptura da matriz, o que lhe permitira atuar como um reforço já a partir do ponto B, caso sua resistência não seja superada.

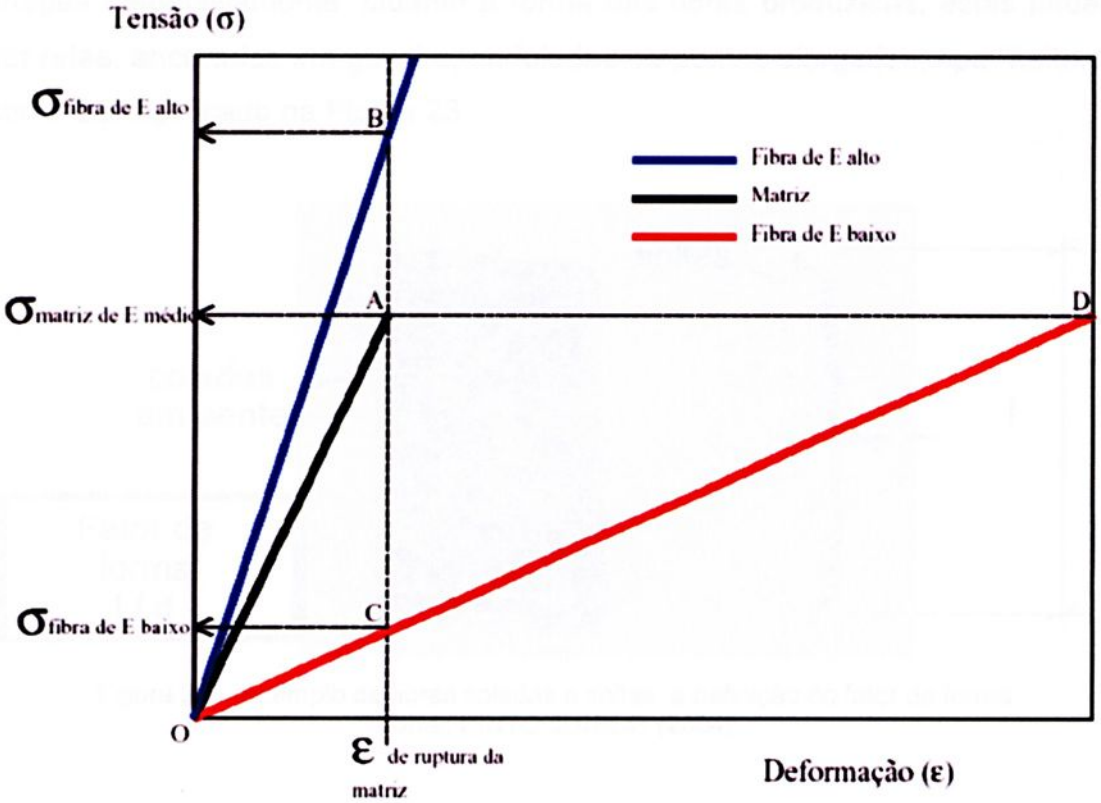


Figura 21– Diagrama de tensão por deformação elástica de matriz e fibras de alto e baixo modulo de elasticidade trabalhando em conjunto
Fonte: FIGUEIREDO (2000)

O critério da utilização de fibras de alto ou baixo módulo em matrizes cimentícias, ou ainda a combinação de ambos os tipos, está relacionado com os esforços solicitantes na estrutura (tensões de tração), comportamento estrutural (ductilidade) e com a durabilidade (controle de fissuração).

2.7 Fibras de aço

As fibras de aço são elementos descontínuos onde o comprimento é muito maior que sua seção transversal, sendo essa relação definida como fator de forma ou relação de aspecto *l/d podendo* ser encontradas comercialmente soltas ou em pentes, como ilustrado na Figura 22. Quanto maior for esse fator, maior será a quantidade de fibras incorporadas em 1kg de material. A seção transversal da fibra de aço pode ser circular ou retangular, sendo que o processo de obtenção dessas fibras é feito por trefilação de fios ou cortes de

chapas respectivamente. Quanto à forma das fibras produzidas, estas podem ser retas, ancoradas em gancho, onduladas ou pontas alargadas, tipo "haltere", como exemplificado na Figura 23.

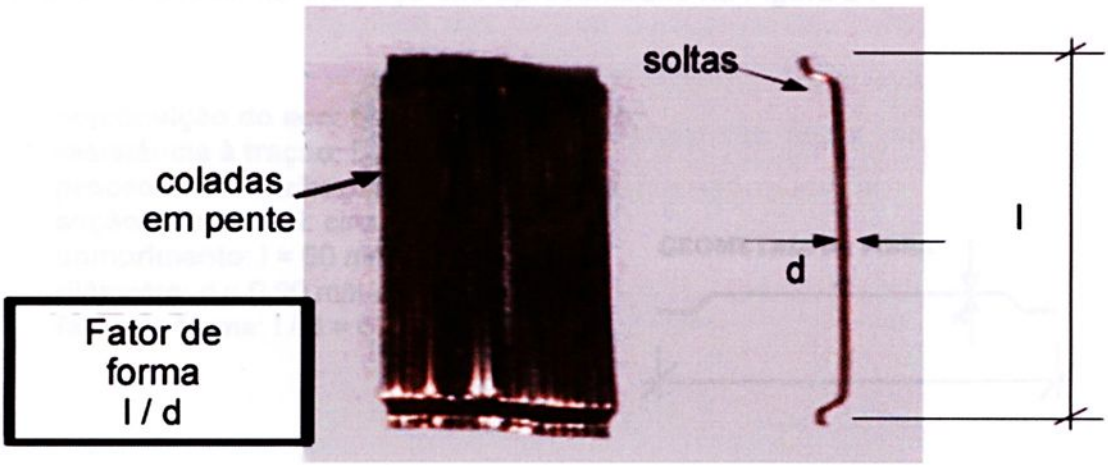


Figura 22 – Exemplo de fibras coladas e soltas, e definição do fator de forma
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

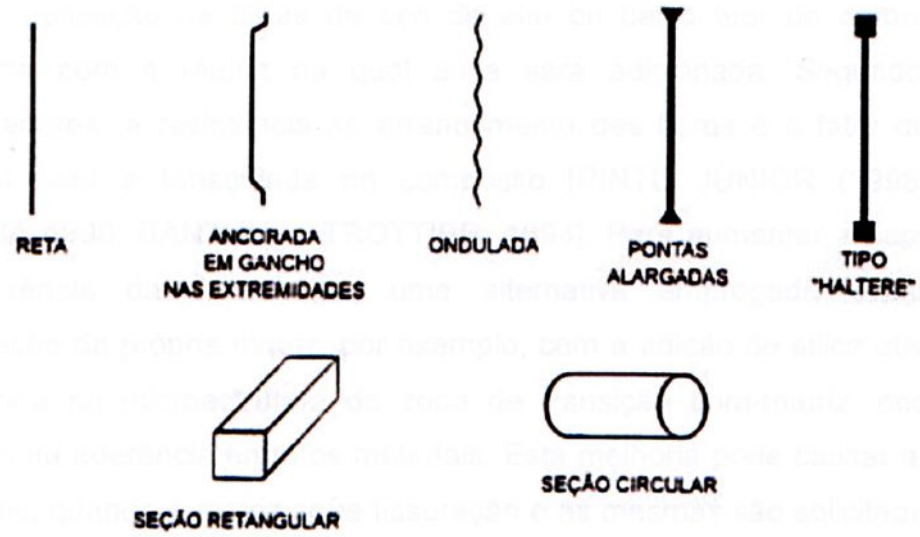


Figura 23 – Tipos de seções transversais e de fibras

BAUER *et al.* (1987) citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), afirma que quase todas as fibras de aço são produzidas com aço carbono ordinário, porém as feitas de ligas metálicas são mais resistentes à corrosão, sendo usadas em aplicações refratárias e em estruturas marítimas. Também são produzidas fibras especiais de aço inoxidável, para concretos refratários que são submetidos a temperaturas elevadas, cuja resistência à tração varia de 2000 a 2500 N/mm^2.

As fibras de aço podem ser classificadas quanto a sua composição em dois tipos: as de alto e de baixo teor de carbono, conferindo as fibras uma maior ou menor resistência a tração (f_{ym}), respectivamente. Algumas características de fibra de aço são apresentadas na Figura 24.

composição do aço: baixo teor de carbono;
resistência à tração: f_{ym} = 1000 MPa
processo de fabricação: trefilação de fios
seção transversal: circular
comprimento: l = 60 mm
diâmetro: d = 0,90 mm
fator de forma: l / d = 67

Figura 24– Exemplo de características mecânicas e geométricas de uma fibra de aço
Fonte: PINTO JÚNIOR (1998_b)

A aplicação de fibras de aço de alto ou baixo teor de carbono está associada com a matriz na qual essa será adicionada. Segundo vários pesquisadores, a resistência ao arrancamento das fibras é o fator que mais contribui para a tenacidade do compósito [PINTO JÚNIOR (1998b *apud* BANTHIA 1990; BANTHIA e TROTTIER, 1994]. Para aumentar a capacidade de aderência da fibra-matriz, uma alternativa empregada consiste na modificação da própria matriz, por exemplo, com a adição de sílica ativa. Com a melhoria na microestrutura da zona de transição fibra-matriz, ocorre um aumento na aderência entre os materiais. Esta melhoria pode causar a ruptura das fibras, quando a matriz sofre fissuração e as mesmas são solicitadas. Para resolver esse problema são adicionadas, nesse tipo de matriz, fibras que apresentem um alto valor de resistência ao escoamento, explicando a utilização de fibras de alto teor de carbono que apresentam maior resistência em relação as de baixo teor.

Um programa experimental desenvolvido por PINTO JÙNIOR (1998_a) avaliou a tenacidade e a resistência equivalente à tração na flexão de um concreto de alto desempenho, com resistência média à compressão aos 28 dias de idade ao redor de 100 Mpa. Vigas foram moldadas com os dois tipos de

fibras, a saber: de alto e baixo teor de carbono, com ancoragem em ganchos nas extremidades e com praticamente o mesmo fator de forma. As fibras de alto teor de carbono apresentavam uma resistência média de escoamento do aço (f_{ym}) igual a 2667 MPa, e as de baixo teor um valor de f_{ym} de 1241 MPa. A Figura 25 apresenta detalhes das seções de ruptura dos corpos-de-prova de alto desempenho com os dois tipos de fibras ensaiados, observa-se que devido à alta aderência fibra-matriz ocorreu a ruptura das fibras de baixo teor de carbono, enquanto as de alto teor foram arrancadas da matriz.

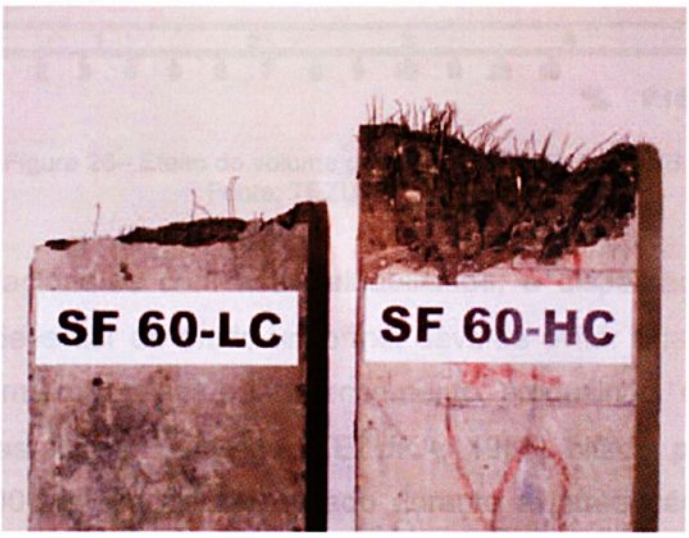


Figura 25 – Detalhes das seções de ruptura de corpos-de-prova de concreto de alto desempenho incorporado fibras de aço de baixo (LC) e alto (HC) teor de carbono

Segundo (TEZUKA, 1989) citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), no estado fresco, as propriedades do concreto reforçado com fibras de aço dependem do fator de forma, definido como a razão l/d entre o comprimento e o diâmetro das fibras. A trabalhabilidade depende dessa relação e do volume de fibras, conforme ilustrado na Figura 26.

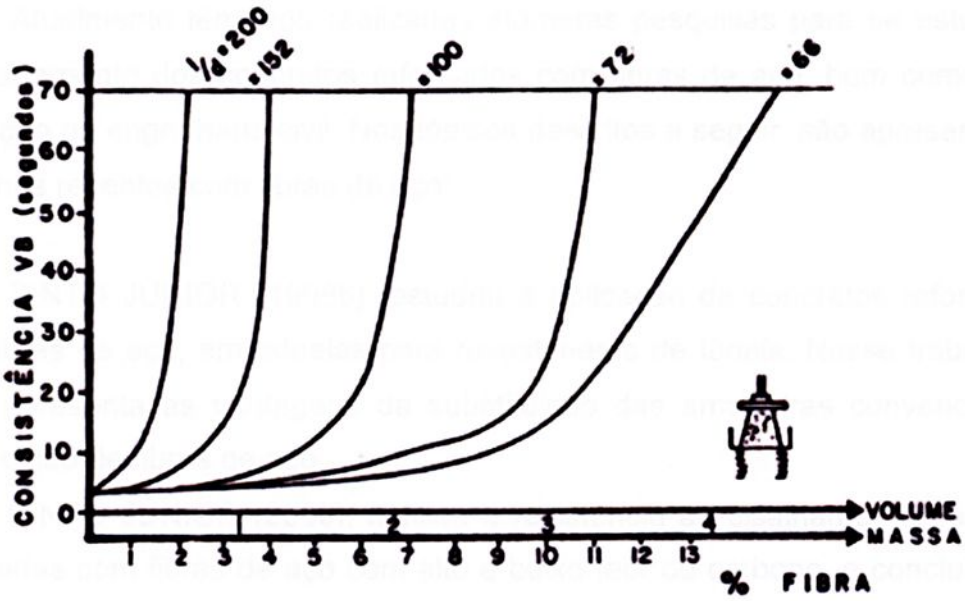


Figura 26– Efeito do volume de fibras na consistência VB
Fonte: TEZUKA (1989)

Ainda relaciona-se com a trabalhabilidade, a dispersão das fibras na matriz, e essa deve ser de modo uniforme, deve-se evitar a tendência natural das fibras de formarem feixes e interfechamento, produzindo "ouriço", que é a aglomeração das fibras. Segundo (TEZUKA, 1989) citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), isto pode ser evitado durante a introdução das fibras na betoneira, manualmente, por meio de dispersores, telas vibratórias etc., ou durante a mistura, controlando-se a geometria e o volume das fibras e o tamanho do agregado graúdo. Quanto maior o seu tamanho, maiores serão os problemas de interferência agregado-fibra. Em geral, são consideradas satisfatórias relações de aspecto de 80 a 120, para atender os requisitos de homogeneidade, trabalhabilidade e resistência.

De acordo com BAUER *et al.* (1987), citado por ACCETTI e PINHEIRO (2000), as fibras metálicas, principalmente as de aço, são as mais utilizadas em reforços de concreto por serem mais eficazes, econômicas e de fácil mistura à matriz. De acordo com o ACI 544.1R–82 (1987), na maioria das pesquisas utilizam-se as fibras de aço, provavelmente por estarem disponíveis em maiores quantidades do que as outras.

O concreto com fibras de aço apresenta vantagens sobre o concreto armado comum em certas propriedades, tais como resistência ao impacto, choque térmico e desgaste, apresentando também maior absorção de energia.

Atualmente têm sido realizadas inúmeras pesquisas para se estudar o comportamento dos concretos reforçados com fibras de aço, bem como, sua aplicação na engenharia civil. Nos tópicos descritos a seguir, são apresentados trabalhos recentes com fibras de aço:

PINTO JÚNIOR (1998b), estudou a aplicação de concretos reforçados com fibras de aço, em aduelas para revestimento de túneis. Nesse trabalho o autor apresenta as vantagens da substituição das armaduras convencionais pela adição de fibras de aço;

PINTO JÚNIOR (2000), avaliou a resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas com fibras de aço com alto e baixo teor de carbono, e concluiu que o acréscimo de fibras de aço introduz ductilidade às vigas, e alteração no modo de ruptura de força cortante-flexão para flexão;

GOMES e FERREIRA (2000), pesquisaram a melhoria na interface fibras de aço/matriz, com o uso de látex SBR e sílica ativa, e concluíram que a adição do látex contribui de maneira significativa para o ganho de resistência mecânica e tenacidade dos compósitos estudados;

HOLANDA e PINHEIRO (2001), comprovaram que a adição de fibras de aço em matrizes cimentícias reduz a trabalhabilidade da mistura. E a presença de fibras, dependendo do teor incorporado, não aumenta em nada a resistência do concreto à compressão. Para se obter melhorias da resistência à tração direta, é necessário adicionar um volume de fibras maior que o volume crítico, que corresponde àquele em que é mantida a capacidade portante da matriz após a fissuração, que compromete bastante a trabalhabilidade. As fibras têm maior influência na resistência à flexão, na tenacidade na flexão, na resistência ao impacto e na resistência à fadiga. Além disso, o emprego de fibras de aço nas estruturas de concreto armado produz aumento da resistência ao cisalhamento de elementos estruturais;

LIMA JÚNIOR e GIONGO (2001), também realizaram estudos em concretos de elevada resistência, concluindo a evidência da eficiência das fibras de aço no ganho de ductilidade pós-pico do concreto, confirmando que as fibras não alteram o comportamento pré-pico do mesmo.

BONALDO e AGOSTINI (2002), pesquisaram pilares mistos compostos por tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência reforçado

com fibras metálicas sujeitos à compressão axial, e entre suas conclusões afirmam que os pilares mistos com núcleo de concreto de alta resistência reforçado com fibras apresentaram cargas últimas inferiores às dos pilares com núcleo de concreto de alta resistência sem adição de fibras. Segundo os autores, atribui-se a isto o fato de que a incorporação de fibras introduz vazios ao concreto, que tem efeito negativo no comportamento do pilar misto;

SILVA et al. (2002), avaliaram a adição de fibras de aço em concretos comuns e de alto desempenho. Entre suas conclusões, aparentemente a adição dessas fibras é mais efetiva no concreto de alto desempenho do que no concreto comum;

GUIMARÃES et al (2002), estudaram os efeitos da fadiga em concretos reforçados com fibras de aço. Através dos resultados experimentais chegaram a conclusão que a resistência à fadiga aumenta com o aumento da quantidade de fibras incorporada ao concreto reforçado. Concluíram ainda, que as fibras por oferecerem certa resistência à propagação das fissuras influenciam na tenacidade do material, além de aumentar consideravelmente seu grau de ductilidade;

NETO e FIGUEIREDO (2003), realizaram pesquisas para a avaliação de desempenho de tubos de concreto forçados com fibras de aço. Eles observaram que é possível executar tubos de concreto reforçado com fibras de aço para esgoto sanitário com desempenho mecânico equivalente àqueles reforçados com telas, porém o limitante para essa aplicação é o nível de deslocamento vertical, que os mesmos possam estar sujeitos;

ALCANTARA et al. (2004), avaliaram o comportamento do concreto auto-adensável, quando adicionado de fibras de aço. Segundo os autores, o concreto auto-adensável com fibras metálicas é viável tecnicamente, devendo ser compreendida a complexidade com relação à dispersão das fibras, quando no aumento da porcentagem destas.

2.8 Propriedades do concreto com fibras de aço

Nas estruturas, o concreto deve apresentar propriedades mecânicas adequadas, ductilidade, durabilidade entre outras. As fibras de aço atribuiem

aos concretos as seguintes propriedades: ductilidade, controle de fissuração, resistência a impactos, resistência à fadiga, resistência ao cisalhamento e durabilidade

Nos materiais empregados na confecção de estruturas de concretos uma característica desejável é a ductilidade. O aço, por exemplo, é um material dúctil, porém apresenta um elevado custo de produção. Uma alternativa é modificar o concreto simples de característica frágil, em dúctil, ou pseudo-dúctil como denominam alguns pesquisadores, através da adição de fibras de aço (FIGUEIREDO, 2000). Segundo PINTO JÚNIOR (1998a) o concreto sem o reforço de fibras de aço apresenta comportamento frágil, com baixa capacidade portante e baixas deformações quando submetido a esforços de tração, não apresentando deformações plásticas.

HOLANDA (2002), exemplifica a aplicação de fibras de aço em lajes cogumelo, sujeitas à ruptura por puncionamento. Essas estruturas apresentam ruína de natureza frágil, abrupta, sem aviso prévio, sendo necessário que se modifique o comportamento dessa ruína. Uma alternativa pode ser através da adição de fibras de aço, que conferem ductilidade a esse tipo de laje, modificando o tipo de ruptura.

A ductilidade proporcionada pela adição de fibras de aço em Concreto de Alta Resistência (CAR) tem sido motivo de inúmeros estudos. Esta característica agrega melhorias no comportamento estrutural deste material.

As fibras de aço em matrizes de concreto são responsáveis pelo controle da fissuração, e esse tipo de adição agrega durabilidade às estruturas. Os mecanismos de controle de abertura das fissuras, promovido pelas fibras, protegem as estruturas do ataques de substâncias nocivas podem comprometer a integridade das armaduras. Na Figura 27, apresenta-se uma aduela utilizada em revestimento de túnel, onde o controle das fissuras é necessário para a durabilidade da peça.

Figura 27 – Exemplo de aduelas utilizado em túneis, confeccionadas com fibras de aço

A adição de fibras de aço no concreto aumenta a resistência ao impacto. A ocorrência de impactos em estruturas é bastante comum, como por exemplos: em pilares de garagens de edifícios, em pisos de empresas onde existe a possibilidade de queda de produtos, e no caso de aduelas quando utilizado para escavação o equipamento denominado de TBM (Tunnering Boring Machine), uma vez que no processo de lançamento o TBM aplica sobre a peça considerável energia de impacto para o seu posicionamento (PINTO JÚNIOR, 2001).

De acordo com o ACI 544.1R–82 (1987), a resistência dinâmica do concreto reforçado com vários tipos de fibra, sujeito a ações de explosões, quedas de pesos, forças dinâmicas de tração e de compressão, é cerca de 5 a 10 vezes maior que a do concreto comum. BENTUR & MINDESS (1990) mostraram que a energia de ruptura do Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) sob carregamento de impacto foi de 70 a 80% maior que aquela sob carregamento estático. Estes resultados experimentais mostram a eficiência das fibras de aço para minimizar os efeitos de impactos.

A ação de determinados carregamentos dinâmicos em estruturas de concreto pode causar fadiga, que é a ruptura de um material por esforço cíclico. Em um estudo experimental , FIGUEIREDO (2000) citando NAAMAN e HAMMOND (1998), relata que corpos-de-prova pré-fissurados de concretos reforçados com fibra de aço, suportaram mais de $2{,}7x^{10^6}$ ciclos de tensões. LI

e MATSUMOTO (1998), explicam que mesmo um concreto com pequenas quantidades de fibras apresenta um ganho de resistência com relação à fadiga. As afirmações são muito úteis para concretos utilizados em pavimentos rígidos.

PINTO JÚNIOR (2000), em estudos comparativos de vigas reforçadas com vários teores de fibras de aço e sem reforço concluiu que a adição de fibras de aço modifica o modo de ruptura das vigas ensaiadas, passando de cortante-flexão, de natureza frágil, para flexão demonstrando que as fibras aumentam a ductilidade dos elementos estruturais. As vigas ensaiadas, com os teores de fibras e sem a adição de fibras, assim como o tipo de ruptura de cada uma delas, são apresentadas na Figura 28. O traço de concreto utilizado na confecção das vigas em peso foi 1:1,12:1,71 (a/c=0,29) o cimento empregado foi o CPV ARI, 10% de sílica ativa em relação ao peso do cimento e aditivo superplastificante no teor de 1,2%, em relação ao peso dos materiais cimentícios. O concreto empregado possuía um valor de f_c aos 28 dias ao redor de 90 MPa. Nas armaduras longitudinais da viga foram empregados barras de aço com diâmetro de 12,5 mm, enquanto que nas armaduras transversais utilizou-se barras de 4,2 mm. As fibras incorporadas ao concreto eram de alto teor de carbono, com fator de forma igual a 77,7 e possuíam uma tensão de escoamento de 2667 N/mm^2. Os números que acompanham a sigla HC se referem ao valor em massa de fibras de aço adicionadas por metro cúbico de concreto.

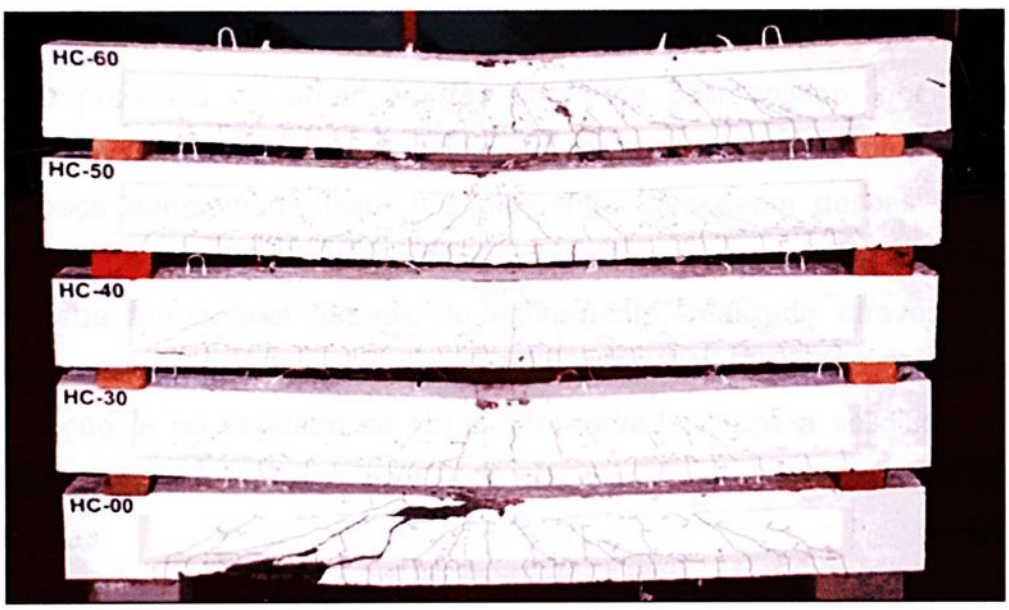


Figura 28 – Modos de rupturas de vigas com vários teores de fibras de fibras e sem fibras.

A durabilidade das estruturas esta relacionada com a redução e/ou eliminação de agentes patológicos, que possam comprometer a vida útil da mesma. As fibras de aço, através do controle de fissuração, inibem a ação desses agentes. O comprometimento da integridade das fibras por corrosão é objeto de diversos estudos apresentados a seguir.

Segundo HOLANDA e PINHEIRO (2001), os ensaios de durabilidade de fibras de aço, realizados nos Battelle Laboratories, EUA, mostraram uma corrosão mínima das fibras e nenhum efeito prejudicial na resistência à flexão após 7 dias de exposição a sais descongelantes. A alta concentração de cloretos causou corrosão das superfícies expostas das fibras. Argamassas reforçadas com fibras de aço, expostas ao ar livre em atmosferas industriais, não apresentaram nenhum efeito desfavorável nas propriedades resistentes após 10 anos.

De acordo com o ACI 544.1R–82 (1987), a resistência à compressão de argamassas reforçadas com fibras de aço, imersas em água do mar por 10 anos, diminuiu de 57 MPa para 49 MPa, equivalente a uma perda de 15%. Sob as mesmas condições, a resistência de argamassas comuns diminuiu em 40%. A resistência à flexão de argamassas reforçadas com fibras de aço diminuiu em 31% em 10 anos, para um valor de cerca de 10,3 MPa.

2.9 Fibras de polipropileno

O processo de produção das fibras de polipropileno, por extrusão, consiste em pressionar a resina, em forma pastosa, através de furos finíssimos numa peça denominada fieira. Os filamentos que saem desses furos são imediatamente solidificados, a esse processo denomina-se fiação. As fibras tomam sua forma final através do estiramento, realizado através de dois processos básicos; no primeiro o estiramento é feito durante o processo de solidificação, e no segundo as fibras são estiradas após a solidificação. Em ambos os casos o diâmetro da fibra é reduzido, e a sua resistência à tração aumentada.

As fibras de polipropileno apresentam três formas distintas destinadas também a usos distintos: monofilamento, multifilamento e fibra cortada. O

monofilamento é um único filamento contínuo. O multifilamento consiste na união de pelo menos dois monofilamentos contínuos, unidos paralelamente por torção. E a fibra cortada é resultado do seccionamento, em tamanhos determinados, de um grande feixe de filamentos contínuos.

O polipropileno tem aplicações em indústrias têxteis para vestuário e uso doméstico, se destacando também em forrações externas e internas, na fabricação de feltros e estofados, e no reforço de estruturas de concreto. As fibras de polipropileno para reforço em concretos são ilustradas na Figura 29.

Figura 29 – Fibras de polipropileno utilizadas em concretos

As fibras de polipropileno podem ser utilizadas como reforço primário ou secundário em matrizes cimentícias. No primeiro caso o reforço deve ser tal que possibilite um aumento significativo na capacidade portante do compósito após o aparecimento de fissuras. No segundo caso as fibras de polipropileno agiriam somente como controle de fissuração na retração plástica do concreto, as fissuras provocadas pela retração podem ser observadas na Figura 30 (TANEZI e FIGUEIREDO, 1999).

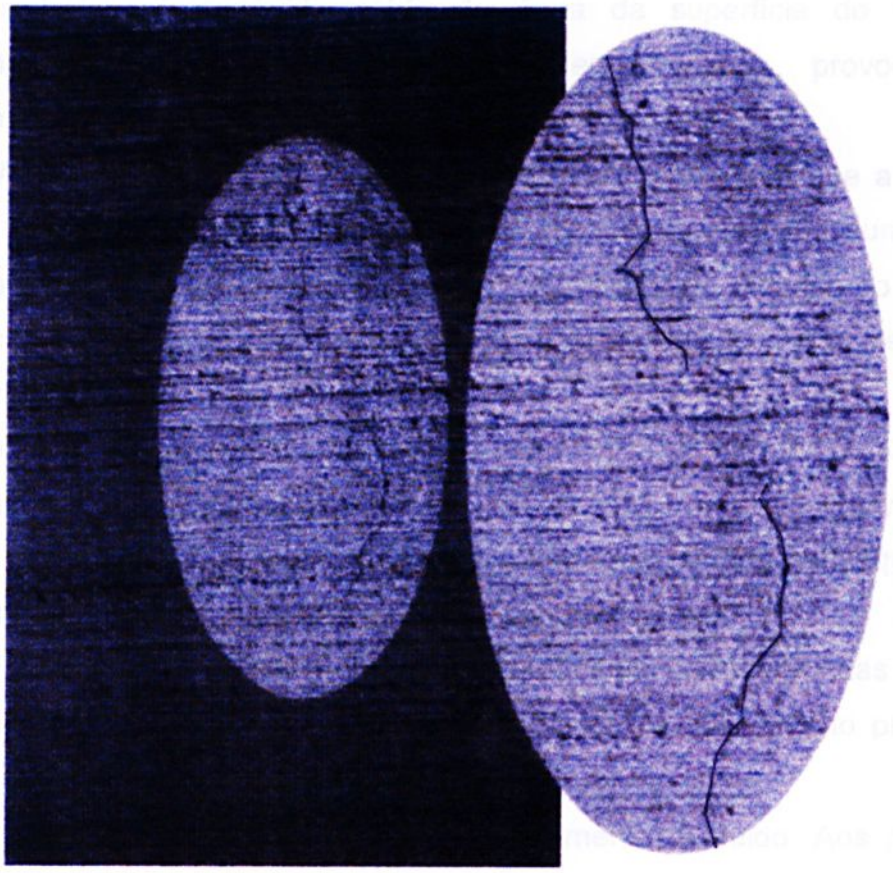


Figura 30 – Exemplo de fissuras ocasionadas por retração plástica
Fonte: FITESA (2002_a)

2.10 Controle da fissuração causada pela retração plástica

De acordo com NEVILLE (1997) citado por TANESI E FIGUEIREDO (1999), no concreto, principalmente no estado fresco, existe um deslocamento de água para fora da peça provocando retração. Esta mudança de volume normalmente é devida à evaporação da água na superfície ou a sucção da água por uma superfície em contato com o concreto. Além disso, existem as mudanças de volume da pasta durante o processo de hidratação do cimento decorrentes da redução do volume do sistema cimento-água, na formação dos compostos cristalinos.

WITTMAN (1976) citado por TANESI E FIGUEIREDO (1999), comenta que a principal causa do aparecimento de fissuras por retração plástica, ou nas

primeiras horas, é a rápida saída de água da superfície do concreto, excedendo a taxa de exsudação e, conseqüentemente, provocando a secagem.

LAWRENCE *et al.* (1998 apud DUNN, 1970), apontam que a retração durante a secagem é considerada uma possível causa para a fissuração dos concretos, quando existe a secagem rápida. A resistência à tração do concreto é insuficiente para resistir às forças causadas pela retração rápida, resultando assim em fissuração.

SOROUSHIAN *et al.* (1983) citado por TANESI E FIGUEIREDO (1999), descreve a sedimentação como sendo uma possível causa na formação de fissuras, pois leva à abertura de canais de água, e por conseqüência o surgimento de tensões de tração na superfície do concreto.

FITESA (2002_a) explica o mecanismo principal de atuação das fibras de *polipropileno, para minimizar e/ou eliminar os efeitos da retração plástica, a* saber:

- O concreto simples, logo após o lançamento, é fluido. Aos poucos o concreto endurece perdendo a fluidez, e conseqüentemente, sua capacidade de deformação;
- Com a evaporação da água de exsudação, a retração aumenta até que em determinado momento o nível de deformação de retração é maior que a capacidade do concreto de absorver estas deformações, originando assim as fissuras;
- O concreto com fibras de polipropileno de elevado nível de deformação e de baixo módulo é muito mais deformável nas primeiras idades. As fibras transferem a sua natural capacidade de deformação para o mesmo. A deformação de retração pode ser a mesma, porém não maior do que a capacidade do concreto em absorvê-las. Assim, as fissuras são inibidas ou sua freqüência e tamanho são reduzidos. A explicação citada anteriormente pode ser mostrada na Figura 31.

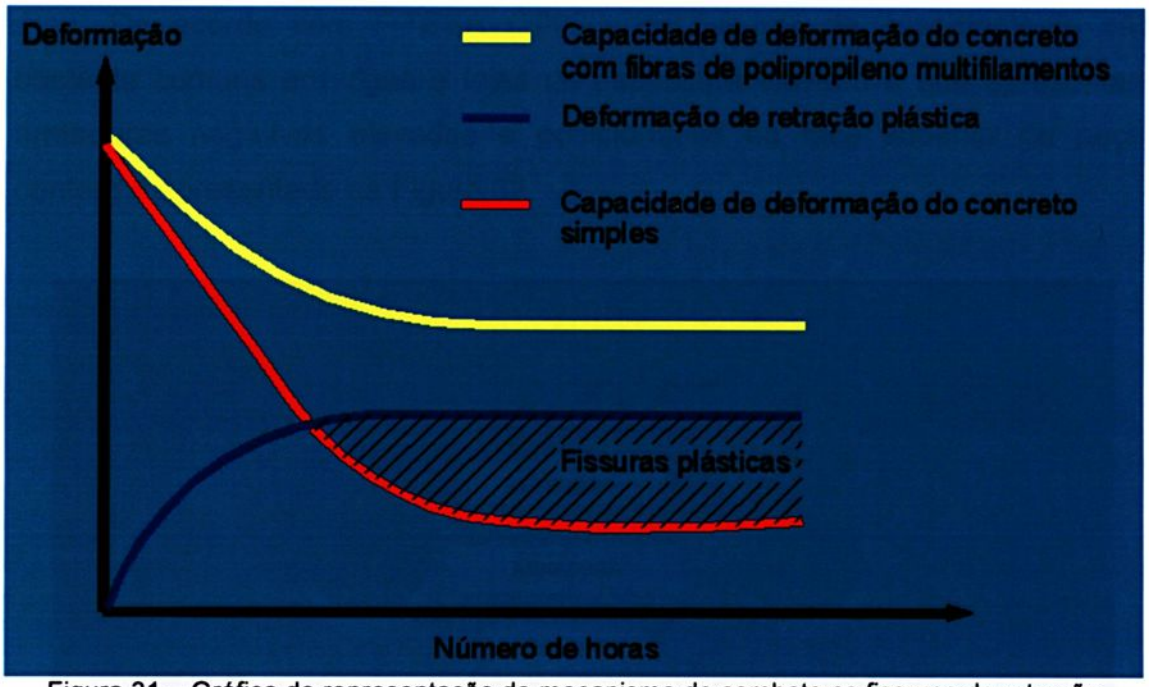


Figura 31 – Gráfico de representação do mecanismo de combate as fissuras de retração plástica com a incorporação de fibras de polipropileno
Fonte: FITESA (2002_a)

2.11 Diminuição da exsudação pela adição de fibras de polipropileno ao concreto

A exsudação é um problema que ocorre com o concreto nas primeiras idades, mas pode comprometer a sua durabilidade a longo prazo. O efeito nocivo nas propriedades do concreto é o aparecimento de fissuras de assentamento e perda da resistência ao desgaste.

A exsudação é o fenômeno de separação de parte da água do concreto que aflora na superfície de acabamento, ocasionando, assim, um acréscimo do fator água/cimento nesta região, o que prejudica a integridade superficial do concreto.

A exsudação ocorre de maneira bastante evidente, caracterizada pela presença de uma película de água que confere um brilho superficial, iniciado logo após o adensamento e prolongando-se até o inicio da pega do concreto. As causas da exsudação estão ligadas aos teores de finos dos concretos (formados pelo cimento e pela fração fina dos agregados), ao teor de água da mistura, ao teor de aditivos, às operações de acabamento excessivas do concreto e às vibrações.

De acordo com FITESA (2002_b), as fissuras de assentamento são bastante comuns em vigas e lajes de espessura elevada e que apresentam armaduras negativas elevadas e posicionadas na face superior da peça, conforme apresentado na Figura 32.

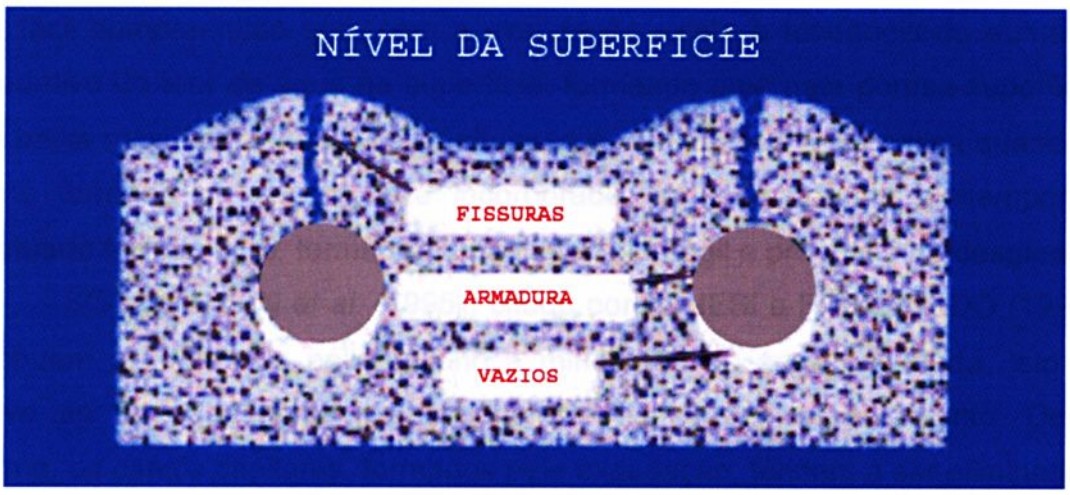


Figura 32 – Fissuras de assentamento
Fonte: FITESA (2002_b).

O mecanismo de formação dessas fissuras que ocorrem antes da evaporação da água do concreto segundo (FITESA, 2002_b) citando SUPLENANT e MALISCH (1999) são explicados a seguir:

- Quando do lançamento do concreto, o espaço entre as partículas sólidas está preenchido com água; assim que essas partículas se assentam, existe a tendência da água subir para a superfície formando um filme, ocorrendo então a exsudação;
- Nesse estágio, a mudança de volume do concreto é muito pequena. A retração por assentamento plástico ocorre quando a exsudação é elevada e o cobrimento da armadura reduzido;
- A combinação desses fatores provoca elevado grau de assentamento do concreto e, se for restringindo pela armadura, a ponto de gerar tensões internas de tração, podem ocorrer fissuras originadas pelo assentamento plástico.

A resistência ao desgaste – abrasão – do concreto está intimamente

ligada à resistência à compressão do concreto, mas também – e muitas vezes mais importante – às alterações que ocorrem no concreto ainda no estado fresco.

RODRIGUES (1995) citado por FITESA (2002_b), afirma que a resistência mecânica esta ligada à relação a/c (água/cimento) da mistura. Deste modo, é de fácil compreensão que, com a exsudação existe a tendência do aumento gradativo do teor de água na superfície, formando uma nata porosa superficial de baixa resistência mecânica. A situação é considerada mais crítica quando o filme formado na superfície é incorporado ao concreto pelo desempenho efetuado fora de hora, formando uma superfície frágil e propensa ao desgaste.

SOROUSHIAN *et al.* (1995_b) citado por TANESI e FIGUEIREDO (1999), atribuem às fibras de polipropileno a minoração da água exsudada. Isto se deve ao fato das fibras proporcionarem redução no assentamento. Desta forma, os canais capilares, formados pela exsudação, tendem a ser eliminados. Além disso, estudos de ZOLLO e ILTER (1986) e SOROUSHIAN *et al.* (1995_a), sugerem que a diminuição da exsudação passe a ser conseqüência das fibras formarem uma malha que estabiliza a matriz, prevenindo o assentamento e a segregação dos materiais mais pesados da mistura, tais como os agregados.

O comportamento das fibras de polipropileno em matrizes cimentícias tem sido tema de inúmeras pesquisas. Os objetivos principais desses estudos são a avaliação do comportamento estrutural e as propriedades mecânicas de concretos e argamassas reforçados com esse tipo de fibra. Algumas das pesquisas atuais podem ser descritas suscintamente abaixo:

- PADRON; ZOLLO (1990), em suas pesquisas obtiveram uma redução na retração de 48%, em compósitos reforçados com fibras de polipropileno;
- OLIVEIRA (2001), utilizou fibras de polipropileno em argamassas de revestimento, para aplicação na reabilitação de estruturas de alvenaria. Nos resultados experimentais, as fissuras só apareceram em níveis de cargas bastante elevadas.
- SALOMÃO *et al.* (2002), em sua pesquisa concluiram que as fibras de polipropileno podem atuar favoravelmente durante o processo de secagem de concretos refratários aumentando a velocidade de secagem

e minimizando os riscos de explosão. Sua atuação está baseada no aumento de permeabilidade que ocorre nesses materiais na faixa de temperatura correspondente à fusão e degradação térmica do polímero. Ao criar novos caminhos permeáveis que interconectam várias regiões do concreto, as fibras permitem que o vapor de água possa deixar a estrutura mais rapidamente, diminuindo os níveis de pressurização interna.

2.12 Propriedades do concreto com fibras de polipropileno

De maneira similar as fibras de aço, as fibras de polipropileno conferem as estruturas características desejáveis, a fim de tornar o seu uso aceitável no mercado. Os concretos reforçados com fibras de polipropileno apresentam as seguintes vantagens: controle de fissuração, diminuição da exsudação, diminuição da permeabilidade em concretos convencionais, aumento da resistência ao desgaste e ao impacto e aumento da resistência ao fogo.

Como citadas anteriormente, as fibras de polipropileno proporcionam redução no nível de fissuração dos concretos, evitando a fissuração ocasionada por retração plástica, contribuindo dessa maneira para a durabilidade das estruturas. Na Tabela 3, encontram-se os resultados de estudos referentes à redução de fissuras por retração plástica, em concretos e argamassas.

Tabela 3 – Resultados de estudos desenvolvidos para a avaliação da influencia das fibras de Polipropileno sobre a fissuração por retração plástica
Fonte: TANESI e FIGUEIREDO (2000)

	GRZY-BOWSKI; SHAH (1990)	PADRON; ZOLLO (1990)		KHAJU-RIA; BALAGU-RU (1992)	NANNI *et al.* (1993)	BERKE; DALLA-IRE (1994)	SORO-USHIAN *et al.* (1995)
Teor de fibras (volume)	0,1%	0,1%	0,1%	0,1%	0,1%	0,1%	0,1%
Matriz	Concreto	Argama-ssa	Concreto	Concreto	Concreto	Concreto	Concreto
Tipo de ensaio	Anel	Placas	Placas	Placas	Placas	Placas	Placas
Idade do ensaio	7 dias	16 horas		24 horas	3 horas	24 horas	5 horas
Redução da fissuração por retração nas primeiras idades	14%	87%	40%	77%	70%	72%	90%

O fenômeno da exsudação, prejudicial à qualidade dos elementos estruturais, é limitado pela presença das fibras de polipropileno; esse processo é bastante comum em pisos devido a grande área superficial que estes apresentam. As fissuras por assentamento, e/ou a redução da resistência na camada superficial, ocasionada pela exsudação, trazem prejuízos às estruturas, reduzindo a sua durabilidade.

A ausência de fissuras e o aumento da coesão da massa final dos concretos convencionais reforçados com fibras de polipropileno diminuem a permeabilidade e dificulta a penetração de gases, líquidos e outros agentes agressivos oriundos do meio ambiente. Desse modo, essa diminuição aumenta a durabilidade dos compósitos. Esta diminuição da permeabilidade refere-se ao concreto convencional, pois como citado anteriormente em concretos refratários a elevada temperatura promove a degradação térmica do polímero, propiciando a criação de caminhos permeáveis que interconectam várias regiões do concreto, desse modo com a degradação das fibras o vapor de água pode deixar a estrutura mais rapidamente.

As fibras de polipropilenos aumentam a resistência à abrasão, uma vez que as fibras confinam a água dentro da mistura, evitando que essa aflore na superfície da peça. Desse modo, não ocorre uma redução da resistência mecânica da superfície, sujeita a ações que levam ao desgaste. É comum a

ocorrência desse fenômeno em pisos que possuem grande área superficial exposta às intempéries (ação de calor e vento).

Quanto ao impacto, as fibras de polipropileno atuam nas peças como uma malha de distribuição de esforços, tornando assim mais resistente a esse tipo de solicitação.

As estruturas de concreto expostas à ação do fogo apresentam redução na sua capacidade portante. Muitas pesquisas têm sido realizadas na tentativa de alterar o comportamento das estruturas em caso de incêndio, que permita a fuga dos ocupantes e também a ação de combate ao incêndio com segurança. O efeito do lascamento (que é a explosão violenta e repentina de camadas ou pedaços de concretos da superfície de um elemento estrutural, quando exposto ao aumento rápido da temperatura, como acontece em incêndios) deve ser evitado. Devido a mecanismos associados às modificações químicas, redução de viscosidade e perda de massa, ocasionadas pelo fogo, as fibras de polipropileno reduzem o lascamento explosivo do concreto. De maneira simplificada, com a redução da massa das fibras de polipropileno provocado pela ação do fogo são formados canais, onde o vapor pressurizado pode passar, evitando assim que a pressão venha a ser maior que a resistência do concreto, dessa maneira evitando lascamentos (FITESA, 2002_c). Os passos que levam ao lascamento do concreto quando exposto ao fogo são ilustrados na Figura 33.

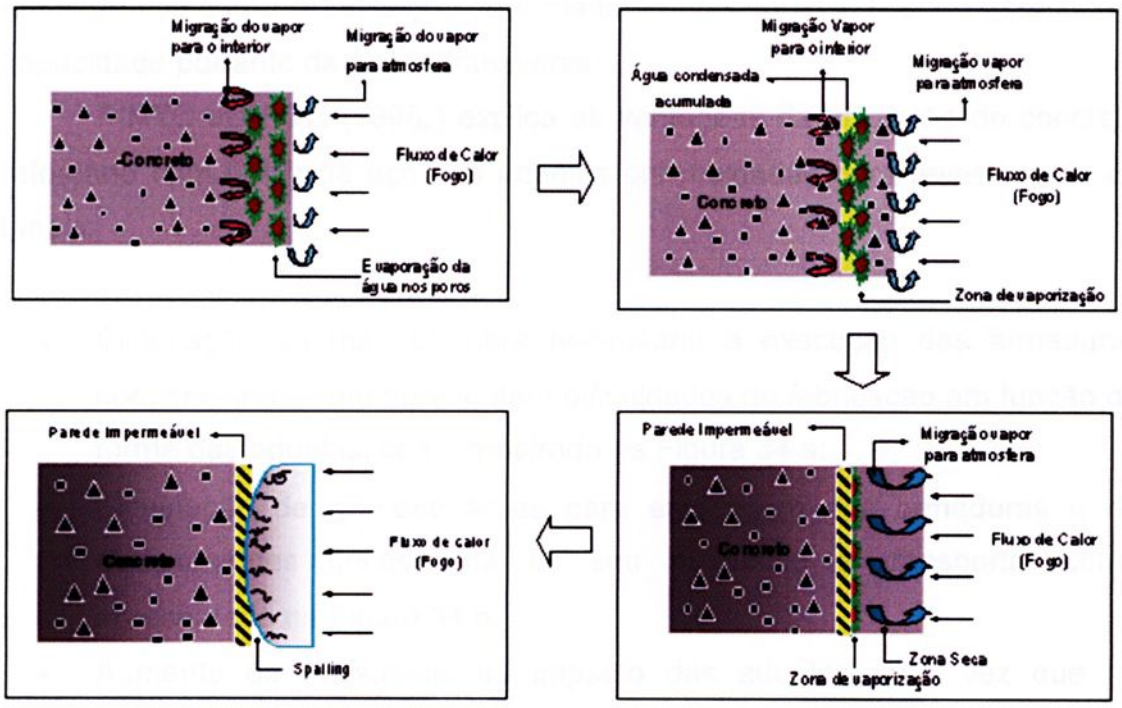


Figura 33 – Passos que levam ao lascamento do concreto quando exposto ao fogo
Fonte: NINCE *et al.* (2003)

2.13 Aduelas pré-moldadas para revestimento de túneis

A substituição das armaduras convencionais por fibras de aço, em aduelas pré-moldadas para revestimentos de túneis escavados com TBM (Tunnelling Boring Machine), agiliza o processo de fabricação, mantendo a capacidade de carga dos elementos e proporcionando maior durabilidade, em função do elevado nível de controle da fissuração propiciado pelas fibras (PINTO JÙNIOR, 1998_a).

A adição de fibras de aço no concreto incorpora ao material características importantes tais como: ductilidade, controle de fissuração, resistência ao impacto, resistência à fadiga e resistência ao cisalhamento.

Dentre essas características destaca-se a ductilidade, fator importante no dimensionamento de peças pré-moldadas submetidas a flexo-compressão, com predominância do esforço normal. Nesta situação, os esforços de tração são de pequena intensidade, sendo possível absorvê-los quando se utiliza

fibras de aço como substituição da armadura convencional, ficando garantida a capacidade portante da seção transversal.

PINTO JÚNIOR (1998$_a$) explica as vantagens da utilização do concreto reforçado com fibras de aço nas aduelas pré-moldadas para revestimento de túneis:

- Eliminação da mão de obra necessária à execução das armaduras convencionais, que apresentam dificuldades de fabricação em função da forma das aduelas, como mostrado na Figura 34 a;
- Eliminação de grandes áreas para estocagem das armaduras e de equipamentos necessários ao seu manuseio e transporte, como apresentado na Figura 34 b;
- Aumento da resistência ao impacto das aduelas, uma vez que no processo de lançamento o TBM aplica sobre a peça considerável energia para seu posicionamento, conforme ilustrado à Figura 34 c;
- Redução, ou mesmo eliminação, dos lascamentos que freqüentemente ocorrem nos cantos das aduelas durante seu posicionamento, como exemplificado na Figura 34 d. Este fato ocorre em função da necessidade de um adequado cobrimento das armaduras convencionais, para garantir proteção contra corrosão.

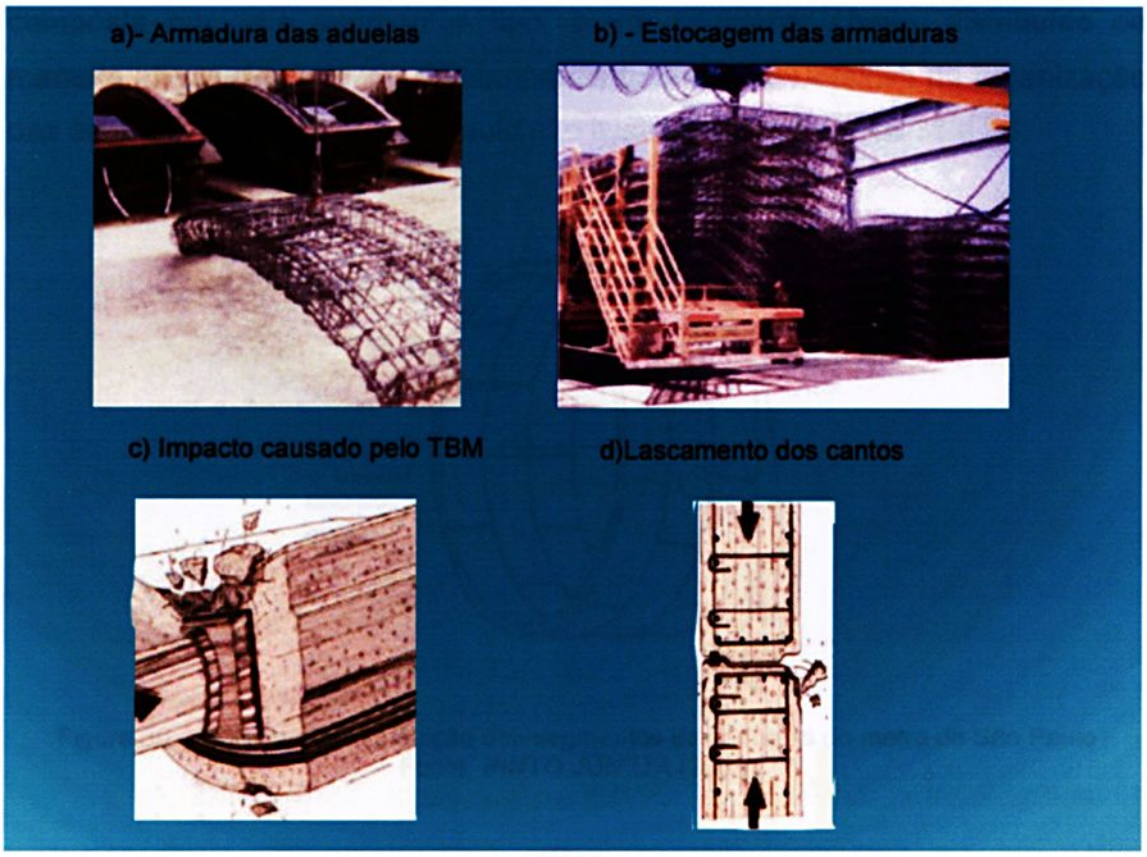


Figura 34 – Detalhes das aduelas

O primeiro túnel da América Latina a utilizar aduelas pré-moldadas com fibras como revestimento foi o Empreendimento CRM – Transvase Manabi – no Equador, no ano de 2002. A obra consistia em um túnel para transpor águas dos rios Chon e Portoviejo para Lãs Cuencas, visando à regularização da vazão durante períodos de estiagem.

Atualmente, uma pesquisa vem sendo desenvolvida para a utilização de aduelas pré-fabricadas para revestimento de túneis para a construção da Linha IV do metrô de São Paulo. Para sua realização um convênio foi firmado entre a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo e o Laboratório de Estruturas e Construção Civil da Unicamp; Vulkan do Brasil Ltda – Divisão Harex; Fitesa S. A; MBT Brasil Indústria e Comércio Ltda e Holcim (Brasil) S.A.

Para a execução do sistema construtivo para o metrô de São Paulo, utilizando aduelas pré-fabricadas reforçadas com fibras metálicas e polipropileno cada etapa do processo deve ser estudada.

As dimensões do túnel, e conseqüentemente das aduelas, são definidas, em razão da utilização do mesmo. A seção transversal do túnel do metrô é

composta por sete segmentos tipo, e um segmento chave, distribuído de maneira alternada ao longo do comprimento do túnel. Detalhes da organização das aduelas do metrô de São Paulo são ilustradas nas Figuras 35 e 36.

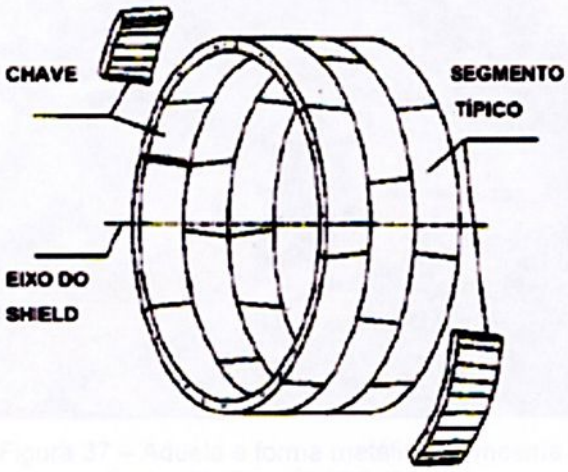


Figura 35 – Detalhe da distribuição dos segmentos das aduelas do metro de São Paulo
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

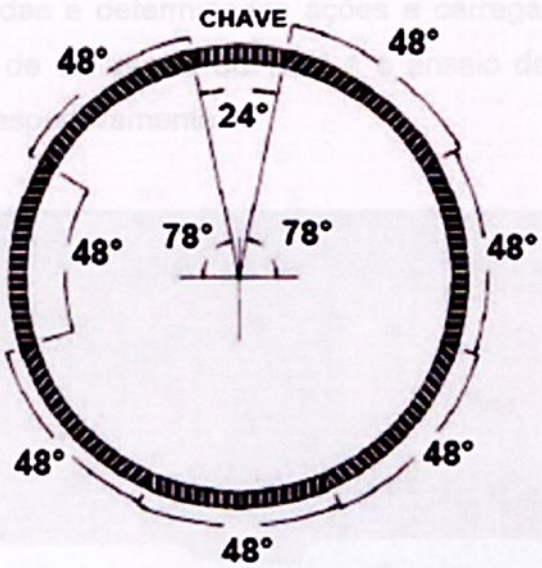


Figura 36 – Detalhe dos ângulos dos segmentos das aduelas do metro de São Paulo
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

Os moldes metálicos são utilizados para moldagem das aduelas, por apresentarem maior reutilização, além de proporcionar peças com excelente acabamento nas superfícies. Uma aduela no momento da desforma pode ser observada na Figura 37.

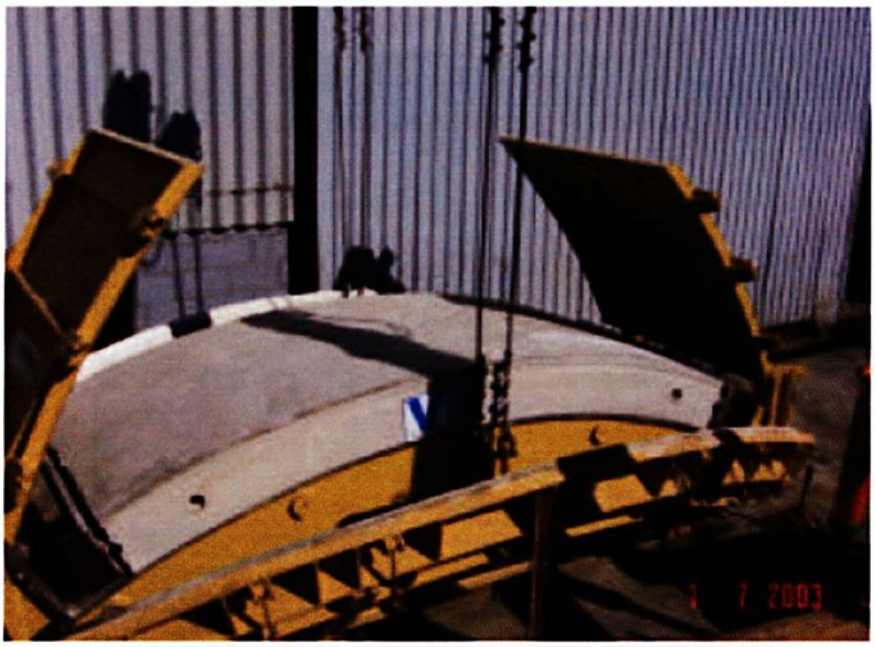


Figura 37 – Aduela e forma metálica da mesma
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

Entre os diversos ensaios já realizados para avaliar o comportamento das aduelas, submetidas a determinadas ações e carregamentos, podem ser observados o ensaio de simulação do TBM e o ensaio de flexo-compressão, nas Figuras 38 e 39 respectivamente.

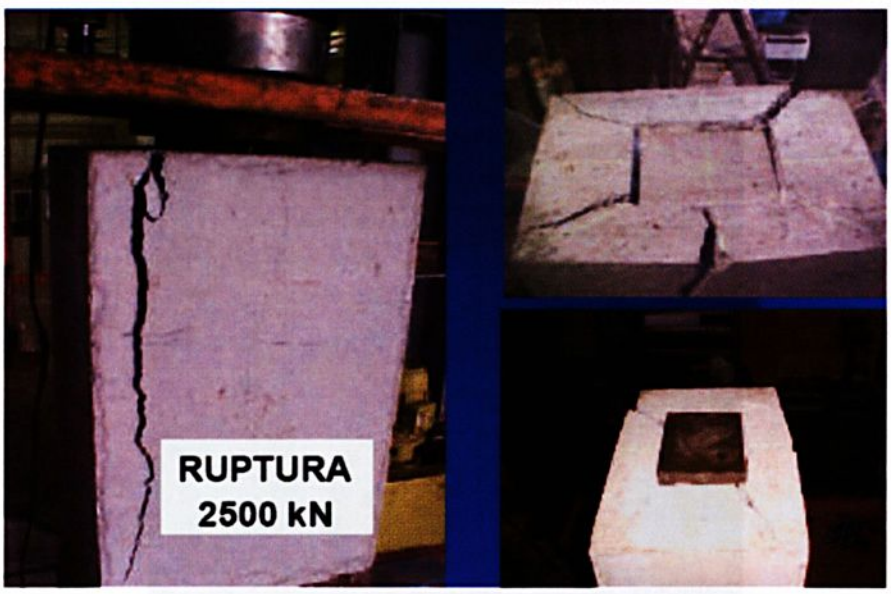


Figura 38 –Ensaio em laboratório, simulando a ação do TBM sobre a aduela
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

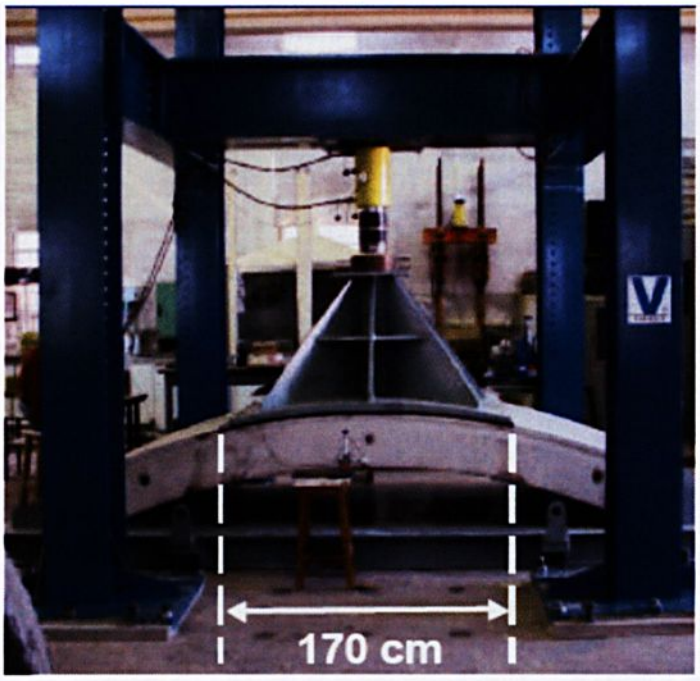


Figura 39 – Ensaio de flexo-compressão em aduela
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

As aduelas são intertravadas entre si num sistema de encaixe longitudinal do tipo "macho-fêmea" e transversal do tipo "junta-seca". A disposição das peças das aduelas que constituem o anel para revestimento do túnel, a ser utilizado no metrô de São Paulo, é apresentada nas Figuras 40 e 41.

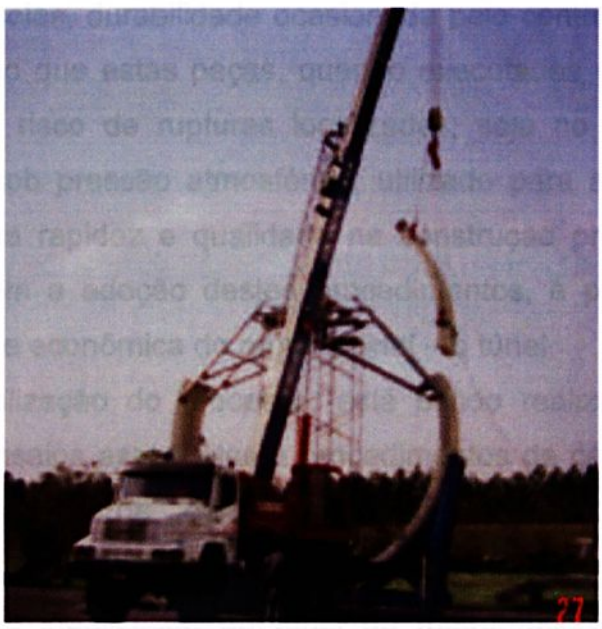


Figura 40 – Montagem do anel formado pelas aduelas
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

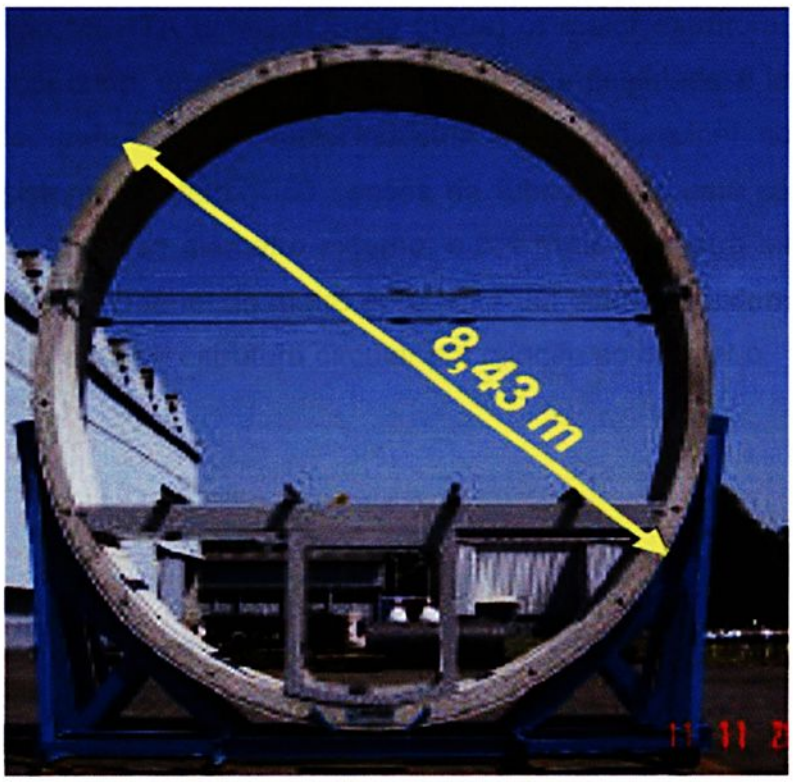


Figura 41 – Anel segmentado completo
Fonte: PINTO JÚNIOR (2004)

O processo construtivo que utiliza as aduelas pré-fabricadas com concreto reforçado com fibras de aço e polipropileno para revestimento de túneis para o metrô na cidade de São Paulo é bastante singular, seja na substituição da armadura convencional por fibras, que proporciona rapidez na confecção das aduelas, durabilidade ocasionada pelo controle de fissuração e segurança pelo fato que estas peças, quando executadas com fibras de aço, não apresentarem risco de rupturas localizadas; seja no processo de cura térmica a vapor, sob pressão atmosférica, utilizado para agilizar o processo construtivo; seja na rapidez e qualidade na construção proporcionadas pela pré-moldagem. Com a adoção destes procedimentos, é possível obter uma viabilidade técnica e econômica do produto final – o túnel.

Para a idealização do processo, está sendo realizado um programa experimental de ensaios associados a procedimentos de cálculos para avaliar em todas as etapas da concepção do concreto: moldagem, cura, armazenamento, transporte e montagem das aduelas, fornecendo informações necessárias para a idealização do túnel do metrô, utilizando aduelas pré-moldadas reforçadas com fibras de aço e polipropileno.

Segundo MEHTA E MONTEIRO (1994), a maior estrutura circular pré-moldada de concreto, encontra-se nos EUA, e sua finalidade é levar água do Rio Colorado, para a agricultura, indústria e uso municipal no Estado do Arizona. O sistema contém 1560 seções de tubos, cada uma com 6,7 m de comprimento, 7,5 m de diâmetro externo, e 6,4 m de diâmetro interno e pesa até 225 toneladas. O túnel do metrô apresenta um diâmetro externo de 8,43 m sendo, portanto a maior estrutura circular em relação ao diâmetro.

3 A cura do concreto: Aplicação do Método da Maturidade

3.1 Aspectos gerais

O termo "cura do concreto" relaciona-se com os procedimentos destinados a promover a hidratação do cimento, consistindo do controle do tempo, temperatura e condições de umidade, imediatamente após a colocação do mesmo nas fôrmas. Os dois objetivos da cura são impedir a perda de umidade e controlar a temperatura do concreto durante um período suficiente para que esse alcance um nível de resistência desejado. Segundo NEVILLE (1997), a cura consiste em manter o concreto saturado, ou o mais próximo possível dessa condição, até que os espaços inicialmente ocupados pela água na pasta fresca de cimento, sejam preenchidos, até o ponto desejado, pelos produtos da hidratação do cimento. Essa condição garante a realização da hidratação do cimento, desde que a relação àgua/cimento seja para que a hidratação prossiga.

Quando o concreto é lançado nos moldes, a água da mistura é muito sensível à ação do calor proveniente do sol e da ação do vento que, provocam a evaporação da água da mistura, impossibilitam a plena hidratação do cimento, além de promover um forte aumento no fenômeno da retração, responsável pelo aparecimento de fissuras e trincas, que tornam o concreto

menos resistente e mais suscetível ao ataque de agentes agressivos.

Segundo BALAYSSAC *et al.* (1997) citado por LORENZETTI *et al.* (2000), o processo de secagem ou de dessecação ocorrido dentro de certas condições, faz com que não somente a água excedente, necessária a trabalhabilidade da mistura evapore mas, também, uma parte da água necessária a hidratação do ligante (cimento).

O processo de cura está associado com a durabilidade das estruturas de concreto. A relação água/cimento (a/c) (espaço capilar original entre as partículas de cimento) e o grau de hidratação determinam a porosidade total, a qual diminui com o decréscimo da relação a/c ou com o aumento do grau de hidratação (MEHTA & MONTEIRO, 1994). Um alto grau de hidratação promove concretos menos porosos, ou seja, torna-os mais impermeáveis, e conseqüentemente mais duráveis.

As várias qualidades desejáveis num bom concreto – resistência mecânica à ruptura e ao desgaste, impermeabilidade e resistência ao ataque de agentes agressivos – são extremamente favorecidas e somente alcançadas através de uma cura adequada.

A seguir são apresentados e descritos os métodos de cura utilizados no processo de cura de concretos, segundo BAUER, (2000):

- Irrigação ou aspersão de água: Um dos métodos mais simples de proteção do concreto fresco é a utilização contínua de irrigação da superfície exposta ou a aspersão de água em intervalos freqüentes;
- Submersão: É sem duvida, o método ideal de cura, só que sua aplicação é restrita e em geral pouco prática. Pode ser empregado com sucesso em lajes, pisos e pavimentos em que há grande área superficial exposta e quando não há necessidade da utilização da superfície nos primeiros dias;
- Recobrimento: Muito utilizada em obras, é a proteção do concreto com recobrimento, para evitar a ação direta da calor proveniente do sol e do vento. Esse recobrimento deve ser realizado, preferivelmente, mantendo a umidade. Para tal fim, pode utilizar-se areia, terra, sacos de aniagem rompidos, etc;
- Recobrimento com plásticos e semelhantes: Pode-se utilizar o

recobrimento ou envolvimento das peças com plásticos ou papéis impermeáveis, que devem ser vedados e preso nas extremidades, para evitar a passagem de corrente de ar, que favorece a secagem rápida;

- Conservação das fôrmas: Apenas aplicável, evidentemente, em peças nas quais as fôrmas protegem a maior parte da superfície, tais como pilares, e em geral vigas. Ainda assim, tratando-se de fôrmas de madeira ou equivalentes, deve-se tomar precauções de molhá-las em intervalos freqüentes, para impedir a evaporação através da madeira;
- Impermeabilização por pinturas. Há inúmeras tintas, resinas e produtos asfálticos ou derivados do alcatrão que se prestam a pinturas de concretos. Estas têm, em geral, caráter permanente, ou pelo menos não se restringe ao período inicial de cura propriamente dita;
- Aplicação de cloreto de cálcio: Aplicação superficial do cloreto de cálcio, na proporção de 800g a 1kg por m^2, provoca a absorção de água ambiente, mantendo úmida toda a superfície. Todavia, este procedimento deve ser realizado com cautela, uma vez que a adição desse produto em determinados concretos pode vir a causar danos ao mesmo;
- Membranas de cura: As membranas de cura mantêm a impermeabilidade superficial do concreto por um certo período de tempo, em geral 3 a 4 semanas, evitando-se, assim, a rápida secagem do concreto, através de um filme impermeável que dura aproximadamente esse tempo.
- Cura normal. Consiste em manter as peças em ambiente saturado de água e abrigadas da luz solar. A proteção pode ser feita com papéis, camadas de areia, etc. As superfícies devem estar sempre molhadas. Para exemplo desse tipo de cura tem-se a cura em câmara úmida.
- Cura térmica a vapor de baixa pressão: A cura se faz em câmara úmida ou em estufa, com pressão atmosférica e temperatura até 90ºC. Esse processo é simulado pelo equipamento de cura desta pesquisa, apresentado posteriormente.
- Cura com moldes aquecidos: O aquecimento dos moldes é feito com o óleo que é aquecido a 150ºC, de modo que a temperatura dos moldes

atinja cerca de 90ºC. O tempo de cura dura de 3 a 5 horas. A desvantagem da cura em moldes aquecidos esta na deformação dos moldes com a elevação da temperatura e custo elevado com as instalações.

- Cura por aquecimento elétrico: É um processo ótimo em regiões frias, daí ser muito empregado na Rússia, por ocasião do inverno. O aquecimento dos moldes é feito com o emprego de corrente alternada. O tempo de cura varia de 2 a 4 dias.
- Cura a vapor de alta pressão e elevada temperatura: Essa cura é feita em autoclave sendo conveniente o uso de sílica, entre 30 a 40% em substituição ao cimento, para aumentar a resistência e a compacidade do concreto. A temperatura aumenta de 120 a 180ºC. Esta cura mostra-se excelente para concreto celular e tijolos refratários.

O processo mais utilizado em pré–moldados de concreto é a cura a vapor sob pressão atmosférica, com a inserção de vapor no entorno das fôrmas como observadas na Figura 42. A cura realizada por imersão é a que oferece melhor impermeabilidade nas peças.

Figura 42 – Empresa de pré-moldados que utiliza a cura térmica.

3.2 Cura térmica

Atualmente as técnicas construtivas modernas exigem rapidez e qualidade no processo de produção. Na indústria da pré-moldagem, a principal característica é o rigoroso controle de qualidade do produto final, aliado a rapidez do processo produtivo. A obtenção das propriedades esperadas para o concreto fabricado deve ser garantida pela cura realizada em ambiente apropriado durante as primeiras fases de endurecimento.

A indústria de pré-fabricados necessita reduzir ao máximo o tempo de ocupação dos moldes e, às vezes, realiza a desforma em momentos inadequados, o que compromete o produto e acelera o processo de degradação do concreto (DE MELLO, 2000). Segundo LIBÓRIO (1990) a desforma de um elemento pré-moldado com baixas resistências mecânicas introduz anomalias no mesmo como: quebras, deformações excessivas ou mesmo aparecimento de pequenas fissuras, tornando a armadura susceptível a um ataque mais intenso por agentes agressivos em idades posteriores.

Uma maneira de se obter rapidamente resistências iniciais, para o processo de desmolde, é a utilização de cimentos de alta resistência inicial (cimentos ARIs), e de aditivos (aceleradores de cura). Segundo DE MELO (1996) o emprego de aditivos deve ser visto com cautela, por causa da presença de cloretos em algumas formulações que, não fixados nas reações químicas, podem promover a corrosão da armadura. A cura térmica pode ser uma alternativa em relação aos aditivos e pode ser combinada com o uso de cimentos de alta resistência inicial.

O objetivo da cura térmica é acelerar o ganho da resistência mecânica inicial do concreto, possibilitando a desmoldagem de peças, sem comprometer sua qualidade. Esse procedimento, através da elevação da temperatura, acelera as reações de hidratação do cimento. Segundo NEVILLE (1997) uma temperatura mais elevada durante e depois do contato inicial entre o cimento e a água reduz a extensão do período de latência de modo que a estrutura cristalina da pasta de cimento hidratada se define mais cedo.

SILVA e AGOPYAN (1998) citando FINE; BEALL, (1990); ATKINS; JONES (1997) afirmam que as reações químicas normalmente acontecem

mais rapidamente com o aumento da temperatura, sendo que um aumento de 10ºC em relação à temperatura ambiente geralmente dobra a velocidade da reação. A elevação da temperatura pode ser considerada como um agente catalisador das reações de hidratação, assim como aditivos químicos também utilizados para essa finalidade.

Segundo DE MELLO (2000), a aplicação de processos de cura acelerada visa obter maiores resistências mecânicas nas primeiras idades, e permite basicamente:

- Liberação das fôrmas e dispositivos de protensão (no caso de elementos protendidos);
- Dispensa de tanques de imersão ou outros processos, geralmente utilizados em cura normal e conseqüente redução de espaço destinado à cura, no canteiro de obras ou nas indústrias de pré-fabricados;
- Menor necessidade de estoques;
- Facilidade em cumprir os prazos de entrega do produto final.

Uma característica indesejável que ocorre devido o processo de cura acelerada é a redução na resistência final comparativamente à cura normal em câmara úmida. Isto ocorre devido a uma hidratação inicial rápida que resulta em uma estrutura mais pobre, mais porosa e em uma distribuição menos uniforme dos diversos produtos de hidratação no interior da pasta, comprometendo a resistência final e a durabilidade.

Algumas pesquisas citadas por SILVA e AGOPYAN (1998) como, por exemplo, as de CAMARINI *et al.,* 1995; CAMPBEL.& DETWILER, 1993; KJELLSEN *et al*, 1990; PATEL *et al*, 1995; SCRIVENER e WIEKER, 1992;..., têm demonstrado que tais curas levam ao desenvolvimento de uma microestrutura modificada, como por exemplo: morfologia alterada do C-S-H em volta dos grãos de cimento em processo de hidratação (a parte interna do C-S-H mais densa do que parte externa do hidratado); estrutura do poro mais graúda; maior proporção de portlandita ($Ca(OH)_2$); microfissuras causadas por tensões diferenciais dentro do material provocadas por gradientes térmicos; formação de produtos hidratados com menor desempenho mecânico.

Em pesquisa realizada por BALEDRAN e MARTIN-BUADES (1999), em

concretos de cimento Portland, as propriedades mecânicas dos mesmos foram afetadas pelo processo de cura a elevadas temperaturas, reduzindo os valores de resistência dos concretos aos 28 dias.

KIM *et al* (2002), obtiveram resultados semelhantes, em concretos ordinários e em concretos com adição de cinza volante, que foram ensaiados a diferentes temperaturas de cura, concluíram que o aumento de temperatura proporcionava aumentos nos valores das resistências nas primeiras idades. Todavia em idades mais avançadas (28 dias) esses apresentavam uma redução da resistência se comparados aos concretos curados em câmara úmida. As propriedades mecânicas dos concretos ensaiados foram: resistência à compressão, resistência à tração na flexão e módulo de elasticidade. Observou-se que essas propriedades apresentavam o mesmo comportamento, ou seja, uma redução na resistência aos 28 dias, quando comparados aos concretos curados em câmara úmida.

Alguns pesquisadores (CAMARINI *et al.,* (2000), DE MELO *et al.* (2000)), têm obtido resultados diferenciados no emprego da cura acelerada, ou seja, uma redução dos efeitos desfavoráveis da cura térmica. Segundo TOPÇU e TOPRAK (2004), alguns fatores podem melhorar as propriedades mecânicas dos concretos submetidos ao processo de cura térmica, como as propriedades dos materiais empregados no concreto, o fator de compactação, as dimensões geométricas do elemento de construção, o ciclo de cura e as condições de cura.

CAMARINI (1995), utilizando escória de alto forno em cimento Portland, concluiu em sua pesquisa que o processo de cura acelerada não altera os valores da resistência mecânica aos 28 dias, porém, o processo de cura térmica causou um aumento na absorção capilar e a na permeabilidade do concreto.

Na pesquisa de DE MELO *et al.* (2000), foram estudados o comportamento de três tipos de dosagens, denominadas de C, E1 e E2, correspondentes respectivamente aos concretos com cimento ARI PLUS sem adições, cimento ARI PLUS com adição de superplastificante e sílica ativa, e cimento ARI RS com adição de superplastificante, escória e sílica ativa, todas composições com os mesmo traço e o mesmo fator água/cimento. Utilizando ciclos térmicos de curta e longa duração, obtiveram nos de curta duração

resultados de resistência à compressão valores próximos aos obtidos em cura normal.

Estes fatos sugerem que a composição de traços, ciclos e condições de cura devem ser pesquisadas, visando reduzir os efeitos prejudiciais da cura térmica em concretos e argamassas.

A cura térmica tem sido bastante utilizada no Brasil, em obras de grande vulto como a Usina Hidrelétrica de Itaipu e a Usina Hidrelétrica de Tucuruí. Um fator essencial para garantir a eficiência do processo é associar a cura térmica com o Método da Maturidade.

3.3 Fatores que influênciam a cura térmica

No processo de cura térmica, procura-se minimizar os efeitos desfavoráveis da mesma e, para isso, o conhecimento dos fatores que influenciam nesse processo se faz necessário. Devem-se proporcionar condições adequadas de umidade e de temperatura, para que as reações de hidratação se realizem, evitando-se inclusive o contato com atmosferas agressivas (DE MELO, 1996).

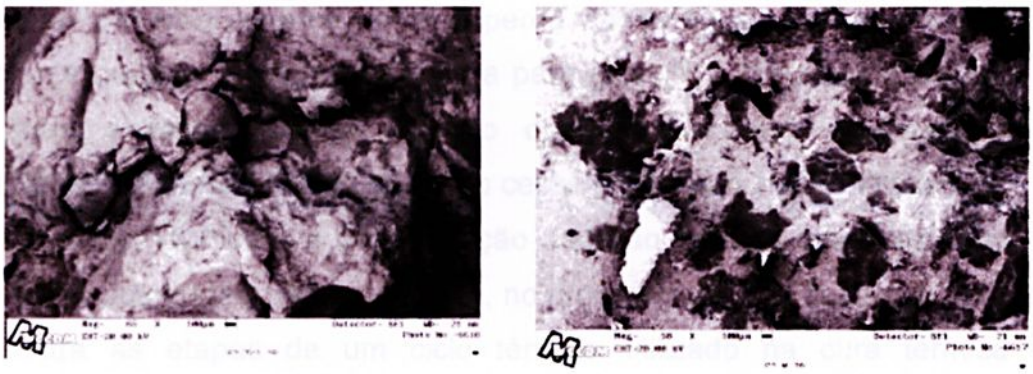
A tendência do aumento de porosidade, com a elevação da temperatura de cura foi observada em estudos de cura térmica em cimentos Portland (KJELLSEN, 1996). Este fato tem como conseqüência a redução das propriedades mecânicas dos concretos. A porosidade é resultado, em parte, do efeito da elevação da temperatura, e em parte da pouca quantidade de material não hidratado (SILVA e AGOPYAN, 1998).

KJELLSEN (1996) afirma que o efeito da temperatura de cura pode causar nas primeiras idades fissuração e aumento de porosidade devido a diferentes propriedades térmicas dos constituintes do concreto. DE MELO (1996) adverte sobre as propriedades térmicas dos agregados, uma vez que se os coeficientes de dilatação térmica dos agregados diferirem muito do coeficiente respectivo da pasta de cimento, o processo de cura afetará de maneira negativa a qualidade do produto final.

O efeito da temperatura de cura em aumentar a quantidade de material não hidratado é observado em estudos de cura térmica em cimento Portland, e

pode ser principalmente justificado pela provável formação de material hidratado ao redor dos grãos anidros, que inibe o prosseguimento da hidratação. CAMARIM (1995) citado por SILVA e AGOPYAN, (1998).

DE MELO *et al.* (2000), em seus estudos comparativos utilizando Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) em concretos submetidos a diferentes tipos de cura, observaram rupturas diferenciadas nessas amostras. Na Figura 48 são apresentadas as imagens obtidas em MEV referente a uma amostra submetidas à cura normal e à cura térmica com ciclo longo. Enquanto na amostra sob cura térmica com ciclo longo a fratura ocorre na interface pasta-agregado (Figura 43 a), na amostra sob cura normal ela ocorre no próprio agregado (Figura 43 b), evidenciando uma boa aderência entre a matriz e o agregado.



a) Em cura térmica com ciclo longo b) Em cura normal

Figura 43 – Imagens em MEV das amostras de concreto fraturadas (28 dias).
Fonte: DE MELO (2000)

Pesquisas realizadas por HO *et al.* (2002) mostram que o concreto com adição de escória, submetidos à cura térmica, na idade de 7 dias, apresenta melhorias nas propriedades mecânicas em relação ao curado normalmente (23ºC). Esse fato reforça a idéia de que o emprego dos componentes aos concretos deve ser estudado, uma vez que esses podem proporcionar melhorias nas propriedades mecânicas dos produtos finais.

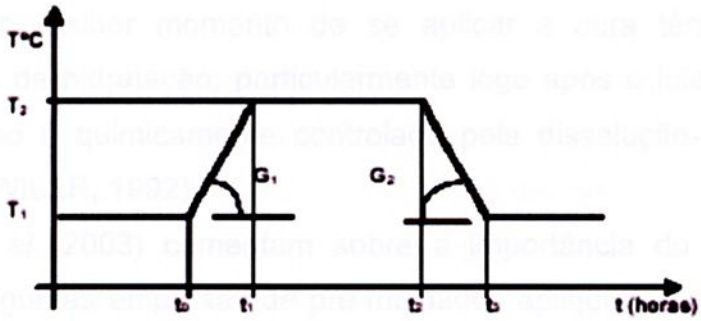
Os mesmos autores propõem uma temperatura de 65ºC, na cura acelerada, para que se evite a formação da etringita retardada. A etringita retardada é uma forma de deterioração observado em concretos e está relacionada principalmente às argamassas e concretos produzidos com

cimento Portland de alta resistência inicial e também submetidos à cura térmica. A etringita retardada causa danos como: expansão, microfissuração, perda de resistência mecânica e durabilidade (FERREIRA JÚNIOR e CAMARINI, 2003).

Segundo FERREIRA JÚNIOR e CAMARINI (2003), a etringita retardada é formada se e somente se, três elementos estejam associados, a saber, ocorrer a liberação de sulfatos, presença de microfissuras e exposição à umidade. No processo de cura térmica a vapor, a umidade faz parte do processo, porém, podem-se controlar as fissuras através da utilização de uma temperatura adequada ao processo, evitando assim a formação da etringita. Deve-se ressaltar que a identificação da etringita é feita por difração de raios X.

A umidade apresenta uma relação direta com a hidratação do cimento, uma vez que o processo de hidratação só pode se efetuar nos capilares cheios de água, por isso deve-se evitar a perda dessa água. A umidade deve ser suficiente durante o processo de cura para garantir a hidratação. Se por falta de água a hidratação do cimento diminuir ou parar, a evolução das características mecânicas do concreto cessa e/ou ficam inadequadas.

O ciclo térmico é a denominação dada ao período que a estrutura fica submetida aos efeitos da temperatura, no processo de cura acelerada. A Figura 44 ilustra as etapas de um ciclo térmico utilizado na cura térmica dos concretos. As etapas do ciclo térmico são descritas por DE MELO (1996) para serem aplicadas em elementos pré-moldados, mas, esses conceitos podem ser estendidos também a qualquer tipo de concreto:



Onde:

t_0 – Período de espera;

t_1 – Período de aquecimento;

t_2 – Período de manutenção da temperatura;

t_3 – Período de resfriamento;

T_1 – Temperatura ambiente (ºC);

T_2 – Temperatura máxima atingida no ciclo (ºC);

G_1 – Gradiente de aquecimento (ºC/h);

G_2 – Gradiente de resfriamento (ºC/h).

Figura 44 – Ciclo térmico

Período de espera (t_0)

É definido como período de tempo decorrido entre a mistura do aglomerante com a água e o início do aquecimento (T_1). Deve ser igual ao tempo de pega do cimento. Durante esse período, o calor não é aplicado, a menos que seja necessário para a manutenção da temperatura inicial.

A justificativa do tempo de espera é apresentada por SILVA e AGOPYAN (1998), a energia de ativação de um processo quimicamente controlado geralmente é superior a 42kJ/mol, enquanto que a Energia de Ativação (E_a) de um processo controlado por difusão não é maior que 210J/mol. Quanto maior a energia de ativação, maior é a influência da temperatura no desencadeamento da reação (FINE; BEALL, 1990; ATKINS; JONES, 1997). Além disso, a difusão é praticamente independente da temperatura, também justificando a maior eficiência da cura térmica quando

empregada no início da hidratação do cimento (KJELLSEN; DETWILLER, 1992). Portanto, o melhor momento de se aplicar a cura térmica é nos primeiros estágios da hidratação, particularmente logo após o início de pega, onde o mecanismo é quimicamente controlado pela dissolução-precipitação (KJELLSEN; DETWILER, 1992).

ERDEN *et al* (2003) comentam sobre a importância do período de espera, embora algumas empresas de pré-moldados apliquem a cura a vapor após a moldagem dos elementos. Essa prática é prejudicial, uma vez que quando essa etapa é incorporada ao processo às propriedades do concreto com resistência e durabilidade são melhoradas. O período de espera evita a expansão do ar presente na mistura e, conseqüentemente, esse procedimento impede a formação de fissuras no estado plástico.

SOROKA *et al* (1978) concluíram que um período de espera de (30-60) minutos é prejudicial à resistência à compressão do concreto. SHIDELER e CHAMBERLIN (1949) em seus estudos mostraram que um período de espera de 2-6 horas antes da cura a vapor, dependendo da temperatura, produzem um ganho de 15 a 40% de resistência em 24 horas, em relação à cura a vapor iniciada imediatamente após o concreto ter sido moldado. HANSON (1963) mostrou que um aumento no período de espera de 1h para 5h, proporciona um aumento da resistência à compressão em todas as idades.

Período de aquecimento (t_1)

A taxa de elevação de temperatura pouco influencia a resistência à compressão. Em concretos para pré-moldados elas variam entre 11ºC a 44ºC por hora. Para cimentos do tipo I e III (ASTM) a taxa de 20ºC a 44ºC por hora proporciona, embora pequeno, um acréscimo na resistência inicial. As resistências para a idade de 28 dias não são afetadas significativamente pela variação da taxa de 11ºC a 44ºC por hora. O gradiente recomendado é 20ºC (DE MELO, 1996).

Temperatura máxima atinjida no ciclo (T_2)

Segundo DE MELO (1996), a taxa de elevação de temperatura e

máxima temperatura de cura influenciam no tempo de cura necessário. A medida que se aumenta a temperatura até um patamar elevado, reduz-se o ciclo de cura. Esse período de tempo da temperatura máxima é baseado na resistência à compressão, obtida imediatamente após o ciclo de cura térmica e também nas idades mais avançadas. A resistência à compressão para a idade de 28 dias é sensivelmente diminuída quando o patamar de cura está entre 70ºC e 80ºC, comparando-se com patamares de 48ºC a 50ºC. Concretos curados com período de espera adequado apresentam redução na resistência final de 5%, aos 28 dias de idade.

Como já citado, temperaturas elevadas podem causar a formação da etringita retardada e esse fato deve ser considerado. Outro aspecto importante é que uma temperatura máxima mais baixa, associada a ciclos curtos mostra-se interessante do ponto de vista econômico, proporcionando uma redução com gastos de energia durante o processo de cura térmica (DE MELO, 2000).

Segundo DE MELO (2000) o ciclo de cura térmica com T_2=60ºC pode simular as condições de cura que um dado elemento de concreto, em uma obra qualquer, possa estar, se exposto em um dia muito quente, sob a ação direta do Sol. Alerta-se para o risco da formação de produtos hidratados com menor desempenho mecânico nos concretos estruturais em obras corriqueiras, independente do uso da cura térmica.

Periodo de manutenção da temperatura (t_2)

Diversos estudos têm demonstrado que, se o meio ambiente for bem isolado, a resistência à compressão, em 12 horas de patamar, não é significantemente reduzida. O ganho de resistência é significativo em patamares de 4 a 10 horas, e a taxa de ganho de resistência diminui muito rapidamente após 10 a 12 horas de ciclo. O ganho de resistência pode variar de 2,1 MPa a 6,2 MPa por hora de patamar. Esses valores variam conforme os materiais constituintes do concreto DE MELO (1996).

DE MELO *et al.* (2000), utilizando períodos de tempo de 40 minutos e 12 horas, para ciclos curtos e longos respectivamente, com T_2 de 61ºC, obtiveram melhores resultados para os ciclos curtos, em relação aos ciclos longos, praticamente para todas as idades ensaiadas, concluindo que para minimizar

as interferências no processo de cura e garantir resistências mínimas adequadas nas desmoldagens rápidas, com poucas perdas a longo prazo, é interessante associar ciclos térmicos curtos, cimento de alta resistência inicial, sílica ativa e superplastificante, com período de espera correspondente ao tempo de pega do cimento.

Periodo de resfriamento (t_3)

Há poucas evidências que um rápido resfriamento, mesmo em climas frios, após o período de Cura Térmica, traz prejuízos para a resistência e a durabilidade. Testes mostram que para elementos pré-moldados de concreto o resfriamento é lento e ocorre a uma taxa de 6ºC por hora, durante as primeiras 4 horas de exposição e, não mais que 4ºC por hora, para um segundo período de 4 horas; e, não maior que 2ºC, para um terceiro período, quando exposto à temperatura muito baixa. Essas baixas taxas de resfriamento sugerem que o choque térmico não influencia o pré-moldado. Varias investigações constatam que o rápido resfriamento raramente afeta os produtos do concreto. No entanto, o rápido resfriamento pode causar a formação de fissuras na superfície ou em toda a espessura do elemento. Assim, uma baixa taxa de resfriamento tem sido recomendada (DE MELO,1996).

Outros aspectos relevantes a serem considerados no processo de cura térmica são: o efeito da cura térmica na resistência à penetração de sulfatos, na reação álcali-silica, na estrutura do C-S-H, o efeito do ar incorporado na cura, e o efeito na microestrutura (DE MELO, 1996).

YANG *et al* (2003) retrata a influência negativa da cura a vapor em pontes da China, cujas peças foram submetidas ao processo citado, com temperatura de cura superior a 60ºC. Devido à porosidade e presença de microfissuras que ocasionaram a formação da etringita retardada, essas estruturas apresentaram o fenômeno de escamação e se tornaram suscetíveis ao ataque de agentes agressivos. O autor destaca a importância de novos estudos para minimizar os efeitos negativos da cura a vapor em estruturas.

O processo de cura acelerada se apresenta com inúmeras vantagens quando relacionado com ganho de resistência nas primeiras idades, porém o emprego do processo citado deve ser visto com cautela, para que os efeitos

negativos da cura acelerada sejam eliminados ou minimizados.

3.4 Cura úmida

A norma NBR 9479, (1994) define a câmara úmida como um compartimento fechado, isolado termicamente, climatizado, de dimensões adequadas para estocagem dos corpos-de-prova de argamassa e concreto durante o período de cura, capaz de manter condições ambientais conforme as exigências da norma citada.

Nesse processo de cura são estabelecidos por norma dois fatores: a temperatura e a umidade. A temperatura deve ser mantida através de dispositivos de climatização, sendo necessário a previsão de aquecimento ou refrigeração conforme a necessidade, a faixa de temperatura prevista por norma deve ser de (23 ±2)ºC. A umidade relativa do ar deve ser mantida com o uso de aspersores, cortinas de água ou outros dispositivos, evitando-se escorrimentos diretos ou contínuos sobre os corpos-de-prova, e essa não deve ser inferior a 95%.

Segundo NEVILLE (1997), a hidratação é bastante reduzida quando a umidade relativa no interior dos poros capilares chega a valores abaixo de 80%. A hidratação a uma velocidade máxima pode se processar somente em condições de saturação.

A cura em câmara úmida saturada promove melhorias nas propriedades mecânicas dos concretos uma vez que o processo assegura que as superfícies dos corpos-de-prova estocados mantenham-se úmidas durante todo o período de cura e, ainda, o mesmo evita que as ações desfavoráveis do sol e do vento possam intervir na cura.

O processo de cura em câmara úmida, teoricamente, simularia as condições de cura normal "in loco", quando este processo é realizado adequadamente, tomando-se os cuidados de proteger o elemento a ser curado dos efeitos das temperaturas elevadas e da evaporação. Todavia, é evidente que a câmara úmida apresenta um controle de umidade e temperatura mais rigoroso que as condições de cura realizada ao ar livre, por mais que se providenciem dispositivos para controle da umidade e temperatura.

Através da Tabela 4, observa-se a experiência de SOUZA COUTINHO (1971), na qual corpos-de-prova foram ensaiados à compressão e à flexão após conservação em três condições diferentes de cura.

Tabela 4 – Corpos-de-prova ensaiados a diferentes condições de cura

Espécime	Conservação	f_c		Perda de água
		Kg/cm2	Perda de Resistência (%)	%
Cubo (Compressão)	Câmara saturada	281	-	-
	Com membrana de cura	280	0	1,6
	Ar livre	218	22	2,5
Vigas (tração na flexão)	Câmara saturada	41	-	-
	Com membrana de cura	36	12	1,7
	Ar livre	29	29	8,2

Na pesquisa de SOUZA COUTINHO (1971) fica evidente os benefícios que a cura em câmara úmida saturada proporciona nas resistências mecânicas, observando-se ainda que, entre os três processos de cura, o único que não apresentou perda de água foi o de amostras curadas em câmara saturada.

3.5 Método da Maturidade

3.5.1 Generalidades

O dimensionamento de estruturas de concreto armado está intimamente ligado ao nível de resistência à compressão do material. Os critérios de projeto, lançamento da estrutura e sua capacidade de carga dependem da resistência especificada ao material. Essa característica mecânica de fundamental importância na engenharia de estruturas é definida como a resistência à compressão adquirida pelo material em condições controladas de temperatura e umidade após 28 dias de sua produção [PINTO *et al.* (2003) citando a (NBR 6118-78)].

É comum a necessidade de se avaliar a resistência do material *in loco*,

em outras idades diferentes aos 28 dias, seja por motivos inerentes às etapas construtivas, quando se prevê carregamentos extras nos membros estruturais, ou mesmo muitos anos após a execução da estrutura, quando se questiona o comportamento estrutural frente a novos carregamentos não inicialmente previstos (PINTO *et al.,* 2003). Do mesmo modo a retirada das fôrmas, dos escoramentos, aplicações de cargas construtivas ou de serviço, e aplicação de protensão são alguns exemplos de atividades construtivas que só devem ser planejadas após o concreto já ter adquirido um certo nível de resistência ou módulo de elasticidade (PINTO *et al.,* 2002).

Pode-se, então, optar por extração de testemunhos e posterior rompimento desses em ensaios de compressão axial. Alem de destrutivo, esse procedimento geralmente é oneroso, envolvendo a mobilização de equipamentos específicos e assim tornando difícil a obtenção de um mapeamento completo dos níveis de resistência adquiridos pela estrutura (ACI Committee 228, 1998) citado por PINTO *et al.,* (2003).

Outra maneira de se determinar as resistências que a estrutura apresenta para uma determinada idade, sem recorrer ao procedimento citado anteriormente, é o uso de ensaios não destrutivos. A vantagem imediata está no fato da peça estrutural não ser danificada, podendo sua resistência ser avaliada em qualquer idade. Dentre alguns dos métodos não destrutivos aplicados ao concreto, cita-se a esclerometria (relaciona dureza superficial com resistência), o método da maturidade (relaciona o binômio idade-temperatura com resistência) e o método de ultra-som (relaciona velocidade de propagação da onda de ultra-som com resistência).

Segundo PINTO (2004) citando WHITING *et al.* (1994), foi desenvolvido um trabalho nos Estados Unidos (EUA) no qual quatro métodos não destrutivos foram avaliados quanto à sua precisão com respeito à estimativa da resistência à compressão de vários pavimentos. Concluiu-se que dentre os quatro métodos estudados (maturidade, velocidade do pulso ultra-sônico, cilindros curados à mesma temperatura do pavimento e cilindros isolados termicamente), a resistência à compressão estimada pelo método da maturidade foi a mais próxima da adquirida pelo pavimento, obtida através de testemunhos.

EVANGELISTA (2002) citando a BS1881: Part201 (1986) define a

maturidade como uma propriedade baseada nas medições de temperatura interna de um elemento de concreto, ao longo da pega, endurecimento e estágios de desenvolvimento da resistência do mesmo.

O método da maturidade teve sua origem na Inglaterra devido aos processos de cura térmica (McINTOSH, 1949; NURSE, 1949; SAUL, 1951), onde existia a necessidade de um procedimento para avaliar os efeitos dos parâmetros tempo *versus* temperatura sobre o desenvolvimento da resistência para diferentes condições de cura térmica.

Na década de 70 dois acidentes ocorreram causando a morte de trabalhadores em Willow Island (EUA) e em Fairfax (EUA), e investigações constataram que esses acidentes foram causados pela insuficiência da resistência do concreto quando no momento de sua desforma. As reações de hidratação não se desenvolveram conforme o esperado, atingindo valores inferiores aos necessários, devido à ocorrência de temperaturas inesperadamente baixas logo após a concretagem (CARINO e LEW, 2001). O conhecimento do desenvolvimento das propriedades mecânicas do elemento estrutural com o tempo, sob o efeito de determinadas temperaturas de cura, é imprescindível para que se evite acidentes como os citados anteriormente e, assim, o uso do método da maturidade pode estimar tais resistências.

O conceito básico do método é que a resistência varia em função do tempo e da temperatura tendo como objetivo estimar o desenvolvimento das propriedades do concreto relacionando-as com o histórico de temperaturas durante o processo de cura. Para isso, o cálculo é realizado através de equações de maturidade em que são envolvidos os parâmetros tempo e temperatura. Segundo PINTO (1997) o método da maturidade permite estimar a resistência à compressão de um elemento estrutural, a partir do seu histórico de temperatura, e da caracterização prévia da sensibilidade térmica do concreto utilizado quanto às reações de hidratação, denominada de energia de ativação. A Figura 45 ilustra o desenvolvimento da resistência-maturidade de uma mesma matriz de concreto submetida à baixa e alta temperatura de cura.

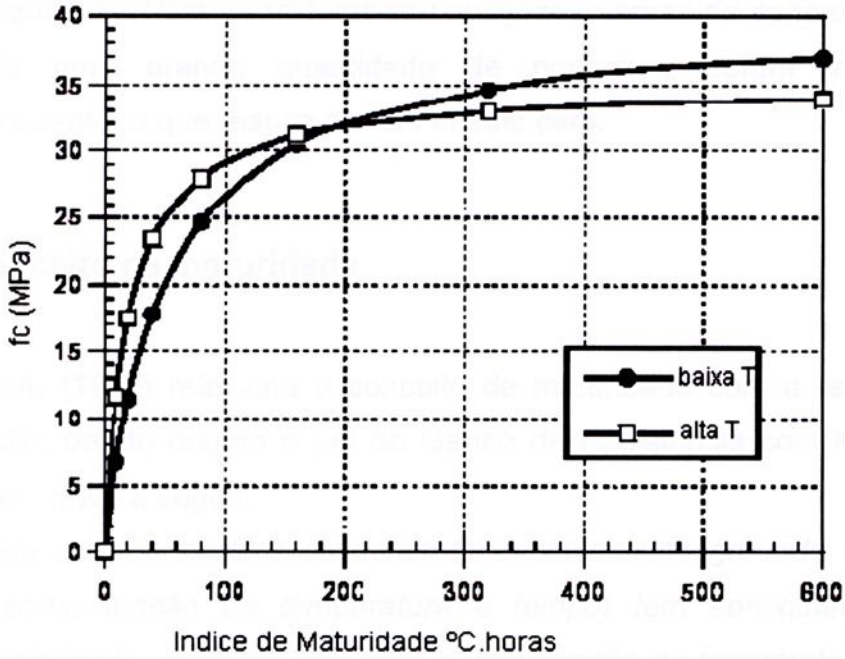


Figura 45 – O "efeito cruzado" devido a diferentes temperaturas nas primeiras idades do concreto durante o desenvolvimento das relações de resistência-maturidade
Fonte: CARINO e LEW (2001).

O método leva em conta o desenvolvimento da temperatura do concreto durante a hidratação do cimento, o que é importante para o monitoramento do desenvolvimento de sua resistência, especialmente no caso de construções em condições ambientais adversas que poderão influenciar as condições de cura.

A relação entre resistência e maturidade depende principalmente da temperatura, do tipo de cimento, da relação a/c, do tipo de agregado (NEVILLE, 1997). Em estudos de PINTO (1997), alterando somente o tipo de agregado não se verificou influência significativa na relação entre resistência a compressão e a idade equivalente.

PINTO (2000) destaca a potencialidade do método da maturidade que é bem maior do que somente estimar a resistência à compressão, já que esse método relaciona o conceito de maturidade com o desenvolvimento do grau de hidratação do cimento. Desta forma, qualquer propriedade mecânica ou física do concreto que seja relacionada com o grau de hidratação, a princípio, poderia ser modelada pelo método da maturidade, como por exemplo: módulo de elasticidade, resistência à tração do concreto e tempo de pega do concreto.

EVANGELISTA (2002) citando BS1881: Part201 (1986), destaca que as limitações do método se devem ao fato das medições estarem relacionadas a

ensaios pontuais. Para considerar as variações internas do concreto torna-se necessário uma grande quantidade de pontos a serem investigados simultaneamente, o que resulta em um ensaio caro.

3.5.2 Conceito da maturidade

SAUL (1951) relaciona o conceito de maturidade com a resistência à compressão, dando origem à Lei do Ganho de Resistência com Maturidade, que se transcreve a seguir:

"Uma mesma mistura de concreto a um mesmo grau de maturidade (medido como função de temperatura e tempo) tem aproximadamente a mesma resistência, qualquer que seja a combinação de temperatura e tempo para atingir o grau de maturidade".

Segundo esta lei, a influência da temperatura do concreto no desenvolvimento de sua resistência à compressão pode ser anulado com a utilização do grau de maturidade. Por exemplo, uma mistura de concreto com um fator a/c de 0,30 apresenta diversas curvas de desenvolvimento de sua resistência à compressão com o tempo dependendo da temperatura de cura do material. Com a utilização do método da maturidade, a idade do concreto é transformada em grau de maturidade (ou índice indicativo de resistência adquirida). Esse grau é obtido a partir das temperaturas do concreto através de funções matemáticas que relacionam o tempo e a temperatura.

CARINO (1991) propõe então uma relação da maturidade com o grau relativo de desenvolvimento da resistência à compressão, modificando a Lei de Saul (1951):

"Uma mesma mistura de concreto a um mesmo grau de maturidade tem aproximadamente a mesma resistência ***relativa*** *qualquer que seja a combinação de temperatura e tempo para atingir o grau de maturidade".*

Na utilização do Método da Maturidade, necessita-se o conhecimento prévio do desenvolvimento da resistência com o tempo em pelo menos uma condição isotérmica de cura. Para as outras condições de cura, o ganho de resistência do concreto é estimado a partir de funções de maturidade, relacionando os parâmetros tempo e temperatura. A temperatura do concreto é

a única variável que afeta o desenvolvimento da resistência ao longo do tempo. A composição dos materiais, proporção da mistura, condições de umidade, ou outros fatores que possam influenciar o ganho de resistência, não são considerados.

3.5.3 Funções da maturidade

As funções de maturidade que relacionam o tempo e a temperatura estão dispostas em duas categorias: as empíricas e as que levam em consideração o desenvolvimento da hidratação do cimento.

Funções empíricas

McINTOSH (1949) propôs inicialmente que a taxa de ganho de resistência do concreto é diretamente proporcional à diferença entre a temperatura do material e a temperatura abaixo da qual as reações de hidratação não ocorrem, indicando a temperatura de -1,1ºC.

NURSE (1949) sugeriu que o simples produto do tempo *versus* temperatura seria capaz de representar os efeitos de cura a vapor no ganho de resistência à compressão. Esse autor acreditava que este procedimento seria capaz de levar em consideração agregados diferentes e misturas diversas.

O fator de maturidade pode ser calculado a partir de um histórico de temperaturas, utilizando-se uma função de maturidade. A função de Nurse-Saul é apresentada a seguir:

$$M(t) = \sum (T - T_0)\Delta t$$

(Equação 1)

Onde:

M(t) = fator de maturidade à idade t, em ºC.h;

Δt = intervalo de tempo, em h;

T = média da temperatura em um intervalo de tempo Δt, em ºC;

T_o = temperatura de base, em ºC.

A temperatura de base é a temperatura limite abaixo da qual o concreto não mostra sinais de aumento de resistência com o tempo, sendo essa temperatura considerada entre –12ºC e –10ºC [EVANGELISTA (2002) *apud* (GONÇALVES, 1986; ACI228, 1989; BUNGEY, 1989, NEVILLE (1997)]. NEVILLE (1997) mostra que para temperaturas de cura entre 0ºC a 20ºC a temperatura de base é de – 10ºC, e para temperaturas mais elevadas pode ser mais adequado uma temperatura de base mais alta.

KIM *et al.* (2002), observou que o método da maturidade poderia ser também aplicado para estimar a resistência de concretos curados à temperatura ambiente. Utilizando uma temperatura de base de –10°C, o autor analisou os resultados de laboratório de diversos pesquisadores comprovando a eficácia do método, para qualquer histórico de temperatura.

A função de Nurse-Saul é baseada em observações empíricas. Quando amostras de diferentes concretos são colocadas sob temperaturas distintas nas primeiras idades, a função de Nurse-Saul não representa corretamente o efeito da temperatura de cura no ganho de resistência. Entretanto, a função de Nurse-Saul foi muito difundida devido a sua simplicidade (CARINO, 1991).

RASTRUP (1954) introduz o termo de idade equivalente (t_e). Neste caso, admite-se que o concreto atinja o mesmo grau de maturidade que atingiria caso tivesse sido mantido continuamente a uma temperatura de referência até a idade t_e. Usualmente utiliza-se a temperatura de 20ºC como temperatura de referência. Neste caso, calcula-se o tempo necessário para atingir o mesmo grau de maturidade que seria atingido caso a temperatura durante a cura do concreto permanecesse constante a 20ºC.

A função de Nurse-Saul em idade equivalente assume a seguinte forma:

$$te = \sum_{0}^{t} \frac{T - To}{Tr - To} \Delta t \qquad \text{(Equação 2)}$$

Onde:

T_r = temperatura de referência, em ºC;

T_o = temperatura de base, em ºC;

t_e = idade equivalente na temperatura de referência Tr, em h;

Δt = intervalo de tempo, em h.

Funções com relação à taxa de hidratação

Rastrup em 1954 sugeriu uma equação baseada na observação de que em geral uma reação química dobra a sua velocidade a cada acréscimo de temperatura de 10ºC.

$$te = \sum_{0}^{t} 2^{(T-Tr)/10}.\Delta t \qquad \text{(Equação 3)}$$

Onde:

t_e = idade equivalente na temperatura de referência, em h;
T = temperatura absoluta do concreto durante o intervalo de tempo Δt, em ºC;
T_r = temperatura de referência, em ºC;
Δt = intervalo de tempo, em h.

Entre as funções mais usuais para o estudo da maturidade, destaca-se a função desenvolvida por Freiesleben-Hansen e Pedersen (função denotada de FHP) baseada no modelo de Arrhenius para dependência de uma reação química com a temperatura. A função de FHP é apresentada na equação 4. Ela necessita de um parâmetro relativo à sensibilidade térmica da reação, chamado de *energia aparente de ativação* Ea.

$$te = \sum_{0}^{t} \left[\exp \frac{Ea}{R}.\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{Tr} \right) \right].\Delta t \qquad \text{(Equação 4)}$$

Onde:

t_e = idade equivalente na temperatura de referência, em horas;

E_a = energia aparente de ativação, em J/mol;

R = constante universal dos gases (8,314 J/mol.K);

T = temperatura absoluta do concreto durante o intervalo de tempo Δt, em K;

T_r = temperatura de referência, em K;

Δt = intervalo de tempo, em horas.

A função de FHP, embora seja de maior complexidade, é a que melhor representa o real efeito da temperatura na velocidade das reações de hidratação do cimento. Entretanto, para a sua utilização, é necessário o conhecimento prévio da energia aparente de ativação das reações de hidratação do cimento.

3.5.4 Relações no desenvolvimento da resistência

Pesquisas realizadas na Cornell University estudaram o uso do método da maturidade em concretos de alto desempenho (PINTO E HOVER, 1996). A função de maturidade baseada na equação de Arrhenius (ASTM C 1074, 1998) foi utilizada para analisar o efeito da temperatura no ganho de resistência, envolvendo cinco tipos distintos de condições de cura para que abrangesse várias condições de campo. O cimento utilizado foi o Portland Tipo I americano – correspondente ao cimento tipo I nacional – e adição de sílica ativa de 10% da massa de cimento na composição de CAD.

PINTO E HOVER (1996) consideraram três diferentes funções para representar o desenvolvimento da resistência como função do fator de maturidade:

1) Equação exponencial sugerida por Freiesleben-Hansen e Pedersen (CARINO, 1991):

$$fc = fc\infty.\exp\left(\frac{\tau}{M}\right)\alpha \qquad \text{(Equação 5)}$$

Onde:

M = fator de maturidade, em horas.ºC;

f_c = resistência a um dado fator de maturidade M, em MPa;

$f_{c\infty}$ = resistência a uma maturidade infinita – correspondente a completa hidratação do cimento, em MPa;

τ = constante de tempo, em horas;

α = parâmetro de forma.

2) Função "linear-hiperbólica" que incorpora o conceito de maturidade "offset" (KNUDSEN, 1984):

$$fc = fc\infty.\frac{k.(M - Mo)}{1 + k.(M - Mo)} \qquad \text{(Equação 6)}$$

Onde:

M = fator de maturidade, em horas.ºC;

M_o = fator de maturidade "offset" - onde começa o desenvolvimento da resistência, em horas.ºC;

k = constante.

3) Equação "parabólica-hiperbólica" proposta por KNUDSEN (1984):

$$fc = fc\infty.\frac{\sqrt{k.(M - Mo)}}{1 + \sqrt{k.(M - Mo)}} \qquad \text{(Equação 7)}$$

Onde:

M = fator de maturidade, em horas.ºC;

M_o = fator de maturidade "offset" - onde começa o desenvolvimento da resistência, em horas.ºC;

k = constante.

A intensidade da evolução da resistência devido à temperatura da cura difere para os três modelos resistência-maturidade. Os resultados obtidos por PINTO E HOVER (1996) vão de encontro com os obtidos por CARINO *et al.* (1992), que concluiu que a temperatura de cura não afeta significativamente a resistência ultima (S_u) de argamassas de alta resistência.

PINTO(1997), ao pesquisar três modelos (hiperbólico, parabólico-hiperbólico e exponencial) de curvas relacionando resistência e idade equivalente para temperatura de 20 °C, e usando a idade equivalente calculada pela função maturidade (FHP) proposta por Freiesleben Hanson e Pedersen, constatou que o modelo hiperbólico se ajustou melhor os dados obtidos experimentalmente.

3.5.5 Aplicação do Método da Maturidade na construção civil

Os procedimentos para a utilização do método da maturidade estão dispostos na ASTM C-1074 (1998). Esta norma permite ao usuário expressar a maturidade em termos do fator temperatura-tempo (M) por meio da equação de Nurse-Saul, ou em termos de idade equivalente (t_e) usando a equação FHP.

Essa norma estabelece os procedimentos para aplicar as relações entre resistência à compressão e maturidade, e estimar a resistência à compressão *in loco*. Além disso, também traz o procedimento para a determinação da energia aparente de ativação - E_a.

Desde que seja realizada a estimativa da relação entre a resistência à compressão e a maturidade em laboratório, a aplicação do método da maturidade em campo pode ser realizada apenas monitorando o histórico de temperaturas do concreto *in situ*. O fator de maturidade obtido em campo pode ser convertido em resistência à compressão a partir das relações obtidas em laboratório como método não destrutivo de determinação da resistência à compressão.

O monitoramento da temperatura pode ser feito com sensores colocados no concreto, ainda em estado fresco, logo após a moldagem, e posicionados onde as condições de temperatura de cura são menos favoráveis e/ou as

cargas estruturais são mais críticas. Esse procedimento é importante para que não haja problemas na estimativa do tempo necessário para o início de operações tais como descimbramento e aplicação de cargas de protensão.

No método da maturidade, o histórico de temperatura do concreto é convertido através de funções matemáticas para um índice indicativo da resistência adquirida (ou grau de maturidade). Duas misturas de concreto idênticas, submetidas a duas condições distintas de temperatura e tempo, que apresentem um mesmo grau de maturidade, possuem uma mesma resistência. Em outras palavras, a mesma resistência é adquirida qualquer que for a combinação de temperatura e tempo necessária para atingir o mesmo grau maturidade. Essa lei de maturidade é graficamente mostrada nas Figuras 46 e 47, onde uma mesma mistura de concreto foi curada isotermicamente em três temperaturas distintas avaliando-se sua evolução de resistência à compressão com o tempo, conforme apresentado na Figura 46 (PINTO, 2004).

Segundo o autor, com a utilização do método da maturidade, a idade real do concreto (ordenada da Figura 46) é transformada em um grau de maturidade, ou índice indicativo da resistência adquirida (ordenada da Figura 47). A resistência do concreto será única para um dado grau de maturidade (ou idade equivalente) independentemente de sua temperatura de cura. Esse grau de maturidade é obtido a partir das temperaturas do concreto através de funções matemáticas que relacionam tempo e temperatura.

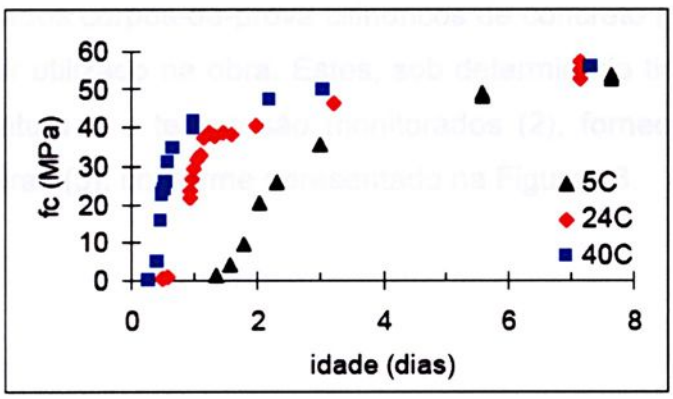


Figura 46 – Resistência à compressão axial com idade natural do concreto
Fonte: PINTO (2004)

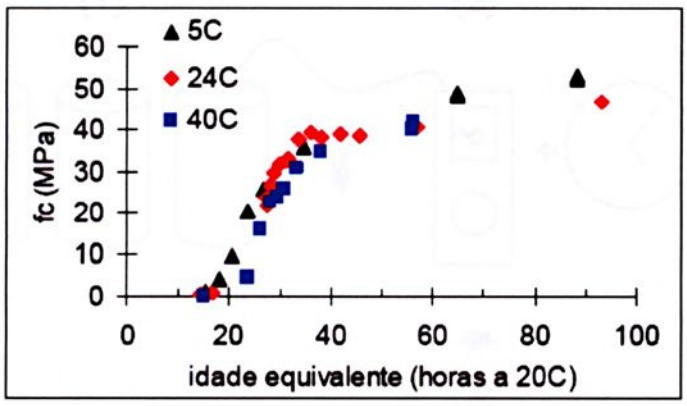


Figura 47 – Resistência à compressão axial com idade equivalente do concreto
Fonte: PINTO (2004)

3.5.6 Determinação da resistência à compressão por meio da equação de Nurse-Saul

Os procedimentos a seguir apresentam de forma explicativa e ilustrativa as aplicações do método da maturidade, através do uso das equações de Nurse-Saul, e de Freiesleben Hanson e Pedersen, respectivamente.

Nurse-Saul

1º etapa: Ensaios de Laboratório.

1º passo:

- São moldados corpos-de-prova cilíndricos de concreto (1) com o mesmo traço a ser utilizado na obra. Estes, sob determinado tipo de cura, onde a temperatura e o tempo são monitorados (2), fornece o histórico de temperaturas (3), conforme apresentado na Figura 48.

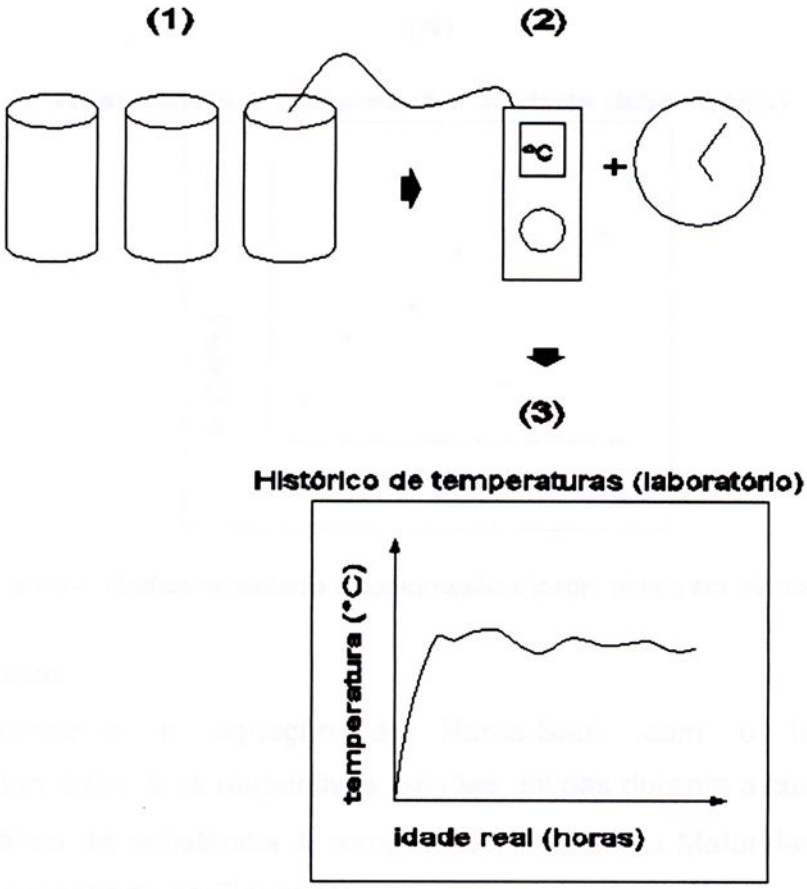


Figura 48 – corpos-de-prova, com monitoramento de tempo e temperatura e histórico de temperatura.

2º passo:

- Estabelecem-se idades de rupturas durante o processo de cura, e plota-se o gráfico das idades reais (laboratório) com os valores respectivos das tensões (4), como observado na Figura 49.

(4)

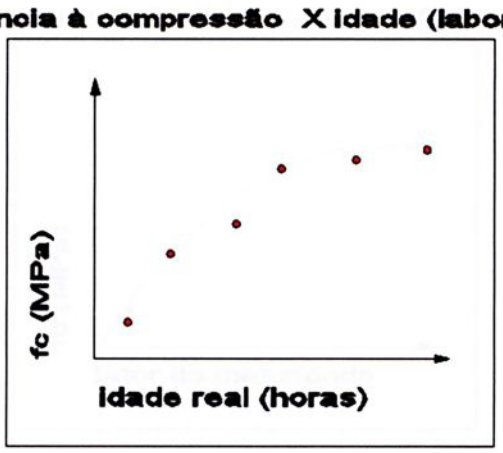


Figura 49 – Gráfico resistência à compressão x idade, obtido em laboratório.

3º passo:

- Utilizando-se a equação de Nurse-Saul, com o histórico de temperaturas, e as respectivas tensões obtidas durante a cura, obtém-se o gráfico de resistência à compressão x Fator de Maturidade (FM) (5), como mostrado na Figura 50.

(5)

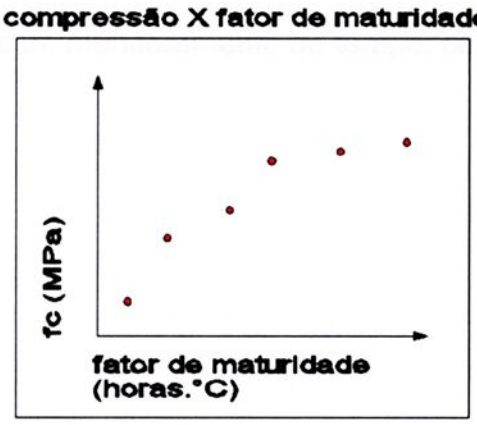


Figura 50 – Gráfico resistência à compressão x fator de maturidade, obtido em laboratório.

4º passo:

- É traçada uma linha de tendência que melhor se ajuste aos dados, obtendo-se assim uma função continua (6), como ilustrado na Figura 51.

(6)

Resistência à compressão X fator de maturidade (laboratório)

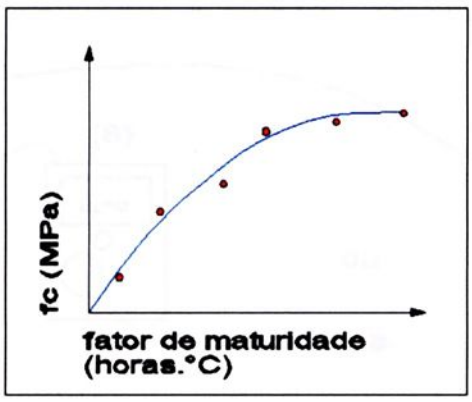


Figura 51 – Gráfico resistência à compressão x fator de maturidade, acrescido de linha de tendencia obtido em laboratório.

2º etapa: Ensaios "in loco"

1º passo:

- Durante a concretagem das peças são instalados termopares em partes das estruturas (7) para registro da temperatura, para confecção do histórico de temperatura (10). Dois procedimentos podem ser seguidos. No primeiro caso são acoplados maturímetros (8) à estrutura que fornecem valores diretos do fator de maturidade, e no segundo caso multímetros (9) com monitoramento do tempo, como pode ser observado na Figura 52.

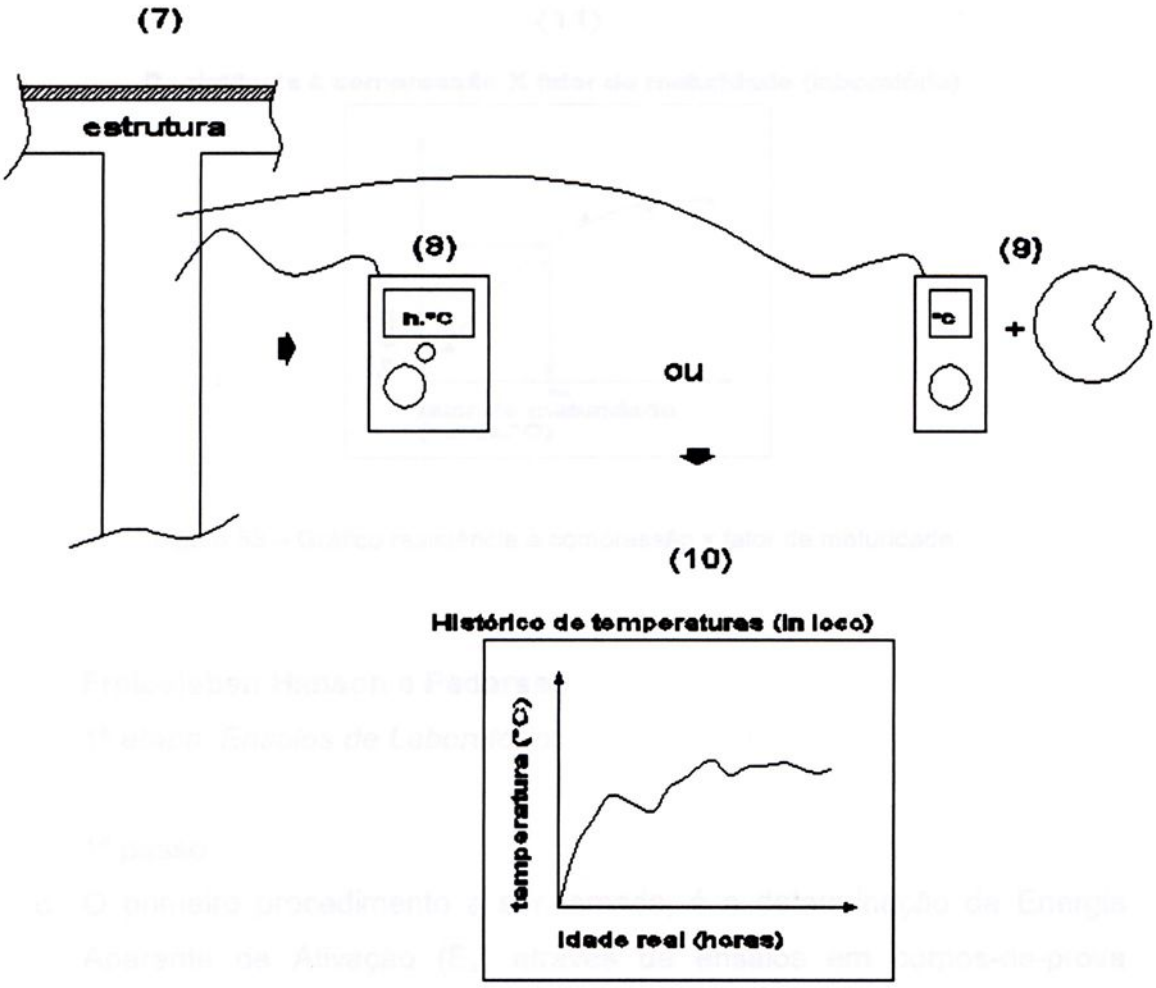


Figura 52 – Monitoramento da estrutura.

2º passo:

- Para a execução de uma etapa, por exemplo, a desforma, utiliza-se o gráfico (5), onde o dado de entrada é uma resistência à compressão necessária para a operação que se deseja realizar e o dado de saída é um fator de maturidade obtida em laboratório (11). Qualquer combinação (tempo *x* temperatura) obtidos "in loco" fornece através da curva experimental, a resistência à compressão que a peça apresenta no tempo, como apresentado na Figura 53.

(11)

Resistência à compressão X fator de maturidade (laboratório)

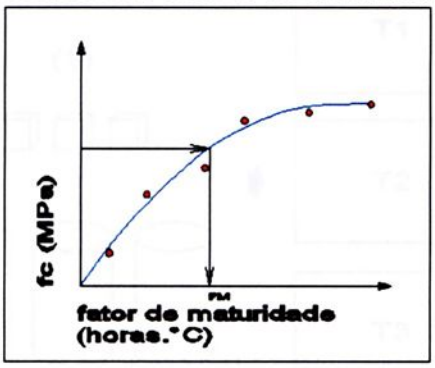


Figura 53 – Gráfico resistência à compressão x fator de maturidade.

Freiesleben Hanson e Pedersen

1º etapa: Ensaios de Laboratório.

1º passo:

- O primeiro procedimento a ser tomado, é a determinação da Energia Aparente de Ativação (E_a) através de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos em concretos, ou em cubos em argamassa (1). Esses são acondicionados em ambientes climatizados com temperatura controlada, em pelo menos três condições isotérmicas diferentes (2). Realiza-se então a ruptura dos corpos-de-prova para cada uma das condições, através de procedimentos preconizados pela ASTM C 1074-98. A Figura 54 ilustra esse procedimento.

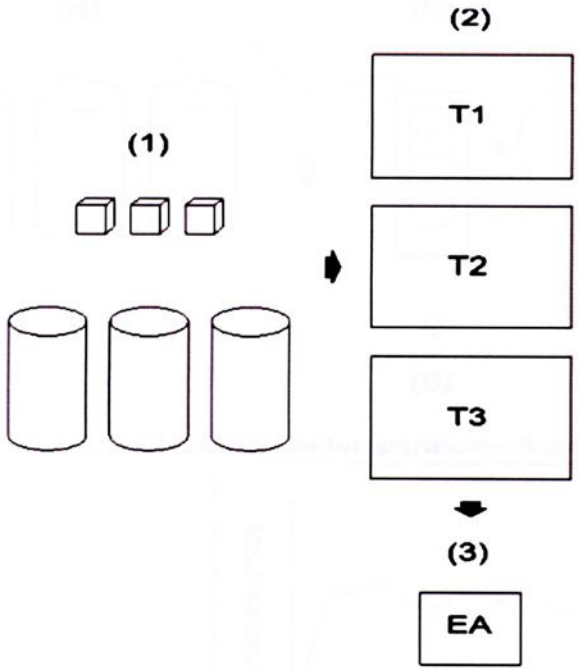


Figura 54 – Esquema para determinação da energia de ativação E_a.

2º passo:

- De maneira semelhante ao processo de Nurse-Saul são moldados corpos-de-prova cilíndricos de concreto (4) com o mesmo traço a ser utilizado na obra, submetidos a um determinado tipo de cura, onde a temperatura e o tempo são monitorados (5), fornecendo o histórico de temperaturas (6), conforme apresentado na Figura 55.

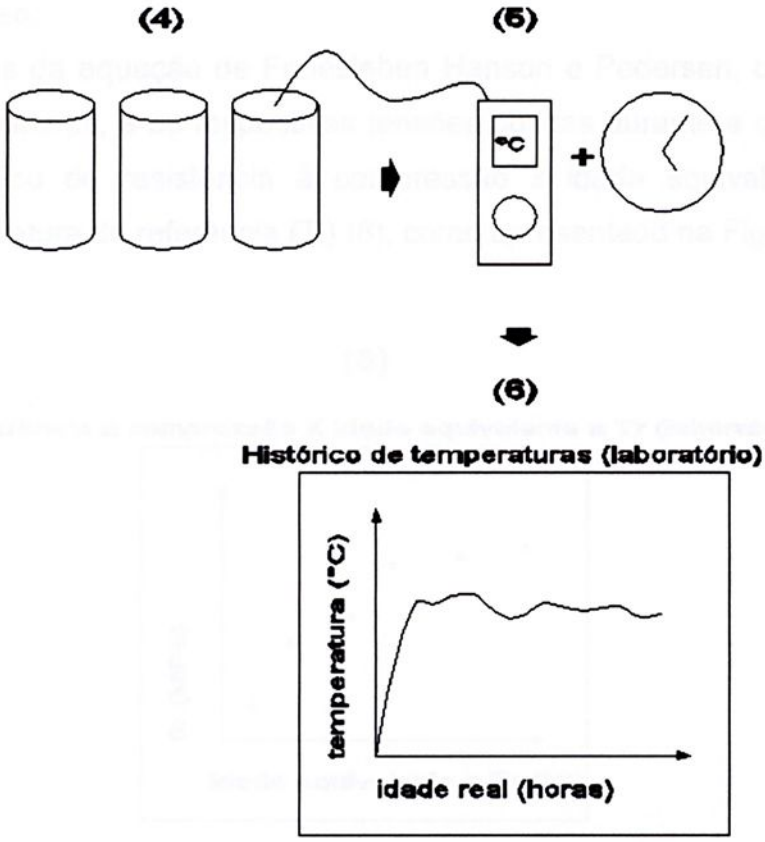


Figura 55 – corpos-de-prova, com monitoramento de tempo e temperatura e histórico de temperatura.

3º passo:

- Estabelecem-se as idades de rupturas durante o processo de cura, e plota-se o gráfico das idades reais (laboratório) com os valores respectivos das tensões (7), como observado na Figura 56.

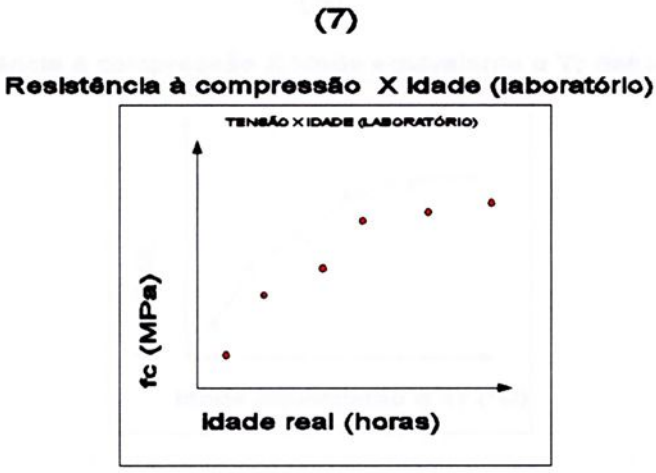


Figura 56 – Gráfico resistência à compressão x idade, obtido em laboratório.

4º passo:

- Através da equação de Freiesleben Hanson e Pedersen, o histórico de temperaturas, e as respectivas tensões obtidas durante a cura, plota-se o gráfico de resistência à compressão *x* idade equivalente a uma temperatura de referência (T_r) (8), como apresentado na Figura 57.

(8)

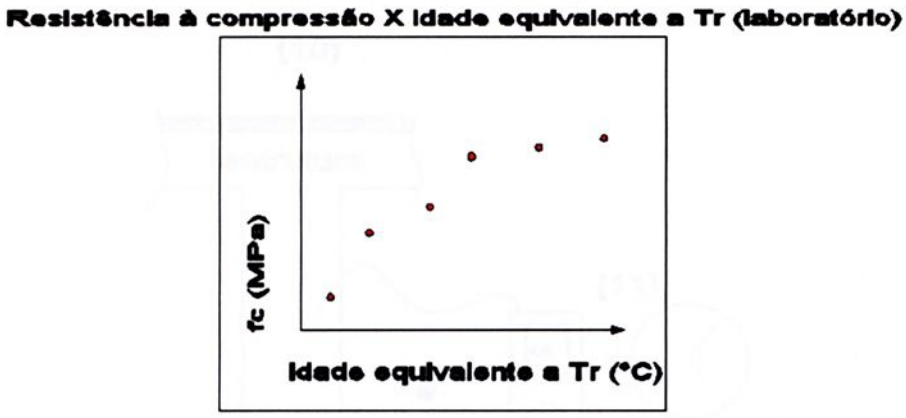


Figura 57 – Gráfico resistência à compressão x idade equivalente a uma temperatura de referência (T_r), obtido em laboratório

5º passo:

- É traçada uma linha de tendência que melhor se adeqüe aos dados, obtendo-se assim uma função contínua (9), como ilustrado na Figura 58.

(9)

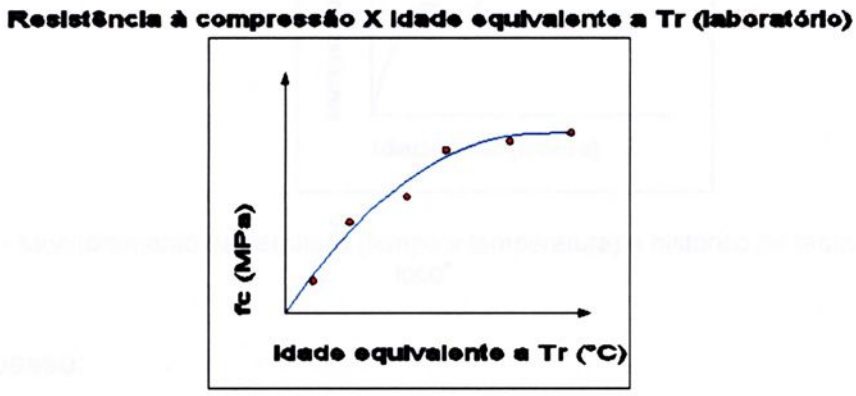


Figura 58 – Gráfico resistência à compressão x idade equivalente a uma temperatura de referência (T_r) acrecido de linha de tendencia obtido em laboratório

2º etapa: Ensaios "in loco"

1º passo:

- Durante a concretagem das peças são instalados termopares em partes das estruturas (10) para registro da temperatura. Assim, é realizado o monitoramento dos parâmetros tempo e temperatura (11), gerando o histórico da temperatura "in loco" (12), como observado na Figura 59.

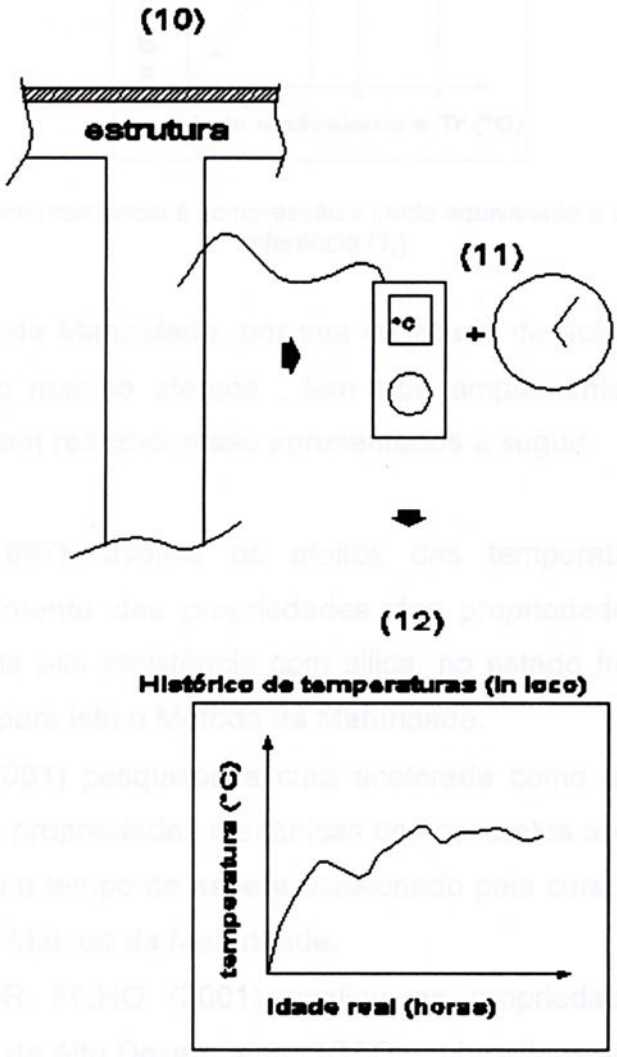


Figura 59 – Monitoramento da estrutura (tempo x temperatura) e histórico de temperatura "in loco".

2º passo:

- Através do histórico de temperatura "in loco", a equação de Freiesleben Hanson e Pedersen, pode-se transformar a idade real da estrutura, em termos de idade equivalente a uma temperatura de referência (T_r), e

obter a resistência à compressão que a peça possui naquele instante. Como exemplifica a Figura 60.

(13)

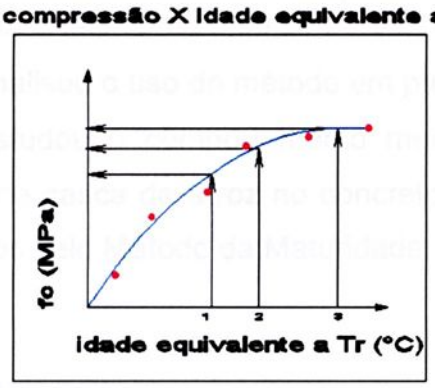


Figura 60 – Gráfico resistência à compressão x idade equivalente a uma temperatura de referência (T_r).

O Método da Maturidade, por sua facilidade de aplicação e pelos bons resultados que o mesmo oferece , tem sido amplamente estudado, alguns trabalhos que foram realizados são apresentados a seguir:

- PINTO (1997), avaliou os efeitos das temperaturas de cura, no desenvolvimento das propriedades das propriedades de misturas de concreto de alta resistência com silica, no estado fresco e endurecido, utilizando para isto o Metodo da Maturidade.
- OZKUL (2001) pesquisou a cura acelerada como uma maneira de se antever as propriedades mecânicas dos concretos aos 28 dias, com isso eliminando o tempo de espera ocasionado pela cura normal, e para isso fez uso do Método da Maturidade.
- SALVADOR FILHO (2001) avaliou as propriedades mecânicas de Concretos de Alto Desempenho (CAD), submetidos ao processo térmico, e posteriormente avaliados pelos Conceitos da Maturidade.
- PINTO *et al* (2002), utilizou o método da maturidade para estimar "in loco" as resistências de lajes;
- PUNURAI (2003), estudou a aplicação do Método da Maturidade em pavimentos de rodovias;
- WALLER *et al.* (2003), utilizando o Método da Maturidade como

ferramenta numérica no controle de fissuração do concreto nas primeiras idade;

- TOPÇU e TOPRAK (2004) em seus estudos afirmam que é possível estimar a resistência aos 28 dias do concreto com tratamento térmico por um período curto tais como 9 ou 21 horas;
- PINTO (2004), analisou o uso do método em pavimentos de concreto.
- SILVA (2004) estudou o comportamento mecânico do concreto com adição de cinza de casca de arroz no concreto, curado termicamente à vapor e analisados pelo Método da Maturidade.

3.6 Energia de ativação

A energia de ativação, segundo os conceitos da química, pode ser explicada da seguinte maneira: para ocorrer uma reação química, as partículas dos reagentes necessitam possuir uma quantidade mínima de energia cinética para poder transformar os reagentes em produtos. Assim, a energia de ativação pode ser definida como a quantidade extra de energia necessária para produzir reação química em uma colisão. A hidratação dos cimentos é uma reação exotérmica, os reagentes estão em estado de energia superior aos dos produtos. A energia de ativação é então a diferença entre o nível de energia necessário para ocorrência da reação e o nível de energia dos reagentes, ou seja, é a quantidade a mais de energia que os reagentes devem adquirir para dar inicio a reação (PINTO, 1997; CARVALHO 2002). A Figura 61 apresenta o processo da transformação dos reagentes em produtos.

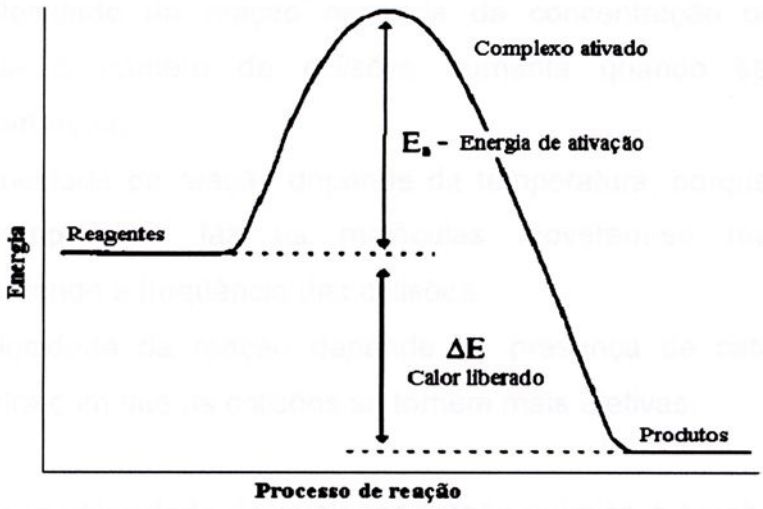


Figura 61 – Perfil de energia das reações
Fonte: BROWN (1991).

De acordo com a teoria da colisão, a velocidade de qualquer etapa de uma reação química é diretamente proporcional ao:

- O número de colisões por segundo entre as partículas reagentes envolvidas nessa etapa;
- A fração dessas colisões, que é efetiva.

Em uma colisão, a quantidade de energia necessária para produzir uma reação química recebe o nome de energia de ativação. A uma mesma temperatura, reações que demandam um valor muito alto de energia de ativação são ditas reações lentas, ao passo que valores de energia de ativação baixos são indicadores de reações que ocorrem rapidamente. Maiores valores de E_a indicam uma necessidade de energia maior para iniciar a reação, implicando assim que essa reação será mais vulnerável à influência da temperatura CARVALHO (2002).

PLANE E SIENKO (1977) apresentam os fatores que influenciam a velocidade das reações:

- A velocidade da reação química depende da natureza dos reagentes químicos porque a energia de ativação é diferente de uma reação para a outra;

- A velocidade da reação depende da concentração dos reagentes, porque o número de colisões aumenta quando se aumenta a concentração;
- A velocidade da reação depende da temperatura, porque um aumento da temperatura faz as moléculas moverem-se mais depressa, aumentando a freqüência das colisões;
- A velocidade da reação depende da presença de catalisadores, de maneira com que as colisões se tornem mais efetivas.

Assim, a velocidade de qualquer reação química é função da chamada taxa constante (k_t), conforme a equação 09:

$$k_t = A\exp(-E/RT) \qquad \text{(Equação 8)}$$

Onde:

k_t = taxa constante;
A = constante ou fator de freqüência, dada pela geometria;
E = energia de ativação, em J/mol;
R = constante universal dos gases (8.316 J/mol.K);
T = temperatura absoluta, em K.

O fator de freqüência A é utilizado para quantificar a probabilidade de que as colisões ocorram em direções favoráveis ao início da reação química, com os átomos posicionados de tal maneira a possibilitar novas ligações.

Uma grande parte das moléculas que se envolvem em reações químicas, não reagem o tempo todo. Elas precisam colidir entre si, mas a velocidade entre elas é muito alta. De fato, é necessário que elas possuam uma certa energia (velocidade) para que possam romper uma barreira e reagirem. Essa barreira é chamada energia de ativação (E).

Segundo alguns autores, entre eles ATKINS (1998) E LEVINE (1995), citando ARRHENIUS, para todas as reações químicas ordinárias (reações simples como a do cimento Portland) e a maioria das reações complexas, a

energia de ativação é um parâmetro considerado constante, podendo ser obtido pela equação de uma reta na forma da equação de Arrhenius.

3.7 Energia de ativação do concreto de cimento Portland

Segundo COURTAULD e BRIAND (1960) e PAULINI (1988), citados por CARVALHO (2002), o conceito de reação química ativada não é muito fácil de ser entendido dentro da química dos aglomerantes, em virtude do caráter espontâneo das reações de hidratação do cimento. Ainda assim, esse conceito mostra-se apropriado para o entendimento da influência da temperatura na hidratação e conveniente para a determinação da maturidade de argamassas e concretos.

Em função do elevado grau de complexidade das reações de hidratação do cimento, a energia de ativação é determinada a partir de uma função que relaciona a modificação de uma propriedade particular ao longo do tempo, a uma determinada temperatura. Uma dessas propriedades pode ser a liberação de calor de hidratação ou o grau de hidratação (SILVA e AGOPYAN, 1998).

Para a reação de hidratação do cimento, a utilização do termo energia aparente de ativação é mais apropriado, já que a hidratação do cimento é um processo heterogêneo envolvendo diversas reações químicas ocorrendo simultaneamente. Este conceito introduz um valor médio para a energia de ativação levando em consideração as diversas reações de hidratação dos vários componentes do cimento. A hidratação do cimento Portland, portanto, é vista como uma única reação denominada com Energia Aparente de Ativação E_a (PINTO, 1997).

Segundo SILVA E AGOPYAN (1998), a Energia Aparente de Ativação da hidratação do cimento Portland pode ser determinada a partir de curvas relativas entre o progresso de hidratação e o calor de hidratação liberado a uma dada temperatura. Alguns pesquisadores discutem a possibilidade da energia de ativação aparente ser obtida diretamente das curvas de calor de hidratação acumuladas.

Alguns autores, entre eles JAWED *et al.,* (1983) D'ALOIA e CHANVILLARD (1998) e BENAMEUR *et al.,* (2000), citados por CARVALHO (2002) afirmam que a energia de ativação não é constante em todos os estágios de hidratação. Esta teoria é bastante questionada uma vez que a energia de ativação é um parâmetro de ARRHENIUS considerada constante. KIM *et al* ., (2002) propôs a determinação da energia de ativação para se estimar a resistência em idades avançadas levando em consideração a temperatura e a taxa de variação do grau de hidratação. Em suas conclusões, a energia de ativação aparente apresentava um decréscimo com a idade e a temperatura, podendo corretamente superestimar os efeitos da temperatura no desenvolvimento de resistências em idades avançadas. CARVALHO (2002) citando GAUTHIER e REGOURD (1982) concluem que a Energia de Ativação pode ser tomada como constante durante a hidratação do concreto.

A determinação de E_a pode ser feita tanto por testes mecânicos, como por testes calorímetros. Os resultados obtidos dos testes mecânicos são interessantes na medida que eles tornam possível calcular a energia de ativação através de testes de natureza bem conhecida, por exemplo, ensaios de resistência a compressão preconizado pela ASTM C 1074-98 (CARVALHO, 2002).

WIRKIN *et al.* (2002) citado por SILVA (2004), compararam valores de energia de ativação obtidas experimentalmente por testes mecânicos e calorimétricos. O procedimento previu o uso de três temperaturas de cura (10°C, 20°C e 40°C). Os autores concluíram que os dois testes resultaram em valores similares de E_a, observando uma diferença máxima perto de 3 kJ/mol. Ainda nesse estudo, os autores se propuseram a verificar a influência da adição de superplastificante no valor final de Ea para os dois testes realizados, concluindo que sua influência é desprezível dentro da cinética de hidratação do concreto estudado, principalmente quando comparada a da temperatura.

Em pesquisas realizadas para determinação da energia de ativação em cimentos nacionais PERES *et al.* (2003) obtiveram os resultados mostrados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores de E_a encontrados experimentalmente
Fonte: (PERES et al, 2003)

Cimento	Energia de Ativação (kJ/mol)
CP-I-S	35,4
CP-II-F-32	31,4
CP-II-Z-32	31,3
CP-III	57,0
CP-IV	50,4
CP-V	43,9

Segundo ASTM C 1074-98, citada por SILVA (2004), algumas limitações da aplicação desse procedimento devem ser observadas:

I. O concreto deve ser mantido em condições de cura que permitam a hidratação do cimento;
II. O método não prevê a longo prazo os efeitos da temperatura a que o concreto foi submetido nas primeiras idades;
III. O método precisa ser acrescido de outras indicações da resistência potencial da mistura de concreto em questão.

Para a aplicação do Método da Maturidade se faz necessário a determinação da energia de ativação, através de uma mistura do concreto, ou da argamassa que representa aquela mistura (CARVALHO, 2002).

3.8 Propriedades mêcanicas

Resistência à compressão

Segundo JÚDICE *et al.,* (2000) citando [MEHTA & MONTEIRO (1994); WECHARATANA e LIN (1992)], estudos experimentais mostraram que as fibras pouco influenciam a resistência à compressão dos concretos. A ruptura de corpos-de-prova de concretos com fibras não ocorre imediatamente após o início da primeira fissura, pois a ação de ponte das fibras é ativada.

Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade está relacionado com as características elásticas do material e é uma medida de sua rigidez. Apesar do comportamento não linear do concreto, é necessária uma estimativa do mesmo para determinar as tensões induzidas pelas deformações associadas aos efeitos ambientais MEHTA & MONTEIRO (1998).

A adição de fibras no concreto pouco influi no módulo de elasticidade longitudinal do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994, CASANOVA e ROSSI, 1997, WECHARATANA e LIN, 1992).

A determinação dessa propriedade pode ser realizada por ensaios experimentais ou estimada através de abordagem empírica que utiliza as relações estabelecidas para os códigos nacionais no tocante ao concreto. Na Tabela 6 são relacionados alguns desses códigos e suas equações empíricas que serão realizadas a posteriori neste trabalho.

Tabela 6 – Equações empíricas de módulo de elasticidade em GPa

Norma	Equação
NBR 6118 (2003)	$E_c = 5600.\sqrt{fck}$ fck em MPa (Equação 9)
ACI 363-92	$E_c = 3320.\sqrt{f_c} + 6900$ fc em MPa (Equação 10)
NS 3473 Código Norueguês	$E_c = 9975.(f_c)^{0.30}$ fc em MPa (Equação 11)
CEB_FIB (1990)	$E_c = 10120.\sqrt[3]{(fck + 8{,}16)}$ fck em MPa (Equação 12)
CAN A23.3 – M90 Código Canadense	$E_c = 5.(f_c)^{1/2}$ fc em MPa (Equação 13)

Ensaio de tenacidade

A determinação da resistência à tração nos concretos reforçados com fibras é realizada através de ensaios em vigas, que fornece o valor da Tenacidade, utilizada no dimensionamento de peças estruturais.

Para a realização do ensaio, para garantir uma qualidade na curva de carga por deslocamento vertical, utiliza-se o controle eletrônico de deslocamento através de um transdutor LVDT (Linear Voltage Diferential

Transducer). O LVDT deve ser apoiado em um suporte denominado "yoke" (JSCE-SF4, 1984). A Figura 62 ilustra esse dispositivo. Segundo FIGUEIREDO (2000) citando BANTHIA e TROTTIER, 1995) esse sistema é apontado como aquele que oferece maior confiabilidade de dados. As dimensões dos corpos-de-prova e os cuidados que se deve proceder antes do ensaio estão prescritas pela Norma Japonesa JSCE SF-4 (1984).

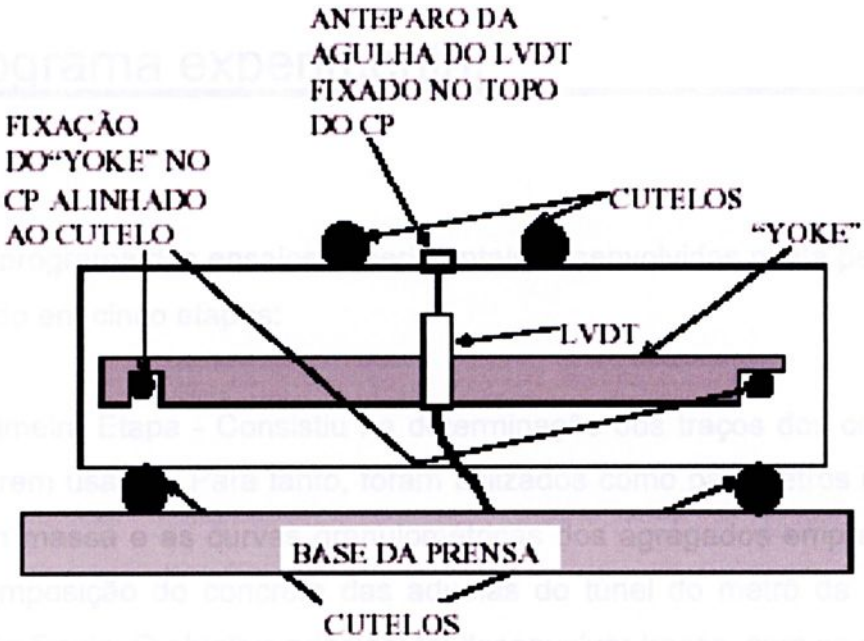


Figura 62 – Posicionamento do corpo-de-prova, LVDT e cutelos no ensaio de tração na flexão com o sistema "yoke"
Fonte: Figueiredo (2000)

4 Programa experimental

O programa dos ensaios experimentais desenvolvidos nesta pesquisa foi organizado em cinco etapas:

- Primeira Etapa - Consistiu na determinação dos traços dos concretos a serem usados. Para tanto, foram utilizados como parâmetros os valores em massa e as curvas granulométricas dos agregados empregados na composição do concreto das aduelas do túnel do metrô da cidade de São Paulo. O objetivo principal foi desenvolver traços, com os agregados disponíveis na região noroeste do Estado de São Paulo porém, com o mesmo cimento, tipos de fibras e superplastificante utilizados na composição do concreto das aduelas, mantendo-se as resistências mecânicas dos concretos semelhantes.
- Segunda Etapa - Foram realizados ensaios para determinação da sensibilidade térmica E_a dos concretos, para posterior aplicação do Método da Maturidade;
- Terceira Etapa - Os concretos reforçados com fibras foram submetidos aos processos de cura térmica a vapor e cura em câmara úmida saturada, ambas com monitoramento de tempo e temperatura, e posteriormente avaliados pelo Método da Maturidade;
- Quarta Etapa – Consistiu na moldagem de vigas que foram curadas termicamente e em cura ambiente, ensaiadas à tenacidade para verificar os efeitos da temperatura elevada nessa propriedade.

- Quinta Etapa – Para avaliar os efeitos da cura térmica na resistência a compressão das aduelas, foram ensaiados corpos-de-prova com e sem isolamento térmico, simulando dessa maneira os pontos mais favoráveis e desfavoráveis de cura.

4.1 Fabricação dos concretos

- **Materiais utilizados**

Os ensaios de caracterização, a denominação e a origem dos materiais utilizados para a produção dos concretos reforçados desta pesquisa são descritos a seguir:

Cimento

O cimento utilizado nas misturas de concreto foi o CPV ARI RS, resistente a sulfatos, proveniente da fabrica Ciminas localizada em Pedro Leopoldo – MG. Realizaram-se ensaios de caracterização física, química e mecânica segundo as especificações das normas. Os ensaios de caracterização previstos nas normas brasileiras realizados foram: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial NBR – 5733 (1991); Cimento Portland e Outros Materiais em Pó – Determinação da Finura por Meio da Peneira 0,044 mm NBR – 9202 (1985); Cimento Portland – Determinação da Finura pelo Método de Permeabilidade ao Ar (Método de Blaine) NBR/NM – 76 (1998); Agregado em Estado Compactado e Seco – Determinação da Massa Unitária NBR – 7810 (1983). Cimento Portland e Outros Materiais em Pó – Determinação da Massa Específica NBR/NM – 23 (2000); Cimento Portland – Determinação da Resistência à Compressão NBR-7215 (1996) e Cimento Portland – Determinação do Tempo de Pega NM 65 (1996) Através da Tabela 7 apresentam-se as características físicas e químicas, obtidas do cimento CPV ARI RS.

Tabela 7 – Características físicas e químicas do cimento CP V ARI RS

Referência			22758	Especificações NBR-5733	
Amostra			16		
Data da coleta /03			03.05.2004	min.	máx.
Finura Peneira 200 (% retida)			0,07	-	6,0
Finura Peneira 325 (% retida)			2,2	-	-
Superf. espec. Blaine (cm^2/g)			4429	3000	-
Densidade aparente (g/cm^3)			0,96	-	-
Densidade absoluta (g/cm^3)			3,12	-	-
Água de consistência da pasta		gramas	150	-	-
		(%)	30,0	-	-
Início de pega (h:min)			03:00	01:00	-
Expansão em auto-clave (%)			0,023	-	-
Resistência à Compressão Axial	Consistência argamassa	gramas	150	-	-
		a / c	0,48	-	-
	Data de moldagem		04.05	-	-
	Resistência a compressão (MPa)	03 dias	35,6	24,0	-
		07 dias	43,2	34,0	-
		28 dias	49,4	-	-
Análise Química (%)	Perda ao fogo		3,42	-	4,5
	Insolúveis		0,84	-	1,0
	SiO_2		20,88	-	-
	Fe_2O_3		2,29	-	-
	Al_2O_3		7,34	-	-
	CaO		60,43	-	-
	MgO		2,02	-	6,5
	SO_3		2,59	-	3,5
	Na_2O		0,16	-	-
	K_2O		0,77	-	-
	Equiv alcalino Na_2O		0,61	-	-
	Cal livre em CaO		1,17	-	-

Areia natural

A areia empregada é proveniente do rio Paraná do Porto de Areia Nossa Senhora Aparecida, na região de Castilho – SP. Para sua caracterização física os ensaios preconizados pelas normas são apresentados a seguir: Análise granulométrica NBR – 7217 (1987); Massa específica na condição saturada superfície seca (S.S.S.) e ensaio de absorção NM – 52 (1996); Materiais pulverulentos NBR – 7218 (1987) e Matéria orgânica NM – 49 (1996). A curva granulométrica correspondente a areia natural utilizada no concreto da pesquisa é apresentada na Figura 63.

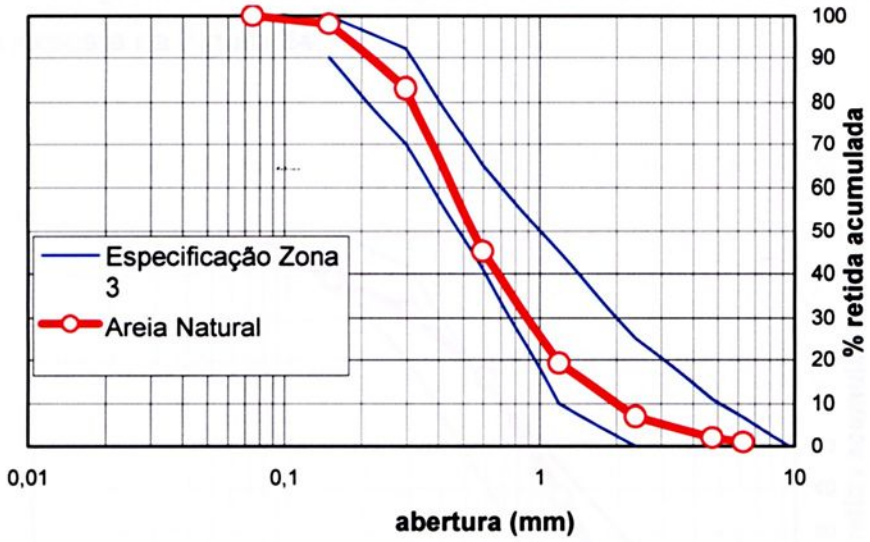


Figura 63 - Distribuição granulométrica da areia natural.

As características físicas da areia natural podem ser observadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Características físicas da areia natural

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,075	0,149	0,297	0,596	1,19	2,38	4,76	6,3	9,51	12,7	19,0	25,4
Areia	100	98	83	45	19	7	2	1	0	0	0	0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³)			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
4,76	2,54	2,673	2,631	0,22	0,40	NR*	NR*	abaixo

*NR ensaio não realizado

Areia artificial

A areia artificial, de origem basáltica, é proveniente do processo de britagem de britas nº 1, sendo sua origem da cidade de Monções – SP – Mineradora Grandes Lagos. Os ensaios, previstos pelas normas brasileiras, para sua caracterização realizada foram: Análise granulométrica NBR – 7217 (1987); Massa específica na condição saturada superfície seca (S.S.S.) e

ensaio de absorção NM – 52 (1996); Materiais pulverulentos NBR – 7218 (1987). A curva granulométrica correspondente a areia artificial utilizada na pesquisa é exposta na Figura 64.

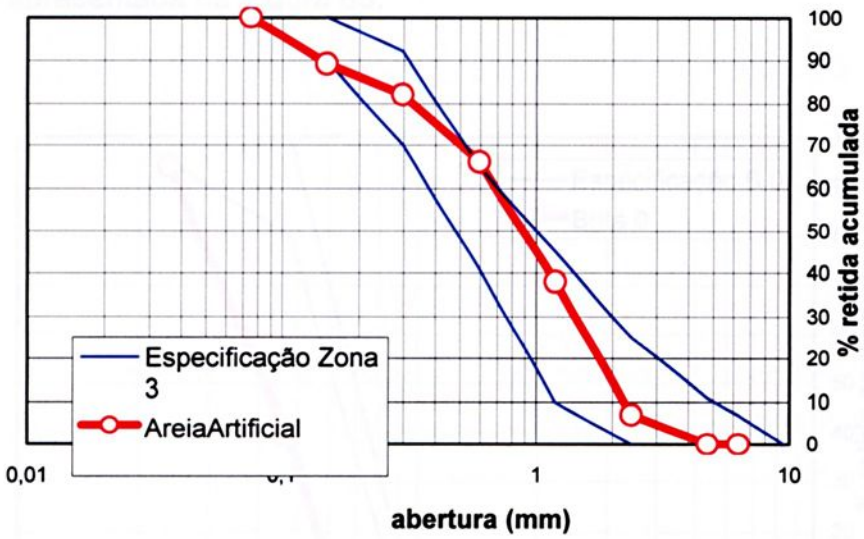


Figura 64 – Distribuição granulométrica da areia artificial.

As características físicas da areia artificial é mostrada na Tabela 9.

Tabela 9 – Características físicas da areia artificial.

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,075	0,149	0,297	0,596	1,19	2,38	4,76	6,3	9,51	12,7	19,0	25,4
Areia	100	89	82	66	38	7	0	0	0	0	0	0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³)			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
4,76	2,82	2,852	2,802	1,77	17	NR*	NR*	NR*

*NR ensaio não realizado

Brita nº zero (0)

As britas utilizadas, nº zero (0) e nº 1, são de origem basáltica, oriundas da cidade de Monções –SP – Mineradora Grandes Lagos. Sua caracterização

foi realizada através dos ensaios previstos nas normas brasileiras, a saber: Análise granulométrica NBR – 7217 (1987); Massa específica na condição saturada superfície seca (S.S.S.) e ensaio de absorção NBR – 9937 (1987); Materiais pulverulentos → NBR – 7218 (1987). A curva granulométrica correspondente à brita nº 0 (zero) utilizada na composição do concreto da pesquisa é apresentada na Figura 65.

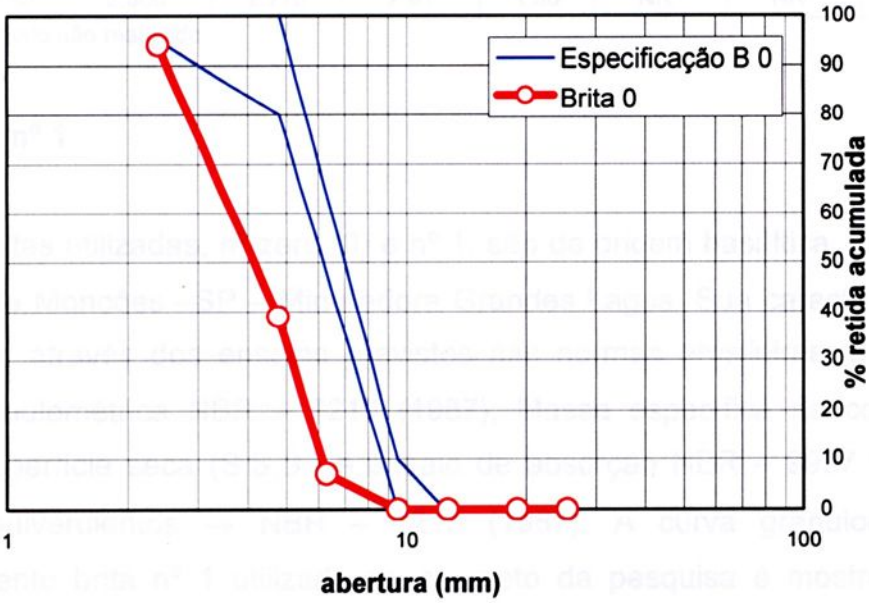


Figura 65 – Distribuição granulométrica da Brita nº 0 (zero)

As características físicas da brita nº 0 (zero) podem ser observadas na Tabela 10.

Tabela 10 – Características físicas da brita nº 0 (zero)

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,149	0,2979	0,5955	1,19	2,38	4,76	6,3	9,51	12,7	19,0	25,4	32,0
Brita 0	100,0	99,0	99,0	98,0	94,0	39,0	7,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		Absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³)			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
9,51	5,30	2,800	2,770	2,81	1,80	NR*	NR*	NR*

*NR ensaio não realizado

Brita nº 1

As britas utilizadas, nº zero (0) e nº 1, são de origem basáltica, oriundas da cidade de Monções –SP – Mineradora Grandes Lagos. Sua caracterização foi realizada através dos ensaios previstos nas normas brasileiras, a saber: Análise granulométrica NBR – 7217 (1987); Massa específica na condição saturada superfície seca (S.S.S.) e ensaio de absorção NBR – 9937 (1987); Materiais pulverulentos → NBR – 7218 (1987). A curva granulométrica correspondente brita nº 1 utilizada no concreto da pesquisa é mostrada na Figura 66.

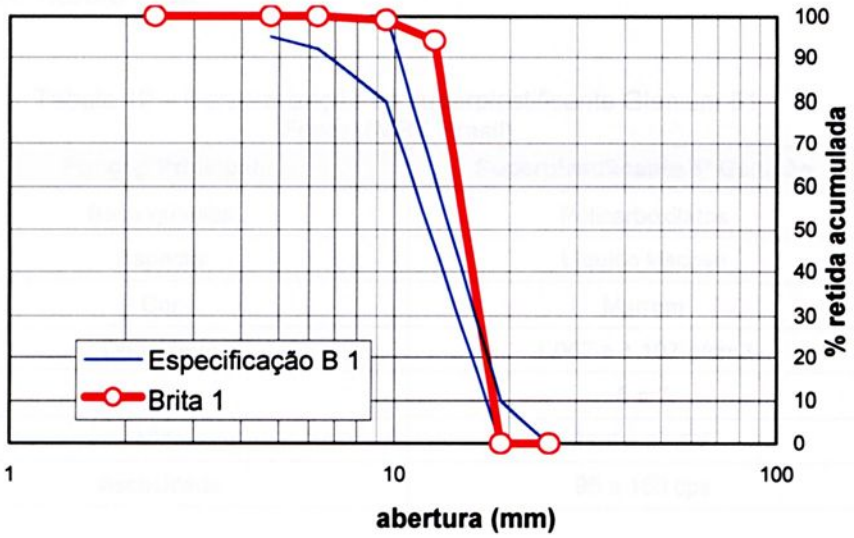


Figura 66 – Distribuição granulométrica da Brita nº 1

As características físicas da brita nº 1 podem ser apresentada na Tabela 11.

Tabela 11 – Características físicas da brita nº 1

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,15	0,30	0,60	1,19	2,38	4,76	6,30	9,51	12,7	19,0	25,4	38,1
Brita 1	100	100	100	100	100	100	100	99	94	0	0	0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³)			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
19,0	6,99	2,900	2,845	1,78	1,30	NR*	NR*	NR*

*NR ensaio não realizado

Àgua

A água utilizada para amassamento da mistura foi a potável da rede de abastecimento público da cidade de Ilha Solteira – SP.

Superplastificante

O superplastificante utilizado nos concreto foi o Glenium 51. A Tabela

12 fornece suas características, segundo dados do fabricante MBT Brasil Indústria e Comércio Ltda.

Tabela 12 – Caracterização do superplastificante Glenium 51
Fonte: (MBT Brasil)

Função Principal	Superplastificante 3º Geração
Base química	Policarboxilatos
Aspecto	Líquido viscoso
Cor	Marrom
Densidade	1,067 a 1,107 g/cm3
pH	5 a 7
sólidos	28,5 a 31,5%
viscosidade	95 a 160 cps

Fibras de aço

Foram utilizadas fibras de aço KSF 60, de seção circular solta, com ancoragem nas extremidades. Esta fibra é produzida pela Vulkan do Brasil Ltda. A Figura 67 ilustra uma amostragem das fibras utilizadas, e na Tabela 13, apresenta-se sua caracterização.

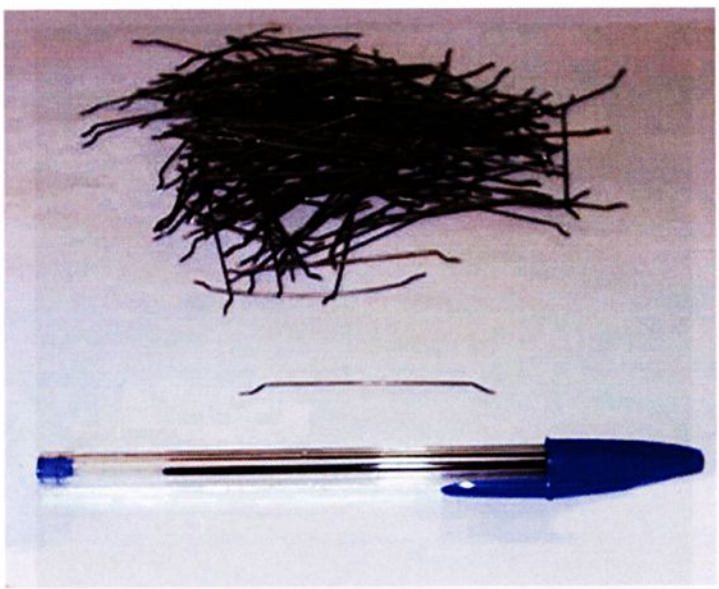


Figura 67 – Fibras de aço

Tabela 13 – Caracterização das fibras de aço
Fonte: Vulkan do Brasil

Obtenção	Trefilação de Fios
Matéria Prima	Aço Carbono
Resistência a Tração	> 1200 MPa (EN 10002)
Denominação Conforme	EN 10016
Diâmetro Nominal da Fibra	1,08 ± 0,1 mm
Comprimento Nominal	58,00 ± 4,0 mm
Razão Nominal de Aspecto	53,70
Densidade	7850 kg/m3
Dosagem (betoneira)	Min 15 kg/m3 Max 60 kg/m3

Fibras de polipropileno

As fibras de polipropileno utilizadas na pesquisa apresentam-se com o nome comercial de Crackstop, produzida pela FITESA Fibras e Filamentos Ltda, é de origem sintética, quimicamente inerte, imputrescível, resistente ao meio alcalino, não absorve água e não enferruja. A Figura 68 ilustra uma amostragem das fibras utilizadas, e a Tabela 14, sua caracterização.

Figura 68 – Fibras de polipropileno

Tabela 14 – Caracterização das fibras de polipropileno
Fonte: Fitesa.

Diâmetro	18 micra
Comprimento	12 mm
Densidade	0,91
Cor	Translúcido a branco
Aparência	Monofilamentos cortados
Área Superficial Específica	225 m2 /kg
Temperatura de Amolecimento	125 - 155ºC
Ponto de Fusão	160 ºC
Resistência Alcalina	Alta

- **Composição dos concretos**

O concreto reforçado com fibras de aço e com fibras de polipropileno para a confecção das aduelas do túnel do metrô da cidade de São Paulo foi desenvolvido para atender as solicitações impostas durante sua produção e vida útil. Esse material apresenta elevados valores de resistência mecânica, uma vez que, quando submetido ao processo de cura térmica a vapor, ocorre uma tendência na redução das mesmas.

Neste contexto, procurou-se desenvolver dois traços de concreto com características mecânicas iguais à do concreto das aduelas do metrô, porém com os materiais - agregados graúdos e miúdos - disponíveis na região de Ilha Solteira – SP; utilizando o mesmo tipo de cimento, as mesmas fibras de aço KSF 60 e as mesmas fibras de polipropileno Crackstop e o mesmo tipo de superplastificante empregados na composição original. Os valores do fator água/cimento (a/c), e a porcentagem de superplastificante em relação à massa do cimento, também foram utilizados como parâmetros na tentativa de obter resistências mecânicas semelhantes. Na Tabela 15 apresenta-se a composição do concreto utilizada nas aduelas do metrô assim como as composições elaboradas para serem utilizadas nesta pesquisa, que foram denominadas como CRFA (Concreto Reforçado com Fibras de Aço) e CRFAP (Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno) e na Tabela 16, os respectivos abatimentos dos concretos pesquisados. Destaca-se que não foram realizados estudos de dosagens em argamassas, mas somente em concretos.

Tabela 15 – Composição do concreto utilizado no metrô da cidade de São Paulo e nesta pesquisa

Materiais	Tipo de Concreto – Consumo		
	Aduelas do metrô da cidade de São Paulo	CRFA	CRFAP
Cimento CPV ARI RS	410,00 kg/m^3	411,10 kg/m^3	411,10 kg/m^3
Água	170,00 litros	168,55 litros	168,55 litros
Areia natural	363,00 kg/m^3	436,00 kg/m^3	436,00 kg/m^3
Areia artificial*	*442,00 kg/m^3	**386,00 kg/m^3	**386,00 kg/m^3
Brita 0*	*342,00 kg/m^3	**365,00 kg/m^3	**365,00 kg/m^3
Brita 1*	*636,00 kg/m^3	**738,70 kg/m^3	**738,70 kg/m^3
Superplasticante	0,4%***	0,6%***	0,6%***
Fibras de aço	40,00 kg/m^3	40,00 kg/m^3	40,00 kg/m^3
Fibras de polipropileno	2,00 kg/m^3	0	2,00 kg/m^3
a/c	0,415	0,41	0,41

*materiais provenientes da britagem do granito

**materiais provenientes da britagem do basalto

*** em relação à massa do cimento.

Tabela 16 – Resultado de abatimento (slump test) dos concretos da pesquisa

Tipo do concreto	Abatimento (cm)
Aduelas do metrô da cidade de São Paulo	10±1
Fibras de aço	2 ±1
Fibras de aço + Fibras de polipropileno	5 ±1

As curvas granulométricas e as caracterizações físicas dos agregados utilizados na obra do metrô são apresentados a seguir:

Areia natural

A curva granulométrica correspondente a areia natural utilizada no concreto das aduelas é apresentada na Figura 69.

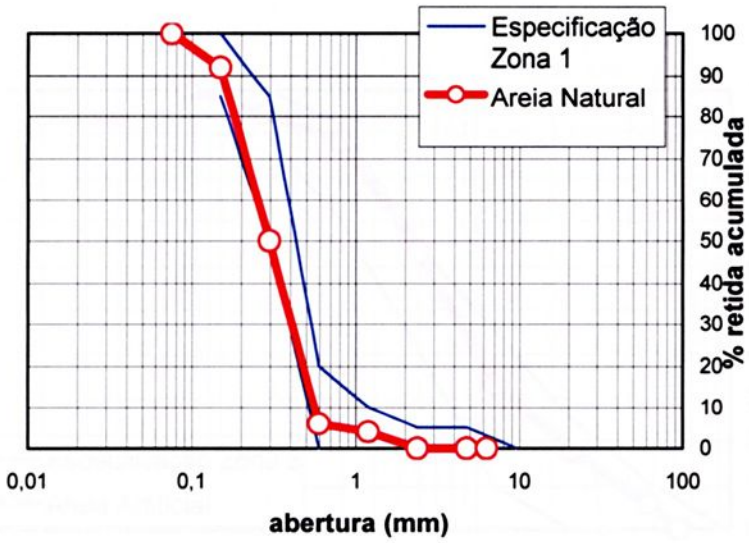


Figura 69 – Distribuição granulométrica da areia natural.

Na Tabela 17 são apresentados os resultados obtidos na caracterização física da areia natural.

Tabela 17 – Características físicas da areia natural

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,075	0,149	0,297	0,596	1,19	2,38	4,76	6,3	9,51	12,7	19,0	25,4
Areia	100	92	50	6	4	0	0	0	0	0	0	0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³)			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
0,60	1,38	2,698	2,695	0,21	1,21	NR*	NR*	NR*

*NR ensaio não realizado

Areia artificial

A curva granulométrica correspondente a areia artificial utilizada no concreto das aduelas é mostrada na Figura 70.

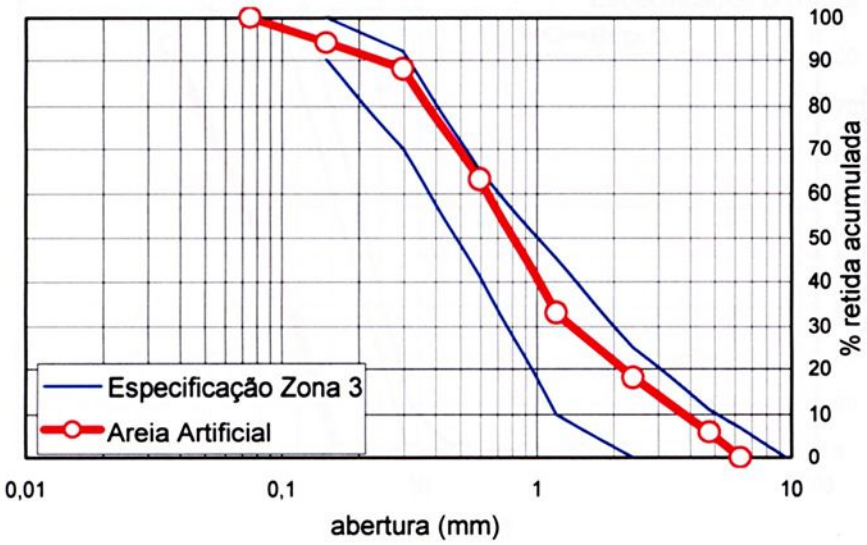


Figura 70 – Distribuição granulométrica da areia artificial.

Os valores obtidos no ensaio de caracterização física da areia artificial podem ser observados na Tabela 18.

Tabela 18 – Características físicas da areia artificial.

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,075	0,149	0,297	0,596	1,19	2,38	4,76	6,3	9,51	12,7	19,0	25,4
Areia	100	94	88	63	33	18	6	0	0	0	0	0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³)			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
0,60	2,88	2,629	2,609	0,815	6,4	NR*	NR*	NR*

*NR ensaio não realizado

Brita nº zero (0)

A curva granulométrica correspondente à brita nº 0 (zero) utilizada no concreto das aduelas é apresentada na Figura 71.

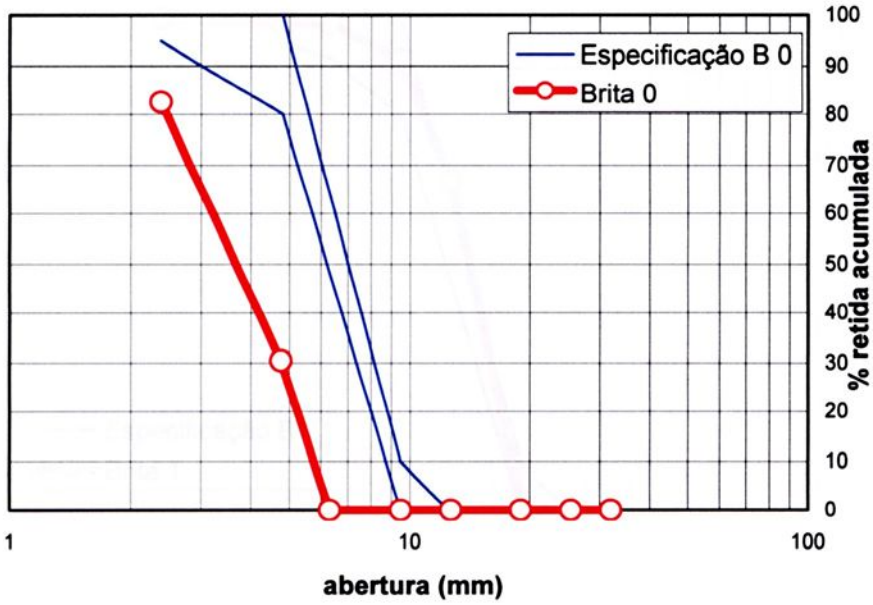


Figura 71 – Distribuição granulométrica da Brita nº 0 (zero).

Os resultados obtidos das características físicas da brita nº 0 (zero) podem ser observadas na Tabela 19.

Tabela 19 – Características físicas da brita nº 0 (zero)

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,149	0,297	0,5955	1,19	2,38	4,76	6,3	9,51	12,7	19,0	25,4	32,0
Brita 0	100	97,6	96,1	94,5	88,3	82,5	30,3	0	0	0	0	0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		Absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
4,8	4,73	2,629	2,609	0,775	2,41	NR*	NR*	NR*

*NR ensaio não realizado

Brita nº 1

A curva granulométrica correspondente à brita nº 1 utilizada no concreto das aduelas é mostrada na Figura 72.

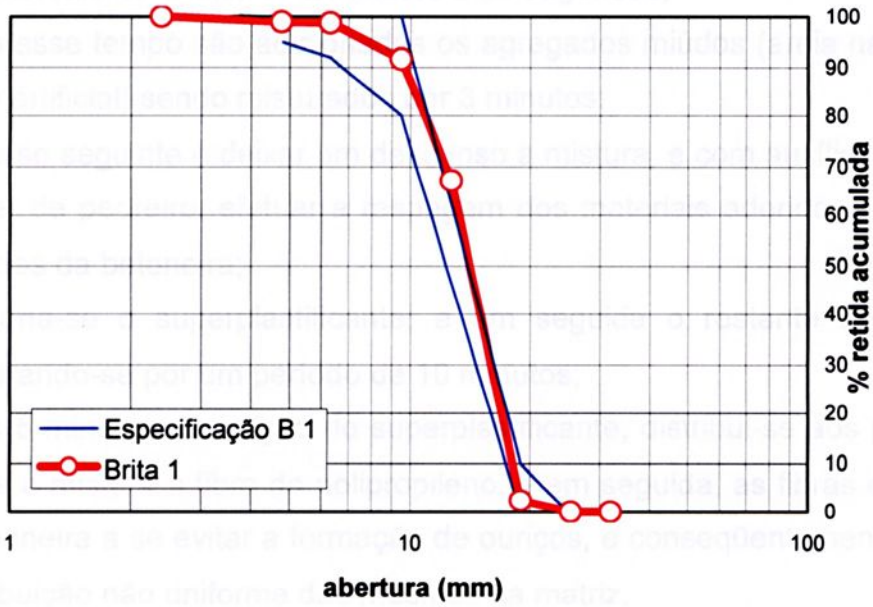


Figura 72 – Distribuição granulométrica da Brita nº 1.

Na Tabela 20, são apresentados os valores obtidos na caracterização física da brita nº 1.

Tabela 20 – Características físicas da brita nº 1

Peneiras (mm)	% Retida Acumulada											
	0,15	0,30	0,60	1,19	2,38	4,76	6,30	9,51	12,7	19,0	25,4	38,1
Brita 1	100	100	100	100	100	100	99,6	98,7	91,6	67,1	2,3	0

diâmetro máximo (mm)	módulo de finura	massa específica		absor-ção (%)	pulve-rulento (%)	massa unitária		matéria orgânica
		s.s.s. (g/cm³)	seco (g/cm³)			aparente seca (g/cm³)	aparente 4% (g/cm³)	
19,0	6,27	2,646	2,632	0,51	0,40	NR*	NR*	NR*

*NR ensaio não realizado

A seqüência de procedimentos adotados na produção dos concretos desta pesquisa é apresentada a seguir; para a mistura utilizou-se uma betoneira de eixo inclinado com capacidade de 300 litros.

I. Inicialmente adicionam-se os agregados graúdos misturando-os por um tempo de 30 segundos, para evitar possíveis perdas de material fino;

II. Em seguida adiciona-se 50% da água e o cimento, misturando-os por

um intervalo de tempo de 2 minutos e 30 segundos;

III. Após esse tempo são adicionados os agregados miúdos (areia natural e areia artificial) sendo misturados por 3 minutos;

IV. O passo seguinte é deixar em descanso a mistura, e com auxílio de uma colher de pedreiro, efetuar a raspagem dos materiais aderidos junto às paredes da betoneira;

V. Adiciona-se o superplastificante, e em seguida o restante da água, misturando-se por um período de 10 minutos;

VI. Após 5 minutos da adição do superplastificante, distribui-se aos poucos sobre a mistura a fibra de polipropileno, e em seguida, as fibras de aço, de maneira a se evitar a formação de ouriços, e conseqüentemente uma distribuição não uniforme das mesmas na matriz.

4.2 Discussões

4.2.1 Caracterização dos materiais

Os materiais apresentaram curvas granulométricas semelhantes e características físicas próximas, todavia cabe ressaltar que os materiais da pesquisa (Brita nº 1, Brita nº 0 e areia artificial) apresentaram a quantidade de material pulverulento superior ao material empregado no concreto do metrô, e devido a esse fato, a porcentagem de superplastificante e fator água/cimento (a/c) foram alterados em relação ao traço de concreto das aduelas do metrô de São Paulo.

4.2.2 Ensaios das propriedades mecânicas dos concretos

Nos estudos de composição de traços, a quantidade em massa do traço empregado no concreto do metrô foi utilizada como tentativa inicial, e posteriormente foram obtidos os traços CRFA e CRFAP.

Na produção das aduelas pré-moldadas, o adensamento é realizado por

uma base vibratória. Essa particularidade permitiu que nos estudos de dosagens realizados, a resistência à compressão do CRFA e do CRFAP fosse próxima à resistência do concreto utilizado nas aduelas, sem a necessidade de se estabelecer valores mínimos para abatimentos desses concretos.

Os valores das resistências à compressão dos concretos da pesquisa embora se apresentem inferiores, são próximos aos valores das resistências do concreto das aduelas, como observado na Tabela 21.

Tabela 21 – Características físicas da brita nº 1

Idade	Tensão dos Concretos		
	Aduelas do metrô (MPa)	CRFA (MPa)	CRFAP (MPa)
7 dias	52,4	50,25	49,83
28 dias	65,0	61,96	61,79

4.3 Cura térmica

Para a realização do ensaio de cura a vapor, utiliza-se um forno de cura térmica a vapor, que simula as condições reais de cura ocorrida nas indústrias de pré-moldados. O aparelho é constituído por um compartimento revestido internamente com fibra isolante para reduzir perdas de calor e possui ainda um reservatório de água por onde o vapor é gerado. Este, por sua vez, é distribuído uniformemente dentro da câmara através de tubulação forçada, por onde três termostatos ligados a um microprocessador garantem que a temperatura permaneça num patamar pré-definido e com desvio padrão e variância otimizados. As Figuras 73 e 74 ilustram o equipamento utilizado nos ensaios.

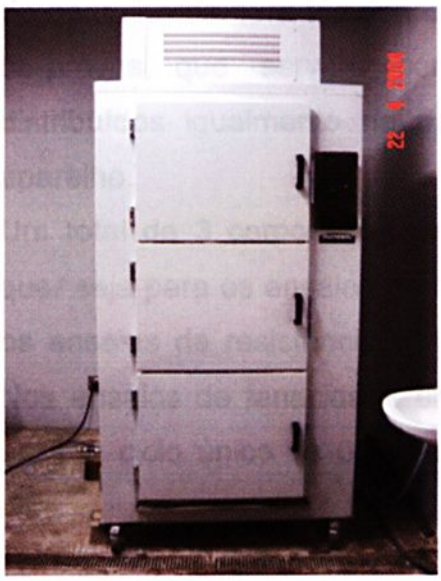


Figura 73 – Equipamento de cura térmica

Figura 74 – Detalhe do equipamento aberto

A quantidade de corpos-de-prova a serem moldados e curados, depende do tipo de ensaio a ser realizado. Para analisar o comportamento mecânico dos concretos submetidos ao processo de cura térmica a vapor, são comparados corpos-de-prova curados termicamente e posteriormente em câmara úmida, e corpos-de-prova submetidos somente a cura em câmara úmida, esses últimos com monitoramento da temperatura. Os procedimentos referentes ao ensaio obedecem a seguinte metodologia:

I. Os corpos-de-prova de concreto confeccionados são vedados com filtro plástico (fixado com fita adesiva) para evitar a evaporação da água da mistura, como observado na Figura 75;

II. Durante a cura, a temperatura é monitorada por termopares instalados em três corpos-de-prova. Para tanto, coloca-se um tubo de cobre de pequeno diâmetro com comprimento médio de 100 mm no interior do concreto, sendo o mesmo preenchido com óleo e vedado com massa de calafetar na parte inferior. As sondas são introduzidas por esse tubo para registro da temperatura nos corpos-de-provas testemunho, procedimento este apresentado na Figura 76. A captação dos dados é realizada com multímetros digitais com sistema de aquisição automático e colocados na lateral do equipamento de cura;

III. Os corpos-de-prova são distribuídos de maneira uniforme nas prateleiras

do aparelho de cura térmica como mostrado na Figura 77; e os corpos-de-provas que servem como testemunhos da temperatura são distribuídos igualmente na parte superior, intermediária e inferior do aparelho.

IV. Um total de 3 corpos-de-provas são ensaiados a cada hora do ciclo, quer seja para os ensaios de módulo de elasticidade (E), quer seja para os ensaios de resistência à compressão (f_c) como ilustra a Figura 78. Nos ensaios de tenacidade em vigas, os corpo-de-provas são curados em um ciclo único de 6 horas e ensaiados a posteriori na idade de 7 dias.

Figura 75 – Vedação dos cps

Figura 76 – Detalhe do cp com a sonda do multímetro

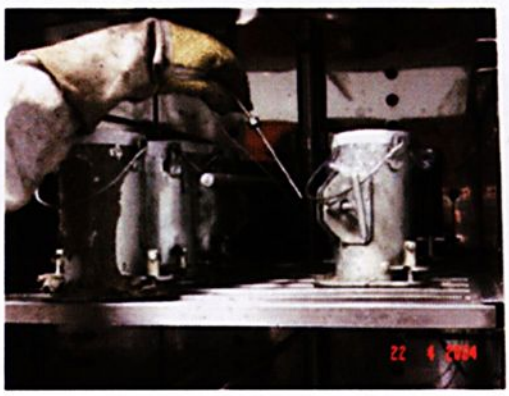


Figura 77 – Detalhe do cp dentro do forno

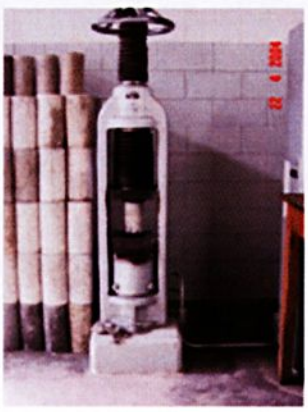


Figura 78 – Detalhe do cp sendo rompido

4.4 Cura úmida

Os procedimentos dos ensaios dos concretos reforçados com fibras, deste trabalho, curados em câmara úmida saturada com monitoramento de temperatura são apresentados a seguir:

I. Confeccionados os corpos-de-prova, os mesmos são vedados com filtro plástico para evitar a evaporação da água da mistura;

II. Três multímetros são acoplados em corpos-de-prova para registro do histórico de temperatura;

III. Os corpos-de-provas de concreto são colocados em câmara úmida saturada, sendo sua temperatura monitorada a cada 15 minutos nas primeiras 72 horas; a cada 24 horas no período de 3 a 28 dias e a cada 7 dias até 56 dias. As figuras 84 e 85 ilustram o monitoramento dos corpos-de-provas imediatamente após a moldagem e em câmara úmida, respectivamente;

IV. São realizados ensaios mecânicos em idades pré-estabelecidas; de 1, 3, 7, 14, 28, 56 e 91 dias. A Figuras 79, 80, 81 e 82 ilustram etapas do ensaio;

Figura 79 – Monitoramento dos corpos-de-provas após a moldagem

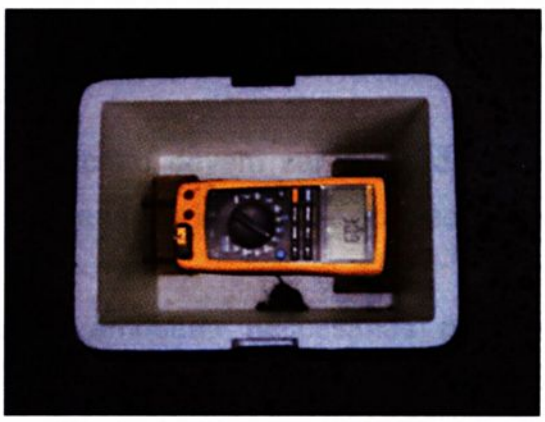


Figura 80 – Multímetro, protegido em caixa de isopor

Figura 81 – Monitoramento dos corpos-de-provas dentro da câmara úmida

Figura 82 – Corpos-de-provas curados dentro da câmara úmida

4.5 Energia de Ativação Aparente (E_a)

Para a aplicação do método da maturidade é necessário o conhecimento do parâmetro de sensibilidade térmica da mistura, que avalia a dependência da velocidade da reação de hidratação do cimento com a temperatura, denominado de Energia Aparente de Ativação (E_a) dos concretos. Sua determinação é proposta pela ASTM C-1074 (1998), a partir da resistência à compressão do concreto. O procedimento de ensaio é descrito a seguir:

I. Estabelecem-se no mínimo três diferentes condições isotérmicas de temperatura para sua determinação;
II. As amostras de argamassa ou do concreto devem ser colocadas em moldes retangulares ou cilíndricos, e os ensaios de ruptura obedecem às prescrições da NBR 5739;
III. Utiliza-se, a priori, a quantidade de amostras necessárias para a realização de 6 (seis) ensaios de compressão axial. Para cada ensaio realizado, rompe-se no mínimo a quantidade de 3 corpos-de-prova, onde se toma como valor representativo da ruptura a média aritmética entre os três resultados obtidos;
IV. Após a moldagem dos corpos-de-prova, os mesmos devem ser transferidos a ambientes previamente climatizados, para cada uma das temperaturas estabelecidas;

V. Para a análise dos dados conjugados resistência *versus* idade é necessário que se encontre um ponto inicial para a sua curva resistência x idade. Segundo a ASTM C 1074-1998, esse ponto inicial é adotado sendo aquele no qual a sua resistência é de 4 MPa para argamassas e 5 MPa para concretos, resistências essas que permitem a transferências das amostras da câmara térmica ou da câmara úmida para o banho térmico;

VI. As amostras submetidas a temperaturas mais elevadas, entre 40ºC e 60ºC, devem permanecer em câmara térmica a vapor, com temperatura controlada, até que essas adquiram resistência suficiente para a transferência das mesmas para o banho térmico;

VII. Do mesmo modo, as amostras ensaiadas a temperatura de 30ºC, são mantidas em câmara úmida até que possam ser colocadas no banho térmico. As Figuras 83 e 84 mostram a câmara úmida e a câmara térmica a vapor utilizadas no ensaio, respectivamente;

VIII. Após terem alcançado 4 MPa ou 5 MPa, os corpos-de-prova devem ser rapidamente transferidos para o banho térmico definitivo, o aparelho é apresentado nas Figuras 85 e 86;

IX. Com o tempo decorrido desde a adição de água à mistura da argamassa até a sua resistência de 4 MPa ou 5 MPa, calcula-se o tempo para as rupturas seguintes com intervalos múltiplos do tempo inicial. Como exemplo ilustrativo, suponhamos que um corpo de prova necessitou de 10 h para atingir 4 MPa, logo, as rupturas futuras serão realizadas após 20 h, 40 h, 80 h, 160 h e 320 h a partir da adição de água à mistura.

X. Determinado o tempo que a amostra atinge esses valores, deve-se ensaiar a ruptura os corpos-de-prova restantes, sendo que esses ensaios são realizados com o dobro de tempo do intervalo anterior, conforme citado anteriormente;

XI. Os cálculos propostos pela (ASTM C-1074, 1998), fornecem o valor da energia aparente de ativação, levando em consideração os dados do ensaio realizado.

Figura 83 – Câmara Úmida

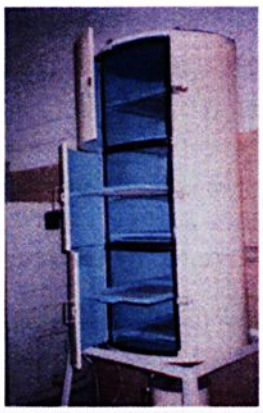


Figura 84 – Câmara Térmica

Figura 85 – Banho térmico: vista externa

Figura 86 – Banho térmico: vista interna

4.6 Ensaios mecânicos

Resistência à compressão

O ensaio de tensão de compressão obedece aos procedimentos prescritos pela NBR 5739. Para a realização do mesmo utiliza-se uma prensa universal de capacidade de 100 ton. A norma citada estabelece a velocidade de carregamento na faixa 0.3 a 0,8 MPa/seg. Para o concreto com fibras deste trabalho estabeleceu-se a velocidade de 0,5 MPa/seg.

Antes da realização do ensaio, os corpos-de-prova são capeados com enxofre, para regularização da superfície, o capeamento do cp e o ensaio de ruptura podem ser observados nas Figuras 87 e 88.

Figura 87 – Detalhe do capeamento

Figura 88 – Equipamento empregado no ensaio resistência a compressão

Módulo de elasticidade

A norma que estabelece os critérios para a determinação do módulo de elasticidade (E_c) é a NBR 8522. Após o ensaio de resistência à compressão, utilizado para definir o limite do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade, acoplam-se ao corpo-de-prova dois extensômetros, esses indicam as deformações provocadas pelos carregamentos da prensa no mesmo. Através de um sistema de aquisição de dados são registrados os valores de carga-deformação, e determina-se através de um *software* o valor do módulo secante do concreto. A prensa utilizada nesse ensaio é uma Emic DL 2000, e o *software* para aquisição e determinação do valor do módulo de elasticidade é o *Mtest versão 3.0*, e os procedimentos adotados no ensaio são descritos a seguir:

I. Realiza-se o ensaio de resistência à compressão previamente, para determinação da carga de ruptura, sendo utilizado o valor de 40% dessa carga no ensaio de módulo de elasticidade;
II. Os extensômetros são acoplados ao corpo-de-prova, e posteriormente o mesmo é posicionado de maneira centralizada na máquina, como mostra a Figura 89;
III. Antes da realização do ensaio, o corpo-de-prova é carregado e descarregado por 2 vezes consecutivas, como apresentado na Figura

90;

IV. Ensaia-se o mesmo até o valor de 40% da resistência à compressão; e após o carregamento é cessado.

Figura 89 – Posicionamento dos extensômetros

Figura 90 – Ensaio do módulo de elasticidade

Ensaio de tenacidade

A avaliação da tenacidade dos concretos pode ser realizada através de ensaios preconizados por normas estrangeiras, entre elas, a JSCE SF-4 (1984), ASTM C-1018 (1994) e a EFNARC (1996). Neste trabalho, utilizou-se a JSCE SF-4 (1984) ensaiando vigas de concretos, com dimensões estabelecidas por essa norma. A prensa com deformação controlada utilizada é do modelo 810, com capacidade de 10 toneladas, e utiliza para aquisição de dados o *software* TestStar II.

A recomendação da JSCE SF4 (1984) permite o uso de dois diferentes tamanhos de corpos-de-prova. Para fibras maiores que 40 mm, vigas com dimensões de 150x150x450 mm (altura:largura:vão) são recomendadas, enquanto que para fibras curtas, menores que 40mm, as dimensões devem ser de 100x100x300 mm. A metodologia de ensaio é descrita a seguir:

I. O corpo-de-prova é previamente marcado em todas as faces laterais, com as medidas correspondentes aos pontos de aplicação de carga e apoios;

II. O mesmo é envolvido com filme plástico com a finalidade de evitar que resíduos de cimento danifiquem a prensa;

III. O suporte do "yoke" é acoplado junto ao corpo-de-prova e este é posicionado nas marcas estabelecidas previamente, e o corpo-de-prova é posicionado na prensa com deslocamento controlado, como se observa na Figura 91;

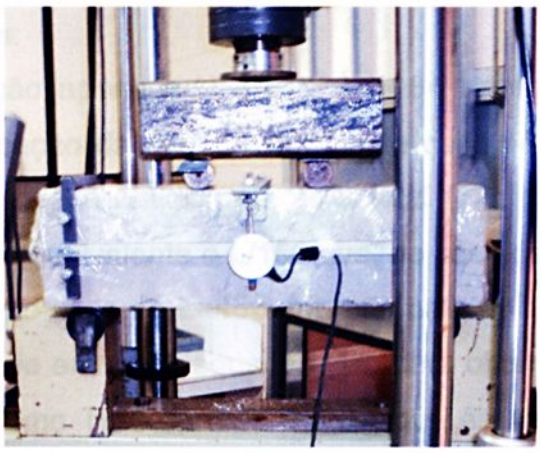


Figura 91 – Viga posicionada para ser ensaiada

IV. O LVDT apoiado no "yoke" é zerado, e o sistema de aquisição é calibrado;

V. A prensa aplica determinados carregamentos, provocando deslocamentos verticais no centro do corpo-de-prova, o sistema de aquisição registra no eixo das coordenadas o deslocamento vertical, e no eixo das abscissas o valor do carregamento imprimido pela prensa, o sistema de aquisição de dados é apresentado na Figura 92;

Figura 92 – Sistema de aquisição de dados

VI. No instante que o sistema de aquisição registra o deslocamento previsto

pela norma, a prensa é descarregada.

Através do sistema de aquisição de dados serão obtidas as curvas de deslocamento vertical *versus* força que serviram para o cálculo da tenacidade, possibilitando assim a avaliação de resistência à tração dos concretos reforçados com fibras.

A recomendação japonesa (JSCE-SF4, 1984) apresenta uma concepção diferente na quantificação da tenacidade. Neste caso se emprega o valor do fator de tenacidade, que é obtido pela área total (T_b), medida em Joules ou kgf.cm, até a deflexão equivalente a L/150 que, no caso de L=300, fornece uma deflexão de 2mm e, no caso de L=450, fornece uma deflexão de 3mm (Figura 93). O valor de T_b deve entrar na equação (14) para obtenção do valor do fator de tenacidade FT. Como Tb é dividido por δ_{tb}, que é a deflexão de referência para sua determinação, isto resulta no valor médio de carga a que o compósito suportou durante sua deformação.

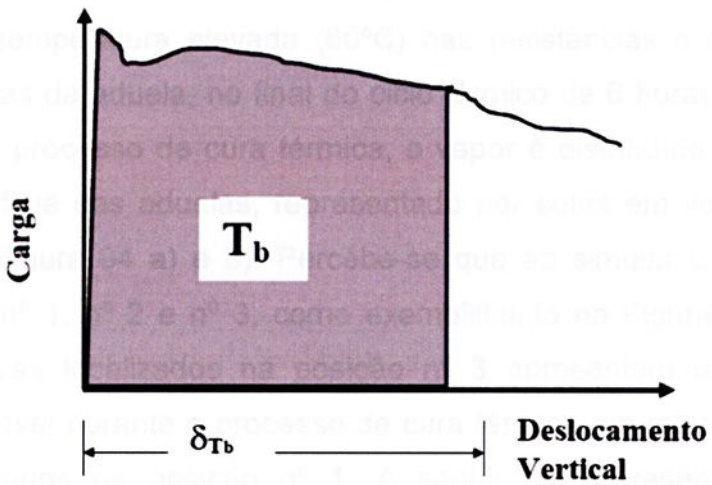


Figura 93 – Critério da JSCE SF-4 (1984) para a determinação da Tenacidade (FIGUEIREDO, 1997).

A resistência equivalente à tração obedece a seguinte equação:

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} x \frac{L}{bh^2} \qquad \text{(Equação 14)}$$

Onde:

FT = fator de Tenacidade na flexão (kgf/cm² ou MPa)

T_b = *área sob a curva carga por deslocamento até o limite do deslocamento, Joules;*

L = vão livre do corpo-de-prova, em cm;

δ_{tb} *= deslocamento vertical equivalente a L/150, em cm;*

b = largura do corpo-de-prova, em cm;

h = altura do corpo-de-prova, em cm;

4.7 Comparação da resistência à compressão em corpos-de-prova com e sem isolamento térmico lateral, submetido à cura térmica

O procedimento discorrido a seguir tem a finalidade de analisar a influência da temperatura elevada (60ºC) nas resistências à compressão ao longo das peças da aduela, no final do ciclo térmico de 6 horas. Pressupõe-se que durante o processo de cura térmica, o vapor é distribuído uniformemente sobre a superfície das aduelas, representado por setas em vermelhos, como mostrado na Figura 94 a) e b). Percebe-se que ao simular corpos-de-prova, nas posições nº 1, nº 2 e nº 3, como exemplificado na Figura 94 b) e c), os corpos-de-provas localizados na posição nº 3 apresentam uma localização mais desfavorável durante o processo de cura térmica em relação aos corpos-de-provas curados na posição nº 1. A seguir são apresentadas algumas considerações sobre os corpos-de-prova simulados.

- Teoricamente a amostra nº 1 estaria exposta a fontes de calor, provocadas pelo vapor, na parte superior e inferior e em 2 direções ortogonais ao eixo longitudinal do corpo-de-prova;
- A amostra nº 2 estaria exposta a fontes de calor, na parte superior e inferior e em uma direção ortogonal ao eixo longitudinal do corpo-de-prova;

- E a amostra nº 3 estaria exposta somente à fonte de calor proveniente da parte superior e inferior do corpo-de-prova

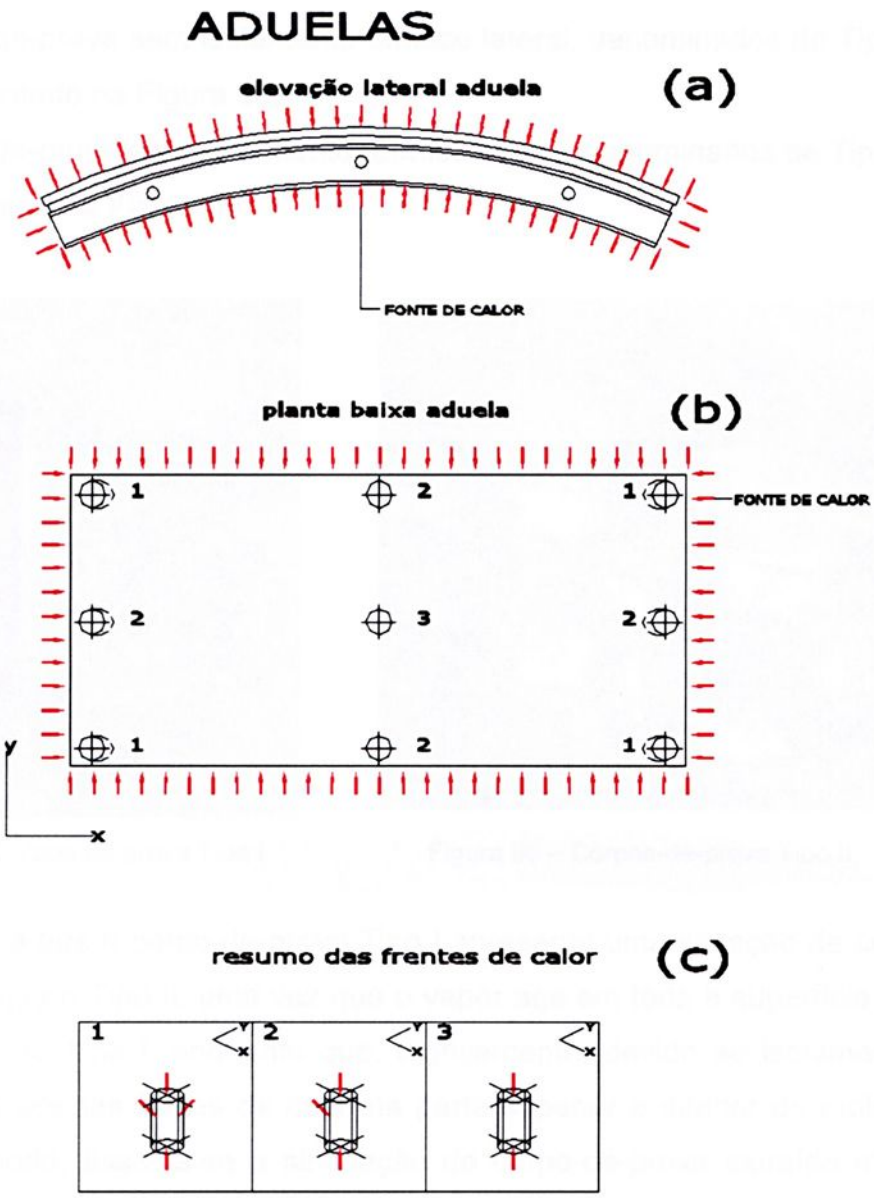


Figura 94 – Distribuição de calor em aduelas e em corpos-de-prova extraídos da mesma.

Para avaliar se durante o processo de cura das aduelas as frentes de calor impostas pelo processo de cura e pela geometria da peça, possam influenciar na resistência à compressão final da aduela, ou seja, se na região onde se extraiu a amostra nº 3, essa apresenta uma resistência inferior a região da amostra nº 1, propõe-se a metodologia a seguir.

Realiza-se um processo de cura térmica a vapor, com mesmo ciclo e

mesma temperatura de cura das aduelas, curando dois tipos de corpos-de-prova cilíndricos de (15x30) cm, que apresentam a altura próxima à espessura da aduela de 32 cm, descrito a seguir:

- Corpos-de-prova sem isolamento térmico lateral, denominados de Tipo I e apresentado na Figura 95;
- Corpos-de-prova com isolamento térmico lateral, denominados de Tipo II e observado na Figura 96.

Figura 95 – Corpos-de-prova Tipo I

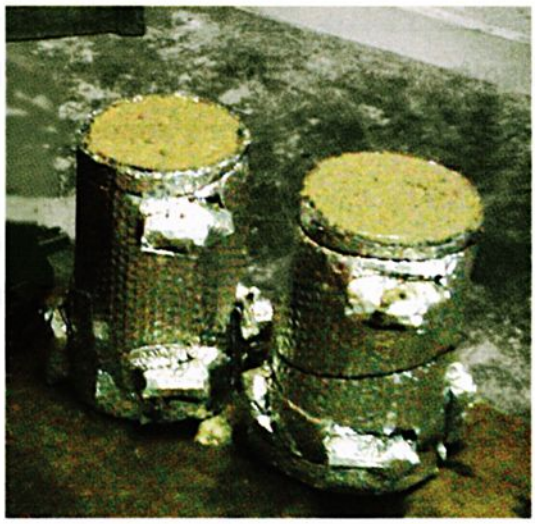


Figura 96 – Corpos-de-prova Tipo II

É evidente que o corpo-de-prova Tipo I apresenta uma situação de cura mais favorável que o Tipo II, uma vez que o vapor age em toda a superfície do molde metálico do Tipo I, enquanto que, teoricamente, devido ao isolamento lateral, ter-se-ia apenas fontes de calor na parte superior e inferior do molde. Então, deste modo, associa-se a simulação do corpo-de-prova extraído nº 1 com o corpo-de-prova Tipo I, e, o corpo-de-prova extraído nº 3 com o corpo-de-prova Tipo II. Ao analisar os resultados das resistências à compressão obtidos no fim da cura térmica a 60ºC, após ciclo de 6 horas, dos corpos de provas Tipo I e II, espera-se verificar se existe ou não uma influência das frentes de vapor nos valores das mesmas e, assim, fazer uma analogia com a simulação dos corpos-de-prova extraídos da aduela.

Os procedimentos adotados para realização dessa etapa de ensaio são apresentados a seguir:

I. Foram moldados dois tipos de corpos-de-prova: (15x30) cm e (15x30) cm com isolamento térmico;
II. São moldados corpos-de-prova para registro da temperatura. Para cada corpo-de-prova durante a moldagem é colocado um cano de cobre, com uma das extremidades vedadas com argamassa de calafetar, e posteriormente preenchido com óleo para introdução da sonda do multímetro;
III. Vedam-se os mesmos com filtro plástico (fixados com fita adesiva) para evitar a evaporação da água da mistura;
IV. Após a moldagem, os corpos-de-prova são transferidos à câmara térmica e neles são acoplados os multímetros para registro do histórico de temperatura;
V. Ao final do ciclo são realizados ensaios mecânicos para avaliar a resistência à compressão dos mesmos.

5 Determinação experimental da Energia Aparente de Ativação (E_a) dos concretos reforçados com fibras

Para determinação da Energia Aparente de Ativação (E_a) do CRFA e do CRFAP foram efetuadas as seguintes etapas descritas a seguir, utilizando os procedimentos propostos pela ASTM C-1074, (1998):

I. Estabeleceram-se três diferentes condições isotérmicas, 30ºC, 45ºC e 60ºC para sua determinação;
II. Utilizou-se a quantidade necessária de corpos-de-prova para realizar seis (6) valores de tempo, sendo que para cada tempo, foi necessário romper no mínimo três (3) corpos-de-prova;
III. Após a realização da mistura seguindo os procedimentos propostos no Capitulo 4, item 4.3, o concreto foi moldado em fôrmas cilíndricas de 10x20 cm e adensado em mesa vibratória;
IV. Para evitar a evaporação da água do concreto toma-se o cuidado de vedar os mesmos com filtro plástico conforme ilustra a Figura 97;

Figura 97 – Proteção contra a evaporação utilizando filtro plástico

I. Após a moldagem, os corpos-de-prova são transferidos a ambientes previamente climatizados, para cada uma das condições de temperatura pré-estabelecidas;

II. Antes da execução dos ensaios de ruptura, os corpos-de-prova são capeados com enxofre, para regularização da superfície e distribuição uniforme das tensões;

III. As amostras submetidas à temperatura de 30ºC são mantidas em câmara úmida (Figura 98) e as amostras submetidas às temperaturas de 45ºC e 60ºC são colocadas em câmara térmica (Figura 99) com temperatura controlada. Esse procedimento é realizado até que as amostras adquiram uma resistência à compressão de 5 MPa. Em seguida, as mesmas são transferidas ao banho térmico (Figuras 100 e 101) com temperatura controlada igual à condição isotérmica que a amostra está submetida;

Figura 98 – Câmara Úmida

Figura 99 – Câmara Térmica

Figura 100 – Banho térmico: vista externa

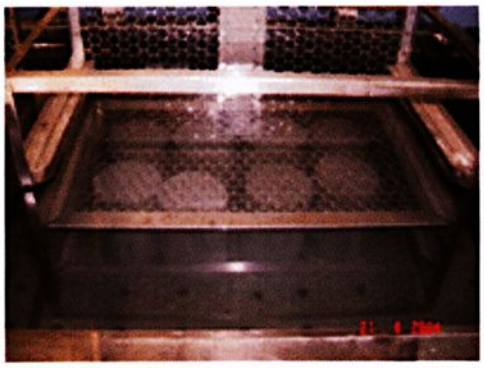


Figura 101 – Banho térmico: vista interna

IV. Para cada uma das condições isotérmicas, obteve-se o intervalo de tempo, que corresponde ao momento da adição da água de amassamento até o momento em que a amostra atinja a resistência de 5 MPa. As Figuras 102 e 103 mostram detalhes do ensaio de resistência à compressão.

V. Os ensaios posteriores são realizados dobrando sempre o intervalo de tempo do ensaio anterior;

VI. Com os valores das resistências à compressão, e com os intervalos de tempo obtidos para cada condição isotérmica de temperatura, são realizados os cálculos para determinação da Energia Aparente de Ativação (E_a), utilizando para isso o procedimento proposto pela ASTM C-1074 (1998).

Figura 102 – Vista geral do ensaio

Figura 103 – Detalhe do ensaio

5.1 Determinação da Energia de Ativação Aparente (E_a) do concreto reforçado com fibras

Para determinação dos valores da Energia Aparente de Ativação (E_a) do CRFA e do CRFAP, as rotinas de cálculo são apresentadas a seguir:

5.1.1 Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA)

Condição isotérmica à 30°C

O intervalo de tempo necessário para que o concreto adquirisse a resistência à compressão de 5 MPa foi de 10h15min, o que corresponde a aproximadamente 0,4271 dias. Na Tabela 22, encontram-se os valores de resistência x idade para os corpos de concreto.

Tabela 22 – Valores das resistências à compressão em função da idade, com tratamento estatístico

Energia de Ativação – CRFA							
	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à Compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
		1° amostra	2° amostra	3° amostra			
30°C	0,43	4,58	5,09	5,09	4,92	0,29	5,98
	0,85	18,02	19,42	21,9	19,78	1,96	9,93
	1,71	27,76	31,89	34,63	31,43	3,46	11,00
	3,42	45,52	44,69	43,29	44,50	1,13	2,53
	1,71	27,76	31,89	34,63	31,43	3,46	11,00
	3,42	45,52	44,69	43,29	44,50	1,13	2,53
	6,83	47,75	47,11	48,64	47,83	0,77	1,61
	13,67	55,39	54,75	56,02	55,39	0,64	1,15

O fator de freqüência A está relacionado com a freqüência das colisões e com a probabilidade de que as colisões ocorram em orientações favoráveis para o início da reação química, com os átomos posicionados de tal forma a possibilitar novas ligações.

Para determinação dos fatores de freqüência A, apresentados na Tabela

25, calcula-se o valor da resistência última (S_u) de acordo com a equação 15, e utilizando o gráfico da Figura 109. Posteriormente calcula-se o valor de A, através da equação 16, onde S é o valor da resistência atingida para cada idade.

$$S_u = 100 / (\text{intersecção da reta com o } eixo\ y) \qquad \text{(Equação 15)}$$

$$A = S / (S_u - S) \qquad \text{(Equação 16)}$$

Aplicando a equação 15, obtém-se o valor de S_u = 61,77 MPa.

Os valores de A, calculados pela equação 16, podem ser observados na Tabela 23, juntamente com os valores de inverso da idade, inverso da resistência, resistência à compressão na Tabela 23 apresentado como S e idade.

Tabela 23 – Valores de resistência à compressão, idade e do parâmetro A

S (MPa)	inv. Idade (1/dia)	inv. resistência (1/MPa)	Idade (dias)	A
4,92	2,34	0,20	0,43	0,09
19,78	1,17	0,05	0,85	0,47
31,43	0,59	0,03	1,71	1,04
44,50	0,29	0,02	3,42	2,58
31,43	0,59	3,18	1,71	-
44,50	0,29	2,24	3,42	-
47,83	0,15	2,09	6,83	-
55,39	0,07	1,80	13,67	-

De posse dos valores das resistências em função do tempo decorrido desde o início das reações de cura, confecciona-se um gráfico com o inverso da resistência no eixo das ordenadas (eixo y) em função do inverso da idade no eixo das abscissas (eixo x), como mostrado na Figura 104:

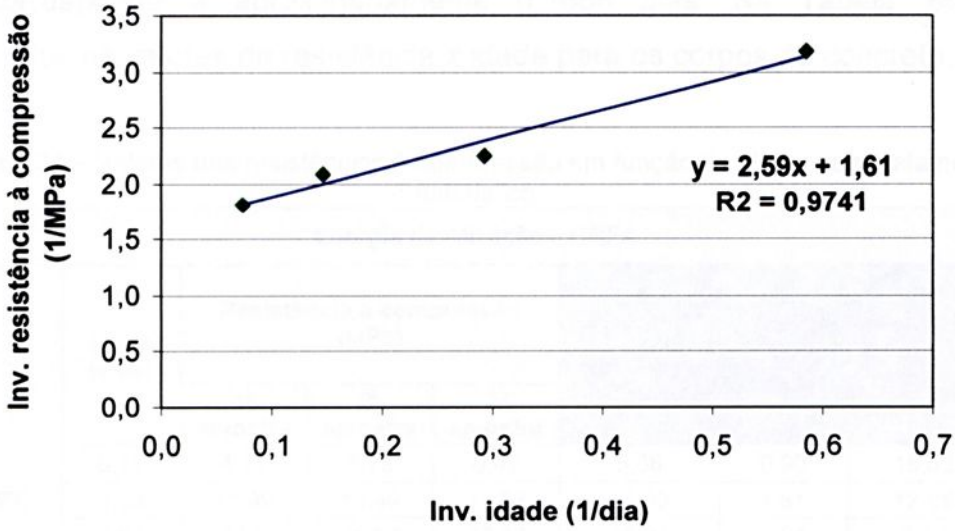


Figura 104 – Gráfico inv. resistência à compressão x inv. Idade

O gráfico da Figura 105 a seguir mostra a relação entre os valores de A e a sua respectiva idade:

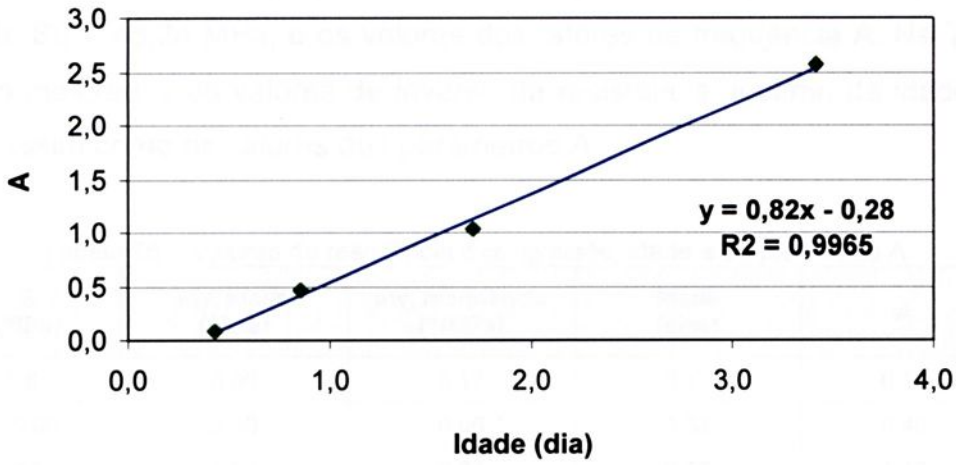


Figura 105 – Gráfico A x idade

Analisando-se a Figura 105 encontra-se o valore de k = 0,8266, que correspondente ao coeficiente angular da equação da reta, para essa condição de cura.

Condição isotérmica à 45ºC

Para essa condição isotérmica o intervalo de tempo necessário para que o concreto adquirisse a resistência à compressão de 5 MPa foi de 4h00min, o

que corresponde a aproximadamente 0,1666 dias. Na Tabela 24, são observados os valores de resistência *x* idade para os corpos de concreto.

Tabela 24 – Valores das resistências à compressão em função da idade, com tratamento estatístico

Energia de Ativação – CRFA							
	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
		1º amostra	2º amostra	3º amostra			
45ºC	0,17	4,71	5,79	6,49	5,66	0,90	15,83
	0,33	12,99	16,49	15,53	15,00	1,81	12,05
	0,67	24,7	25,97	27,37	26,01	1,34	5,13
	1,33	33,36	33,61	31,58	32,85	1,11	3,37
	0,67	24,7	25,97	27,37	26,01	1,34	5,13
	1,33	33,36	33,61	31,58	32,85	1,11	3,37
	2,67	34,38	39,47	39,22	37,69	2,87	7,61
	5,33	46,47	45,84	46,86	46,39	0,51	1,11

Utilizando-se as equações 15 e 16, e o gráfico da Figura 106 obtém-se o valor de Su = 48,24 MPa, e os valores dos fatores de freqüência A. Na Tabela 25, são mostrados os valores de inverso da resistência, inverso da idade, S e idade, assim como os valores dos parâmetros A.

Tabela 25 – Valores de resistência à compressão, idade e do parâmetro A

S (MPa)	inv. idade (1/dia)	inv. resistência (1/MPa)	Idade (dias)	A
5,67	6,00	0,17	0,17	0,13
15,00	3,00	0,06	0,33	0,45
26,02	1,50	0,03	0,67	1,17
32,85	0,75	0,03	1,33	2,13
26,02	1,50	3,84	0,67	-
32,85	0,75	3,04	1,33	-
37,69	0,38	2,65	2,67	-
46,39	0,19	2,15	5,33	-

Com os valores obtidos das tensões em função da idade, confecciona-se o gráfico de inv. tensão x inv. Idade, conforme mostrado na Figura 106.

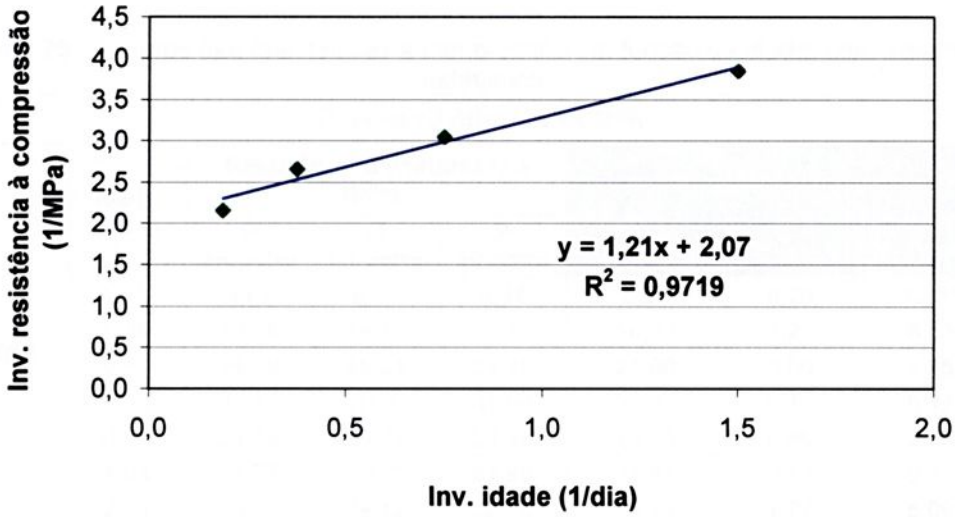


Figura 106 – Gráfico inv. resistência à compressão x inv. Idade

Pode-se observar no gráfico da Figura 107 as relações entre os valores de A e a suas respectivas idades:

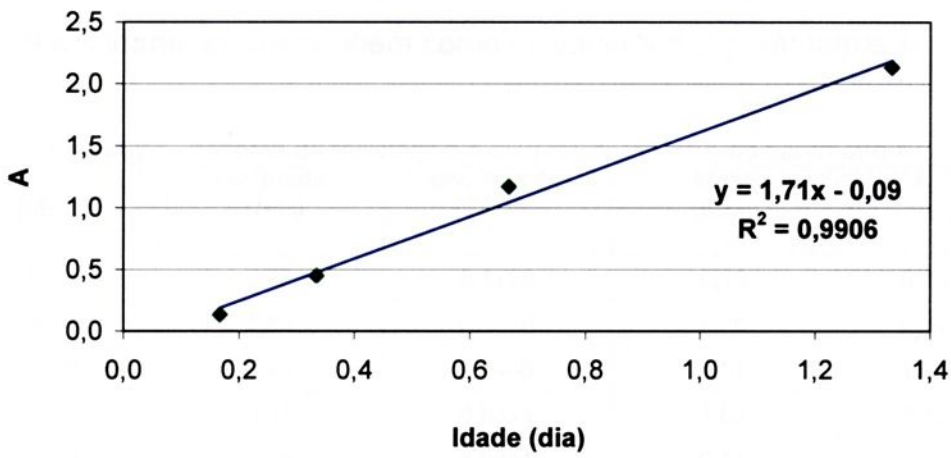


Figura 107 – Gráfico A x idade

Analisando-se a Figura 107 encontra-se o valor de k = 1,7133.

Condição isotérmica à 60ºC

O período de tempo necessário para que o concreto apresente a resistência à compressão de 5 MPa foi de 3h05min, ou seja, aproximadamente 0,1284 dias. Mostra-se através da Tabela 26, os valores de resistência *x* idade para os corpos de concreto.

Tabela 26 – Valores das resistências à compressão em função da idade, com tratamento estatístico

Energia de Ativação – CRFA							
	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
		1º amostra	2º amostra	3º amostra			
60ºC	0,13	4,97	5,67	6,37	5,67	0,70	12,35
	0,26	13,88	14,13	16,17	14,73	1,26	8,53
	0,51	24,19	25,34	24,45	24,66	0,60	2,45
	1,03	31,77	31,7	31,96	31,81	0,13	0,42
	0,51	24,19	25,34	24,45	24,66	0,60	2,45
	1,03	31,77	31,7	31,96	31,81	0,13	0,42
	2,06	33,36	34,12	36,73	34,74	1,77	5,09
	4,11	39,6	37,69	39,22	38,84	1,01	2,60

De maneira semelhante aos procedimentos apresentados para outras temperaturas, utilizando-se as equações 15 e 16, e o gráfico da Figura 108 obtém-se o valor de Su = 41,78 MPa, e os valores dos fatores de freqüência A. Na Tabela 27, são mostrados os valores de inverso da resistência, inverso da idades, S e a idade, assim também como os valores dos parâmetros A.

Tabela 27 – Valores de resistência à compressão, idade e do parâmetro A

S (MPa)	inv. Idade (1/dia)	inv. Tensão (1/MPa)	Idade (dias)	A
5,67	7,78	0,1765	0,13	0,16
14,73	3,89	0,0679	0,26	0,54
24,66	1,95	0,0406	0,51	1,44
31,81	0,97	0,0314	1,03	3,19
24,66	1,95	4,0554	0,51	-
31,81	0,97	3,1437	1,03	-
34,74	0,49	2,8787	2,06	-
38,83	0,24	2,5751	4,11	-

No gráfico apresentado na Figura 108, podem ser observados os valores de inv. resistência à compressão *x* inv. idade.

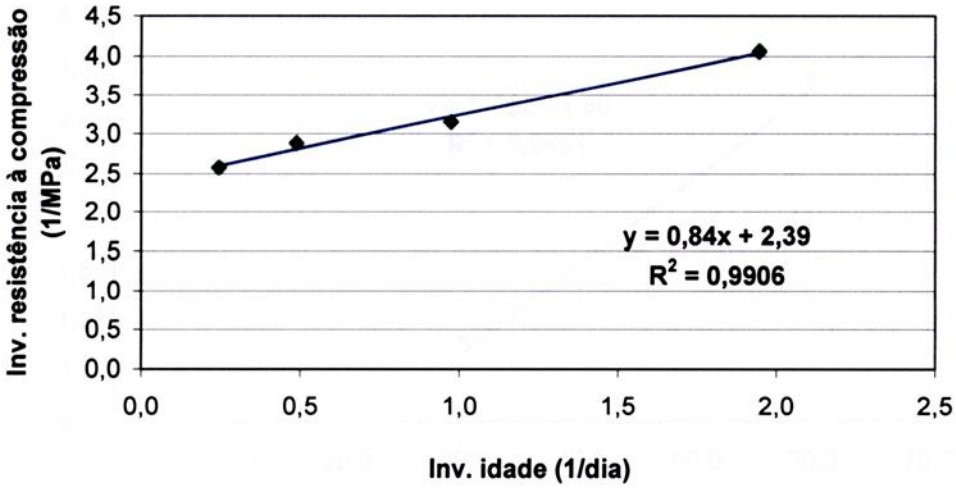


Figura 108 – Gráfico inv. resistência à compressão x inv. Idade

Através do gráfico da Figura 109 podem ser observadas as relações entre os valores de A e a suas respectivas idades:

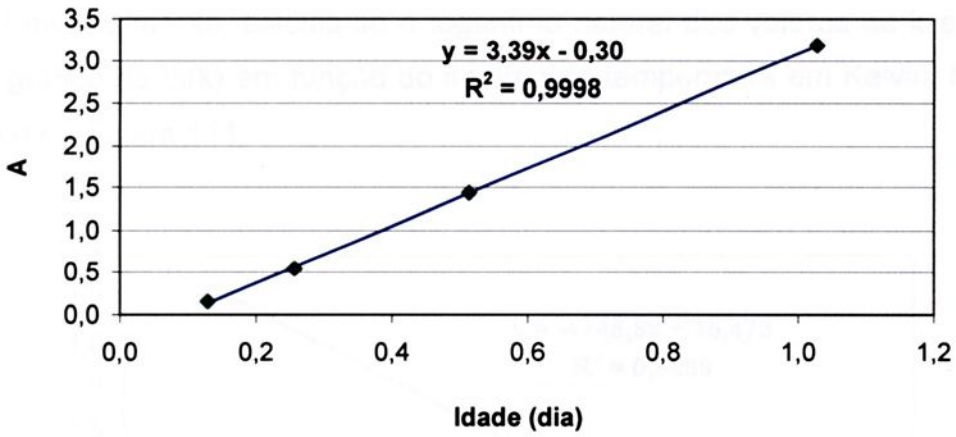


Figura 109 – Gráfico A x idade

Analisando-se a Figura 109 determina-se o valor de k = 3,3932.

5.1.2 Cálculo da Energia de Ativação Aparente (E_a) para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA)

Com os valores de k obtidos para as três condições isotérmicas de cura, confecciona-se um gráfico de k em função das temperaturas de cura mostrado na Figura 110.

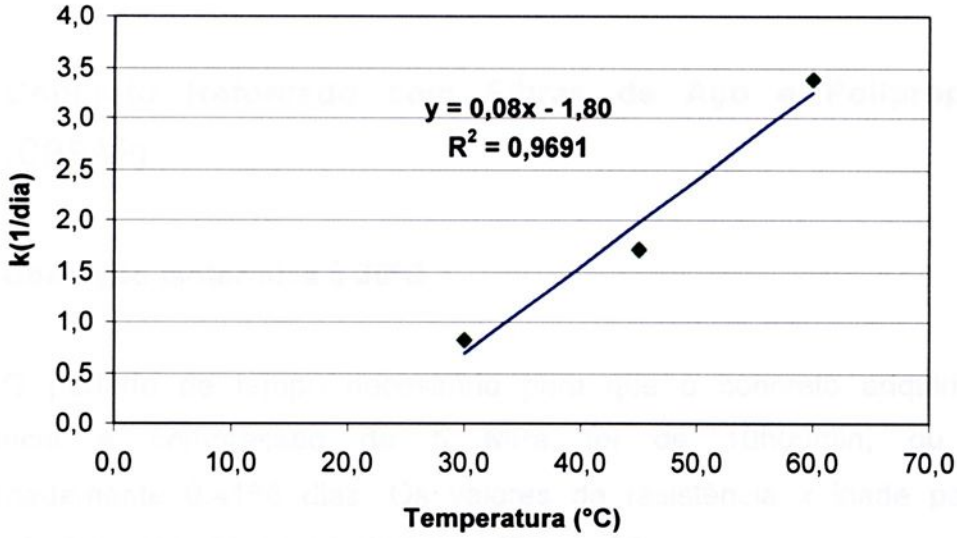


Figura 110 – Gráfico de k em função das temperaturas de cura

Calculando-se o ponto de interseção com o eixo das abscissas, obtém-se a temperatura de base, com T_o = 21,9 ºC.

Posteriormente, calcula-se o logaritmo natural dos valores de k e plota-se um gráfico de ln(k) em função do inverso da temperatura em Kelvin, tem-se o gráfico da Figura 111.

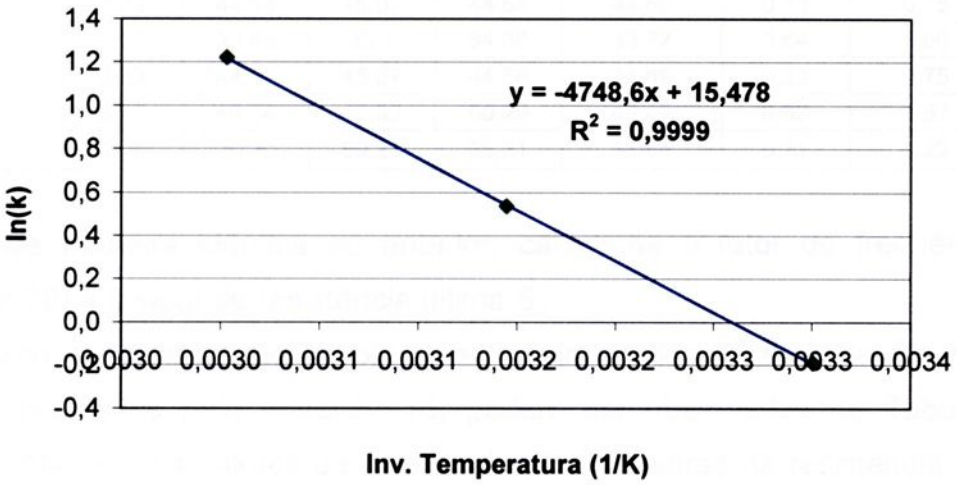


Figura 111 – Gráfico ln(k) x inv. Temperatura

De onde determina-se o valor para Q = 4748,6 K, logo, a energia de ativação será:

$$Ea = \frac{4748{,}6}{1000}.8{,}314 = 39{,}5 kJ/mol$$

5.1.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno (CRFAP)

Condição isotérmica à 30ºC

O período de tempo necessário para que o concreto adquirisse a resistência à compressão de 5 MPa foi de 10h00min, ou seja, aproximadamente 0,4166 dias. Os valores de resistência *x* idade para os corpos de concreto são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Valores das resistências à compressão em função da idade, com tratamento estatístico

Energia de Ativação – CRFAP							
	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
		1º amostra	2º amostra	3º amostra			
30ºC	0,42	4,58	5,22	5,54	5,11	0,49	9,56
	0,83	19,99	20,12	20,37	20,16	0,19	0,96
	1,67	33,68	33,1	34,38	33,72	0,64	1,90
	3,33	44,44	45,07	44,56	44,69	0,33	0,75
	1,67	33,68	33,1	34,38	33,72	0,64	1,90
	3,33	44,44	45,07	44,56	44,69	0,33	0,75
	6,67	48,64	49,53	50,29	49,49	0,83	1,67
	13,33	57,8	59,21	58,31	58,44	0,71	1,22

De maneira idêntica ao anterior, calcula-se o fator de freqüência A (Tabela 29) e o valor da resistência última S_u.

Através da equação 15, obtém-se o valor de S_u = 62,82 MPa. Os valores de A, calculados pela equação 16, podem ser observados na Tabela 29, juntamente com os valores de inverso da idade, inverso da resistência, S e a idade.

Tabela 29 – Valores de resistência à compressão, idade e do parâmetro A

S (MPa)	inv. Idade (1/dia)	inv. Resistência (1/MPa)	Idade (dias)	A
5,11	2,40	0,19	0,42	0,09
20,16	1,20	0,04	0,83	0,47
33,72	0,60	0,02	1,67	1,16
44,69	0,30	0,02	3,33	2,46
33,72	0,60	2,96	1,67	-
44,69	0,30	2,23	3,33	-
49,49	0,15	2,02	6,67	-
58,44	0,08	1,71	13,33	-

De posse dos valores das resistências em função do tempo decorrido desde o início das reações de cura, confecciona-se um gráfico com o inverso da resistência em função do inverso da idade, como mostrado na Figura 112.

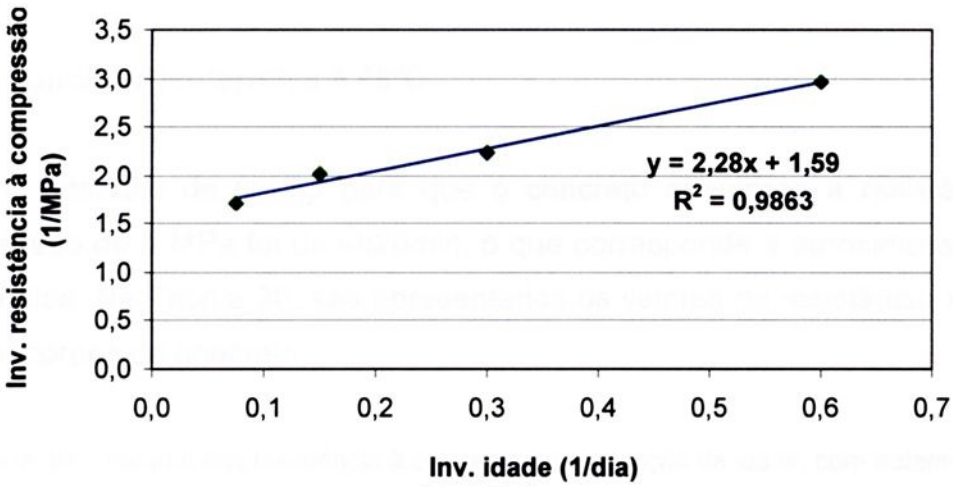


Figura 112 – Gráfico inv. resistência à compressão x inv. Idade

O gráfico da Figura 113 mostra os valores de A e a sua respectiva idade:

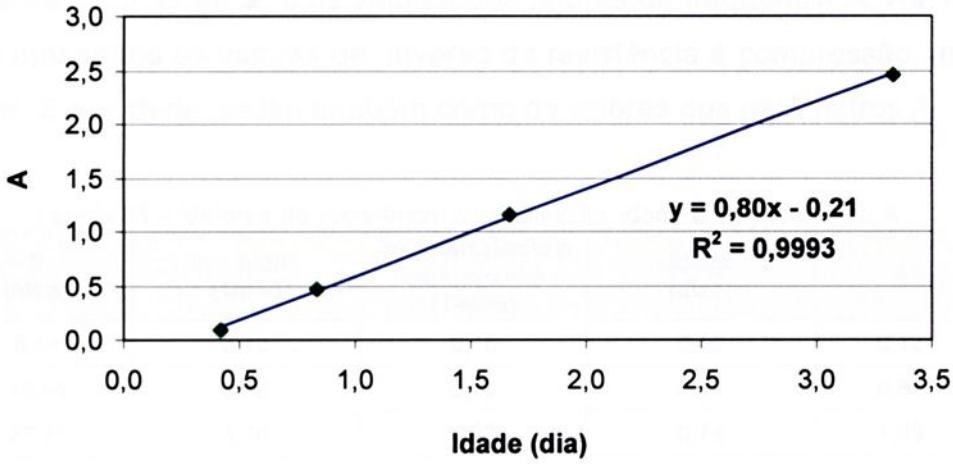


Figura 113 – Gráfico A x idade

Através do gráfico da Figura 118, obtém-se o coeficiente angular da equação da reta, que corresponde ao valor de k = 0,8093, para essa condição isotérmica.

Condição isotérmica à 45ºC

O intervalo de tempo para que o concreto adquirisse a resistência à compressão de 5 MPa foi de 4h20min, o que corresponde a aproximadamente 0,1840 dias. Na Tabela 30, são apresentados os valores de resistência *x* idade para os corpos de concreto.

Tabela 30 – Valores das resistência à compressão em função da idade, com tratamento estatístico

Energia de Ativação – CRFAP							
	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
		1º amostra	2º amostra	3º amostra			
45ºC	0,18	4,97	5,22	6,43	5,54	0,78	14,09
	0,37	18,78	19,35	18,4	18,84	0,48	2,54
	0,74	26,8	29,03	27,5	27,78	1,14	4,11
	1,47	37,69	37,18	36,29	37,05	0,71	1,91
	0,74	26,8	29,03	27,5	27,78	1,14	4,11
	1,47	37,69	37,18	36,29	37,05	0,71	1,91
	2,94	41	40,81	40,74	40,85	0,13	0,33
	5,89	49,78	50,42	51,06	50,42	0,64	1,27

Através das equações 15 e 16, e o gráfico da Figura 114 obtém-se o

valor de Su = 53,50 MPa, e os valores dos fatores de freqüência A. Na Tabela 31, são mostrados os valores de inverso da resistência à compressão, inverso da idade, S e a idade, assim também como os valores dos parâmetros A.

Tabela 31 – Valores de resistência à compressão, idade e do parâmetro A

S (MPa)	inv. Idade (1/dia)	inv. resistência à compressão (1/MPa)	Idade (dias)	A
5,54	5,43	0,18	0,18	0,12
18,84	2,72	0,05	0,37	0,54
27,78	1,36	0,03	0,74	1,08
37,05	0,68	0,02	1,47	2,25
27,78	1,36	3,60	0,74	-
37,05	0,68	2,69	1,47	-
40,85	0,34	2,44	2,94	-
50,42	0,17	1,98	5,89	-

Com os valores obtidos das resistências em função da idade, confecciona-se o gráfico de inv. resistência *x* inv. idade, conforme ilustrado na Figura 114.

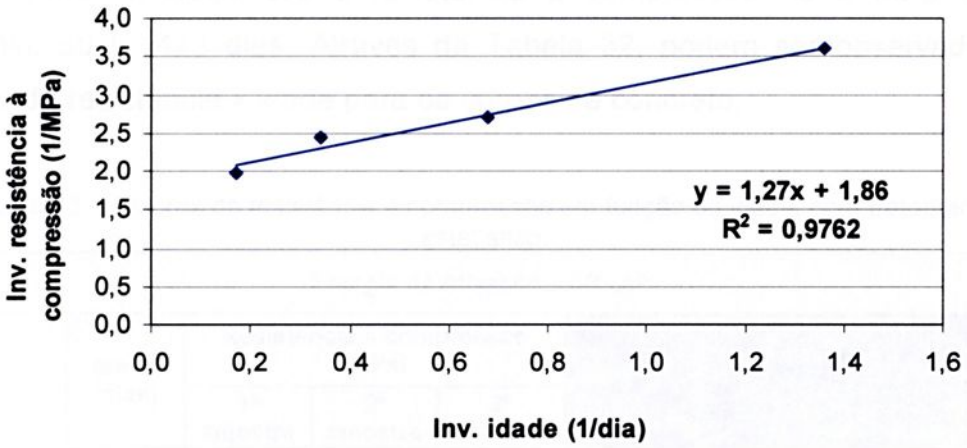


Figura 114– Gráfico inv. resistência à compressão x inv. Idade

Mostra-se através do gráfico da Figura 115 o binômio entre os valores de A *x* idade.

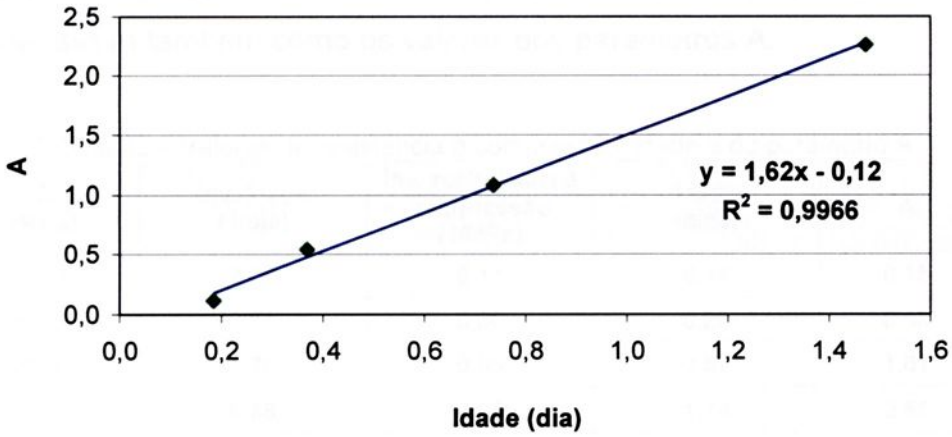


Figura 115 – Gráfico A x idade

Obtém-se através da Figura 120 o valer de k = 1,6204, para essa condição isotérmica de cura.

Condição isotérmica à 60ºC

Para essa condição isotérmica, o intervalo de tempo necessário para que o concreto adquirisse a resistência à compressão de 5 MPa foi de 3h25min, ou 0,1423 dias. Através da Tabela 32, podem ser observados os valores de resistência *x* idade para os corpos de concreto.

Tabela 32 – Valores de resistência à compressão em função da idade, com tratamento estatístico

Energia de Ativação – CRFAP							
	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
		1º amostra	2º amostra	3º amostra			
60ºC	0,14	4,84	5,22	6,37	5,48	0,80	14,55
	0,28	15,92	14,26	16,49	15,56	1,16	7,45
	0,57	24,7	26,23	25,46	25,46	0,77	3,00
	1,14	32,59	31,83	32,21	32,21	0,38	1,18
	0,57	24,7	26,23	25,46	25,46	0,77	3,00
	1,14	32,59	31,83	32,21	32,21	0,38	1,18
	2,28	34,5	34,63	35,65	34,93	0,63	1,80
	4,56	39,22	37,94	38,96	38,71	0,68	1,75

Utilizando-se as equações 15 e 16, e o gráfico da Figura 116 obtém-se o

valor de Su = 41,30 MPa, e os valores dos fatores de freqüência A. Na Tabela 33, são apresentados os valores de inverso da resistência, inverso da idade, S e a idade, assim também como os valores dos parâmetros A.

Tabela 33 – Valores de resistência à compressão, idade e do parâmetro A

S (MPa)	inv. Idade (1/dia)	inv. resistência à compressão (1/MPa)	Idade (dias)	A
5,47	7,02	0,18	0,14	0,15
15,55	3,51	0,06	0,28	0,60
25,46	1,76	0,03	0,57	1,61
32,21	0,88	0,03	1,14	3,55
25,46	1,76	3,92	0,57	-
32,21	0,88	3,10	1,14	-
34,93	0,44	2,86	2,28	-
38,71	0,22	2,58	4,56	-

Com os valores obtidos de resistência à compressão em função da idade, confecciona-se o gráfico de inv. resistência *x* inv. idade, conforme ilustrado na Figura 116.

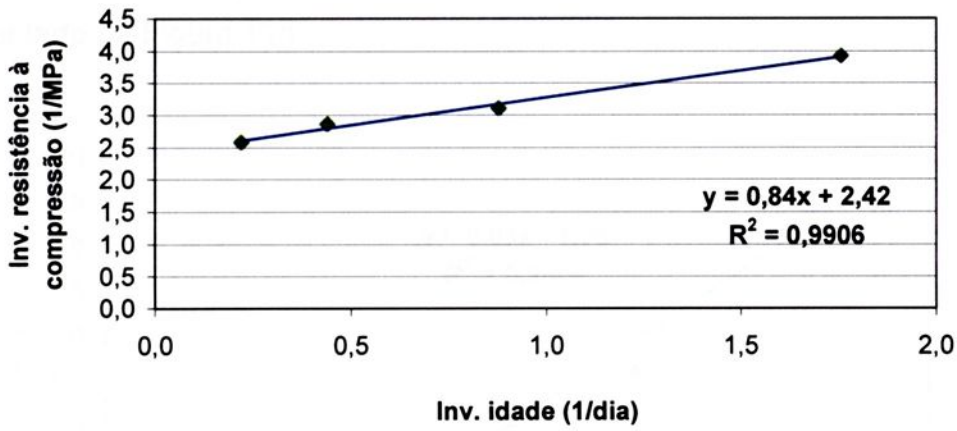


Figura 116 – Gráfico inv. resistência à compressão x inv. idade

No gráfico da Figura 122 são apresentadas as relações entre os valores de A e a suas idades:

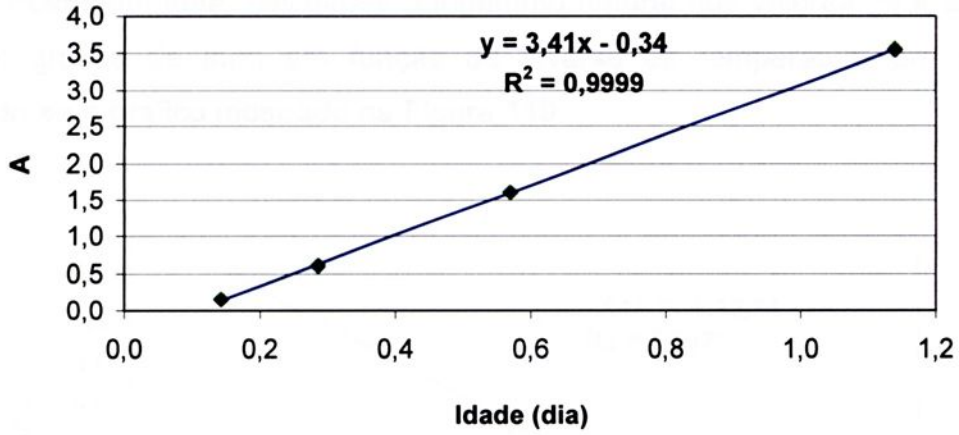


Figura 117 – Gráfico A x idade

Analisando-se a Figura 117 encontramos os valores de k = 3,4198.

5.1.4 Cálculo da Energia de Ativação Aparente (E_a) para o Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno (CRFAP)

Com os valores de k obtidos para as três condições isotérmicas de cura, confecciona-se um gráfico de k em função das temperaturas de cura apresentado na Figura 118.

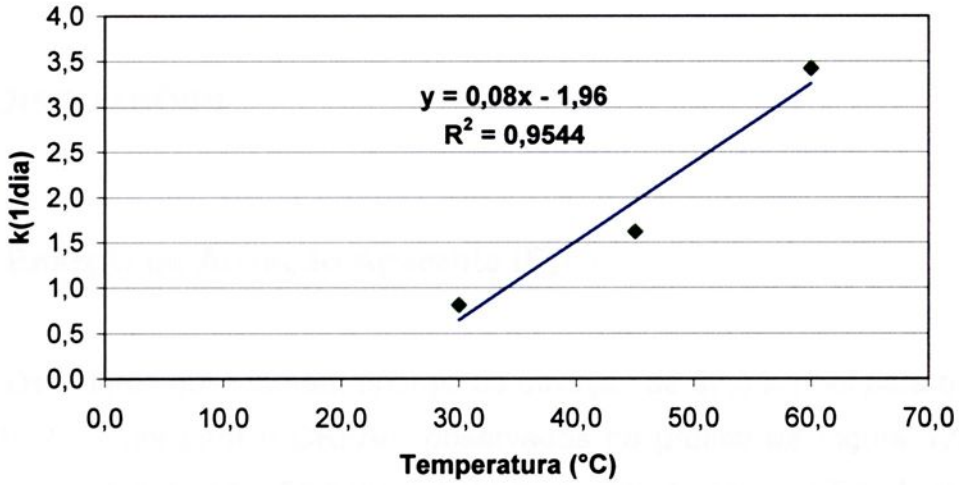


Figura 118 – Gráfico de k em função das temperaturas de cura

Calculando o ponto de interseção com o eixo das abscissas, obtém-se a temperatura de base, com T_o = 22,60 ºC.

Posteriormente, calcula-se o logaritmo natural dos valores de k e plota-se um gráfico de ln(k) em função do inverso da temperatura em Kelvin, obtendo-se o gráfico mostrado na Figura 119.

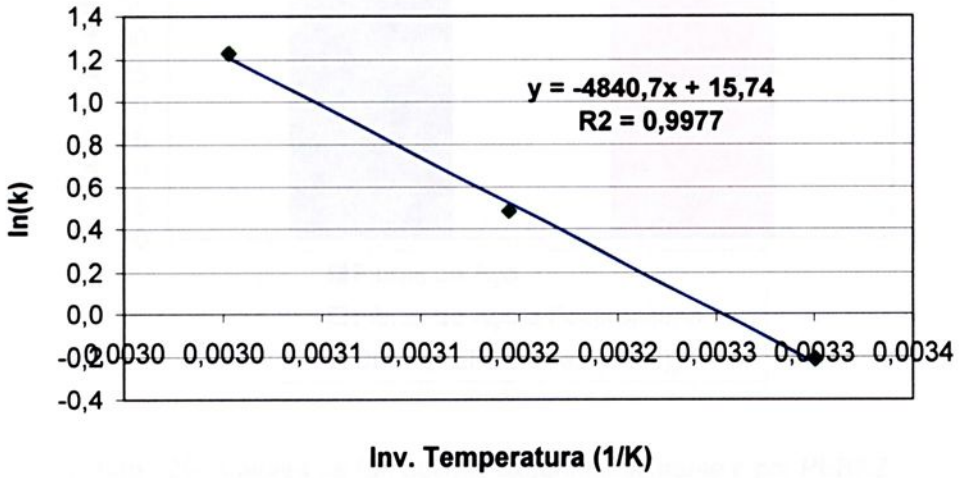


Figura 119– Gráfico ln(k) x inv. Temperatura

De onde encontra-se o valor para Q = 4840,7 K, portanto, a energia de ativação será :

$$Ea = \frac{4840{,}7}{1000}.8{,}314 = 40{,}2 kJ/mol$$

5.2 Discussões

5.2.1 Energia de Ativação Aparente (E_a)

Os valores obtidos para energia de ativação de 39,5 kJ/mol para o CRFA e de 40,2 kJ/mol para o CRFAP, observados no gráfico da Figura 125, são próximos a faixa de 40 a 50 kJ/mol, para o cimento Americano Tipo I, proposta pela ASTM C 1074-98. Os valores encontrados para o cimento utilizado na presente pesquisa são próximos ao valor de 43,9 kJ/mol de E_a para o cimento CP-V, obtido na pesquisa de PERES *et al.* (2003).

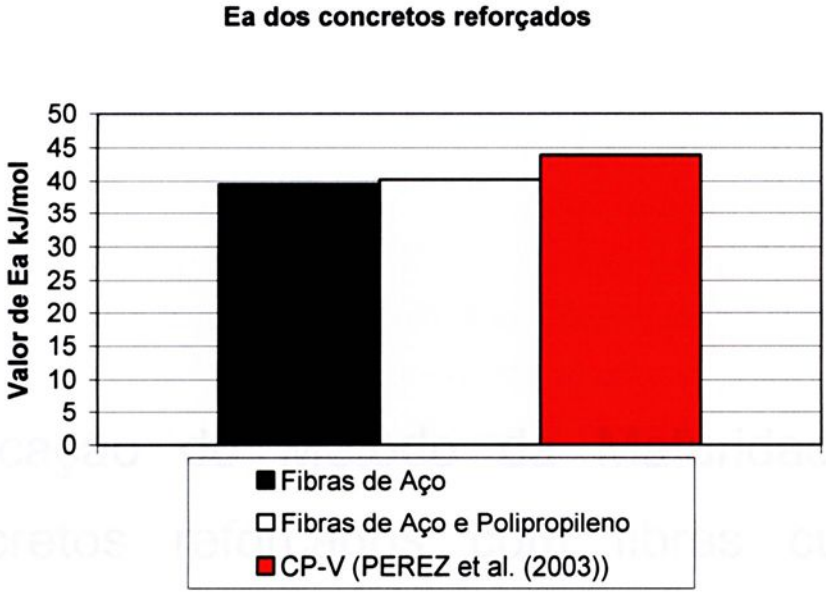


Figura 120– Valores de Ea, obtidos experimentalmente e por PEREZ

Nos resultados obtidos de E_a para os concretos da presente pesquisa, observa-se que a adição das fibras parece não influenciar na resistência à compressão, como afirma JÚDICE *et al.* (2000) citando [MEHTA (1994); WECHARATANA e LIN (1992)]. Deste modo, os valores da energia de ativação dos concretos utilizados nesta pesquisa apresentam-se próximos, e se comparados com o valor de E_a obtido para o cimento sem fibras, esta diferença não ultrapassa 4kJ/mol.

6 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados termicamente

6.1 Introdução à cura térmica

A cura térmica a vapor realizada nos concretos desta pesquisa consistiu em ciclo de 6 horas, à temperatura de 60º C, e em cada hora do ciclo eram ensaiados três corpos-de-prova, seja no ensaio de resistência à compressão seja no ensaio de módulo de elasticidade. Além disso, após a realização do ensaio de módulo de elasticidade, os corpos-de-prova eram ensaiados à compressão axial.

A metodologia de ensaio empregada foi a NBR 5739 e a NBR 8522 para os ensaios de determinação da resistência à compressão e de módulo de elasticidade, respectivamente, para os dois tipos de cimento estudados. Os resultados obtidos foram avaliados segundo o Método da Maturidade.

6.2 Metodologia

O processo de cura térmica a vapor sob pressão atmosférica consistiu

na transferência dos corpos-de-prova para câmara térmica após a moldagem do concreto, submetendo os mesmos a um ciclo térmico de 6 horas a uma temperatura rigorosamente controlada à 60ºC. A metodologia do ensaio de determinação da resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade (E_c), é apresentada a seguir:

I. Após a elaboração do concreto CRFA ou CRFAP, foram confeccionados trinta e três corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm, desses, vinte e um corpos-de-prova foram utilizados e ensaiados durante o ciclo térmico de 6 horas, e os outros doze, utilizados em outra etapa do programa experimental. O adensamento foi realizado em mesa vibratória, como mostrado na Figura 121.

II. Os corpos-de-prova foram vedados com filtro plástico, fixado com fita adesiva, para se evitar a evaporação da água, como observado na Figura 122. Através da tabela 34 mostra-se a quantidade de corpos-de-prova para a realização do ensaio de (f_c) ou de módulo de elasticidade (E_c);

Figura 121 – Adensamento em mesa vibratória

Figura 122 – Colocação de filtro plástico

Tabela 34 – Número de corpos-de-prova necessários para realização do ensaio de tensão de compressão (f_c) e para o módulo de elasticidade (E_c) durante a cura térmica à vapor

Tipo de Cura	Aplicação	Nº de amostras
Cura térmica (ciclo de 6 horas)	Durante o ciclo	18
	Controle de Temperatura	3
Total		21

III. Os vinte e um corpos-de-prova foram submetidos à cura térmica, sendo ensaiados três deles a cada hora do ciclo térmico de 6 horas. Para registro das temperaturas internas do concreto foram utilizados três corpos-de-prova. Para a colocação da sonda, utilizou-se um cano de cobre de pequeno diâmetro, vedado em uma das suas extremidades com massa de calafetar, preenchido com óleo e, colocado durante o processo de moldagem dos corpos-de-prova, como exemplificado na Figura 123;

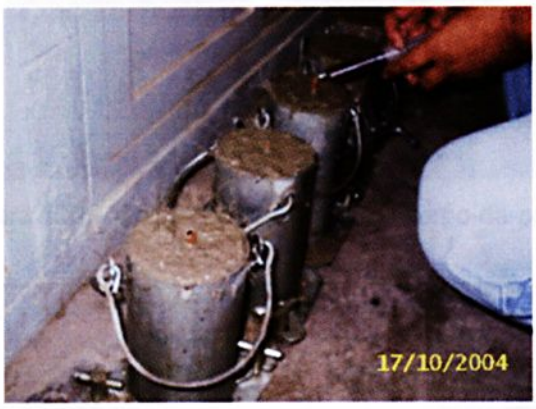


Figura 123 – Colocação do óleo, no cano de cobre

IV. Os corpos-de-prova são distribuídos nas seis prateleiras do aparelho de cura térmica, incluindo os corpos-de-prova testemunhos de temperatura, como pode ser observado nas Figuras 124 e 125;

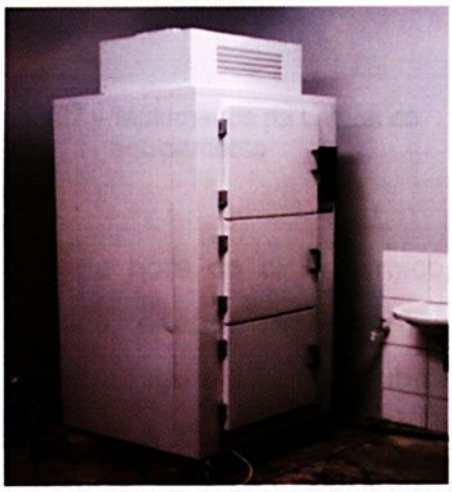


Figura 124 – Equipamento de cura térmica

Figura 125 – Disposição dos corpos-de-prova no equipamento de cura

V. Na Figura 126, pode ser observada a colocação da sonda do multímetro no corpo-de-prova para registro da temperatura, enquanto que as Figuras 127 e 128 mostram a disposição dos multímetros na lateral do aparelho e o detalhe do mesmo, respectivamente;

Figura 126 – Colocação da sonda no corpo-de-prova

Figura 127 – Multímetros na Lateral do equipamento

Figura 128 – Detalhe do multímetro

VI. A cada hora do ciclo térmico, três amostras são retiradas da câmara térmica, e após receberem o capeamento a base de enxofre, como ilustra a Figura 129, são submetidas ao ensaio de ruptura à compressão, segundo a NBR 5739 ilustrado na Figura 130, ou ao ensaio de módulo de elasticidade segundo a NBR 8522 – (Figuras 131 e 132);

Figura 129 – Capeamento do corpo-de-prova

Figura 130 – Ensaio de compressão durante a cura térmica

Figura 131 – Detalhe do ensaio

Figura 132 – Vista geral do ensaio

6.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA

6.3.1 Cura térmica do CRFA: Avaliação da resistência à compressão (f_c) pelo Método da Maturidade

Os resultados das resistências à compressão (f_c) do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), submetidos à cura térmica a vapor em ciclo de 6 horas podem ser observados na Tabela 35 e no gráfico da Figura 133.

Tabela 35 – Resultados das resistências à compressão durante o ciclo térmico, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFA (cura térmica)						
Idade (horas)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
Inicio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
1º hora	1,21	1,21	1,40	1,27	0,11	8,61
2º hora	6,11	6,37	6,62	6,37	0,26	4,01
3º hora	10,95	11,33	11,08	11,12	0,19	1,74
4º hora	13,11	13,37	14,01	13,50	0,46	3,43
5º hora	17,83	18,08	18,08	18,00	0,14	0,80
6º hora	19,61	19,74	20,37	19,91	0,41	2,04

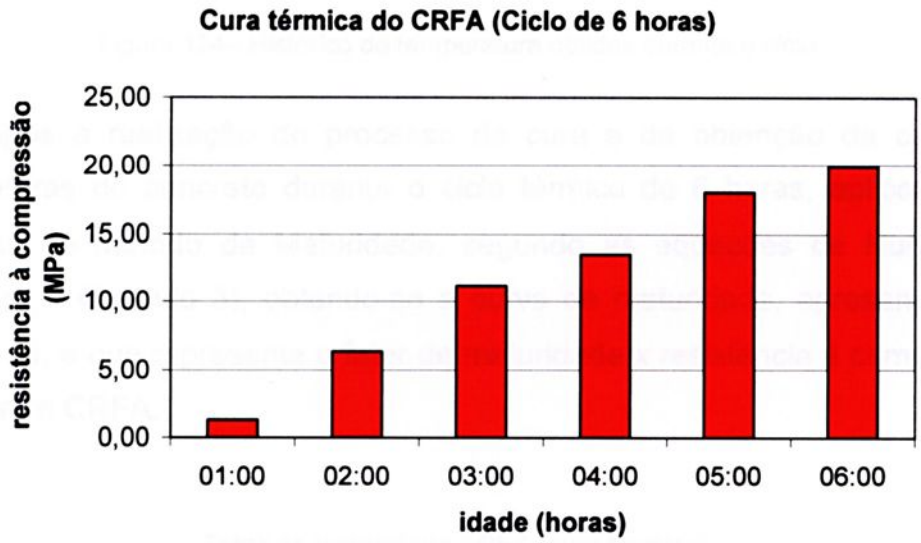


Figura 133 – Evolução das resistências à compressão durante o ciclo térmico

O histórico de temperaturas obtidas durante o processo de cura térmica é apresentado na Figura 134.

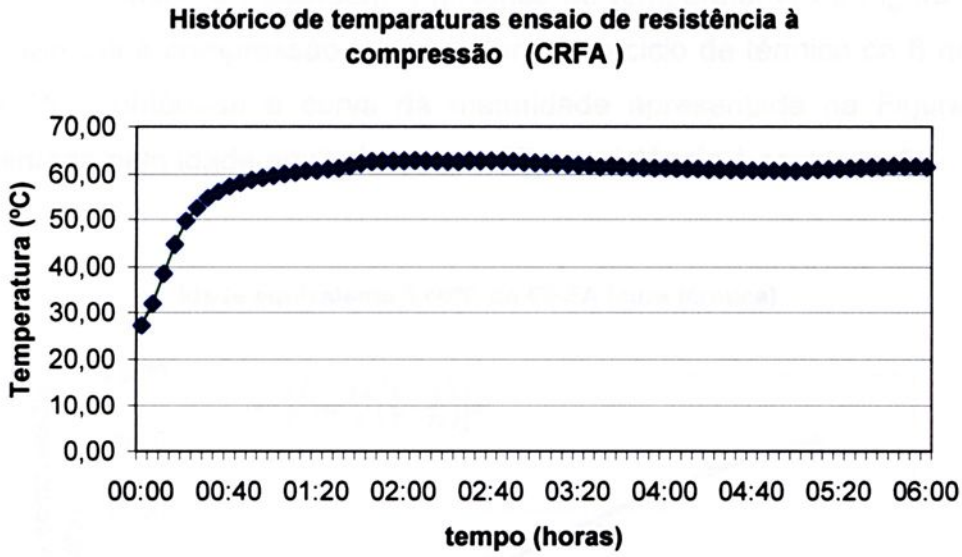


Figura 134– Histórico de temperatura obtidos durante o ciclo

Após a realização do processo de cura e da obtenção da curva de temperaturas do concreto durante o ciclo térmico de 6 horas, aplicou-se os conceitos do Método da Maturidade, segundo as equações de Nurse-Saul (equação 1- Capitulo 3), obtendo-se a curva de maturidade, apresentada na Figura 135, e que representa o fator de maturidade *x* resistência à compressão do concreto CRFA.

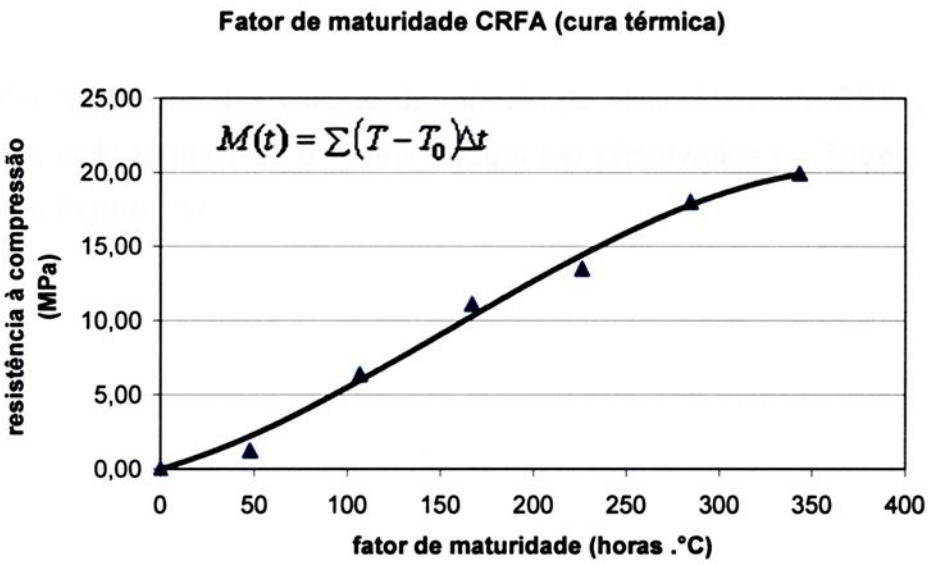


Figura 135 – Resistência à compressão do compressão *x* fator de maturidade do CRFA

De modo semelhante, utilizando a equação 04 – Capítulo 3 – de

Freiesleben-Hansen e Pedersen, o histórico de temperaturas da Figura 134 e as resistências à compressão, obtidas durante o ciclo de térmico de 6 horas – Tabela 35 – obtém-se a curva da maturidade apresentada na Figura 136, representada pela idade equivalente a 60ºC x resistência à compressão.

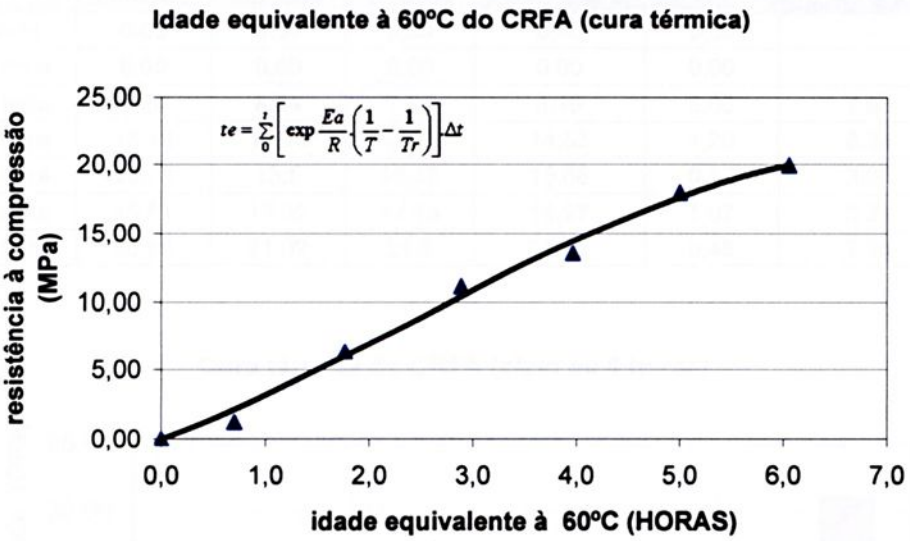


Figura 136 – Resistência à compressão *x* idade equivalente a 60º do CRFA

6.3.2 Cura térmica do CRFA: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade

Os resultados dos valores de módulo de elasticidade do CRFA, obtidos durante o ciclo térmico de 6 horas, podem ser observados na Tabela 36 e no gráfico da Figura 137.

Tabela 36 – Resultados dos valores de módulo de elasticidade durante o ciclo térmico, com tratamento estatístico

Módulo de elasticidade do CRFA (cura térmica)						
Idade (horas)	Módulo de elasticidade (GPa)			Módulo médio (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
Inicio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
1º hora	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
2º hora	8,20	8,84	7,54	8,19	0,65	7,93
3º hora	15,15	13,15	15,29	14,53	1,20	8,24
4º hora	15,23	15,5	16,32	15,68	0,57	3,62
5º hora	15,81	17,92	17,19	16,97	1,07	6,31
6º hora	20,55	21,02	21,5	21,02	0,48	2,26

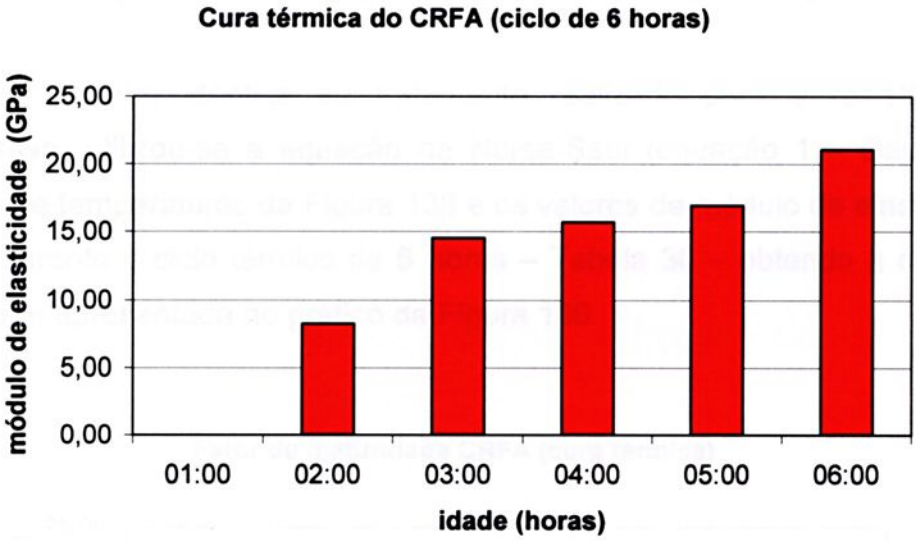


Figura 137 – Evolução do módulo de elasticidade durante o ciclo térmico

Para os resultados do módulo de elasticidade da Tabela 36, aplicou-se os conceitos do Método da Maturidade, utilizando-se também o histórico de temperaturas obtidas durante o processo de cura térmica, apresentado na Figura 138.

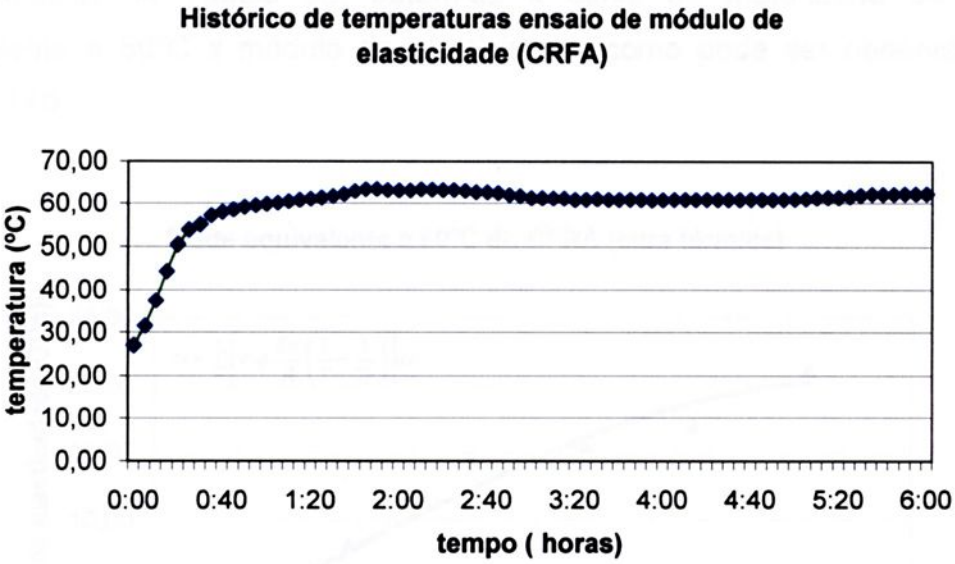


Figura 138 – Histórico de temperatura obtidos durante o ciclo

De maneira idêntica ao tratamento realizado para a resistência à compressão, utilizou-se a equação de Nurse-Saul (equação 1 – Capítulo 3) histórico de temperaturas da Figura 138 e os valores de módulo de elasticidade obtidos durante o ciclo térmico de 6 horas – Tabela 36 – obtendo a curva de maturidade apresentada no gráfico da Figura 139.

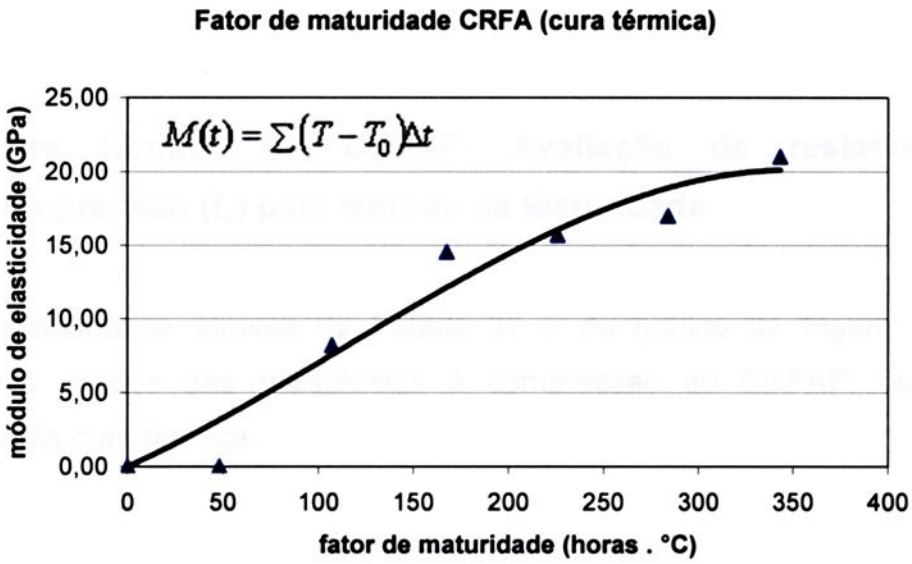


Figura 139 – Módulo de elasticidade x fator de maturidade do CRFA

Com a utilização da equação 04 – Capítulo 3 – o histórico de temperaturas (Figura 138) e os valores de módulo de elasticidade

apresentados na Tabela 36, obtém-se a curva de maturidade de idade equivalente a 60ºC *x* módulo de elasticidade, como pode ser observada na Figura 140.

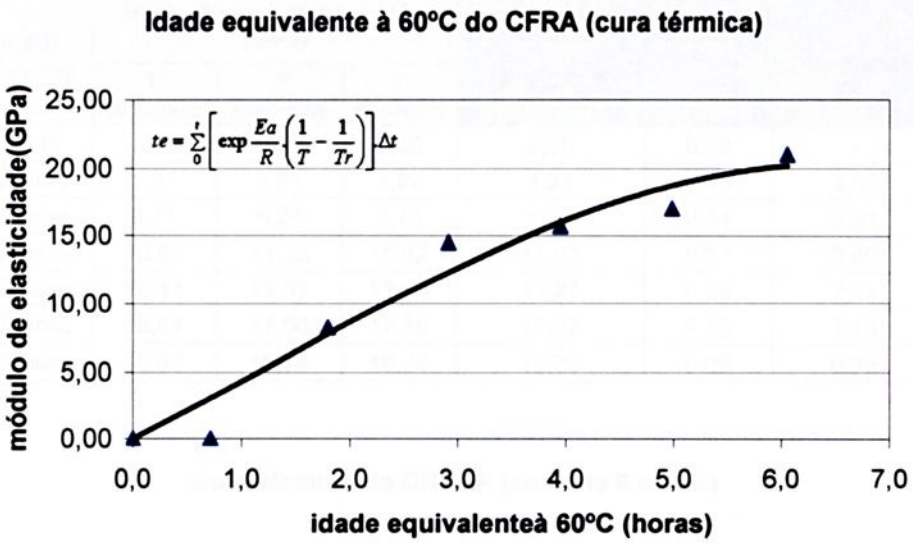


Figura 140 – Módulo de elasticidade x idade equivalente a 60º do CRFA

6.4 Concreto reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno – CRFAP

6.4.1 Cura térmica do CRFAP: Avaliação da resistência à compressão (f_c) pelo Método da Maturidade

Apresenta-se através da Tabela 37 e do gráfico da Figura 141, os resultados obtidos das resistências à compressão do CRFAP, durante o processo de cura térmica.

Tabela 37 – Resultados das tensões de compressão durante o ciclo térmico, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFAP (cura térmica)						
Idade (horas)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
Inicio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
1º hora	1,21	1,21	1,27	1,23	0,03	2,82
2º hora	6,11	6,24	6,75	6,37	0,34	5,31
3º hora	10,95	11,33	10,82	11,03	0,27	2,40
4º hora	13,11	13,62	13,11	13,28	0,29	2,22
5º hora	16,81	17,06	17,19	17,02	0,19	1,13
6º hora	19,61	19,74	19,74	19,70	0,08	0,38

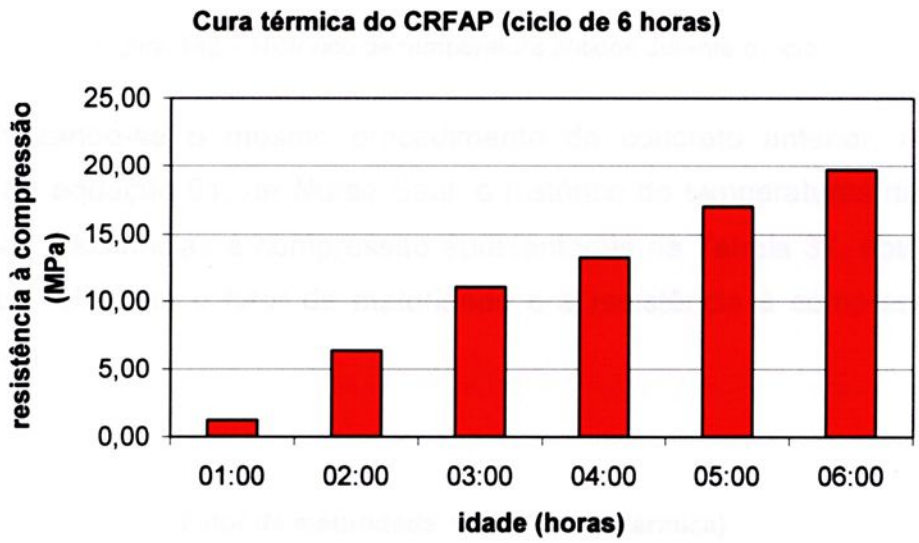


Figura 141 – Evolução das resistência à compressão durante o ciclo térmico

O histórico de temperaturas obtido durante o processo de cura térmica pode ser observado na Figura 142.

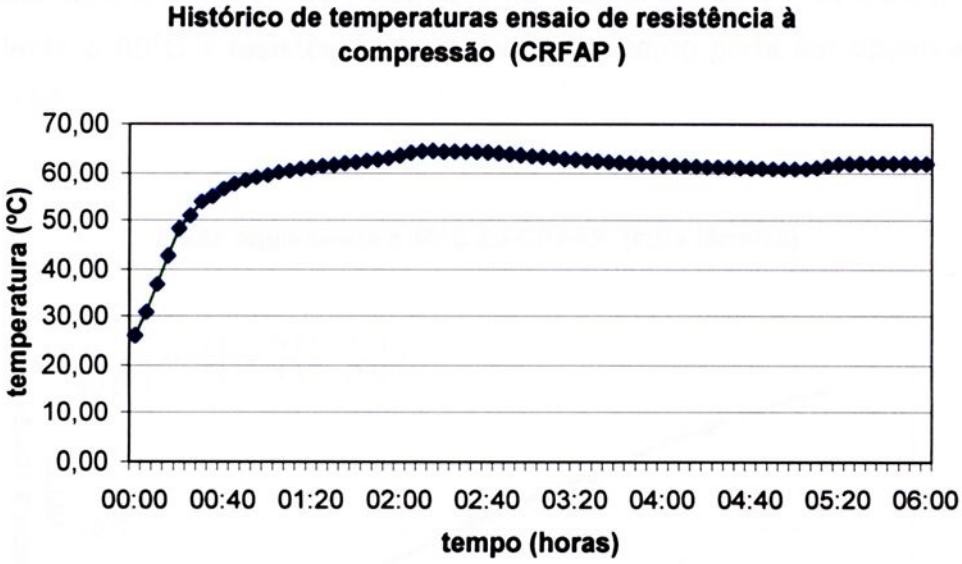


Figura 142 – Histórico de temperatura obtidos durante o ciclo

Utilizando-se o mesmo procedimento do concreto anterior, ou seja, através da equação 01, de Nurse Saul, o histórico de temperaturas da Figura 142 e das resistências à compressão apresentadas na Tabela 37, obtém-se a curva que relaciona o fator de maturidade e a resistência à compressão, na Figura 143.

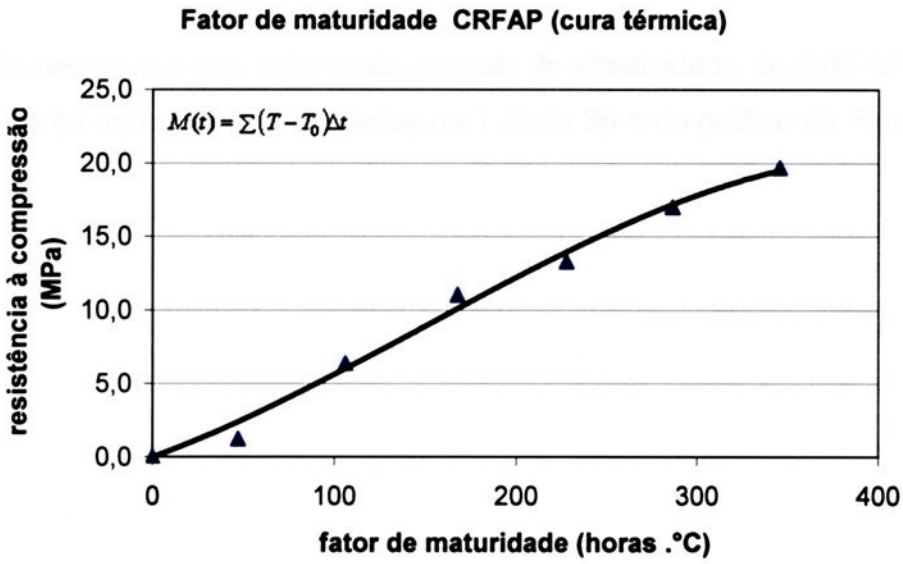


Figura 143 – Resistência à compressão x fator de maturidade do CRFAP

Utilizando-se a equação 04, o histórico de temperaturas da Figura 142 e as resistências à compressão mostradas na Tabela 37, obtém-se a curva idade equivalente a 60ºC *x* resistência à compressão, como pode ser observada na Figura 144.

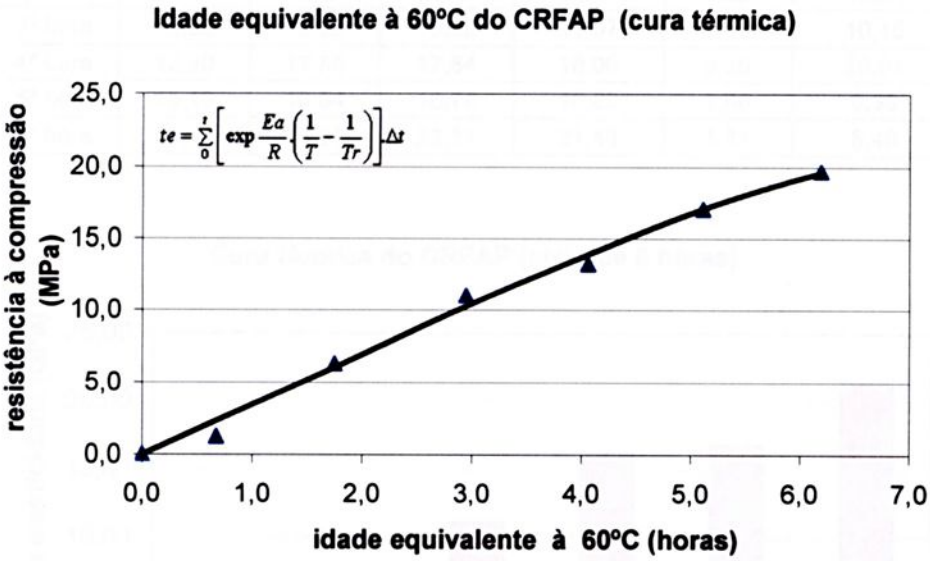


Figura 144 – Resistência à compressão x idade equivalente a 60º do CRFAP

6.4.2 Cura térmica do CRFAP: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade

Os resultados dos valores de módulo de elasticidade do CRFAP curados termicamente podem ser observados na Tabela 38 e no gráfico da Figura 145.

Tabela 38 – Resultados dos valores de módulo de elasticidade durante o ciclo térmico, com tratamento estatístico

Módulo de elasticidade do CRFAP (cura térmica)						
Idade (horas)	Módulo de elasticidade (GPa)			Módulo médio (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
Inicio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
1º hora	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
2º hora	5,91	7,55	6,66	6,71	0,82	12,24
3º hora	12,28	10,88	10,05	11,07	1,13	10,18
4º hora	12,30	17,85	17,84	16,00	3,20	20,01
5º hora	15,18	18,54	16,78	16,83	1,68	9,98
6º hora	21,68	19,51	23,11	21,43	1,81	8,46

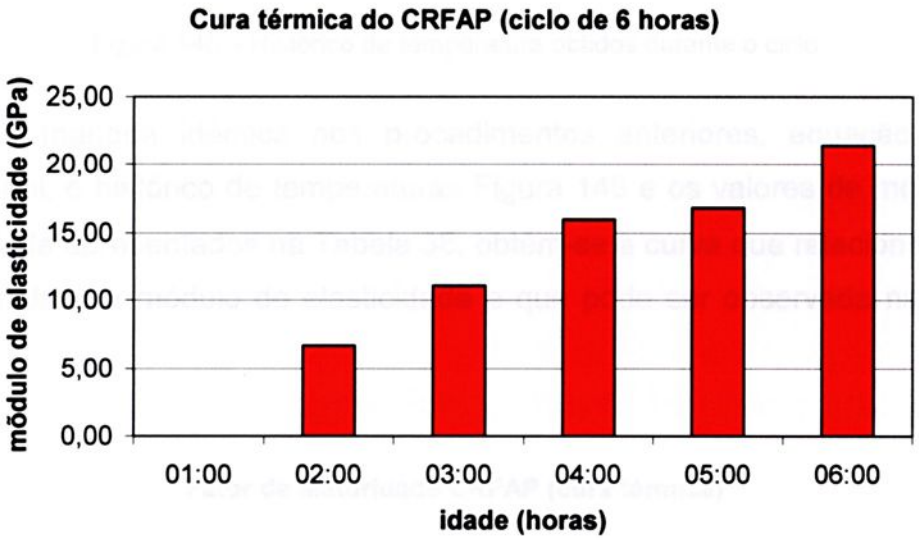


Figura 145 – Evolução do módulo de elasticidade durante o ciclo térmico

A Figura 146 apresenta o histórico de temperatura obtido durante o processo térmico a vapor.

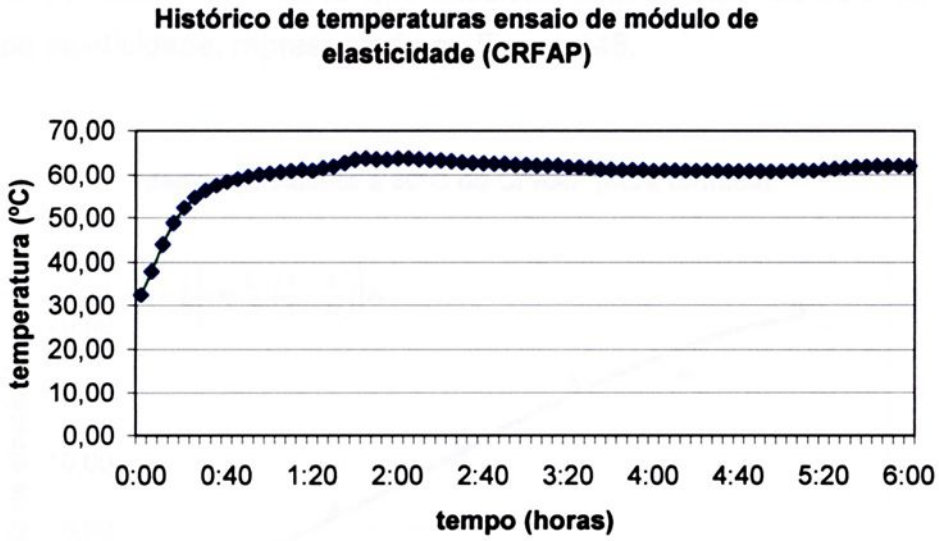


Figura 146 – Histórico de temperatura obtidos durante o ciclo

De maneira idêntica aos procedimentos anteriores, equação 01 de Nurse-Saul, o histórico de temperaturas Figura 146 e os valores de módulo de elasticidade apresentados na Tabela 38, obtém-se a curva que relaciona o fator de maturidade *x* módulo de elasticidade e que pode ser observada na Figura 147.

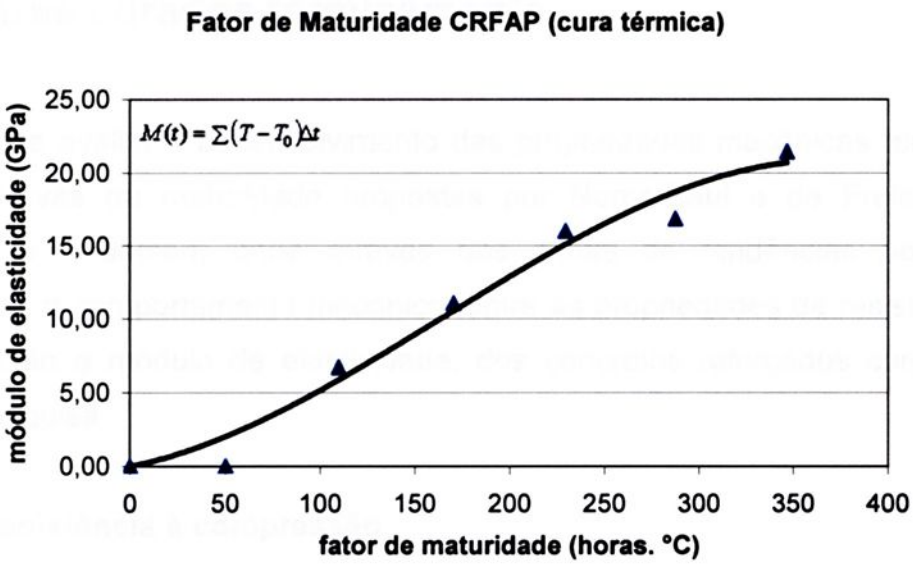


Figura 147 – Módulo de elasticidade x fator de maturidade do CRFAP

Através da equação 04, do histórico de temperaturas da Figura 146 e os valores de módulo de elasticidade obtidos durante o ciclo de térmico de 6 horas

da Tabela 38, obtém-se a curva que relaciona a idade equivalente a 60ºC e o módulo de elasticidade, representada na Figura 148.

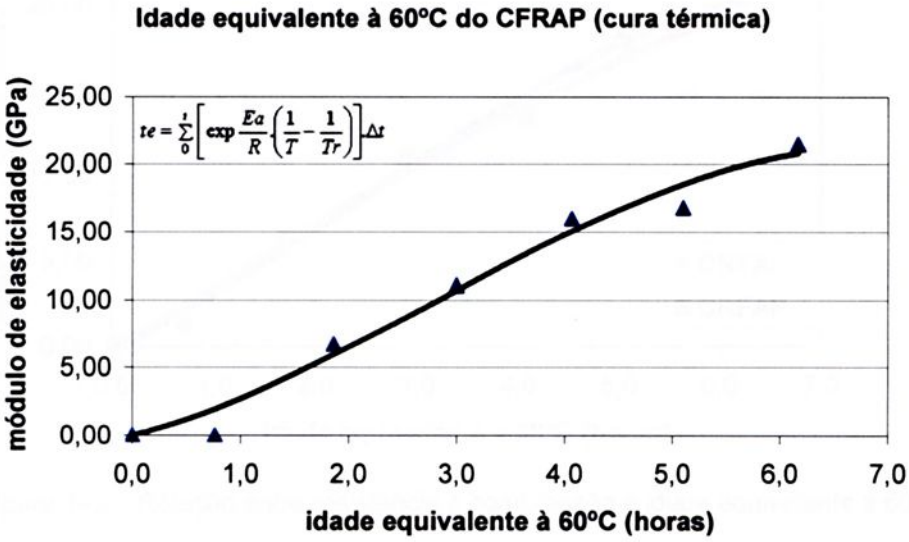


Figura 148 – Módulo de elasticidade x idade equivalente a 60º do CRFAP

6.5 Análise comparativa dos concretos reforçados com fibras curados térmicamente

Para avaliar o desenvolvimento das propriedades mecânicas recorrem-se às curvas de maturidade propostas por Nurse-Saul e de Freiesleben-Hansen e Pedersen, onde através das linhas de tendências pode ser observado o comportamento mecânico, entre as propriedades de resistência à compressão e módulo de elasticidade, dos concretos reforçados com fibras desta pesquisa.

Resistência à compressão

O gráfico apresentado na Figura 149 relaciona as curvas de resistência à compressão dos concretos CRFA e CRFAP em termos de idade equivalente a 60ºC.

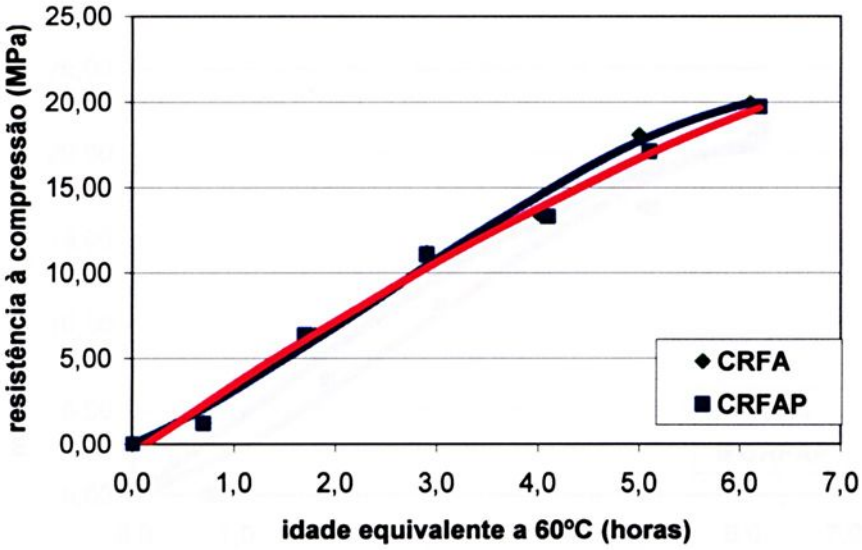


Figura 149 – Relação entre resistência à compressão e idade equivalente a 60°

Na Figura 150, podem ser observadas as curvas de resistência à compressão dos concretos reforçados com fibras em termos do fator de maturidade.

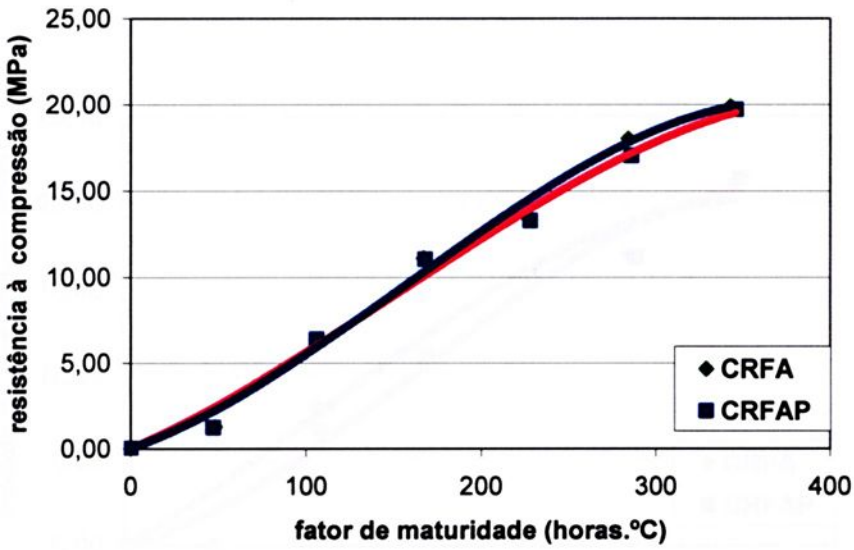


Figura 150 – Relação entre resistência à compressão e fator de maturidade

Módulo de elasticidade

De maneira semelhante ao processo anterior, o gráfico observado na Figura 151 relaciona as curvas de módulo de elasticidade dos concretos

reforçados com fibras em termos de idade equivalente a 60ºC.

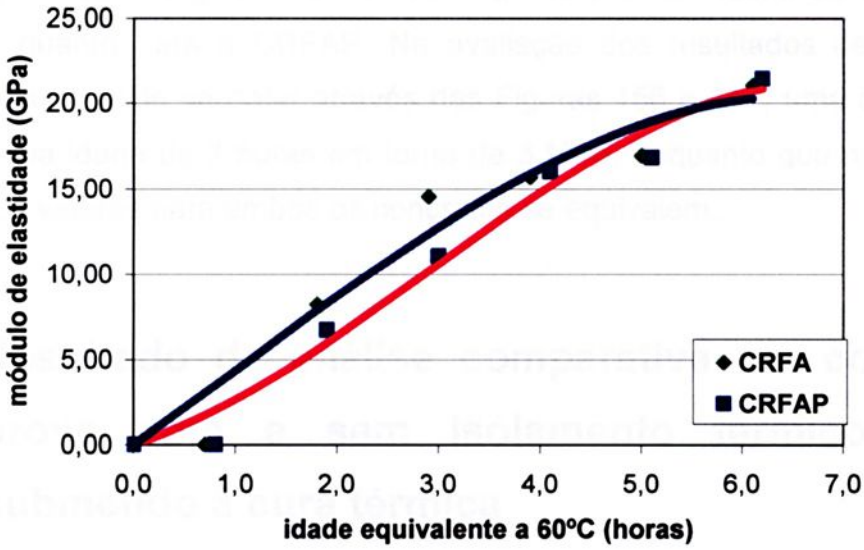


Figura 151 – Relação entre módulo de elasticidade e idade equivalente a 60°C.

As curvas dos concretos reforçados com fibras em termos do fator de maturidade *x* módulo de elasticidade são apresentadas no gráfico da Figura 152.

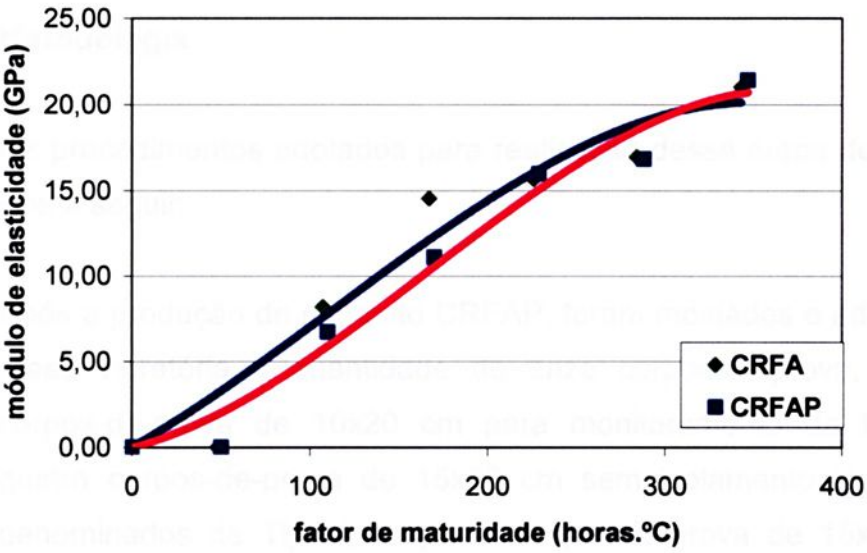


Figura 152 – Relação entre módulo de elasticidade e fator de maturidade

Os resultados obtidos nas propriedades mecânicas de resistência à compressão e do módulo de elasticidade mostram que as fibras não interferem

nos valores das mesmas. Essa observação é baseada nos gráficos apresentados nas Figuras 154, 155, 156 e 157. Para os valores da resistência à compressão – Figuras 154 e 155 – as curvas são idênticas tanto para o CRFA, quanto para o CRFAP. Na avaliação dos resultados de módulo de elasticidade, pode se notar através das Figuras 156 e 157, uma dispersão de valores na idade de 3 horas em torno de 3 MPa, enquanto que na idade de 6 horas os valores para ambos os concretos se equivalem.

6.6 Resultado da análise comparativa em corpos-de-prova com e sem isolamento térmico lateral, submetido à cura térmica

Para avaliar as situações mais desfavoráveis de cura das aduelas, ensaiaram-se corpos-de-prova cilíndricos de 15x30 cm com e sem isolamento térmico lateral, visando verificar se durante o processo de cura térmica, a presença de diferentes frentes de calor agindo sobre os mesmos podem ou não influenciar na resistência à compressão.

Metodologia

Os procedimentos adotados para realização dessa etapa de ensaio são mostrados a seguir:

I. Após a produção do concreto CRFAP, foram moldados e adensados em mesa vibratória a quantidade de onze corpos-de-prova, sendo três corpos-de-prova de 10x20 cm para monitoramento da temperatura, quatro corpos-de-prova de 15x30 cm sem isolamento térmico lateral denominados de Tipo I, e quatro corpos-de-prova de 15x30 cm com isolamento térmico denominados de Tipo II, ilustrados nas Figuras 153, 154 e 165, respectivamente. A utilização de corpos-de-prova com dimensões de 15x30 cm se deve ao fato que a espessura da aduela possui uma espessura de 32 cm, que corresponde aproximadamente à

altura dos corpos-de-prova citados.

Figura 153 – Corpos-de-prova para monitoramento da temperatura

Figura 154 – Corpos-de-prova Tipo I

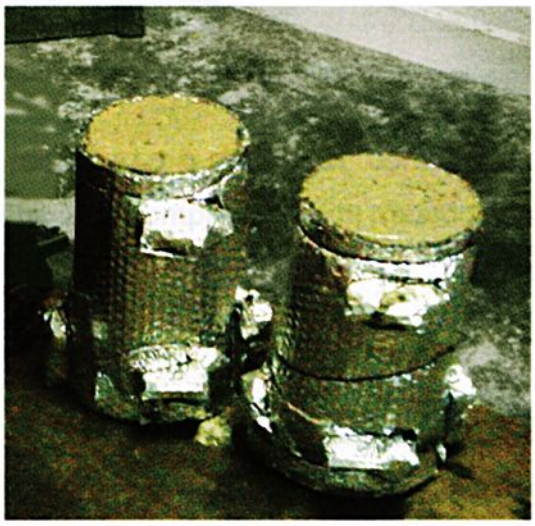


Figura 155 – Corpos-de-prova Tipo II

II. Vedam-se todos os corpos-de-prova com filtro plástico para evitar a evaporação.

III. Após a moldagem, os corpos-de-prova são transferidos a câmara térmica, como ilustra a Figura 156 para serem curados.

Figura 156 – Corpos-de-prova distribuídos no aparelho de cura

IV. Após o final do processo de cura realizou-se o ensaio de compressão axial, para determinação das resistências à compressão dos mesmos.

Resultados

A Tabela 39 apresenta os valores obtidos ao final do ciclo térmico de 6 horas, com temperatura controlada a 60ºC do concreto CRFAP e, no gráfico da Figura 157 pode ser observado o histórico de temperatura registrado durante o ciclo térmico.

Tabela 39 – Resultados das resistência à compressão do CRFAP

Resistência à compressão do CRFAP (cura térmica)							
Tipo de corpos-de-prova	Resistência à compressão (MPa)				Resistência à compressão Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra	4º amostra			
Tipo I	19,35	19,12	18,95	19,12	19,14	0,10	0,51
Tipo II	19,91	19,8	19,8	19,75	19,82	0,03	0,15

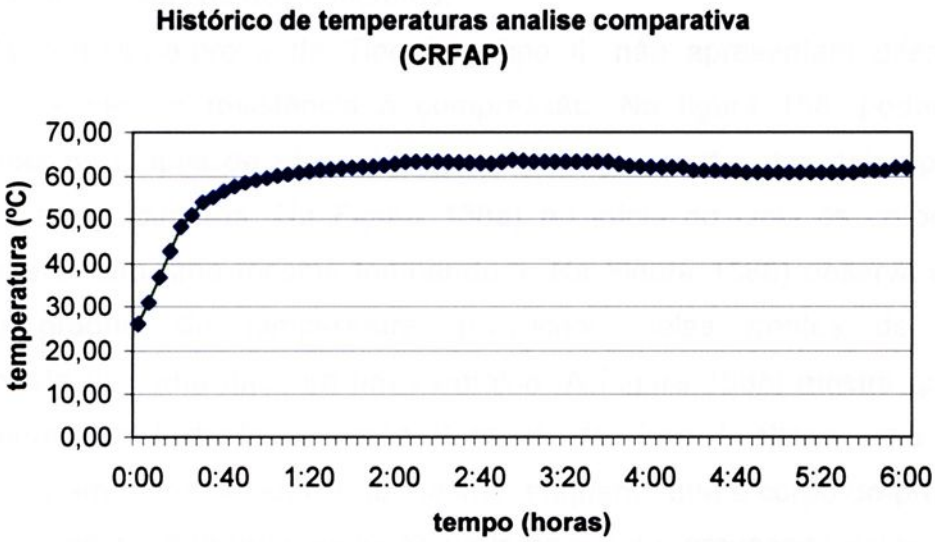


Figura 157 – Histórico de temperatura durante o ensaio de cura térmica

Utilizando o histórico de temperatura apresentado na Figura 157 e a equação 4 de FHP – Capítulo 3 – determinou-se para a idade de 6 horas, a idade equivalente do concreto, que correspondeu a 6,1 horas. Através do gráfico da Figura 144 e de sua curva de tendência calculou-se o valor da resistência à compressão associada a esta idade, sendo os resultados apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Resultados e estimativa da resistência à compressão do CRFAP, através do Método da Maturidade

Corpo-de-prova	Fc (Cura térmica) (MPa)	Idade Equivalente a 60ºC (horas)	Estimativa pelo Método da Maturidade (MPa)
Tipo I	19,14	6,1	19,41
Tipo II	19,82	6,1	19,41

Observa-se através desses resultados que o valor estimado para o concreto reforçado com fibras de aço e polipropileno, apresenta-se próximo aos obtidos experimentalmente. Todavia para avaliar os efeitos das frentes de calor nos resultados das resistências à compressão ao final do processo de cura térmica, seria necessário que o monitoramento fosse realizado nos corpos-de-prova de 15 x 30 cm, com e sem isolamento térmico lateral, para avaliar as temperaturas internas dos mesmos e, segundo os conceitos do Método da Maturidade, determinar a real influência da temperatura nos valores das

propriedades mecânicas dos concretos.

Os corpos-de-prova do Tipo I e Tipo II, não apresentam diferenças significativas para a resistência à compressão. Na figura 158, podem ser observadas as etapas de elevação da temperatura dentro dos dois tipos de corpos-de-prova curados. Na Figura 158a) no início do ciclo os corpos-de-prova apresentam uma mesma temperatura. Na Figura 158b) observa-se um aumento gradual da temperatura, provocado pelas frentes de calor, representado por uma hachura em vermelho. A Figura 158c) mostra que em um determinado instante o corpo-de-prova do Tipo I atinge uma dada temperatura em todos os pontos do mesmo, enquanto que o corpo-de-prova do Tipo II apresenta ainda uma evolução de temperatura, provocada pelas fontes de calor que atuam nas faces superior e inferior, em direção ao centro do mesmo e, finalmente, na Figura 158d) os corpos-de-prova, a uma mesma temperatura. Pode-se perceber que os corpos-de-prova do Tipo I estão sujeitos a melhores condições de cura que os corpos-de-prova do Tipo II, todavia os resultados não mostram isso. Uma provável hipótese é do isolamento térmico lateral ter sido eficiente para conter as fontes de calor provocadas pelo vapor aquecido, e isso poder ter influenciando nos resultados. Outra hipótese é que as frentes de calor não influenciem nos resultados finais da resistência à compressão. Como citado no parágrafo anterior, uma proposta para verificar se as frentes de calor podem alterar as resistências mecânicas dos corpos-de-prova do Tipo I e Tipo II, esta baseada no monitoramento dos corpos-de-prova com e sem isolamento térmico lateral, a fim de se observar o histórico de temperatura registrado no centro dos mesmos.

]No processo de cura térmica a vapor das aduelas, a mesma apresenta regiões mais favorecidas de cura, junto às bordas da mesma, onde várias fontes de calor atuam e, pontos mais desfavoráveis, localizados na região central da peça. Teoricamente, segundo os resultados obtidos, diferentes frentes de calor atuando sobre a peça, não influenciarão na resistência à compressão final. Todavia, essa afirmativa só será válida se for realizado o monitorando em vários pontos da peça que apresentem melhores e piores condições de cura, para estabelecer se a peça, ao final do ciclo térmico, apresenta aproximadamente as mesmas resistências à compressão em quaisquer pontos da mesma. É importante dizer que, de fundamental

importância é a determinação dos pontos críticos, para que esses sejam monitorados durante a cura térmica das aduelas.

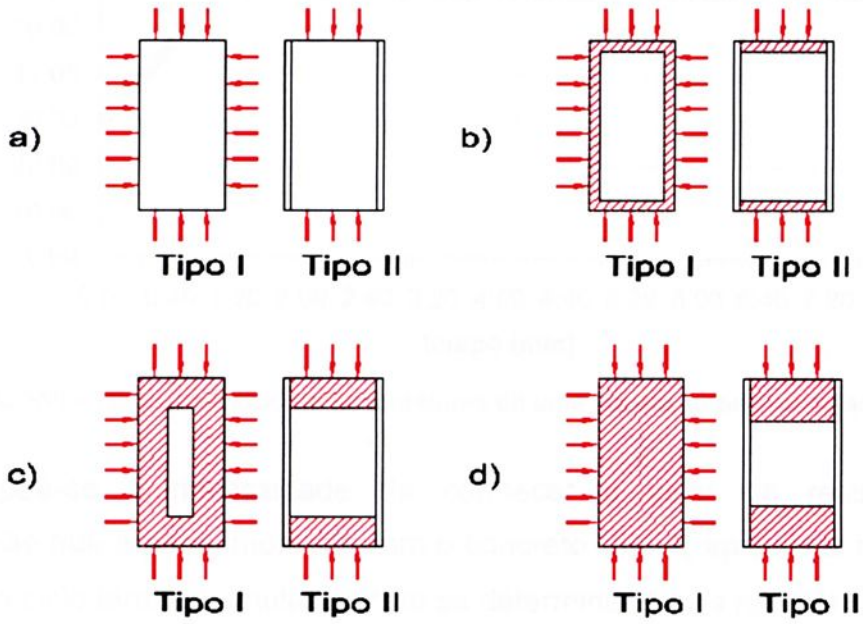


Figura 158 – Desenvolvimento da temperatura nos corpos-de-prova

As curvas de maturidade, que expressam as relações entre os fatores de maturidade e idade equivalente e as resistências à compressão ou módulo de elasticidade dos concretos CRFA e CRFAP curados termicamente, podem ser utilizadas para se determinar as resistências à compressão "in loco" de peças moldadas com o mesmo tipo de concreto. No próximo item, será explicado esse procedimento.

6.7 Simulação em cura térmica

O gráfico da Figura 159 simula as temperaturas registradas durante o processo de cura térmica a vapor de uma aduela moldada com o concreto CRFA desta pesquisa, em ciclo térmico de 8 horas.

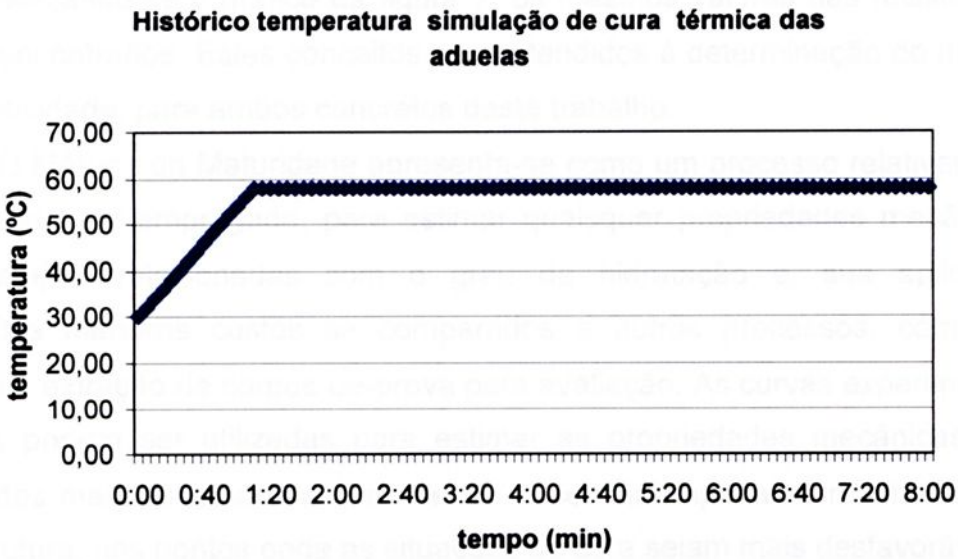


Figura 159 – Histórico fictício de temperaturas de uma aduela curada termicamente

Supõe-se a necessidade de conhecer o valor da resistência à compressão que a peça, moldada com o concreto CRFA, apresente na 5º e na 8º hora do ciclo térmico simulado. Para se determinar essas resistências, pode-se fazer uso da curva de maturidade proposta por Freiesleben-Hansen e Pedersen. Através da equação 04 – Capítulo 3 – do histórico de temperatura da Figura 159, transforma-se a idade real de 5 e 8 horas, em idade equivalente a 60ºC, que irá corresponder a 4,1 e 6,9 horas, respectivamente. Por intermédio da equação da linha de tendência do gráfico da Figura 136, e com os valores das idades acima obtidas, obtém-se os valores das resistências à compressão para essas idades, apresentadas na Tabela 41.

Tabela 41 – Valores das resistência à compressão da simulação de cura da aduela

CRFA		
Idade real (horas)	Idade equivalente (horas)	Resistência à compressão (MPa)
5,0	4,1	14,88
8,0	6,9	20,67

Portanto, uma peça de aduela submetida à cura térmica, em que o registro de temperaturas é observado na Figura 159, apresentará os valores das resistências à compressão de 14,88 MPa e 20,67 MPa, para a 5º e a 8º hora respectivamente.

De modo semelhante, através da equação 1 de Nurse-Saul, pode-se

obter, utilizando-se o gráfico da figura 7, os mesmos valores das resistências acima encontrados. Estes conceitos são estendidos à determinação do módulo de elasticidade, para ambos concretos deste trabalho.

O Método da Maturidade apresenta-se como um processo relativamente simples de ser empregado, para estimar quaisquer propriedades mecânicas, que estejam relacionadas com o grau de hidratação e, sua aplicação, possibilita menores custos se comparados a outros processos, como por exemplo, extração de corpos-de-prova para avaliação. As curvas experimentais obtidas podem ser utilizadas para estimar as propriedades mecânicas, nas condições mais adversas de cura, sendo necessário apenas o monitoramento da estrutura, nos pontos onde as situações de cura sejam mais desfavoráveis.

Os resultados obtidos para a resistência à compressão e para o módulo de elasticidade, dos concretos curados termicamente, serão discutidos *a posteriori*, quando comparados aos resultados obtidos para as mesmas propriedades durante o processo em câmara úmida.

7 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados em câmara úmida saturada

7.1 Introdução a cura em câmara úmida saturada

O processo de cura realizado em câmara úmida, consistiu na moldagem de vinte e três corpos-de-prova cilíndricos de 10x20 cm, monitorados quanto à temperatura através de multímetros acoplados aos mesmos. O monitoramento se deu através de termopares instalados no interior do concreto por um período de noventa e um dias, sendo que nos primeiros três dias, o intervalo de leitura era de 15 minutos, dos três aos vinte e oito dias, de uma hora, dos vinte e oito dias até aos noventa e um dias, era de sete dias.

A metodologia empregada para os dois tipos de concretos foi a mesma. Determinaram-se os valores das resistências à compressão e os módulos de elasticidade dos concretos submetidos à cura em câmara úmida saturada, segundo a NBR 5739 e a NBR 8522, respectivamente. O Método da Maturidade foi aplicado para a determinação das curvas.

7.2 Metodologia

Os concretos CRFA e CRFAP foram curados em câmara úmida saturada, com monitoramento de temperatura. A metodologia utilizada para os dois tipos de concretos foi a mesma. Os procedimentos e os resultados dessa etapa do trabalho são apresentados a seguir:

I. Após a produção do concreto CRFA OU CRFAP, são confeccionados os corpos-de-prova, com adensamento em mesa vibratória, protegendo-os com filtro plástico para evitar a evaporação da água da mistura, conforme pode ser observado na Figura 160;

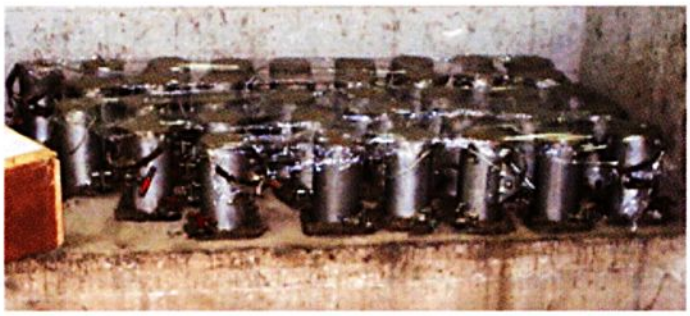


Figura 160 – Corpos-de-prova moldados, em temperatura ambiente

II. São acoplados multímetros nos corpos-de-prova de concreto, através de termopares instalados no interior dos mesmos, para o registro do histórico de temperatura como apresentado na Figura 161;

Figura 161 – Multímetros para registro das temperaturas

III. Os corpos-de-prova são mantidos em temperatura ambiente por um

intervalo de tempo de 24 horas, ocorrendo após esse período a desforma dos mesmos e a transferência para a câmara úmida, dando prosseguimento ao monitoramento da temperatura. Após a transferência dos corpos-de-prova, para a câmara úmida, os multímetros são acondicionados em caixas de isopor para evitar danos e possíveis interferências provocados pela umidade;

IV. São realizados ensaios mecânicos de resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade (E_c) nas idades de 1, 3, 7,14 ,28, 56 e 91 dias, segundo a NBR 5739 e NBR 8522 respectivamente.

7.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA

7.3.1 Cura em câmara úmida do CRFA: Avaliação da resistência à compressão (f_c) pelo Método da Maturidade

A Tabela 42 e o gráfico da Figura 162 apresentam os resultados de resistência à compressão obtidos do CRFA, ensaiado em câmara úmida saturada.

Tabela 42 – Resultados das resistência à compressão do CRFA curado em câmara úmida, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFA (câmara úmida)						
Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
0	0,00	0,00	0,00	-	0,00	-
1	29,03	29,28	28,65	28,99	0,32	1,09
3	34,76	38,2	36,80	36,59	1,73	4,73
7	50,93	50,29	49,66	50,29	0,64	1,26
14	59,21	58,06	47,62	54,96	6,39	11,62
28	61,24	63,41	62,52	62,39	1,09	1,75
56	65,19	67,48	66,34	66,34	1,15	1,73
91	66,21	68,50	68,50	67,40	1,15	1,70

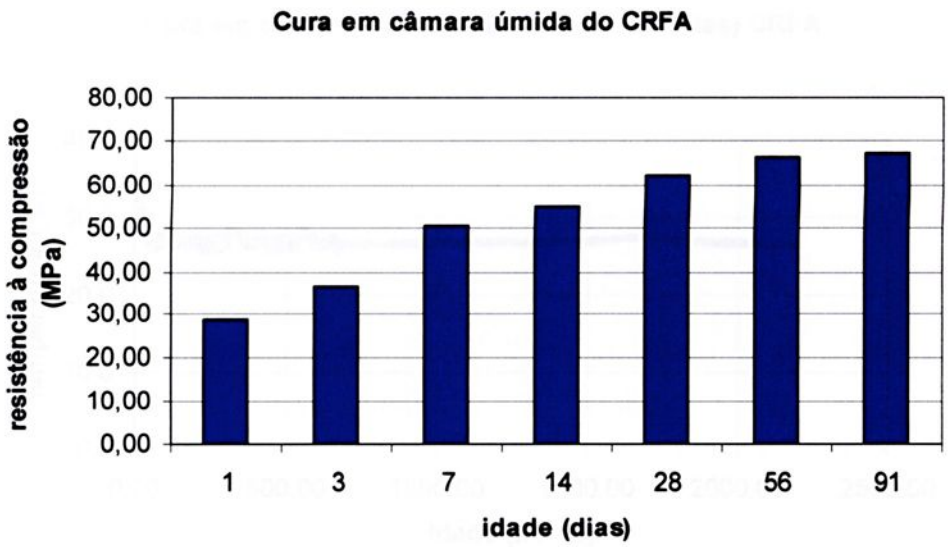


Figura 162 – Evolução das resistências à compressão durante a cura em câmara úmida

O histórico de temperaturas obtidos durante o processo de cura em câmara úmida, nos primeiros três dias e durante os noventa e um dias de cura, são apresentados, respectivamente, nas Figuras 163 e 164.

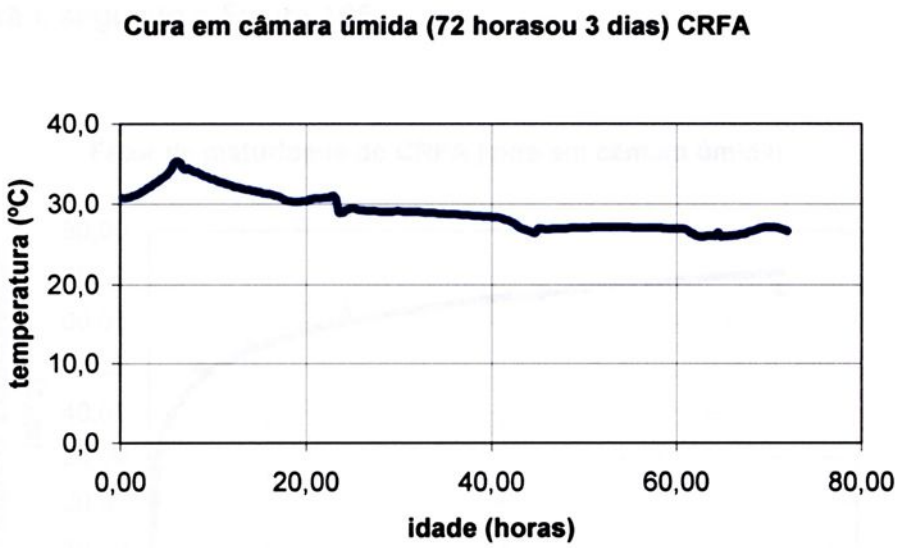


Figura 163 – Histórico de Temperatura , 72 horas ou 3 dias

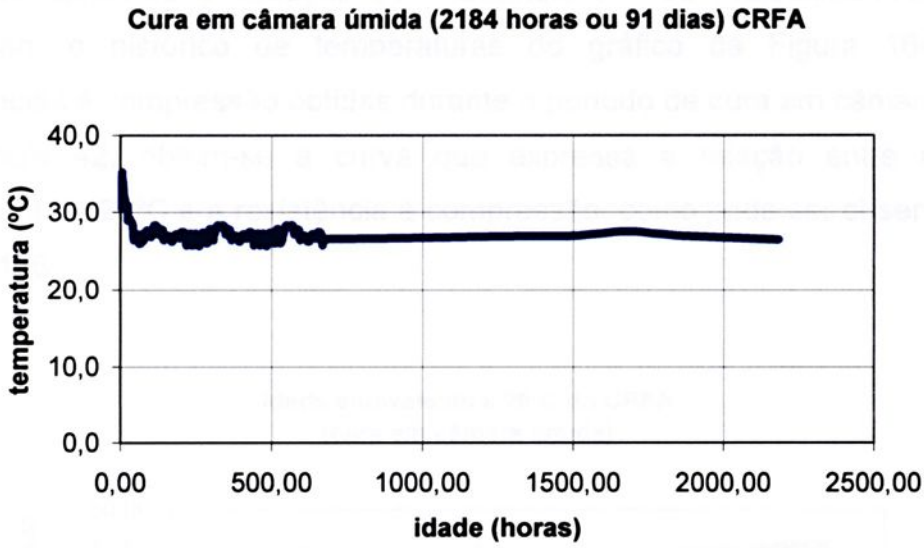


Figura 164 – Histórico de Temperatura, 2184 horas ou 91 dias

Aplicando-se a equação 01 – Capítulo 3 – de Nurse Saul, o histórico de temperaturas do gráfico da Figura 164 e as resistências à compressão, obtidas durante o processo de cura em câmara úmida saturada, da Tabela 42, têm-se a curva que expressa a relação entre o fator de maturidade e a resistência à compressão, segundo a Figura 165.

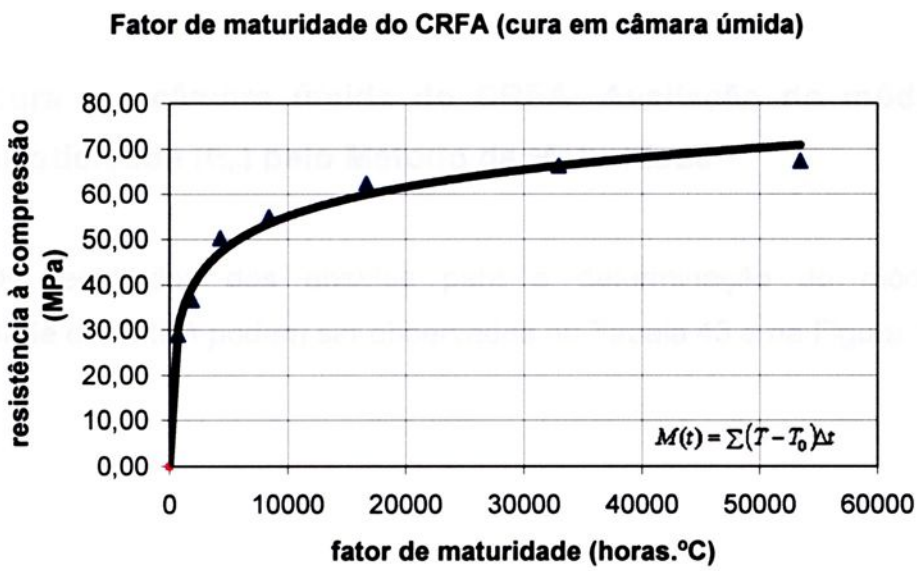


Figura 165 – Resistência à compressão x fator de maturidade do CRFA

Utilizando-se a equação 04 – Capítulo 3 – de Freiesleben-Hansen e Pedersen, o histórico de temperaturas do gráfico da Figura 164 e as resistências à compressão obtidas durante o período de cura em câmara úmida da Tabela 42, obtém-se a curva que expressa a relação entre a idade equivalente a 20ºC e a resistência à compressão, como pode ser observado na Figura 166.

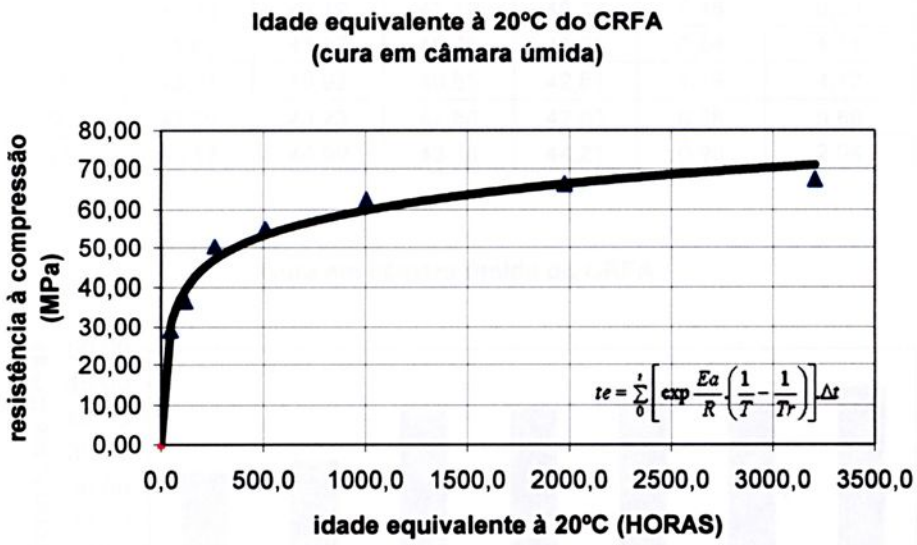


Figura 166 – Resistência à compressão x idade equivalente a 20ºC do CRFA

7.3.2 Cura em câmara úmida do CRFA: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade

Os resultados dos ensaios para a determinação do módulo de elasticidade do CRFA podem ser observados na Tabela 43 e na Figura 167.

Tabela 43 – Resultados dos valores de módulo de elasticidade curados em câmara úmida, com tratamento estatístico

Módulo de elasticidade do CRFA (câmara úmida)						
Idade (dias)	Módulo de elasticidade (GPa)			E Médio (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
1	32,14	30,42	33,29	31,95	1,44	4,52
3	35,11	33,8	32,14	33,68	1,49	4,42
7	37,94	42,19	42,19	40,77	2,45	6,02
14	41,80	41,07	40,75	41,21	0,54	1,31
28	43,07	43,92	40,55	42,51	1,75	4,12
56	43,05	43,23	42,50	42,93	0,38	0,89
91	45,17	44,09	43,38	44,21	0,90	2,04

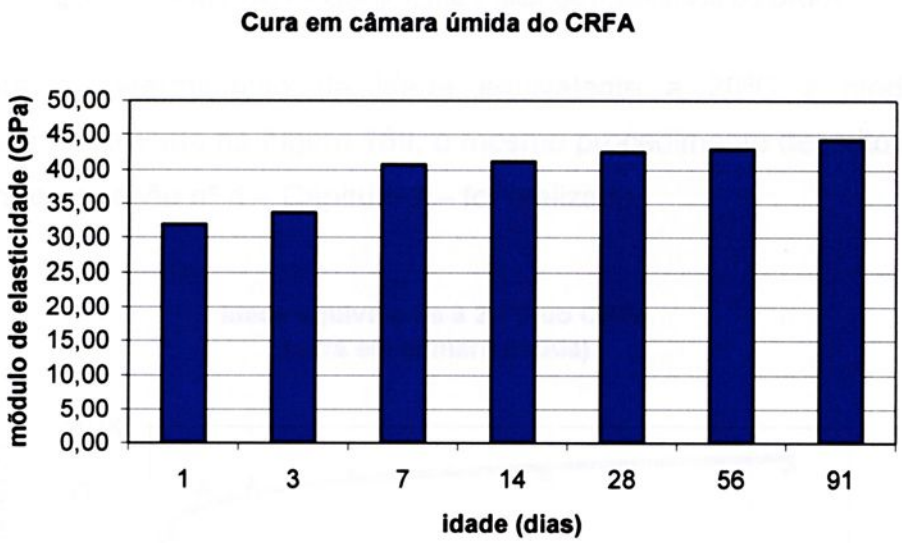


Figura 167 – Evolução de E_c durante a cura realizada em câmara úmida

O histórico de temperaturas obtido durante o processo de cura úmida foi o mesmo apresentado nas Figuras 163 e 164.

De maneira idêntica ao tratamento realizado para a resistência à compressão, ou seja, aplicando a equação 01 – Capítulo 3 – de Nurse Saul, o histórico de temperaturas da Figura 164 e os valores de módulo de elasticidade, obtidos durante o processo de cura em câmara úmida, apresentados na Tabela 43, obtém-se a curva da maturidade do fator de maturidade *x* módulo de elasticidade, apresentada na Figura 168.

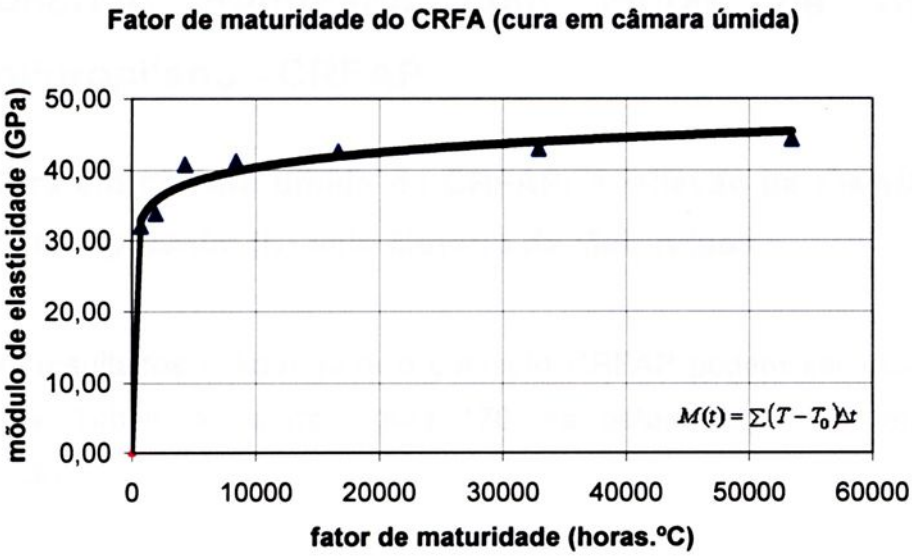


Figura 168 – Módulo de elasticidade x fator de maturidade do CRFA

Para a determinação da idade equivalente a 20°C *x* módulo de elasticidade, observada na Figura 169, o mesmo procedimento descrito no item 7.3.1. para e equação nº 4 – Capitulo 3 – foi realizado.

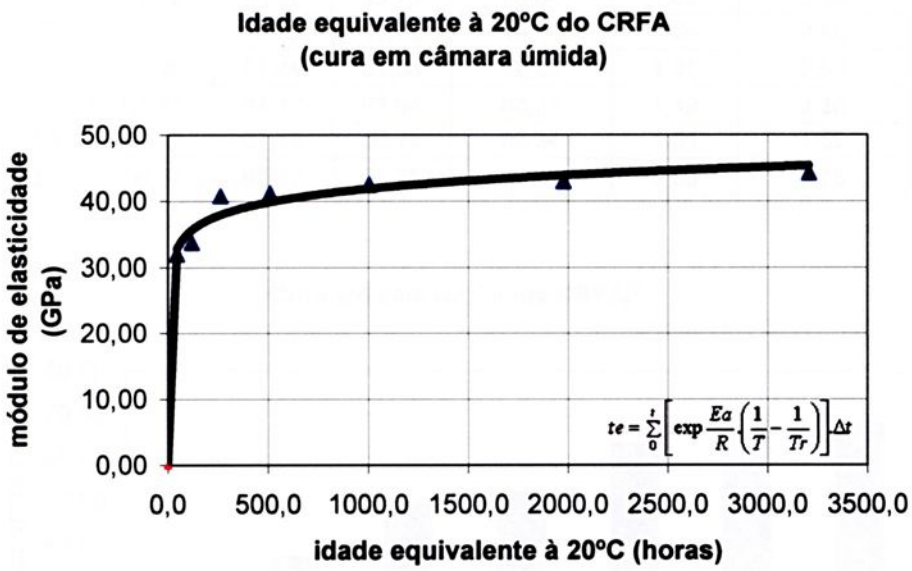


Figura 169 – Módulo de elasticidade x idade equivalente a 20° do CRFA

7.4 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno - CRFAP

7.4.1 Cura em câmara úmida do CRFAP: Avaliação da resistência à de compressão (f_c) pelo Método da Maturidade

Os resultados obtidos para o concreto CRFAP podem ser observados através da Tabela 44 e da Figura 170, na determinação da tensão de compressão.

Tabela 44 – Resultados das resistências à compressão do CRFAP curado em câmara úmida, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFAP (câmara úmida)						
Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)			Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
1	29,54	29,41	26,48	28,48	1,73	6,08
3	37,82	36,92	35,78	36,84	1,02	2,78
7	49,27	49,53	48,76	49,19	0,39	0,80
14	53,6	51,44	51,06	52,03	1,37	2,63
28	61,37	64,17	63,66	63,07	1,49	2,36
56	65,19	67,10	66,72	66,34	1,01	1,52
91	68,37	68,12	67,35	67,95	0,53	0,78

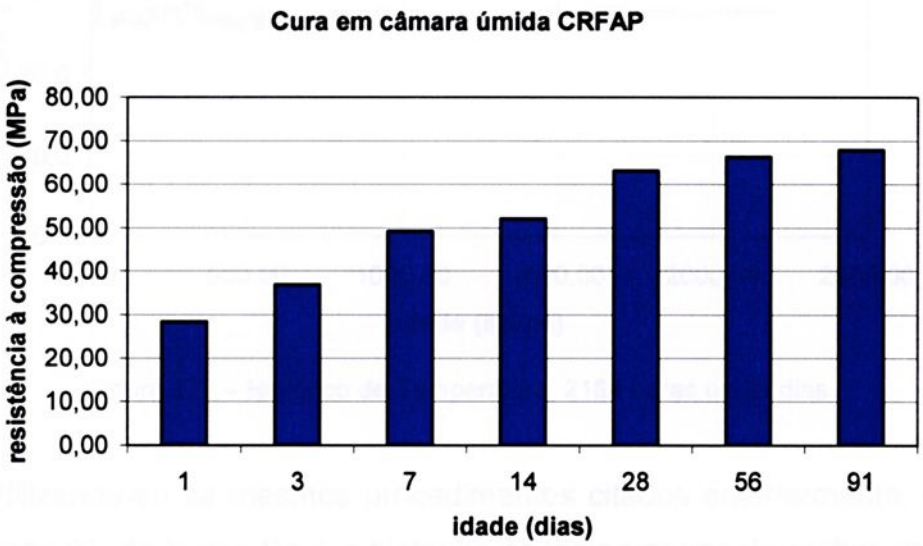


Figura 170 – Evolução das tensões de compressão durante o ciclo térmico

O histórico de temperaturas, obtidos durante o processo de cura e câmara úmida pode ser observado nas Figuras 171 e 172.

Figura 171 – Histórico de Temperatura , 72 horas ou 3 dias

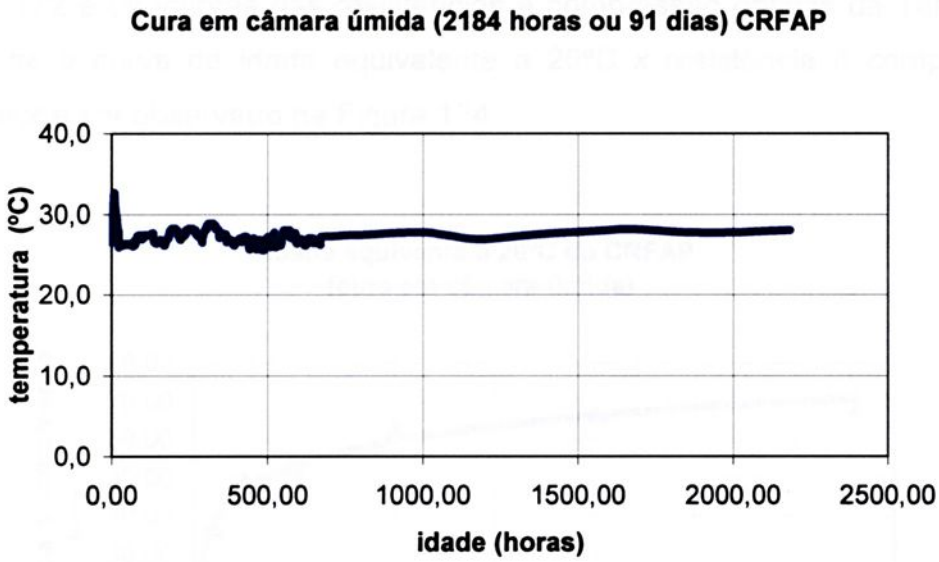


Figura 172 – Histórico de Temperatura, 2184 horas ou 91 dias

Utilizando-se os mesmos procedimentos citados anteriormente, através da equação 01, de Nurse Saul, o histórico de temperaturas do gráfico da Figura 172 e as resistências à compressão, obtidas durante o processo de cura em

câmara úmida, da Tabela 44, têm-se a curva do fator de maturidade *x* resistência à compressão, apresentada na Figura 173.

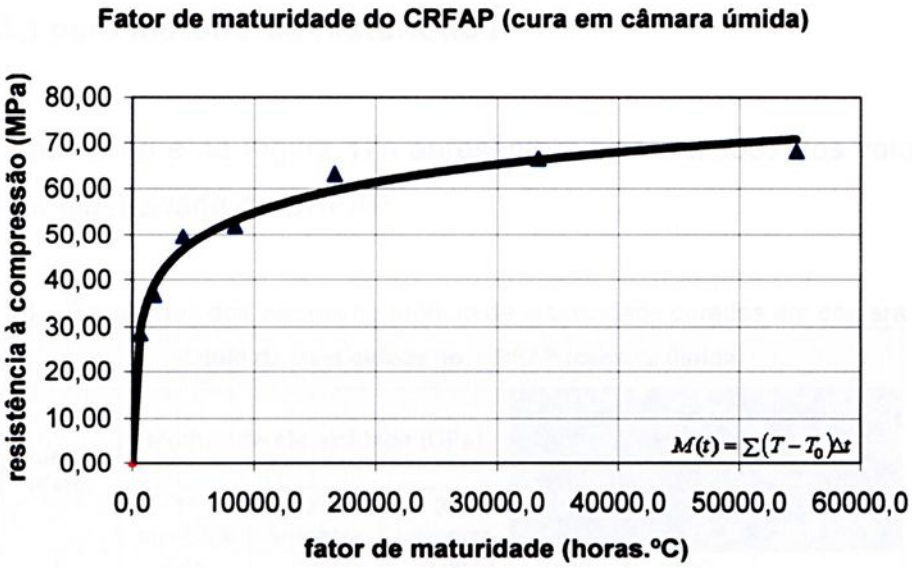


Figura 173 – Resistência à compressão x fator de maturidade do CRFAP

Utilizando a equação 04, com histórico de temperaturas do gráfico da Figura 172 e os valores das resistências à compressão obtidas da Tabela 44, obtém-se a curva de idade equivalente a 20ºC *x* resistência à compressão, como pode ser observado na Figura 174.

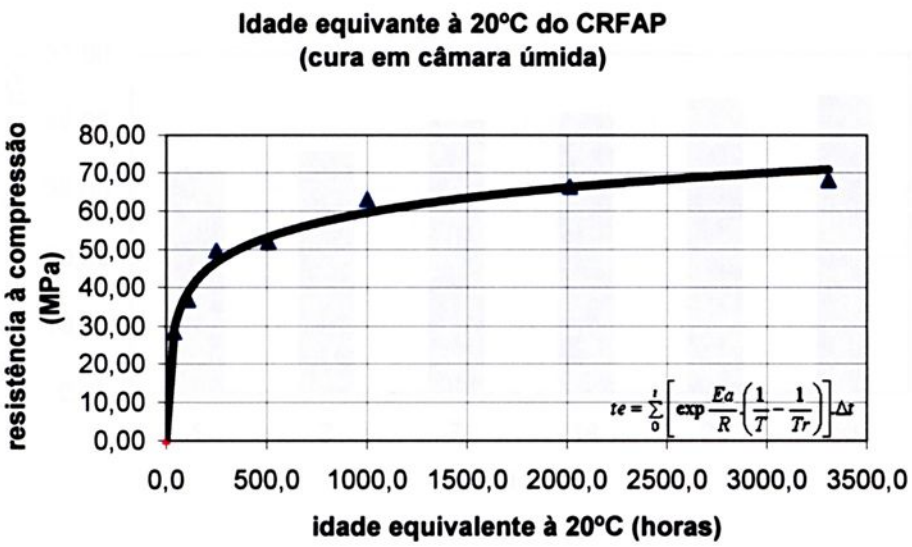


Figura 174 – Resistência à compressão x idade equivalente a 20ºC

7.4.2 Cura úmida do CRFAP: Avaliação do módulo de elasticidade (E_c) pelo Método da Maturidade

A Tabela 45 e na Figura 175 apresentam os resultados dos valores dos módulos de elasticidade do CRFAP.

Tabela 45 – Resultados dos valores de módulo de elasticidade curados em câmara úmida

Módulo de elasticidade do CRFAP (câmara úmida)						
Idade (dias)	Módulo de elasticidade (GPa)			E médio (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
1	32,52	36,09	30,29	32,97	2,93	8,87
3	32,92	37,04	36,12	35,36	2,16	6,12
7	41,24	38,96	39,83	40,01	1,15	2,88
14	42,18	41,62	38,86	40,89	1,78	4,35
28	42,30	43,77	43,55	43,21	0,79	1,83
56	43,17	43,20	44,77	43,72	0,92	2,09
91	*	*	*	*	-	-

- Os ensaios de módulo de elasticidade do CRFAP na idade de 91 dias, por motivos técnicos não foram aqui considerados, devido a discrepância dos resultados obtidos.

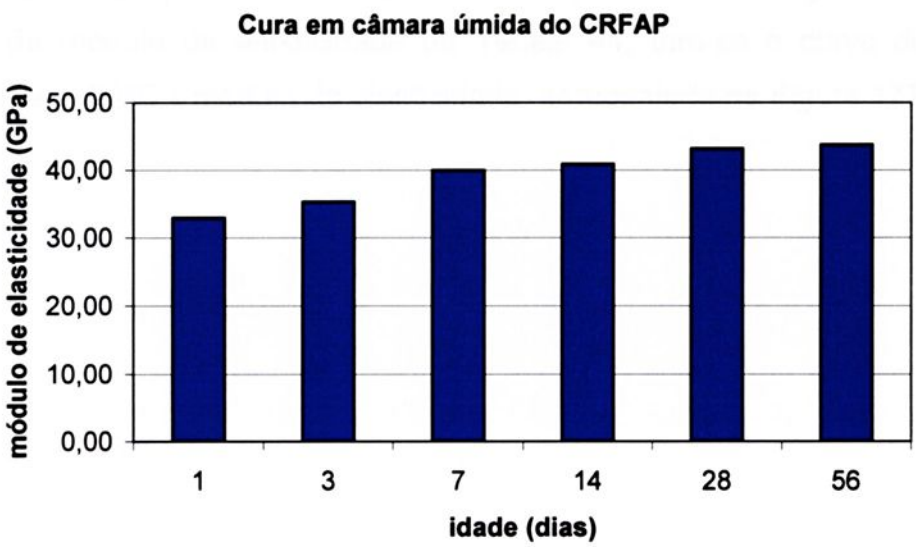


Figura 175 – Evolução de E_c durante o ciclo térmico

O histórico de temperaturas adotado foi o mesmo apresentado no item 7.4.1, através dos gráficos das figuras 171 e 172.

De maneira idêntica ao item anterior, aplicando a equação 01, o histórico de temperaturas da Figura 172 e os valores de módulo de elasticidade apresentados na Tabela 44, obtém-se a curva do fator de maturidade *x* módulo de elasticidade, observado na Figura 176.

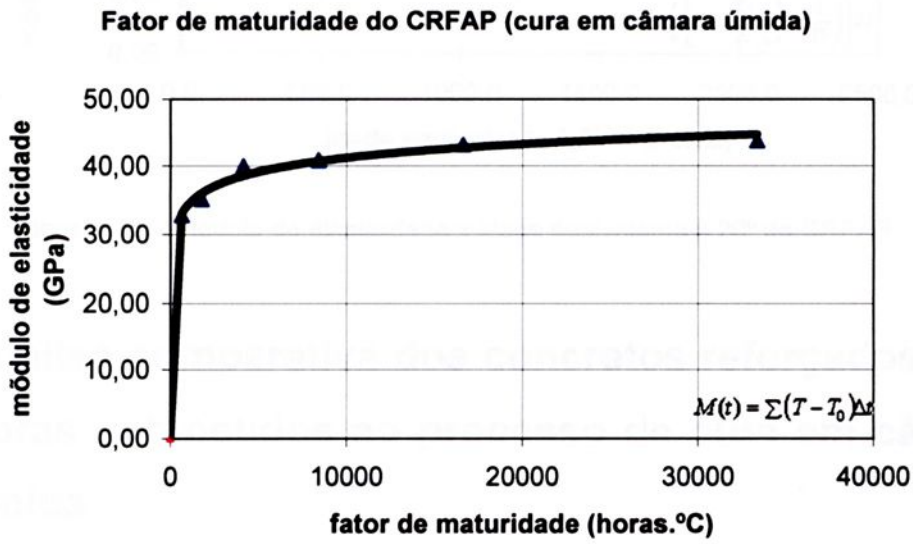


Figura 176 – Módulo de elasticidade x fator de maturidade do CRFAP

Da mesma forma, utilizando-se a proposta de Freiesleben-Hansen e Pedersen, a equação 04, o histórico de temperaturas da Figura 172 e os valores de módulo de elasticidade da Tabela 44, tem-se a curva de idade equivalente a 20ºC *x* módulo de elasticidade, apresentada na Figura 177.

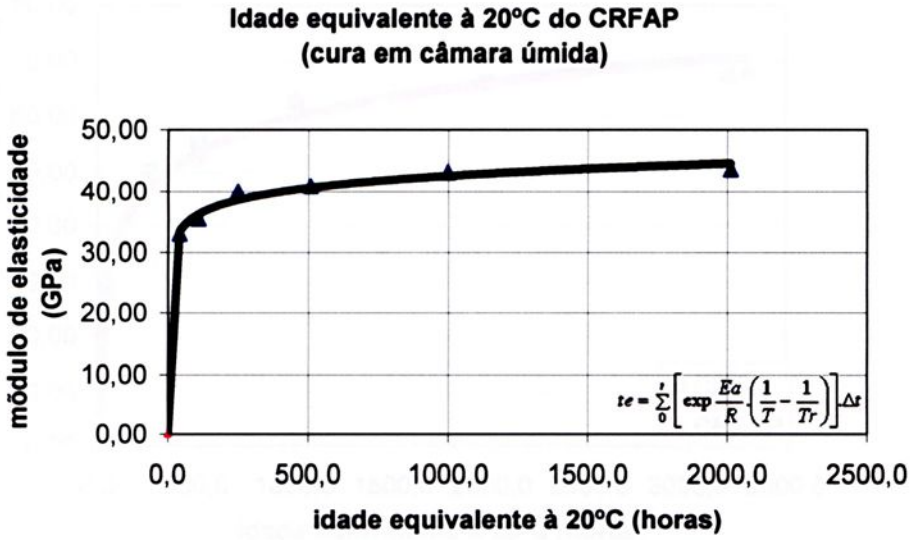


Figura 177 – Módulo de elasticidade x idade equivalente a 20º do CRFAP

7.5 Análise comparativa dos concretos reforçados com fibras submetidos ao processo de cura em câmara úmida

De maneira idêntica ao procedimento realizado no item 6.5, do presente capítulo, para os concretos curados termicamente, avaliou-se o desenvolvimento das propriedades mecânicas utilizando-se às curvas de maturidade propostas por Nurse-Saul e de Freiesleben-Hansen e Pedersen, onde através das linhas de tendências pode ser observado o comportamento mecânico, entre as propriedades de resistência à compressão e módulo de elasticidade, dos concretos reforçados com fibras.

Resistência à compressão

Apresenta-se através da Figura 178 as curvas de resistência à compressão dos concretos CRFA e CRFAP em termos de idade equivalente a 20ºC.

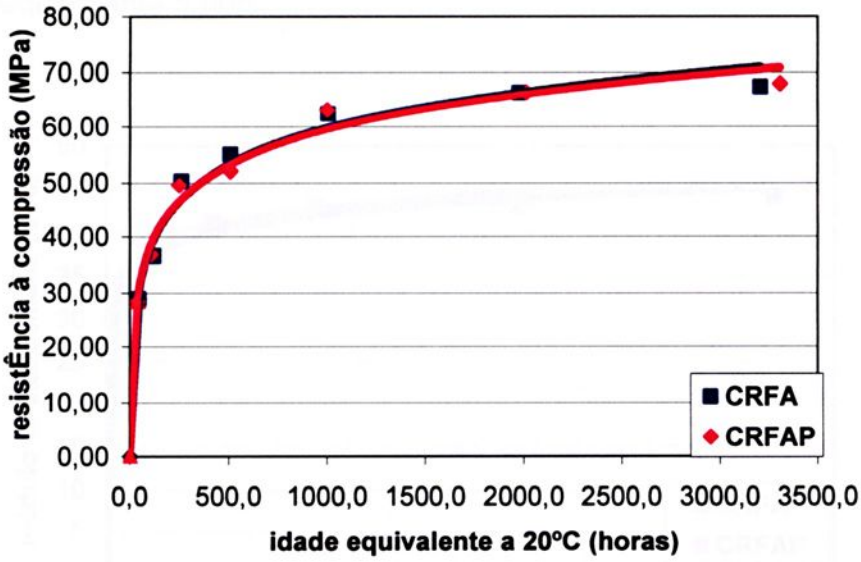


Figura 178 – Relação entre resistência à compressão x idade equivalente a 20°

Na Figura 179, podem ser observadas as curvas de resistência à compressão dos concretos reforçados com fibras *x* fator de maturidade.

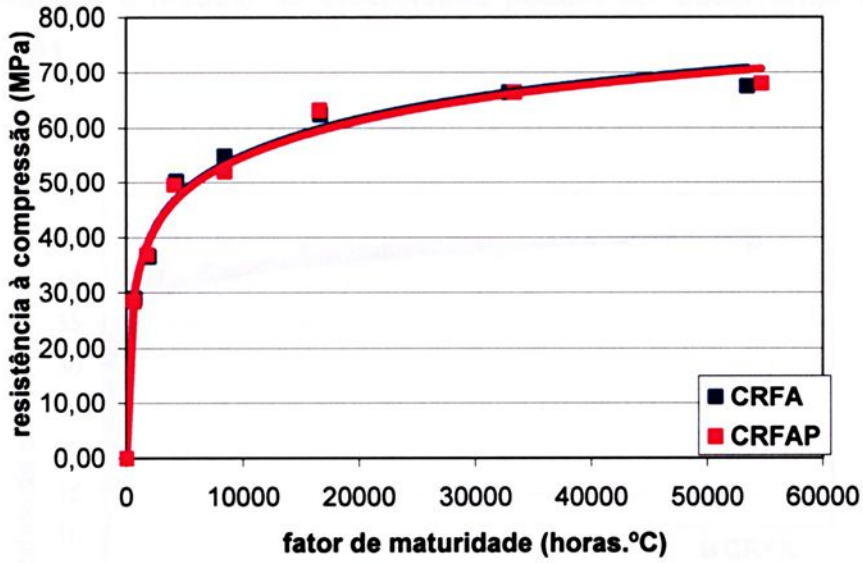


Figura 179 – Relação entre resistência à compressão x fator de maturidade

MÓDULO DE ELASTICIDADE

De maneira semelhante ao realizado no processo anterior– item 6.5 do Capítulo 6 – o gráfico apresentado na Figura 180 relaciona as curvas de módulo de elasticidade dos concretos reforçados com fibras em termos de

idade equivalente a 60ºC.

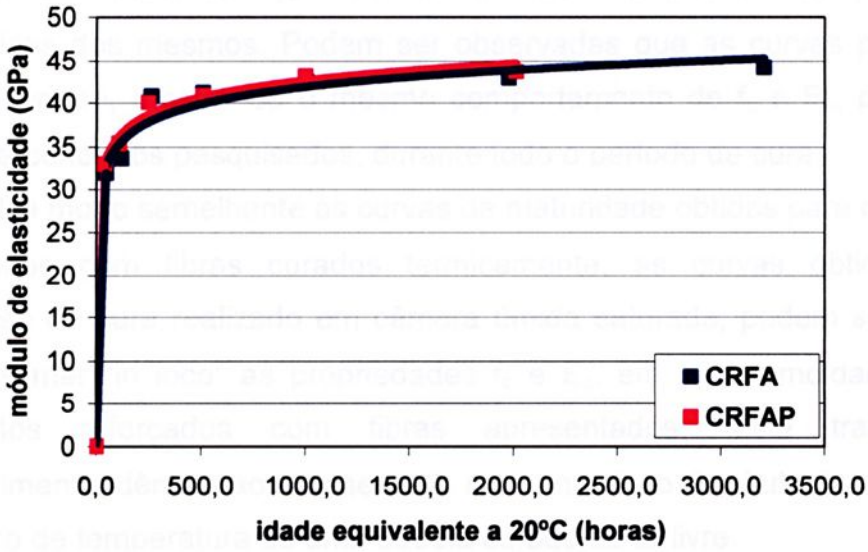


Figura 180 – Relação entre módulo de elasticidade e idade Equivalente a 20°C.

As curvas dos concretos reforçados com fibras que relacionam o fator de maturidade e o módulo de elasticidade podem ser observadas no gráfico da Figura 181.

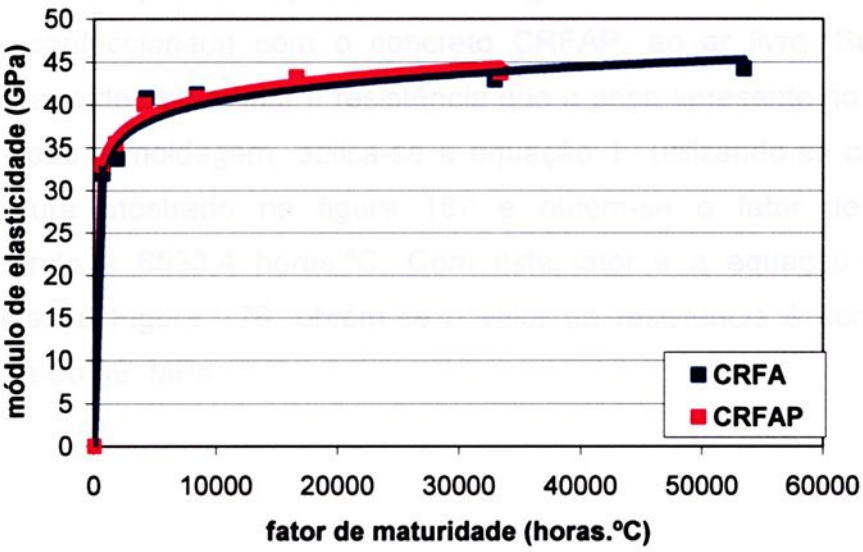


Figura 181 – Relação entre módulo de elasticidade e fator de maturidade

Os gráficos que apresentam as curvas de maturidade em termos de idade equivalente e fator de maturidade – Figuras 178, 179, 180 e 181 – que

comparam os concretos reforçados com fibras curados em câmara úmida saturada, tanto para resistência à compressão quanto para módulo de elasticidade, mostram que as fibras não interferem nas propriedades mecânicas dos mesmos. Podem ser observadas que as curvas praticamente sobrepõem-se, mostrando o mesmo comportamento de f_c e E_c, para os dois tipos de concretos pesquisados, durante todo o período de cura.

De modo semelhante às curvas de maturidade obtidas para os concretos reforçados com fibras curados termicamente, as curvas obtidas para o processo de cura realizado em câmara úmida saturada, podem ser utilizadas para estimar "in loco" as propriedades f_c e E_c, em peças moldadas com os concretos reforçados com fibras apresentados neste trabalho. Um procedimento idêntico ao apresentado no item 6.7 do Capítulo 6, simula-se um histórico de temperatura de uma aduela curada ao ar livre.

7.5.1 Simulação com cura ao ar livre

Neste outro exemplo de aplicação do Método da Maturidade, a estimativa é realizada pela proposta apresentada por Nurse-Saul. Através do histórico de temperatura apresentado na figura 187, simula-se a cura de uma aduela, confeccionada com o concreto CRFAP, ao ar livre. Supondo-se a necessidade de determinar a resistência que a peça apresente no 10º dia (240 horas) após a moldagem, aplica-se a equação 1 utilizando-se o histórico de temperatura mostrado na figura 187 e obtém-se o fator de maturidade corresponde a 6533,4 horas.ºC. Com este fator e a equação da linha de tendência da Figura 178, obtém-se o valor da resistência à compressão da ordem de 50,89 MPa.

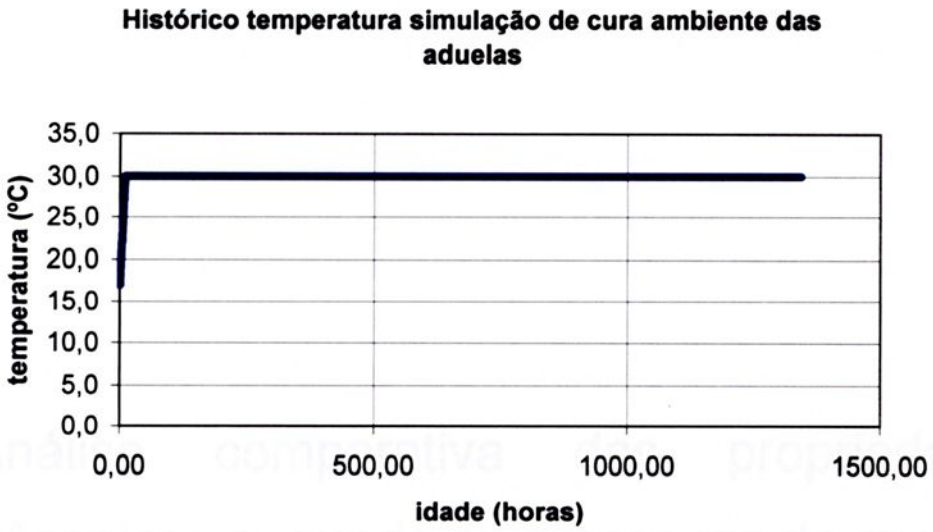


Figura 182 – Histórico fictício das temperaturas de uma aduela curada em meio ambiente

A estimativa dos valores de módulos de elasticidade para os dois concretos reforçados desta pesquisa podem ser obtidos de maneira semelhante, através das curvas de maturidade desenvolvidas por Nurse-Saul ou por Freiesleben-Hansen e Pedersen.

Observa-se através dos exemplos de aplicação do Método da Maturidade, para os concretos curados termicamente e em câmara úmida, a facilidade do emprego do mesmo, uma vez que para se determinar as propriedades mecânicas, aqui apresentadas somente é necessário conhecer o histórico de temperaturas que a peça que esta sendo curada apresenta.

8 Análise comparativa das propriedades mêcanicas segundo os processos de cura

A elevada temperatura durante a cura térmica a vapor causa redução nas propriedades mecânicas dos concretos reforçados com fibras. Para avaliar essas perdas, durante o processo térmico foram colocados corpos-de-prova no aparelho de cura térmica e, esses, permaneceram durante o ciclo de 6 horas expostos ao vapor aquecido e, posteriormente, foram transferidos para a câmara úmida saturada. Simultaneamente, foram moldados corpos-de-prova que foram curados em câmara úmida. As propriedade de f_c e E_c foram avaliadas nas idades de 7, 28, 56 e 91 dias, para a análise comparativa das mesmas.

8.1 Análise comparativa das propriedades dos concretos curados termicamente e em câmara úmida

Os concretos reforçados com fibras, CRFA e CRFAP, curados termicamente e em câmara úmida saturada apresentam o desenvolvimento das propriedades mecânicas de f_c e E_c distintos para os dois processos de cura. A seguir são apresentados, graficamente, o desenvolvimento das propriedades

segundo os processos de cura adotados.

Utilizando o Método da Maturidade, através da equação 04 de Freiesleben-Hansen e Pedersen, pode-se avaliar o desenvolvimento das propriedades mecânicas dos concretos curados termicamente e em câmara úmida a uma temperatura constante de cura a 20ºC, ou seja, deseja-se mostrar graficamente que, para uma determinada idade equivalente ou grau de maturidade independente da temperatura de cura dos concretos, esses apresentam valores próximos de resistência à compressão ou módulo de elasticidade. A seguir são apresentados os gráficos dos concretos CRFA e CRFAP submetidos aos dois processos de cura distintos, e avaliados à luz do método da maturidade, através do modelo proposto por FHP.

8.1.1 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA

O desenvolvimento de f_c do concreto reforçado com fibras de aço, curado termicamente e em câmara úmida saturada, é apresentado na Figura 183. Na Figura 184, pode ser observado o desenvolvimento da resistência à compressão para as duas condições de cura, segundo o Método da Maturidade, a uma temperatura constante de cura à 20ºC.

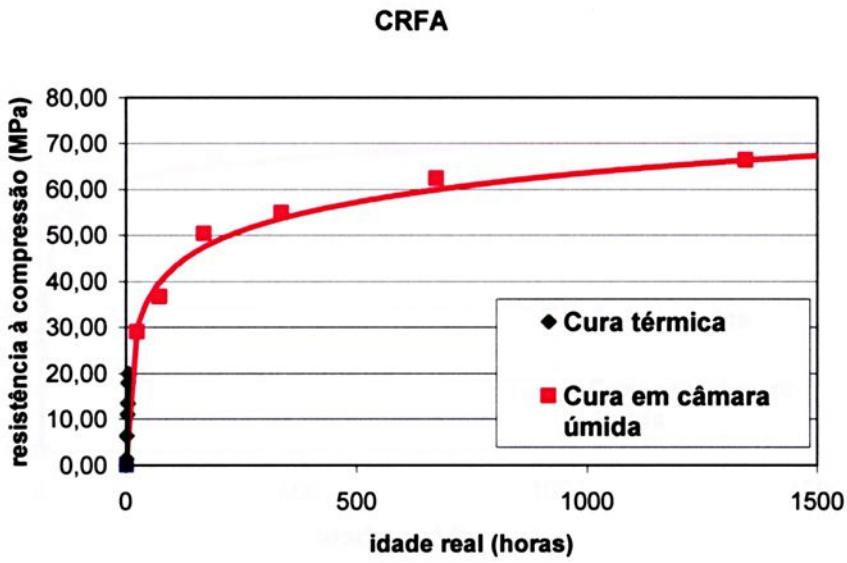


Figura 183 – Desenvolvimento da resistência à compressão do CRFA, curado termicamente e em câmara úmida saturada

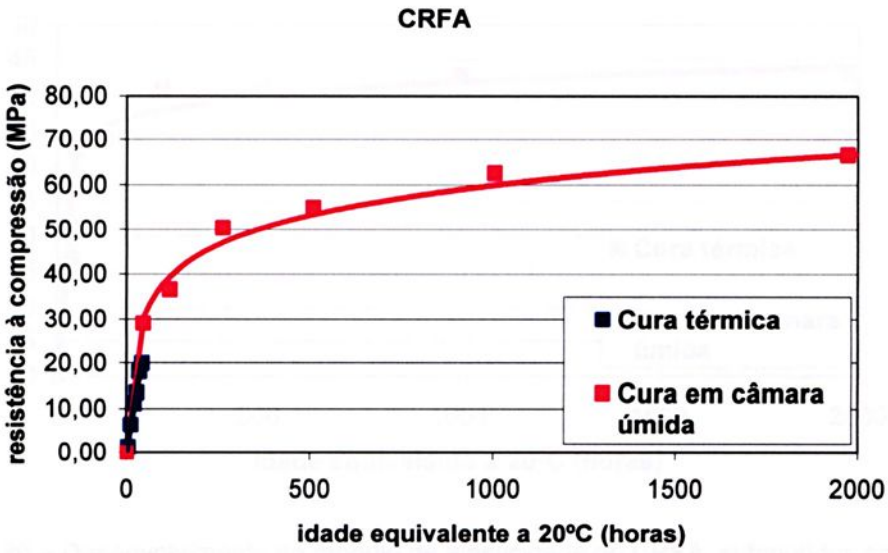


Figura 184 – Desenvolvimento da resistência à compressão do CRFA, submetidos ao processo de cura térmica à vapor e em câmara úmida saturada, a temperatura constante de 20ºC

De maneira idêntica os valores de E_c do concreto reforçado com fibras de aço, submetido aos dois processos de cura distintos, são apresentados na Figura 185. Mostra-se através do gráfico da Figura 186, o desenvolvimento dos módulos de elasticidade, para as duas curas realizadas, submetidos segundo os conceitos da Maturidade a uma temperatura de cura constante a 20ºC.

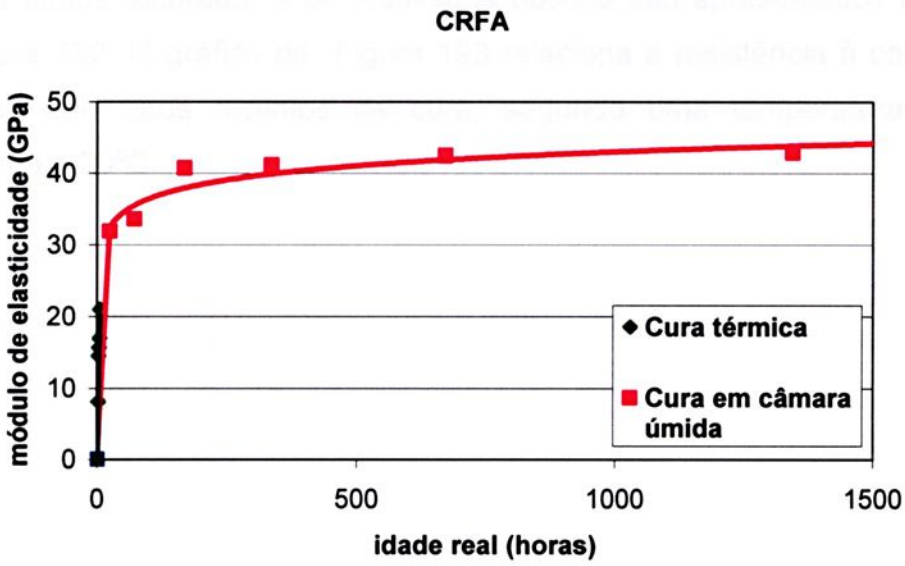


Figura 185 – Desenvolvimento do módulo de elasticidade do CRFA, curado termicamente e em câmara úmida saturada

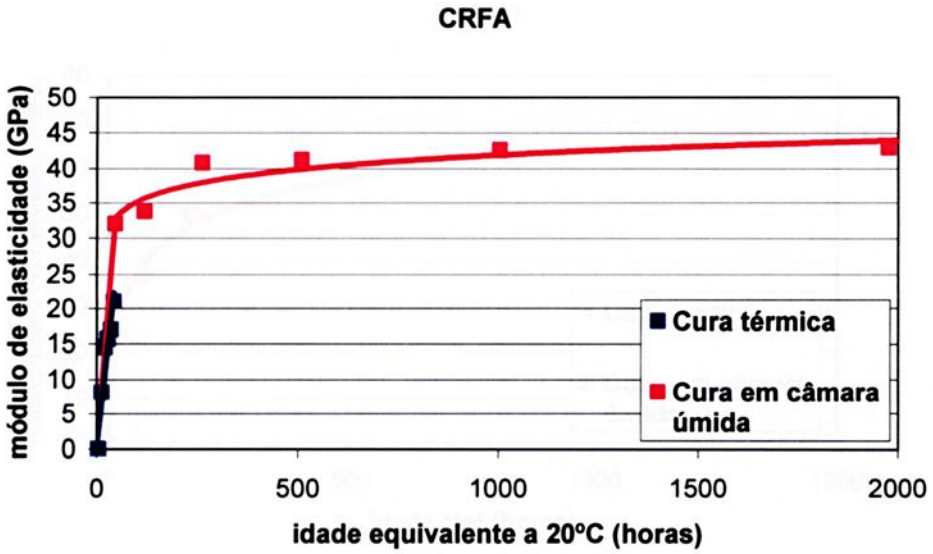


Figura 186 – Desenvolvimento do módulo de elasticidade do CRFA, submetidos aos dois processos de cura distintos, a temperatura constante de 20ºC

8.1.2 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno - CRFAP

Os mesmos procedimentos adotados no item anterior foram utilizados para avaliar desenvolvimento de f_c do concreto reforçado com fibras de aço e polipropileno, submetido ao processo de cura térmica a vapor e cura em câmara úmida saturada, e os resultados obtidos são apresentados no gráfico da Figura 192. O gráfico da Figura 193 relaciona a resistência à compressão para as dois tipos distintos de cura, segundo uma temperatura de cura constante a 20ºC.

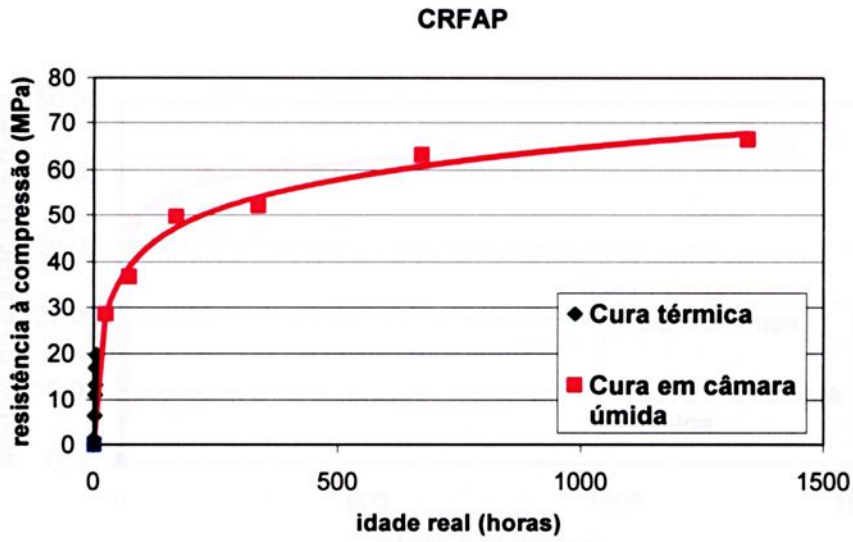


Figura 187 – Desenvolvimento da resistência à do CRFAP, curado termicamente e em câmara úmida saturada

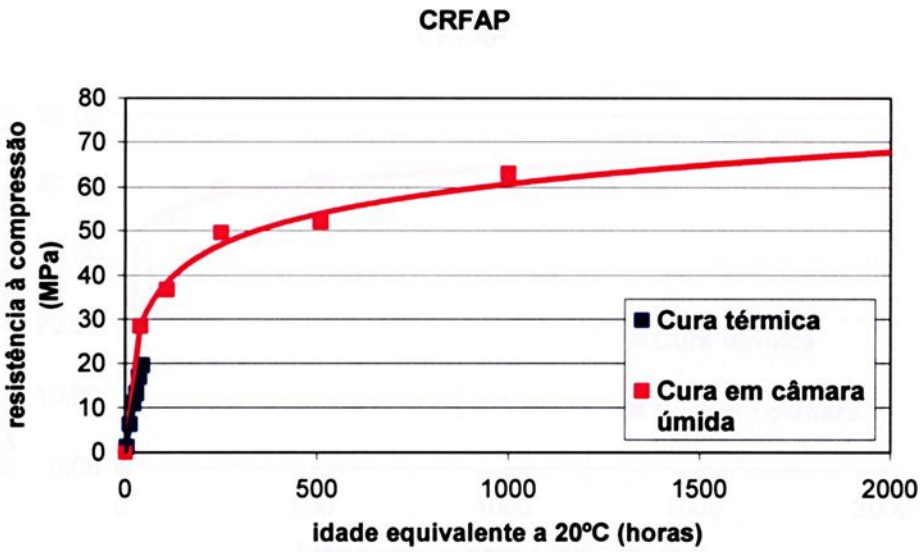


Figura 188 – Desenvolvimento da resistência à compressão do CRFAP, submetidos a dois processos de cura distintos, a uma temperatura de cura constante de 20ºC

Os valores de E_c, obtidos durante a realização dos processos de cura, a saber: cura térmica a vapor a 60ºC e cura em câmara úmida saturada, do concreto reforçado com fibras de aço, são mostrados na Figura 189. Enquanto que o gráfico da Figura 190, apresenta os mesmos valores para os dois tipos de curas a uma temperatura de cura constante de 20ºC.

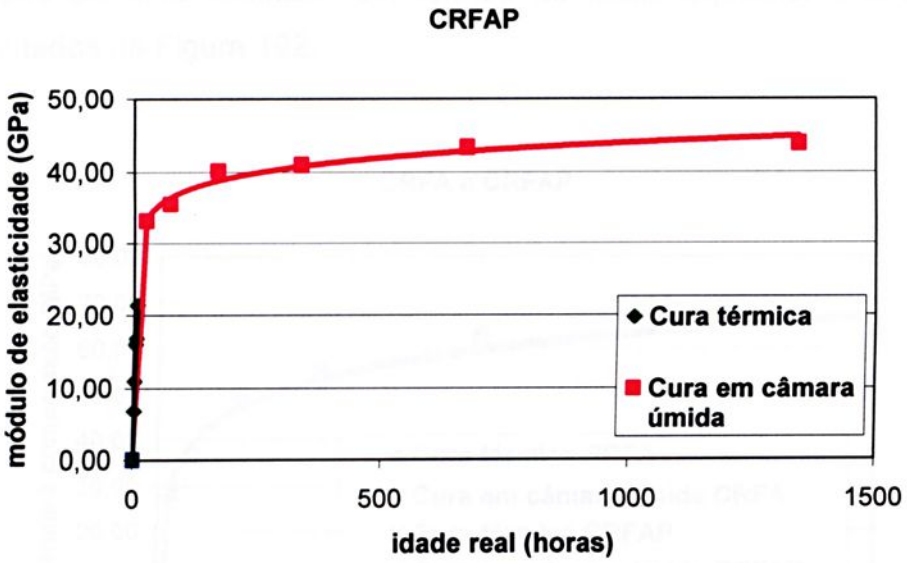


Figura 189 – Desenvolvimento do módulo de elasticidade do CRFAP, submetido a dois processos de curas distintos

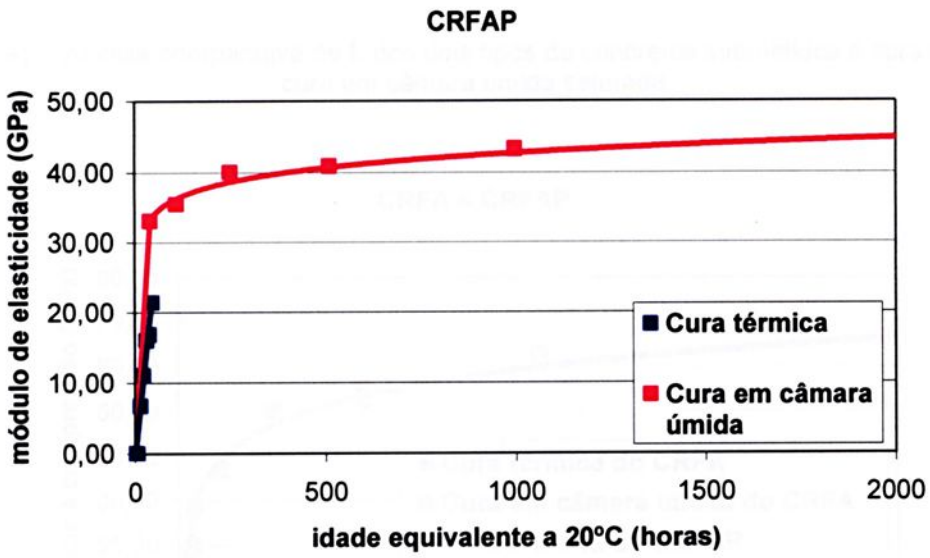


Figura 190 – Desenvolvimento do módulo de elasticidade do CRFAP, submetidos aos dois processos de cura distintos, a uma temperatura de 20ºC

8.1.3 Análise simultânea dos concretos reforçados em relação à resistência à compressão e módulo de elasticidade

Apresenta-se, em forma de gráficos, o desenvolvimento da resistência à compressão para os concretos reforçados, segundo a cura realizada, na Figura 191. A relação de f_c para os dois tipos de concretos, submetidos aos dois

processos de cura distintos, em termos de idade equivalente a 20ºC são apresentados na Figura 192.

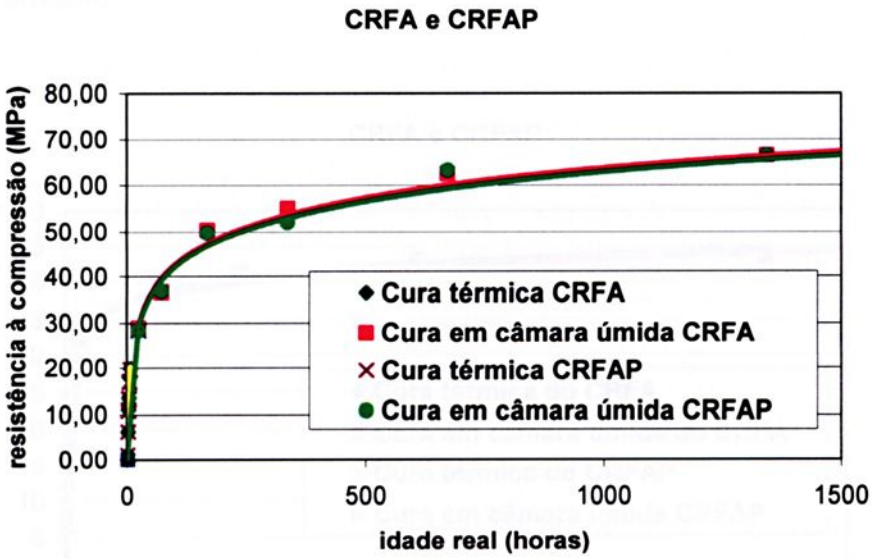


Figura 191 – Análise comparativa de f_c dos dois tipos de concretos submetidos a cura térmica e cura em câmara úmida saturada

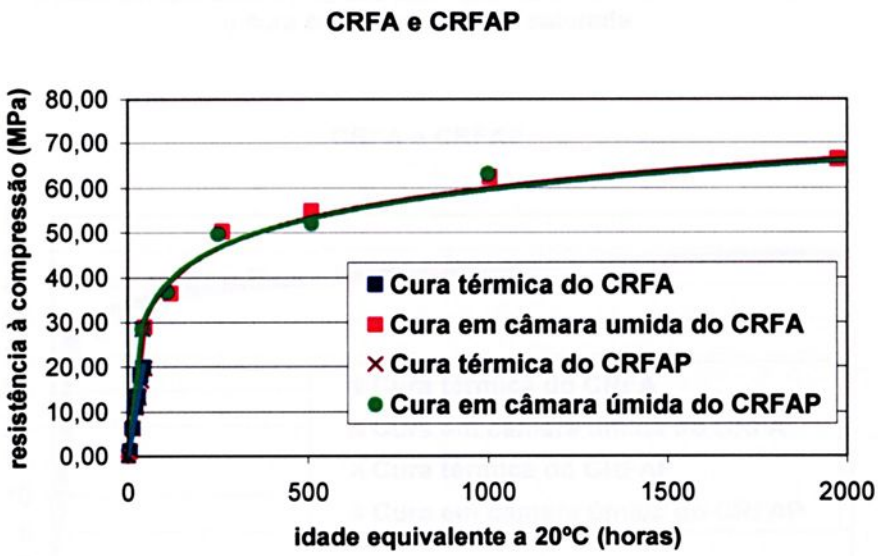


Figura 192 – Análise comparativa de f_c dos concretos reforçados, submetidos aos dois processos de cura distintos em termos da temperatura constante a 20ºC

De modo semelhante, avaliou-se o desenvolvimento dos valores do módulo de elasticidade, dos concretos CRFA e CRAFAP, submetidos aos dois

processos distintos de cura, em termos de idade real e idade equivalente a 20ºC. Nas Figuras 193 e 194, podem ser observados os desenvolvimentos dos valores de E_c em termos da idade real e idade equivalente a 20ºC, respectivamente.

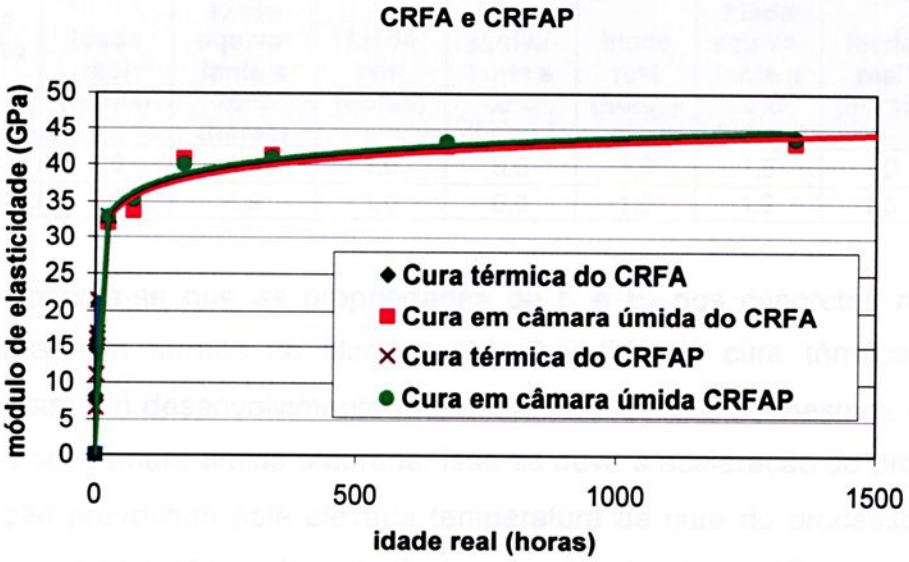


Figura 193 – Análise comparativa de E_c dos dois tipos de concretos submetidos a cura térmica e cura em câmara úmida saturada

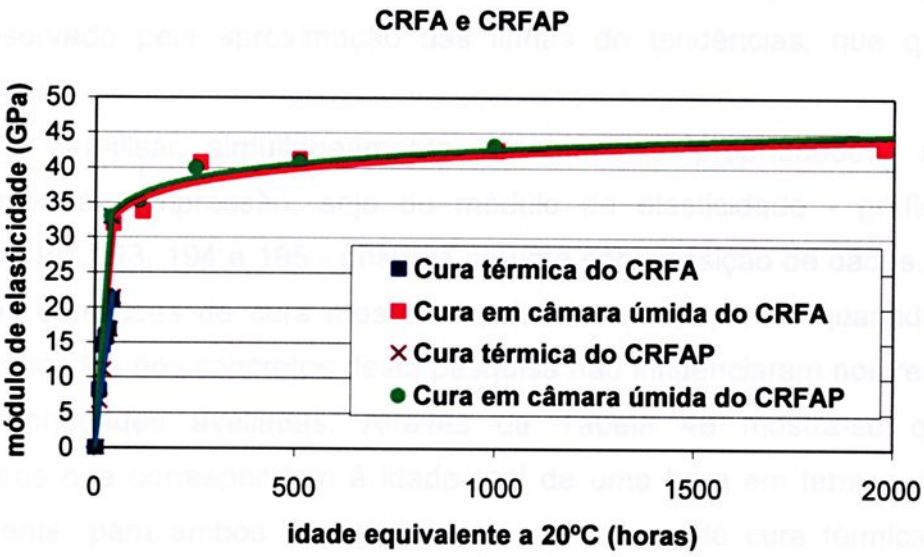


Figura 194 – Análise comparativa de E_c dos concretos reforçados, submetidos aos dois processos de cura distintos em termos da temperatura constante a 20ºC

Através da Tabela 46 podem ser observadas para os concretos

reforçados com fibras, as idades reais de uma hora em termos de idade equivalente a 20ºC, para as propriedades mecânicas de f_c e E_c.

Tabela 46 – Avaliação da idade real dos concretos em termos de idade equivalente, para as propriedades de tensão de compressão e módulo de elasticidade

Tipo do Concreto	Cura térmica a 60ºC				Cura em câmara úmida saturada			
	f_c		E_c		f_c		E_c	
	Idade real (horas)	Idade equivalente a 20ºC (horas)	Idade real (horas)	Idade equivalente a 20ºC (horas)	Idade real (horas)	Idade equivalente a 20ºC (horas)	Idade real (horas)	Idade equivalente a 20ºC (horas)
CRFA	1,0	4,9	1,0	5,0	1,0	1,5	1,0	1,5
CRFAP	1,0	4,9	1,0	5,0	1,0	1,2	1,0	1,2

Observa-se que as propriedades de f_c e E_c dos concretos reforçados com fibras em termos de idade real, submetidos à cura térmica a vapor apresentam um desenvolvimento muito mais rápido que os mesmos concretos curados em câmara úmida saturada. Isso se deve à aceleração do processo de hidratação provocado pela elevada temperatura de cura do processo térmico. Esse comportamento pode ser observado através dos gráficos das Figuras 183, 185, 187 e 189. Através das Figuras 184, 186, 188 e 190, que relacionam os processos de curas citados, nas duas propriedades avaliadas, em termos de idade equivalente, os dados para os dois tipos de cura se aproximam podendo ser observado pela aproximação das linhas de tendências, que quase se sobrepõem.

Ao analisar simultaneamente as mesmas propriedades, seja de resistência à compressão, seja do módulo de elasticidade - gráficos das Figuras 192, 193, 194 e 195 - observa-se uma sobreposição de dados, para as mesmas condições de cura mostrando, deste modo, que as quantidades de fibras utilizadas nos concretos desta pesquisa não influenciaram nos resultados das propriedades avaliadas. Através da Tabela 46 mostra-se que nos resultados que correspondem à idade real de uma hora em termos de idade equivalente, para ambos os concretos, no processo de cura térmica, houve uma uniformização, devido ao rigoroso controle de temperatura observado durante o processo. Todavia, para a cura realizada em câmara úmida, existe uma pequena divergência nos resultados, justificada pela ausência de controle na temperatura e umidade desse tipo de cura.

8.2 Avaliação dos concretos submetidos a dois processos de cura simultâneos

Para melhor avaliar a perda das propriedades mecânicas (f_c e E_c) dos concretos curados termicamente, optou-se em colocar vinte e quatro corpos-de-prova de concreto submetidos inicialmente ao processo de cura térmica em câmara úmida saturada. Estabeleceram-se as idades de 7, 28, 56 e 91 dias para realizar os ensaios de f_c e E_c. Ressalta-se que os corpos-de-prova curados termicamente, em ciclo de 6 horas com temperatura constante de 60ºC, foram unicamente transferidos para a câmara úmida, sem ter havido monitoramento de temperatura.

Os procedimentos foram idênticos aos anteriores para os dois concretos utilizados nesta pesquisa, tendo as metodologias empregadas nos ensaio apresentadas no Capítulo 4. A Tabela 47 apresenta a quantidade de corpos-de-prova necessários para a realização do ensaio, e os resultados são apresentados a seguir:

Tabela 47 – Número de corpos-de-prova necessários para realização do ensaio comparativo de tensão de compressão (f_c) e para o módulo de elasticidade (E_c) para os concretos reforçados

Tipo de Cura	Aplicação	Nº de amostras para cada propriedade avaliada
Cura térmica e posteriormente cura em câmara úmida, sem monitoramento das temperaturas	7 dias	3
	28 dias	3
	56 dias	3
	91 dias	3
Total para cada propriedade avaliada		12
Total		24

8.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA

Resistência à compressão

Os procedimentos de dosagem e moldagem, dos corpos-de-prova

submetidos à cura térmica a vapor e posteriormente cura em câmara úmida, são os mesmos descritos nos capítulos anteriores. Mostra-se, através da Tabela 48 e da Figura 195, os valores de resistência à compressão com tratamento estatístico para o concreto CRFA, submetidos aos dois tipos de cura distinta, a saber: cura térmica com cura úmida a posteriori e somente cura úmida monitorada de acordo com os resultados apresentados no Capitulo 7.

Tabela 48 – Resultados das resistência à para idades de 7, 28, 56 e 91 dias, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFA						
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	Número da Amostra	f_c (MPa)	f_c média (MPa)	Número da Amostra	f_c (MPa)	f_c média (MPa))
7 dias	1º amostra	35,91	35,52	1º amostra	50,93	50,29
	2º amostra	35,65		2º amostra	50,29	
	3º amostra	35,01		3º amostra	49,66	
28 dias	1º amostra	44,95	44,69	1º amostra	61,24	62,39
	2º amostra	44,82		2º amostra	63,41	
	3º amostra	44,31		3º amostra	62,52	
56 dias	1º amostra	48,13	47,58	1º amostra	65,19	66,34
	2º amostra	47,75		2º amostra	67,48	
	3º amostra	46,86		3º amostra	66,34	
91 dias	1º amostra	50,04	49,91	1º amostra	66,21	67,40
	2º amostra	49,91		2º amostra	68,50	
	3º amostra	49,78		3º amostra	67,48	
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	f_c média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	f_c Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
7 dias	35,52	0,46	1,30	50,29	0,64	1,26
28 dias	44,69	0,34	0,76	62,39	1,09	1,75
56 dias	47,58	0,65	1,37	66,34	1,15	1,73
91 dias	49,91	0,13	0,26	67,40	1,15	1,70

*Cura térmica e posteriormente cura úmida

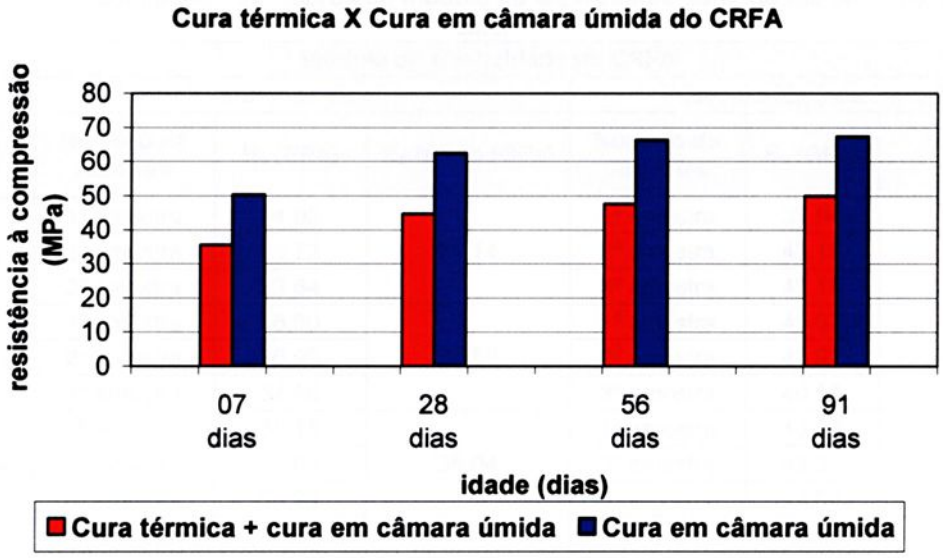


Figura 195 – Evolução das resistência à compressão do CRFA

Módulo de elasticidade do CRFA

De maneira idêntica ao item anterior, mostra-se através da Tabela 49 e da Figura 196 os valores dos módulos de elasticidade para o concreto CRFA.

Tabela 49 – Resultados dos valores de módulo de elasticidade para idades de 7, 28, 56 e 91 dias.

Módulo de elasticidade do CRFA						
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	Número da Amostra	E_c (GPa)	E_c Médio (GPa)	Número da Amostra	E_c (GPa)	E_c Médio (GPa)
7 dias	1º amostra	24,05	31,14	1º amostra	37,94	40,77
	2º amostra	35,72		2º amostra	42,19	
	3º amostra	33,64		3º amostra	42,19	
28 dias	1º amostra	36,00	35,88	1º amostra	43,07	42,51
	2º amostra	36,99		2º amostra	43,92	
	3º amostra	34,66		3º amostra	40,55	
56 dias	1º amostra	35,15	36,04	1º amostra	43,05	42,93
	2º amostra	36,04		2º amostra	43,23	
	3º amostra	36,94		3º amostra	42,50	
91 dias	1º amostra	33,65	36,42	1º amostra	45,17	44,21
	2º amostra	36,35		2º amostra	44,09	
	3º amostra	39,27		3º amostra	43,38	
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	E_c Média (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)	E_c Média (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)
7 dias	31,14	6,22	19,99	40,77	2,45	6,02
28 dias	35,88	1,17	3,26	42,51	1,75	4,12
56 dias	36,04	0,90	2,48	42,93	0,38	0,89
91 dias	36,42	2,81	7,72	44,21	0,90	2,04

*Cura térmica e posteriormente cura úmida

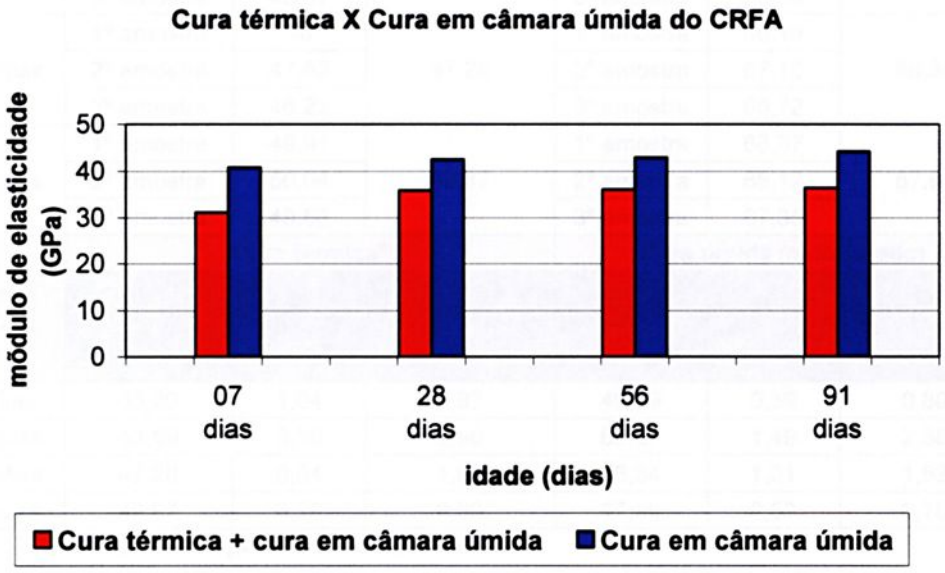


Figura 196 – Evolução do módulo de elasticidade do CRFA

8.4 Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno – CRFAP

Resistência à compressão

Podem ser observados, na tabela 50 e na Figura 197, os valores de resistência à compressão para o concreto CRFAP, nas idades de 7, 28,56 e 91 dias, curados termicamente e posteriormente em câmara úmida e somente submetido ao processo de cura úmida.

Tabela 50 – Resultados das resistências à compressão do CRFAP para idades de 7, 28, 56 e 91 dias, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFAP						
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	Número da Amostra	f_c (MPa)	f_c média (MPa)	Número da Amostra	f_c (MPa)	f_c média (MPa))
7 dias	1º amostra	36,67	36,2	1º amostra	49,27	49,19
	2º amostra	36,92		2º amostra	49,53	
	3º amostra	35,01		3º amostra	48,76	
28 dias	1º amostra	43,16	43,59	1º amostra	61,37	63,07
	2º amostra	43,93		2º amostra	64,17	
	3º amostra	43,67		3º amostra	63,66	
56 dias	1º amostra	48	47,28	1º amostra	65,19	66,34
	2º amostra	47,62		2º amostra	67,10	
	3º amostra	46,22		3º amostra	66,72	
91 dias	1º amostra	49,91	49,87	1º amostra	68,37	67,95
	2º amostra	50,04		2º amostra	68,12	
	3º amostra	49,66		3º amostra	67,35	
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	f_c média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	f_c Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
7 dias	36,20	1,04	2,87	49,19	0,39	0,80
28 dias	43,59	0,39	0,90	63,07	1,49	2,36
56 dias	47,28	0,94	1,98	66,34	1,01	1,52
91 dias	49,87	0,19	0,39	67,95	0,53	0,78

*Cura térmica e posteriormente cura úmida

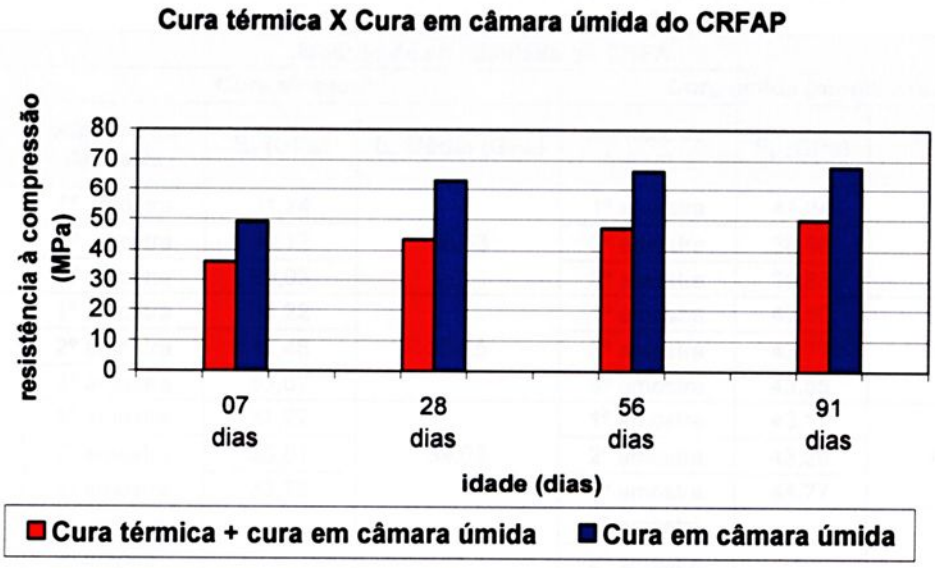


Figura 197 – Valores das resistências à compressão do CRFAP

Módulo de elasticidade do CRFAP

A Tabela 51 e a Figura 198 apresentam os valores de módulo de elasticidade do concreto CRFAP.

Tabela 51 – Resultados dos valores de módulo de elasticidade para idades de 7, 28, 56 e 91 dias, com tratamento estatístico

.Módulo de elasticidade do CRFA						
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	Número da Amostra	E_c (GPa)	E_c Médio (GPa)	Número da Amostra	E_c (GPa)	E_c Médio (GPa)
7 dias	1º amostra	31,24	30,43	1º amostra	41,24	40,01
	2º amostra	30,12		2º amostra	38,96	
	3º amostra	29,93		3º amostra	39,83	
28 dias	1º amostra	34,22	33,25	1º amostra	42,30	43,21
	2º amostra	32,46		2º amostra	43,77	
	3º amostra	33,07		3º amostra	43,55	
56 dias	1º amostra	31,72	34,03	1º amostra	43,17	43,72
	2º amostra	36,61		2º amostra	43,20	
	3º amostra	33,75		3º amostra	44,77	
91 dias	1º amostra	-	**	1º amostra	-	**
	2º amostra	-		2º amostra	-	
	3º amostra	-		3º amostra	-	
Idade (dias)	Cura térmica*			Cura úmida (monitorada)		
	E_c Média (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)	E_c Média (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)
7 dias	30,43	0,71	2,33	40,01	1,15	2,88
28 dias	33,25	0,89	2,69	43,21	1,18	2,87
56 dias	34,03	2,46	7,22	43,72	1,57	3,79
91 dias	**	-	-	**	-	-

*Cura térmica e posteriormente cura úmida

**Os ensaios de módulo de elasticidade do CRFAP na idade de 91 dias, por motivos técnicos não foram aqui considerados, devido a discrepância dos resultados obtidos

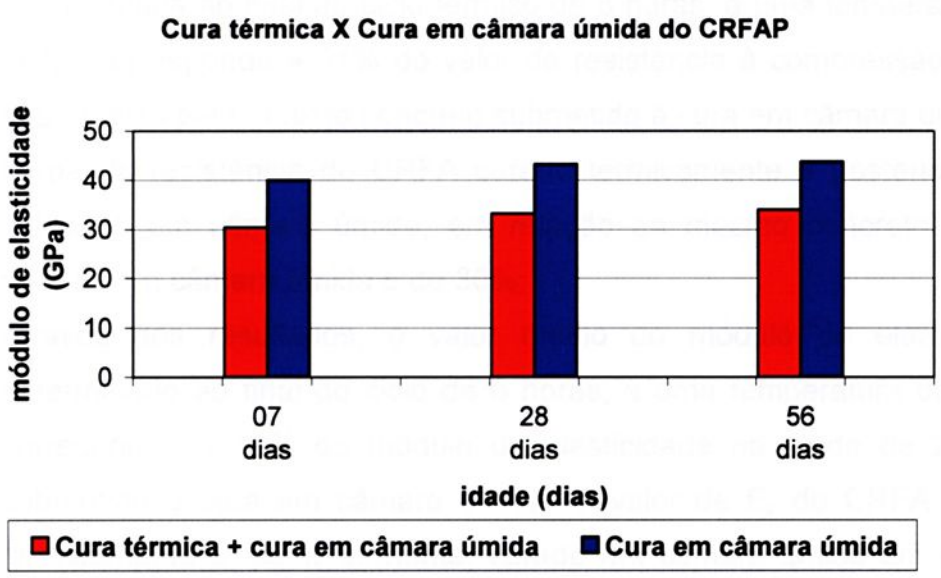


Figura 198 – Evolução do módulo de elasticidade do CRFAP

8.4.1 Avaliação dos resultados

Concreto com Fibras De Aço - CRFA

I. A resistência à compressão média obtida ao final do ciclo térmico de 6 horas a 60ºC, corresponde a 32% do valor da resistência à compressão do mesmo concreto curado em câmara úmida, aos 28 dias. A perda da resistência à compressão média do CRFA submetido a cura térmica e, posteriormente a cura em câmara úmida, é de 28% em relação ao mesmo concreto curado unicamente em câmara úmida.

II. O valor médio do módulo de elasticidade determinado ao final do ciclo de 6 horas, a uma temperatura de 60ºC, corresponde a 49% do módulo de elasticidade na idade de 28 dias submetido apenas à câmara úmida. Observa-se que a perda do valor de E_c do CRFA curado termicamente e, posteriormente, curado em câmara úmida em relação ao curado somente em câmara úmida é de 16%.

Concreto com Fibras de Aço e Polipropileno - CRFAP

I. De modo semelhante pode-se observar que resistência à compressão média obtida ao final do ciclo térmico de 6 horas, a uma temperatura de 60ºC, corresponde a 31% do valor da resistência à compressão obtida aos 28 dias pelo mesmo concreto submetido à cura em câmara úmida. A perda da resistência do CRFA curado termicamente e posteriormente colocado em câmara úmida, em relação ao mesmo concreto curado apenas em câmara úmida é de 30%;

II. Através dos resultados, o valor médio do módulo de elasticidade determinado ao final do ciclo de 6 horas, a uma temperatura de 60ºC, corresponde a 49% do módulo de elasticidade na idade de 28 dias submetido à cura em câmara úmida. O valor de E_c do CRFA curado termicamente e, posteriormente, curado em câmara úmida em relação ao curado somente em câmara úmida é de 23%.

Avaliando-se esses resultados pode-se observar que:

- Ambos concretos pesquisados apresentam aproximadamente o mesmo ganho de f_c e E_c ao final do ciclo térmico em relação ao mesmo concreto curado somente em câmara úmida saturada na idade de 28 dias;
- Observa-se uma redução das propriedades mecânicas avaliadas para os concretos reforçados com fibras dos concretos curados termicamente em relação ao curado em câmara úmida saturada. Os valores de redução da resistência à compressão apresentaram-se próximos, enquanto que a perda em relação ao módulo de elasticidade mostra-se maior para o CRFAP que o CRFA.

9 Determinação empírica do módulo de elasticidade e ensaios de tenacidade

9.1 Estimativa do valor de módulo de elasticidade através da resistência à compressão

As propriedades mecânicas do concreto são a base para que seja dimensionada uma estrutura de concreto. A maioria dos projetos estruturais são feitos baseados na resistência à compressão, sendo esta determinação obtida através de ensaios experimentais. Mas, para um cálculo estrutural se aproximar de uma maneira mais realista do comportamento do material é de grande importância o conhecimento da deformação do mesmo. Não é somente importante e necessário conhecer o valor de resistência à compressão mas, é indispensável conhecer com precisão o módulo de elasticidade que expresse as condições dos estados limites de serviço. Os valores do módulo de elasticidade usados no cálculo estrutural são empregados para verificação de flechas, análise da fluência ou análise global com vento na determinação dos parâmetros de instabilidade.

A determinação experimental do módulo de elasticidade, consiste em relacionar as resistência à compressão com as deformações ocorridas no corpo-de-prova, sendo o ensaio realizado segundo a metodologia proposta pela NBR 8522, utilizando equipamentos específicos para determinação da

mesma, enquanto que, a determinação empírica proposta pelas normas para o cálculo o valor de f_c, são baseadas em modelos matemáticos. Para avaliar os resultados experimentais dos valores do módulo de elasticidade dos concretos CRFA e CRFAP, curados termicamente e em câmara úmida, utilizou-se as equações empíricas propostas pelas seguintes normas: NBR 6118-2003, ACI 363-92, NS 3473, CEB_FIB e o código canadense A23.3 90.

As Tabelas 52, 53, 54 e 55 apresentam os resultados dos valores de módulos de elasticidade experimentais e empíricos, utilizando-se as equações propostas pelas normas, para os concretos CRFA e CRFAP curados tanto termicamente como em câmara úmida saturada.

Os valores médios de f_c utilizados para estimativa do módulo do CRFA e CRFAP curados termicamente, foram apresentados nas Tabelas 35 e 37, enquanto que nas Tabelas 36 e 38 podem ser observados os valores experimentais de E_c utilizados nas Tabelas 52 e 53, respectivamente.

Tabela 52 – Resultados experimentais e empíricos dos módulos de elasticidade do CRFA submetido à cura térmica

Concreto CRFA – Cura térmica						
idade (horas)	**Experimental (GPa)**	**NBR 6118 (GPa)**	**ACI 363-92 (GPa)**	**NS 3473 (GPa)**	**CEB_FIB (GPa)**	**A23.3 M-90 (GPa)**
Inicio	0,00	0,00	6,90	0,00	24,45	0,00
1º hora	0,00	6,31	10,64	10,72	25,66	5,63
2º hora	8,19	14,13	15,28	17,38	29,63	12,62
3º hora	14,53	18,67	17,97	20,55	32,56	16,67
4º hora	15,68	20,58	19,10	21,78	33,85	18,37
5º hora	16,97	23,76	20,99	23,74	36,05	21,21
6º hora	21,02	24,98	21,71	24,47	36,90	22,30

Tabela 53 – Resultados experimentais e empíricos dos módulos de elasticidade do CRFAP submetido à cura térmica

Concreto CRFAP – Cura térmica						
idade (horas)	**Experimental (GPa)**	**NBR 6118 (GPa)**	**ACI 363-92 (GPa)**	**NS 3473 (GPa)**	**CEB_FIB (GPa)**	**A23.3 M-90 (GPa)**
Inicio	0,00	0,00	6,90	0,00	24,45	0,00
1º hora	0,00	6,21	10,58	10,61	25,62	5,55
2º hora	6,71	14,13	15,28	17,38	29,63	12,62
3º hora	11,07	18,60	17,93	20,50	32,51	16,61
4º hora	16,00	20,41	19,00	21,67	33,74	18,22
5º hora	16,83	23,10	20,60	23,35	35,59	20,63
6º hora	21,43	24,85	21,63	24,39	36,81	22,19

Os resultados dos valores médios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade apresentadas nas tabelas do Capítulo 5 refenciadas como Tabelas 42 e 43, fornecem os valores de f_c e E_c experimentais do concreto CRFA curado em câmara úmida saturada, para determinação empírica dos valores de E_c mostrados na Tabela 54.

Tabela 54 – Resultados experimentais e empíricos dos módulos de elasticidade, cura em câmara úmida do CRFA

Concreto CRFA – Cura em câmara úmida						
idade (horas)	**Experimental (GPa)**	**NBR 6118 (GPa)**	**ACI 363-92 (GPa)**	**NS 3473 (GPa)**	**CEB_FIB (GPa)**	**A23.3 M-90 (GPa)**
Inicio	0	0,00	6,90	0,00	24,45	0,00
1	31,95	30,15	24,78	27,39	40,52	26,92
3	33,68	33,87	26,98	29,37	43,11	30,24
7	40,77	39,71	30,44	32,31	47,13	35,46
14	41,21	41,52	31,51	33,18	48,35	37,07
28	42,51	44,23	33,12	34,47	50,18	39,49
56	42,93	45,61	33,94	35,11	51,10	40,72
91	44,21	45,97	34,16	35,28	51,34	41,05

De modo semelhante, utilizou-se as Tabelas 44 e 45, que fornecem os valores de f_c e E_c, respectivamente para a determinação empírica do módulo de elasticidade do concreto CRFAP, curado em câmara úmida saturada, e que pode ser observada na Tabela 55.

Tabela 55 – Resultados experimentais e empíricos dos módulos de elasticidade, cura em câmara úmida do CRFAP

Concreto CRFAP – Cura em câmara úmida						
idade (horas)	**Experimental (GPa)**	**NBR 6118 (GPa)**	**ACI 363-92 (GPa)**	**NS 3473 (GPa)**	**CEB_FIB (GPa)**	**A23.3 M-90 (GPa)**
Inicio	0,00	0,00	6,90	0,00	24,45	0,00
1	32,97	29,89	24,62	27,24	40,33	26,92
3	35,36	33,99	27,05	29,43	43,19	30,24
7	40,01	39,28	30,19	32,10	46,83	35,46
14	40,89	40,39	30,85	32,64	47,59	37,07
28	43,21	44,47	33,27	34,58	50,34	39,49
56	43,72	45,61	33,94	35,11	51,10	40,72
91	*	-	-	-	-	-

* Os ensaios de módulo de elasticidade do CRFAP na idade de 91 dias, por motivos técnicos não foram aqui considerados, devido a discrepância dos resultados obtidos.

Os gráficos das Figuras 199, 200, 201 e 202, apresentam uma análise comparativa entre o resultado experimental e os resultados empíricos dos concretos pesquisados, submetidos ao processo térmico e cura realizada em câmara úmida saturada.

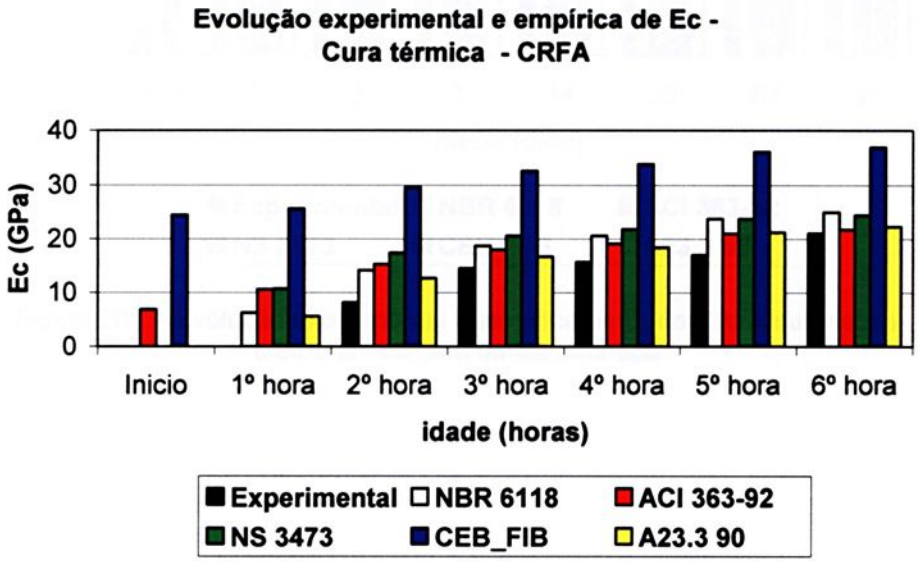


Figura 199 – Evolução experimental e empírica de E_c do CRFA submetido a cura térmica

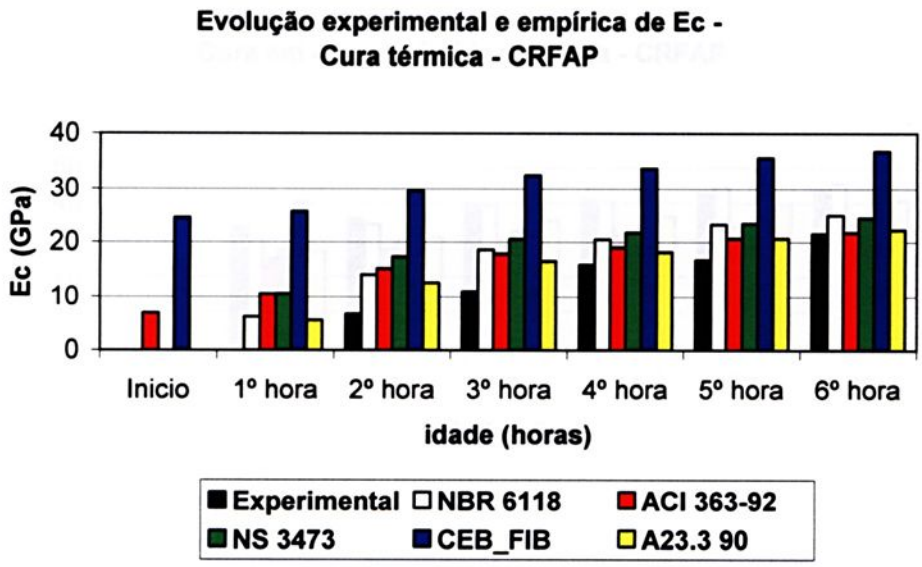


Figura 200 – Evolução experimental e empírica de E_c do CRFAP submetido a cura térmica

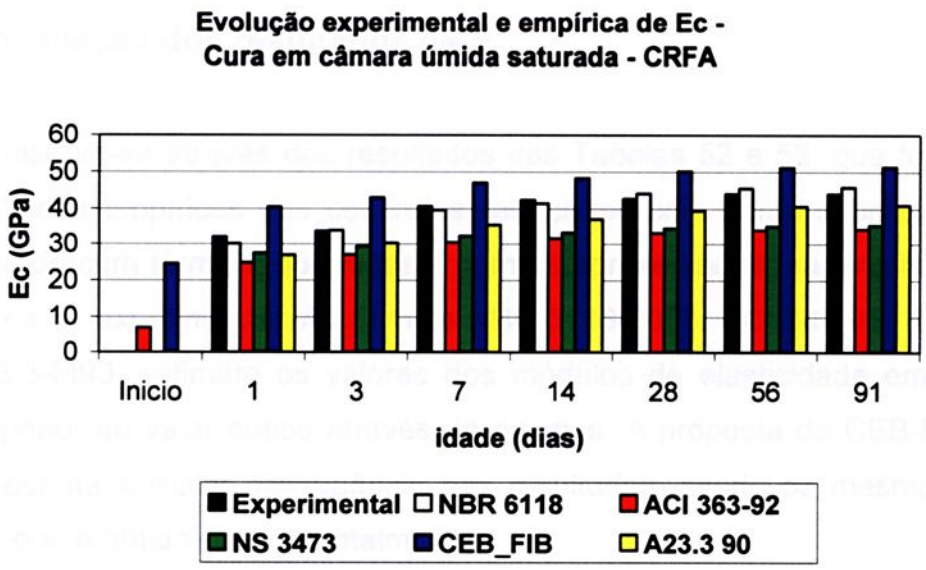


Figura 201 – Evolução experimental e empírica de E_c do CRFA submetido a cura em câmara úmida saturada

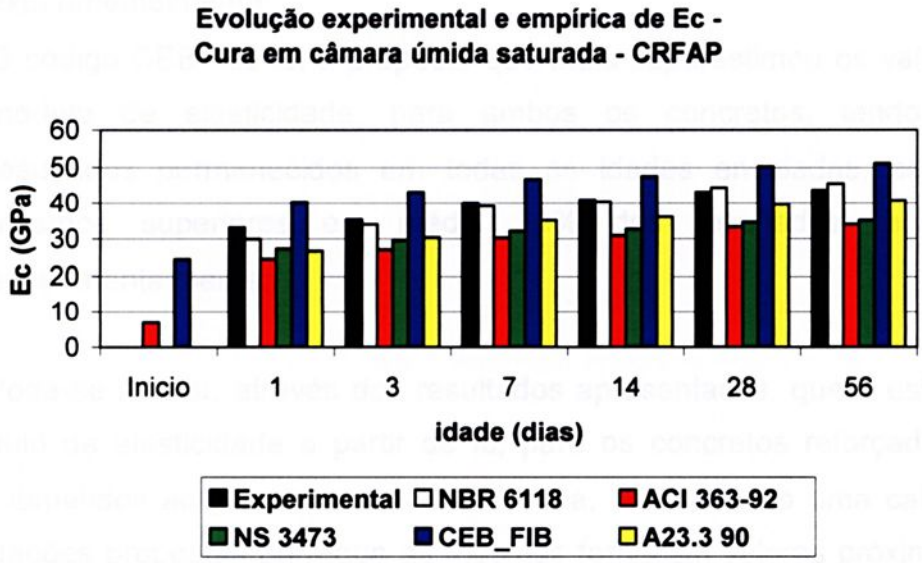


Figura 202 – Evolução experimental e empírica de E_c do CRFAP submetido a cura em câmara úmida saturada

9.1.1 Avaliação dos resultados de E_c

Observa-se através dos resultados das Tabelas 52 e 53, que fornecem os resultados empíricos dos concretos reforçados com fibras submetidos ao processo de cura térmica, que todas a normas apresentadas superestimam os valores de E_c experimental. As normas NBR 6118-2003, ACI 363-92, NS 3473 e a A23.3-M90, estimam os valores dos módulos de elasticidade em média 14% superior ao valor obtido através de ensaios. A proposta do CEB-FIB é a que apresenta a maior discrepância nos resultados, sendo os mesmos 75% maiores que o obtido experimentalmente.

No processo de cura realizada em câmara úmida saturada, para os concretos CRFA e CRFAP, apresentados nas Tabelas 54 e 55, respectivamente, mostram que:

- As propostas empíricas apresentadas a saber: ACI 363-92, NS 3473 e A23.3-M90, fornecem valores estimados de E_c inferiores aos obtidos experimentalmente. A norma canadense A23.3-M90 foi que apresentou resultados mais próximos dos valores de E_c experimental.
- A NBR 6118-2003 estimou os valores de E_c, em determinadas idades superiores e em outras inferiores aos valores obtidos

experimentalmente;

- O código CEB-FIB foi a proposta que mais superestimou os valores do módulo de elasticidade, para ambos os concretos, tendo esses resultados permanecidos em todas as idades ensaiadas, sendo os mesmos superiores em média 16% dos resultados registrados experimentalmente.

Pode-se avaliar, através dos resultados apresentados, que a estimativa do módulo de elasticidade a partir de fc, para os concretos reforçados com fibras submetidos ao processo de cura térmica, necessita de uma calibração nas equações propostas para que as mesmas forneçam valores próximos aos obtidos experimentalmente de Ec. Os concretos curados em câmara úmida saturada podem ter os valores de módulo de elasticidade, estimados pelas equações propostas pelas normas do ACI 363-92, NS 3473 ou A23.3 M-90, sendo essa última a norma que melhor resultado apresentou. Todavia, as propostas da NBR 6118-2003 e o CEB-FIB fornecem valores não confiáveis e superestimados.

Como a determinação experimental é muitas vezes de difícil obtenção, a utilização das equações empíricas estabelecidas pelas normas técnicas para estimativa de Ec se faz necessária. Entretanto, muitos dos valores obtidos superestimam a rigidez, podendo estabelecer falsas condições de rigidez e segurança.

9.2 Ensaios de tenacidade

Utilizando-se os diagramas obtidos no ensaio de tenacidade que relaciona carga x deslocamento vertical, e fazendo uso das normas internacionais JCSE SF4 (1984), ASTM C1018 (1994) ou a EFERNAC (1996) pode-se determinar os parâmetros necessários para o dimensionamento de peças moldadas com o mesmo concreto das vigas ensaiadas. A adoção da norma JCSE SF4 (1984), utilizada nesta pesquisa, para a avaliação dos resultados dos concretos reforçados com fibras, CRFA e CRFAP submetidos a dois processos de curas distintos, a saber: cura térmica a vapor e cura ao ar

livre, se deve a dois motivos. O primeiro, pelo fato de ser a mesma norma utilizada nos ensaios de tenacidade do concreto reforçado com fibras do metrô da cidade de São Paulo, e o segundo, pelo fato da não necessidade da determinação do ponto de primeira fissura, sendo o cálculo do fator de tenacidade (FT) realizado independente da determinação do mesmo.

O concreto reforçado com fibras apresenta duas fases distintas, no primeiro momento, quando o mesmo é submetido a carregamentos, esse se deforma até o instante que as tensões internas, causadas pela ação de cargas, superam a resistência à tração do concreto, a partir desse momento ocorre o aparecimento das 1as fissuras e, em conseqüência disso, os mecanismos de controle de fissuração causados pelas fibras são acionados. A norma ASTM C1018 necessita da determinação desse ponto para a realização dos cálculos de dimensionamento.

Através dos fatores de tenacidade obtidos em ensaios realizados em vigas moldadas com os concretos reforçados com fibras desta pesquisa, submetidas a dois processos distintos de cura, a saber: cura térmica à vapor e cura ao ar livre, avaliaram-se os efeitos da elevada temperatura de cura nas propriedades de tração dos concretos avaliados.

Para a determinação experimental das tenacidades dos concretos CRFA e CRFAP, preconizadas pela Norma do JSCE SF-4 (1984), foram moldadas seis vigas com as dimensões de 15 x 15 x 50 cm, sendo três submetidas ao processo de cura térmica em único ciclo de 6 horas e três ao processo de cura ao ar livre. Os procedimentos de moldagem e do ensaio de tenacidade podem ser observados a seguir:

9.2.1 Moldagem

I. Foram moldados corpos-de-prova em formas metálicas 15 x 15 x 50 cm sendo adensados em mesa vibratória como pode ser observado na Figura 203;

Figura 203 – Moldagem e adensamento das vigas

II. Foram moldados três corpos-de-prova cilíndricos de 10 x 20 cm para registro da temperatura apresentados na Figura 204, onde as vigas são vedadas com filtro plástico para evitar a evaporação da água da mistura durante o processo de cura, como mostra a Figura 205;

Figura 204 – Corpos-de-prova para registro das temperaturas

Figura 205 – Corpos-de-prova com filtro plástico

III. As vigas são transferidas à câmara térmica, onde ficam submetidas a um ciclo térmico de 6 horas a uma temperatura de cura de 60ºC;

IV. Após esse período, as vigas curadas termicamente são desmoldadas e transferidas ao ar livre para serem curadas com as vigas que não foram submetidas ao processo térmico.

9.2.2 Ensaio de tenacidade

Referencia-se que procedimentos de moldagens das vigas e cura térmica a vapor, foram realizados no laboratório CESP de Engenharia Civil em Ilha Solteira – SP, enquanto que os ensaios de tenacidade foram feitos no laboratório de Engenharia Civil da Unicamp, em Campinas – SP. A metodologia empregada no ensaio é descrita a seguir:

I. As vigas são marcadas em todas as faces laterais, com as medidas correspondentes aos pontos de aplicação de carga e dos apoios, distanciados entre si por 15 cm;
II. Elas são envolvidas com filme plástico para evitar que resíduos de concreto danifiquem a prensa;
III. O suporte do "yoke" é acoplado junto as mesmas e este é posicionado nas marcas estabelecidas previamente, como pode ser observado na Figura 206. Em seguida, são posicionadas na prensa com deslocamento controlado, conforme apresenta a Figura 207;

Figura 206 – Corpos-de-prova com suporte do "yoke"

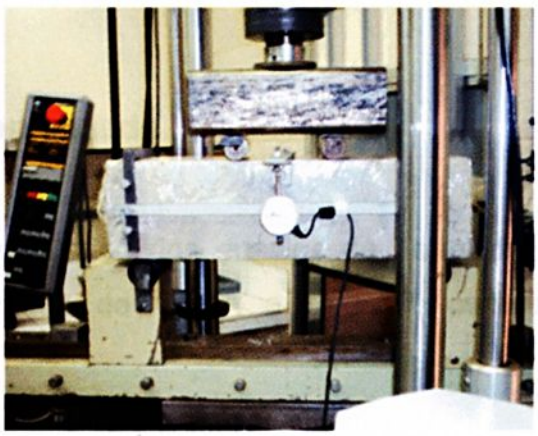


Figura 207 – Detalhe do ensaio

IV. O LVDT apoiado no "yoke" é zerado, e o sistema de aquisição é calibrado;
V. A prensa aplica determinados carregamentos, provocando deslocamentos verticais no centro da viga, registrados por um sistema

de aquisição de dados (Figura 208);

Figura 208 – Vista geral do ensaio

VI. No instante que o sistema de aquisição de dados registra o deslocamento previsto pela norma, a prensa é descarregada.

Através do sistema de aquisição de dados serão obtidas as curvas de deslocamento vertical *versus* força que servirão para o cálculo da tenacidade, possibilitando assim, a avaliação da resistência à tração dos concretos reforçados com fibras.

9.2.3 Resultados dos ensaios de tenacidade

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de Tenacidade segundo a norma JSCE SF-4 das vigas de CRFA e CRFAP, curadas termicamente e ao ar livre.

a) Concreto Reforçado com Fibras de Aço – CRFA

Cura ao ar livre

As curvas obtidas durante os ensaios de Tenacidade das vigas de CRFA curadas ao ar livre podem ser observadas nas Figuras 209, 210, 211 e na Figura 212 são apresentadas o gráfico obtido para as três vigas ensaiadas.

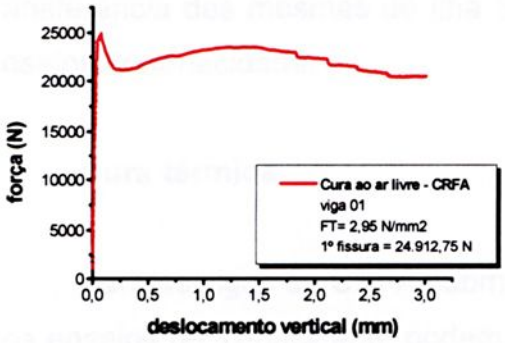


Figura 209 – Resultado amostra nº 01

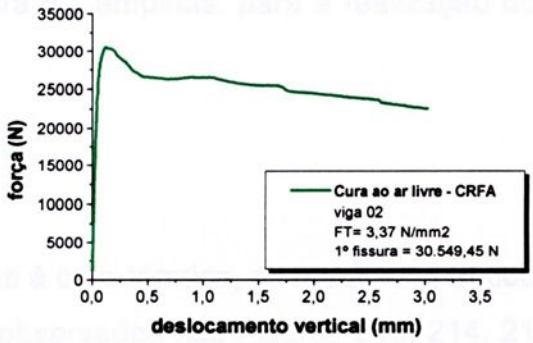


Figura 210 – Resultado amostra nº 02

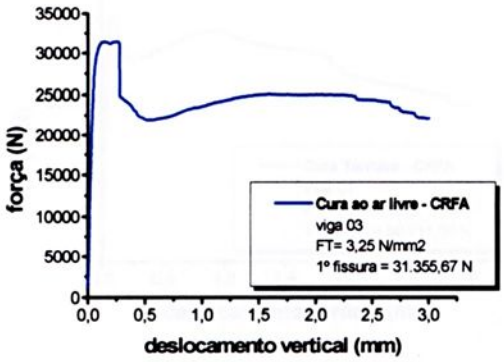


Figura 211 – Resultado amostra nº 03

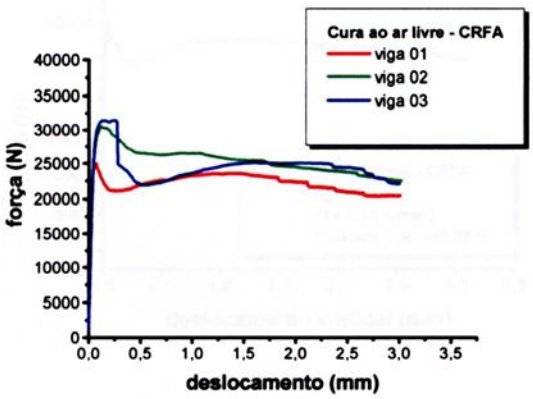


Figura 212 – Comparação entre as curvas

Os gráficos das Figuras 209, 210, 211 apresentam os valores de FT e valores de carga para ocorrência da primeira fissura. Observa-se que os valores de FT e 1º fissura são próximos paras as vigas ensaiadas 02 e 03, enquanto que a viga 01 apresenta valores inferiores aos mesmos. No gráfico da Figura 216, pode-se perceber um comportamento diferente pós 1º fissura da viga 03, sendo difícil estabelecer se o ponto de 1º fissura determinado corresponde realmente ao valor obtido durante o ensaio. A discrepância de resultados se deve, principalmente pela aleatoriedade das fibras distribuídas na matriz, embora tenham sido tomados cuidados durante as moldagens das vigas, propostos pela norma japonesa JSCE SF-4, esse tipo de resultado é comum. Para solucionar este problema recomenda-se submeter várias vigas ao ensaio de tenacidade. Faz-se necessário comentar que, o número de vigas ensaiadas nesta pesquisa foi limitado pelas dimensões do aparelho de cura

térmica a vapor, no qual as mesmas foram curadas, e pela dificuldade de transferência das mesmas de Ilha Solteira à Campinas, para a realização dos ensaios de tenacidade.

Cura térmica

Para as vigas de CRFA submetidas à cura térmica, os resultados obtidos nos ensaios de Tenacidade, podem ser observados nas Figuras 213, 214, 215 e 216.

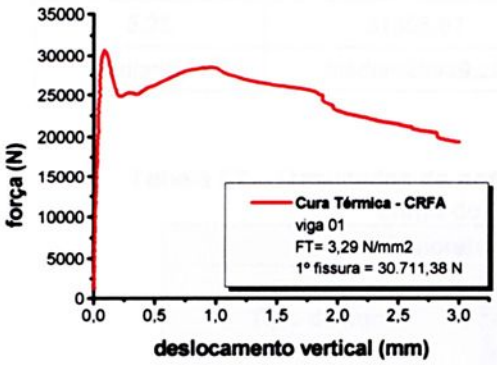


Figura 213 – Resultado amostra nº 01

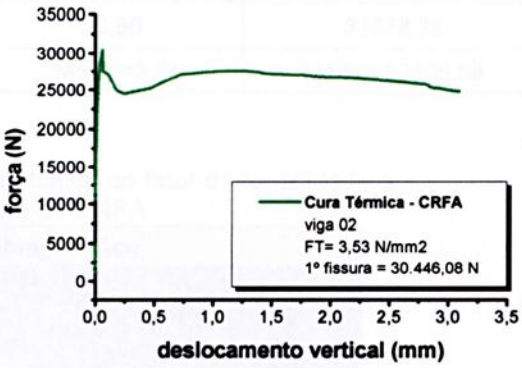


Figura 214 – Resultado amostra nº 02

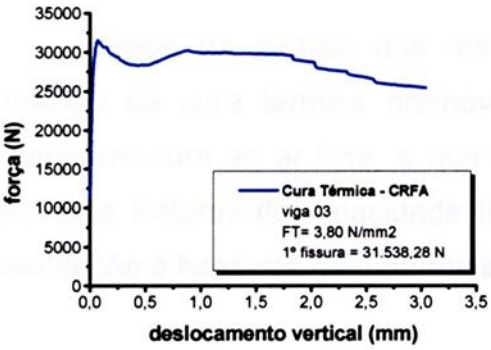


Figura 215 – Resultado amostra nº 03

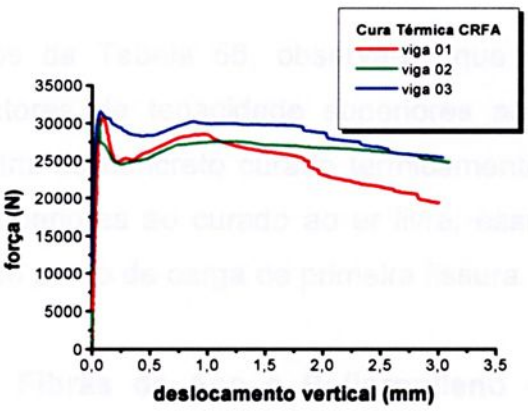


Figura 216 – Comparação entre as curvas

Os gráficos observados nas Figuras 213, 214 e 215, mostram uma uniformidade tanto nos valores de FT quanto de carga de 1º fissura e, através da Figura 216, pode ser notado que as vigas ensaiadas apresentam comportamentos de força x deslocamento vertical semelhantes.

A Tabela 56 apresenta um resumo dos resultados dos fatores de tenacidade (FT) obtidos pela equação 14 – Capítulo 4 – e graficamente o ponto de 1º fissura do CRFA para as duas condições de curas. E na Tabela 57 apresenta-se o tratamento estatístico desses resultados.

Tabela 56 – Resultados de fator de tenacidade e carga de 1º fissura do CRFA

Concreto com Fibras de Aço			
Cura ao ar livre		Cura térmica	
FT (N/mm2)	Carga de 1º fissura (N)	FT (N/mm2)	Carga de 1º fissura (N)
2,95	24912,75	3,29	30711,38
3,37	30549,45	3,53	30446,08
3,25	31355,67	3,80	31538,28
Média=3,19	Média=28939,29	Média=3.54	Média=30898,58

Tabela 57 – Resultados da análise estatística do fator de tenacidade e carga de 1º fissura do CRFA

Concreto com Fibras de Aço				
Tipo de cura		Média	desvio padrão	Coeficiente de Variação (%)
ar livre	FT(N/mm²)	3,19	0,22	6,78
	1ª fissura	28939,29	3510,31	12,13
térmica	FT (N/mm²)	3,54	0,26	7,21
	1ª fissura	30898,58	569,66	1,84

Através da análise dos resultados da Tabela 56, observa-se que o processo de cura térmica promoveu fatores de tenacidade superiores aos obtidos em cura ao ar livre, e que a matriz do concreto curado termicamente apresenta Fatores de tenacidade (FT) superiores ao curado ao ar livre, essa observação é baseada na determinação do ponto de carga de primeira fissura.

b) Concreto Reforçado com Fibras de Aço e Polipropileno – CRFAP

Cura ao ar livre

As curvas obtidas durante os ensaios de tenacidade, do CRFAP curados ao ar livre, podem ser observadas nas Figuras 217 a 219.

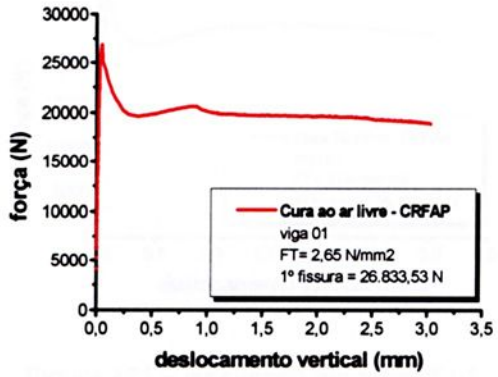


Figura 217 – Resultado amostra nº 01

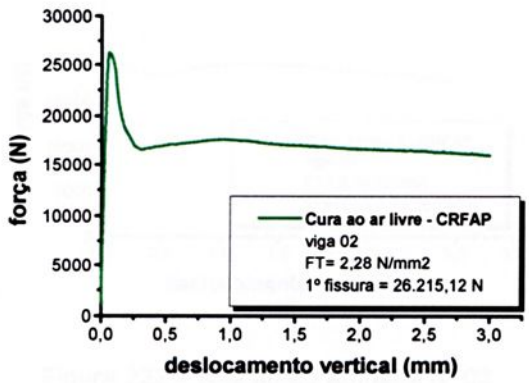


Figura 218 – Resultado amostra nº 02

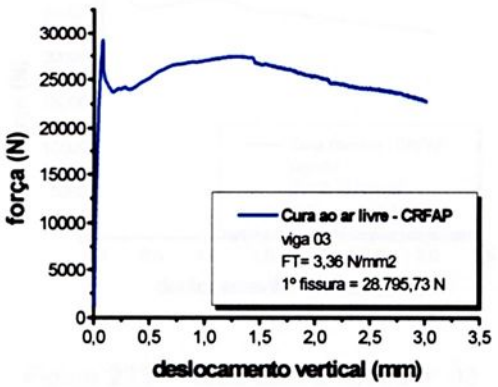


Figura 219 – Resultado amostra nº 03

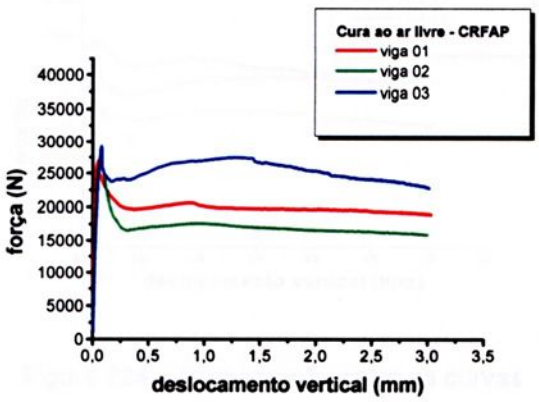


Figura 220 – Comparação entre as curvas

Em termos de 1º fissuras e FT, as vigas ensaiadas 01 e 02, mostradas nas Figuras 217 e 218, respectivamente, apresentam valores semelhantes e comportamentos parecidos durante o ensaio, como mostra a Figura 220. A viga 03 apresenta diferenças tanto quanto às propriedades avaliadas, quanto em comportamento durante o ensaio, como pode ser observado na Figura 220.

Cura térmica

Para o CRFAP curado termicamente, as Figuras 221, 222, 223 e 224, apresentam os resultados dos ensaios de tenacidade.

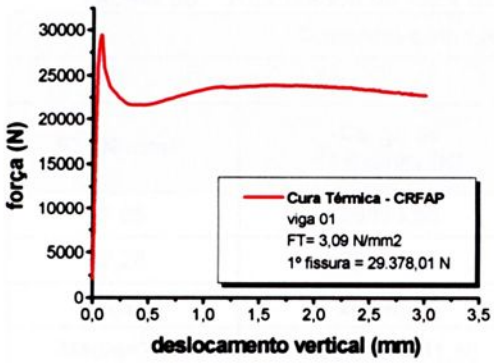


Figura 221 – Resultado amostra nº 01

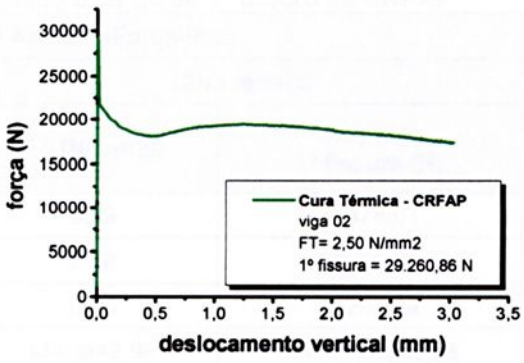


Figura 222 – Resultado amostra nº 02

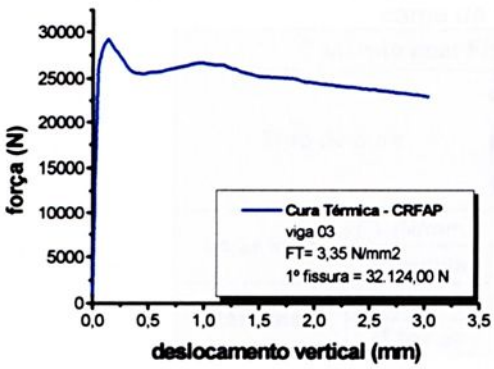


Figura 223 – Resultado amostra nº 03

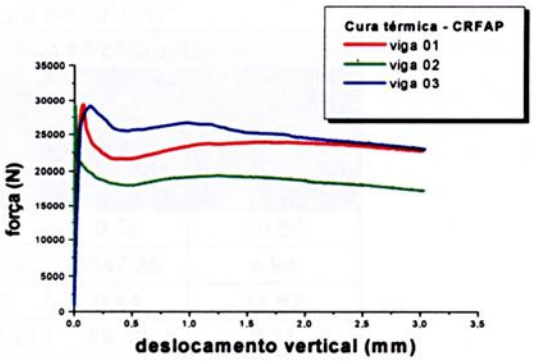


Figura 224 – Comparação entre as curvas

Os valores de carga de 1º fissura são semelhantes paras as vigas 01 e 02, e diferem para a viga 03, os valores obtidos de FT diferem para as três vigas ensaiadas. No gráfico da Figura 224 observa-se o comportamento distinto das três vigas, onde a viga 03 apresenta um comportamento mecânico superior as demais quando ensaiada à flexão.

Um resumo dos resultados dos fatores de tenacidade (FT) obtidos pela equação 14 – Capítulo 4 – podem ser observados na Tabela 56. A Tabela 57 apresenta o tratamento estatístico realizado com os resultados obtidos.

Tabela 58 – Resultados de fator de tenacidade e carga de 1º fissura do CRFAP

Concreto com Fibras de Aço e Polipropileno			
Cura ao ar livre		Cura térmica	
FT (N/mm2)	Carga de 1º fissura (N)	FT (N/mm2))	Carga de 1º fissura (N)
2,65	26833,53	3,09	29378,01
2,28	26215,12	2,50	29260,86
3,36	28795,73	3,35	29202,29
Média=2,76	Média=27281,46	Média=2,98	Média=29280,38

Tabela 59 – Análise estatística dos resultados do fator de tenacidade e carga de 1ª fissura do CRFAP

Concreto com Fibras de Aço e Polipropileno				
Tipo de cura		Média	desvio padrão	Coeficiente de Variação (%)
ao ar livre	FT (N/mm²)	2,76	0,55	19,86
	1ª fissura	27281,46	1347,36	4,94
térmica	FT (N/mm²)	2,98	0,44	14,62
	1ª fissura	29280,39	89,47	0,31

Os ensaios das vigas moldadas com o concreto CRFA foram realizados 7 dias após sua moldagem, e as moldadas em CRFAP aos 6 dias, devido a indisponibilidade do Laboratório de Estruturas da Unicamp em realizar o ensaio nas datas previstas. Portanto não é seguro garantir que o concreto CRFA possua valores de F_t superiores aos do CRFAP.

Os resultados obtidos de FT e carga de 1º fissura para o CRFAP foram semelhantes aos resultados do CRFA. Como citado anteriormente, acredita-se que as condições de cura sejam responsáveis por esses resultados, uma vez que, nas propriedades de f_c e E_c avaliadas nos capítulos anteriores, o processo de cura térmica causou uma redução nas mesmas. Assim, esperava-se que o mesmo ocorresse na propriedade de tenacidade, o que não ocorreu. Pode-se justificar esses resultados pelas diferentes condições de cura na avaliação dessas propriedades, como referenciados no Capítulo 8. Tanto para a resistência à compressão como para o módulo de elasticidade os corpos-de-prova foram submetidas a três condições de cura distintas, a saber: cura térmica, cura térmica com posterior cura em câmara úmida saturada e

somente cura em câmara úmida saturada, enquanto que para avaliar a tenacidade as vigas apresentaram unicamente dois processos de cura distintos: cura térmica a vapor, com posterior cura ao ar livre e cura ao ar livre.

Pode-se verificar que, a provável interferência nos resultados, estaria na cura realizada em câmara úmida saturada em relação à cura ao ar livre. Em uma primeira análise seria previsível achar que o processo de cura térmica promova uma melhoria na interface fibra-matriz, melhorando a tenacidade do compósito, em relação ao concreto curado ao ar livre, todavia, é necessário comentar que em ensaios realizados em concretos curados termicamente, com microscopia eletrônica de varredura (MEV) foi observado que a elevada temperatura do processo de cura térmica, produz uma hidratação inferior à cura realizada sem o processo térmico, podendo ser observado uma interface agregado-matriz pobre em relação ao concreto curado em câmara úmida. Embora não tenha sido realizado esse tipo de análise neste trabalho, é muito possível que ocorra o mesmo efeito na interface fibra-matriz que causaria uma redução na propriedade de tenacidade. Uma provável justificativa é que as vigas curadas termicamente adquiriram uma elevada resistência devido à elevada temperatura do processo térmico associada ao período de cura ao ar livre, enquanto que as demais vigas foram submetidas somente ao ar livre, exposta as ações desfavoráveis do vento e do Sol no processo de hidratação, fazendo com que essas últimas apresentassem valores inferiores de FT e carga de primeira fissura em relação às vigas que foram curadas termicamente.

Outra possibilidade para justificar os resultados de tenacidade, aqui determinados, seria que esse tipo de experimento necessita de uma grande quantidade de vigas a serem ensaiadas e, devido as dimensões do aparelho de cura térmica a vapor, esse número de ensaios foi limitado. Portanto, a realização de um número maior de corpos-de-prova associados a ensaios em idades mais avançadas poderia solucionar esta dúvida quanto aos efeitos do processo de cura térmica na avaliação da tenacidade.

.

10 Considerações finais

Em vista dos resultados conclui-se que:

10.1 Energia Aparente de Ativação

- Os valores obtidos da Energia Aparente de Ativação para o CRFA e para o CRFAP, respectivamente, da ordem de 39,5 kJ/mol e 40,2 kJ/mol, estão próximos ao do cimento Americano Tipo I, e próximo ao valor de 43,9 kJ/mol para o cimento CPV obtido por PERES (2003). A adição de fibras de polipropileno ao concreto não interfere no valor de E_a da mistura.
- A qualidade dos resultados obtidos nos ensaios para a determinação de E_a pode ser comprovada estatisticamente pelos coeficientes de variação obtidos que foram inferiores a 25%.

10.2 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados termicamente

- Os resultados experimentais das propriedades de resistência à compressão e de módulo de elasticidade, dos concretos reforçados com

fibras curados termicamente, mostram que o processo de cura a vapor, permite que as operações de desmoldagem sejam realizadas, uma vez que no final do ciclo de cura os concretos apresentaram elevados valores dessas propriedades. Observa-se que, em média, ao final do ciclo térmico, os concretos reforçados com fibras apresentaram 31% da resistência à compressão do mesmo concreto curado em câmara úmida saturada na idade de 28 dias. Nos resultados obtidos para o módulo de elasticidade, o processo térmico proporcionou um ganho de 49% em relação ao valor de E_c, quando comparado com o concreto curado em câmara úmida saturada aos 28 dias.

- Nos resultados comparativos, apresentados no Capítulo 8, observou-se que a temperatura elevada de cura afeta negativamente as propriedades mecânicas de f_c e E_c dos concretos avaliados desta pesquisa. SALVADOR FILHO (2001), também observou reduções nas propriedades mecânicas do CAD, quando submetidos ao mesmo processo de cura térmica. Uma possível alternativa para modificar esses resultados seria a modificação da duração e temperatura do ciclo térmico, a introdução de período de espera (t_0) com redução do período da temperatura (t_2), mantendo o ciclo por um período de 6 horas como realizado. Outra possibilidade seria estabelecer um gradiente de aquecimento (t_1) e verificar a influência nos resultados finais.
- Através dos ensaios de f_c e E_c dos concretos curados termicamente e em câmara úmida saturada, empregando-se as propostas de Nurse-Saul e Freiesleben-Hansen e Pedersen, obtendo-se assim as curvas de maturidade, utilizadas para estimar essas propriedades durante o processo de cura. No Capítulo 6, mostrou-se através da simulação da cura térmica de uma aduela a simplicidade do método.
- As análises estatísticas realizadas nos valores das resistências à compressão e nos módulos de elasticidade mostraram que os coeficientes de variação foram inferiores a 25% em todos os casos, garantindo assim a qualidade nos resultados obtidos.
- Através dos gráficos comparativos dos concretos CRFA e CRFAP, ensaiados nas propriedades de f_c ou E_c, submetidos ao processo de cura térmica, observou-se que as fibras de polipropileno não interferem

nos resultados das mesmas.

10.3 Análise comparativa de resistencia mecânica em corpos-de-prova com e sem isolamento térmico lateral.

- Os resultados mostram que os corpos-de-prova ensaiados com e sem isolamento térmico curados a 60ºC em ciclo de 6 horas, apresentaram valores de resistência à compressão muito próximos. Entretanto, afirmar que as frentes de calor não influenciam nas propriedades mecânicas, pode não ser verdade, uma vez que, não foi possível comprovar a eficiência do isolamento térmico utilizada para envolver lateralmente os corpos-de-prova durante o ensaio.
- A afirmação que, após o processo de cura térmica a vapor, uma aduela apresente valores próximos de resistência à compressão, em todos os seus pontos, só poderá ser feita com o monitoramento de temperatura nos pontos mais favoráveis e mais desfavoráveis ao processo de cura. Através do Método da Maturidade é possível estimar, a partir do histórico de temperatura, qual é a resistência que esses pontos apresentam e constatar se as diferentes frentes de calor podem ou não influenciar nos resultados da resistência à compressão.
- Os resultados das análises estatísticas mostram que os valores das resistências à compressão apresentam coeficientes de variação inferiores a 25%, garantindo a qualidade dos resultados obtidos.

10.4 Aplicação do Método da Maturidade em concretos reforçados com fibras curados em câmara úmida saturada

- Os resultados obtidos da cura realizada em câmara úmida saturada,

com monitoramento de temperatura, para os dois tipos de concretos, serviram para dois propósitos distintos: avaliar as perdas das propriedades de f_c e E_c dos concretos curados sob as duas condições distintas de cura, apresentadas no item 10.3, e obter valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos concretos pesquisados, em condição de cura normal. Através dos gráficos apresentados no Capítulo 8 podem ser observados, quando são analisados os processos de cura térmica e cura em câmara úmida saturada que, os dois tipos de concretos apresentaram o mesmo comportamento, o que pode ser observado através da sobreposição das linhas de tendência, para as mesmas propriedades nos dois processos de cura distintos.

- Ao comparar os dois processos de cura, em termos de idade equivalente referenciada a 20ºC, pode-se observar que, as curvas para os dois tipos de cura, apresentam uma mesma tendência confirmando o sugerido pelo Método da Maturidade.
- As análises estatísticas realizadas mostram que os coeficientes de variação foram inferior a 25% para os valores das resistências à compressão e dos módulos de elasticidade, o que comprova a qualidade dos mesmos.

10.5 Determinação empírica do módulo de elasticidade

- No programa experimental desenvolvido, a partir dos resultados das resistências à compressão dos concretos submetidos aos dois processos distintos de cura e dos valores de E_c obtidos experimentalmente, foi possível avaliar quais os códigos que melhor estimam a determinação de E_c. A estimativa do valor do módulo de elasticidade calculado a partir do valor de f_c obtido experimentalmente, através das equações empíricas segundo os códigos internacionais e nacionais de normas técnicas está prevista, nas situações, quando a falta de equipamentos para a realização do ensaio experimental de E_c.

- Na determinação empírica de E_c, o concreto reforçado com fibras curado termicamente, apresentou valores superiores ao experimental. Enquanto nos resultados obtidos para a cura realizada em câmara úmida, alguns códigos superestimaram e outros subestimaram o valor de E_c. Nos estudos apresentados por FREITAS (2001), utilizando equações empíricas para estimativa do módulo de elasticidade em CAD, a partir de f_c, alguns modelos forneceram resultados maiores e outros menores quando comparados ao valor experimental.
- MELO NETO e HELENE (2002) procederam à determinação empírica do módulo de elasticidade, a partir da resistência à compressão, através de modelos de previsão baseados nas normas existentes e foram observadas discrepâncias nos resultados dos concretos avaliados.

10.6 Resultados experimentais de tenacidade do CRFA e CRFAP

- Nesse Capítulo, mostra-se que o processo de cura térmica melhorou a propriedade mecânica das vigas ensaiadas, em relação à tenacidade, comparadas às das vigas curadas ao ar livre. Nos resultados de f_c e E_c obtidos nos concretos submetidos ao processo de cura térmica, foi observado o contrário, que o mesmo provoca uma redução nessas propriedades em relação aos concretos curados em câmara úmida saturada. Observa-se que a cura térmica é comparada a dois processos distintos de cura, ou seja, cura ao ar livre e cura em câmara úmida saturada. Portanto, pode-se afirmar que a cura térmica apresenta melhores resultados nas propriedades mecânicas, quando comparada à cura ao ar livre, e resultados inferiores em relação à cura realizada em câmara úmida saturada. Para comprovação da afirmação acima, seria necessário comparar ensaios de Tenacidade a serem realizados em vigas curadas termicamente com posterior cura em câmara úmida, e em vigas curadas unicamente em câmara úmida.

10.7 Proposta de continuidade desta pesquisa

No âmbito da energia de ativação, sugere-se a determinação experimental com quatro ou mais condições isotérmicas, como por exemplo, 10ºC, 30ºC, 45ºC e 60ºC, para uma melhor calibração nos valores de E_a.

No processo de cura térmica, como referenciado na conclusão, é interessante a inclusão do tempo de espera, período de pega do concreto, para se avaliar se esse procedimento apresenta melhorias nas propriedades mecânicas. Sugerem-se estudos com novos ciclos térmicos, para verificar melhorias nas propriedades dos concretos CRFA e CRFAP.

Para avaliar a influência das frentes de calor nas resistências mecânicas do concreto, propõe-se a realização do ensaio de cura térmica com monitoramento de temperatura nos corpos-de-prova de 15 x 30 cm com e sem isolamento lateral. Deste modo, as mesmas podem ser avaliadas pelo Método da Maturidade, e verificar a real influência dessas frentes de calor.

Dentro do contexto de estimativa do módulo de elasticidade, sugere-se a avaliação de diferentes dosagens de concreto reforçado com fibras, seja curado termicamente seja curado em câmara úmida saturada, para verificação dos modelos de estimativa de E_c, a partir de equações empíricas propostas pelas normas apresentadas.

A realização de estudos de microscopia eletrônica de varredura (MEV), nos concretos com fibras curados termicamente, é interessante para avaliar a influência do processo na interface fibra-matriz.

Propõem-se também a realização de ensaios "in loco" nas aduelas durante seu processo de cura na fabrica, com o monitoramento da temperatura em seções distintas, para serem avaliados através do conceito de maturidade.

Avaliar com mais detalhes o comportamento de Tenacidade e de outras propriedades dos concretos reforçados, também é uma sugestão para melhor entendimento das mesmas.

11 Bibliografias

11.1 Referências bibliográficas

ACCETTI, K. M. e PINHEIRO, L. M. *Tipos de Fibras e Propriedades do Concreto com Fibras.* 42° Congresso Brasileiro do Concreto, (13/08/2000 a 18/08/2000), Fortaleza, CE, BRASIL, CD – R, Fortaleza, BRASIL, 2000.

ACI COMMITTEE 228. *Nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures.* ACI 228.2R-98, American Concrete Institute, EUA,1998, 62 pp..

ALCANTARA, M. A. M.; MOURET, M.; PONS, G.; GRANJU, J. L..*Concreto auto-adensável com adição de fibras metálicas - Parâmetros de dosagem e características no estado fresco e endurecido.* 46° Congresso Brasileiro do Concreto, (14/08/2004 a 18/08/2004), Vitória, ES, BRASIL, CD – R, Vitória, BRASIL, 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1987). ACI 544.1R-82 (Reapproved 1986) – *State-Of-The-Art Report on Fiber Reinforced Concrete.* In:_____. Manual of concrete practice. Detroit, Michigan. v.5.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI - 228 - 1R - 89, 1989, *In place methods for determination of strength of concrete,* Detroit, 26pp.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS STANDARD. *Test Methods for Flexural Toughness and First Crack Strength of fiber Reinforced Concrete.* ASTM C 1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1984.

ANDRADE. J. E. P.; CORREA, A. R.; SILVA, C. V. D. G. F..*Pólo de*

Tecelagem Plana de Fibras Artificiais e Sintéticas da Região de Americana. Americana, São Paulo, 2001. 30p.

ARAÚJO, C. M., *Reforço de Vigas de Concreto à Flexão e ao Cisalhamento com Tecidos de Fibras de Carbono.* 2002. 153 p. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro.

ASTM C 1074, *Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method, ASTM C 1074-98,* Annual Books of ASTM Standards, Vol. 04.02, Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5733: Cimento Portland de Alta Resistência Inicial.* Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738: Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto.* Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos.* Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado.* Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7215: Cimento Portland – Determinação da Resistência à Compressão.* Rio de Janeiro, 1996

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7217: Agregados – Determinação da Composição Granulométrica.* Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7218: Agregados – Determinação do Teor de Argila em Torrões e Materiais Friáveis.* Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7810: Agregado em Estado Compactado e Seco – Determinação da Massa Unitária.* Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8522:Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação.* Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9202: Cimento Portland e Outros Materiais em Pó – Determinação da Finura por Meio da Peneira 0,044 mm (Número 325).* Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9479: Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova de argamassa e concreto.* Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9937: Agregados – Determinação da Absorção e da Massa Específica de Agregado Graúdo.* Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBRNM 76: Cimento Portland – Determinação da Finura pelo Método de Permeabilidade ao Ar (Método de Blaine).* Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NM 23: Cimento Portland e Outros Materiais em Pó – Determinação da Massa Específica.* Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NM 49: Agregado Miúdo – Determinação de Impurezas Orgânicas* . Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NM 52: Agregado Miúdo – Determinação de Massa Específica e Massa Específica Aparente* . Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NM 65: Cimento Portland – Determinação do Tempo de Pega.* Rio de Janeiro, 1996.

ASTM C 1074, *Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method, ASTM C 1074-98,* Annual Books of ASTM Standards, Vol. 04.02, Philadelphia: American Society for Testing Materials, 1998.

ATKINS, P. W.; JONES, L. L. *Chemistry: Molecules, Matter, and Change*, 3rd ed. Freeman and Company. New York. 1997. 886 p.

ATKINS, P. W.. *Physical Chemistry*. Oxford University Press, New York, 1998.

BALAYSSAC J.P., DETRICHE C.H., DIAFAT N. (1997). *Influence de la durée d'une cure humide sur les caractéristique mécaniques de bétons d'usage courant.* Materials and Structures/Matériaux et construction, Vol. 30, 284-292.

BALENDRAN, R. V.; MARTIN-BUADES, W. H. *The Influence of High Temperature Curing on the Compressive, Tensile and Flexural Strength of Pulverized Fuel Ash Concrete.* Building and Environment, 35, 1999, pp. 415-23.

BANTHIA, N., *Study of Some Factors Affecting the Fiber-Matrix Bond in Steel Fiber Reinforced Concrete.* Canadian Journal of Civil Engineering, v. 17, nº 4, 1990. pp. 610-620.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J.F. *Concrete Reinforced with Deformed*

Fibers, Part I: Bond-Slip Mechanics. ACI Materials Journal, v.91, nº5,SET.Oct., 1994, pp. 434-446.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F. *Concrete Reinforced with Deformed Steel Fibers - Part II: Toughness Characterization.* ACI Materials Journal, v.92, n.2, Detroit, USA, mar-abr., 1995. p146-54.

BAUER, L. A. F.; NORONHA, M. A. A.; BAUER, R. J. (1987). *Concreto Armado com Fibras.* Campinas, Concrelix Engenharia de Concreto. (Boletim n.7)

BAUER, L. A. F. *Materiais de Construção.* 5º ed. rev. LTC. 2000. Rio de Janeiro

BENAMEUR, H. K., et al, *Determination of Apparent Activation Energy of Concrete by Isothermal Calorimetry.* Cement and Concrete Research , Fev. 2000. pp. 301-305.

BENTUR, A., MINDESS, S., *Fibre Reinforced Cementitious Composites.* United Kingdom. Barking, Elsevier. 1990.

BONALDO, E.; AGOSTINI, L. R. S.. *Pilares mistos: tubos metálicos preenchidos com concreto de alta resistência reforçado com fibras metálicas sujeitos à compressão axial .* 43° Congresso Brasileiro do Concreto, (18/08/2001 a 23/08/2001), Foz do Iguaçu, PR, BRASIL, CD – R, Foz do Iguaçu, BRASIL, 2001.

BRITISH STANDARD INSTITUTION, BS 1881: Part 201, 1986, *"Guide to the use of nondestructive methods of test for hardned concrete"*, London.

BROWN, T. L., et al, *Chemistry – The Central Science.* Fifth Edition, Prentice Hall, 1991, 1045 pp.

BUNGEY, J. H., 1989, *The Testing of Concrete in Structures,* 2 ed., London, Surrey University Press.

CAMARIM, G. *Desempenho de misturas de cimento Portland e escória de alto-forno submetidas à cura térmica.* São Paulo, 1995. 252p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

CAMARINI, G., CINCOTTO, M. A. & PETRONI, F. *Aplicação da cura em cimentos com adições de cinza volante.* Anais da 37a REIBRAC -IBRACON. Goiânia/GO, 1995;

CAMARINI, G.; FREITAS, F. A. E.; MARTINS, A. R.. *Influência do tipo de cura nas propriedades de durabilidade de argamassas de cimento portland de alto-forno.* 42° Congresso Brasileiro do Concreto, (13/08/2000 a 18/08/2000), Fortaleza, CE, BRASIL, CD – R, Fortaleza, BRASIL, 2000.

CAMPBELL, G. M.& DETWILER, R. J. *Development of mix designs for*

strength and durability of steam-cured concrete. Concrete International: Design and Construction, vol. 15, Nº 7,. pp. 37-39, Jul 1993.

CARINO, N. J., *The maturity method. In: CRC Handbook on nondestructive testing of Concrete,* V. M. Malhotra and N. J. Carino. Eds. CRC Press:1991. p. 101-146.

CARINO, N. J.; LEW, H.S.. *The Maturity Method: From Theory to Application.* Reprinted from the Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, May 21-23,2001, Washington, D.C., American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, Peter C.Chang, Editor, 2001, 19 p.

CARINO, N.J.; KNAB, L.I.; CLIFTON, J.R. *Applicability of the maturity method to high-performance concrete.* National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, 1992. 64p, ref. NISTIR 4819.

CARVALHO, A. G..*Energia de Ativação dos Concretos: Experimentação e Modelagem.* 2002. 134 p. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro.

CASANOVA, P., ROSSI, P., 1997, *"Analysis and Design of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams",* ACI Structural Journal, V. 94, No 5, Sep-Oct., pp. 595-602.

COURTAULT, B. e BRIAND, J. P.. *Thermal activation of cements.* Proceeding Washington, v. 01 pp 429-465, 1960.

D'ALOIA, L. e CHANVILLARD, G., *Determination of the Apparent Activation Energy of Concrete: Ea Semi- Adiabatic Tests of Heat Development,* Paris, 1998.

DE MÉLO, A. B., *Estudo da Cura Térmica (Vapor) Sob Pressão Atmosférica na Produção de Elementos Pré-Moldados.* 1996. 217p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

DE MÉLO, A. B., *Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland.* 2000. 256p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação Área Interunidades - Ciência e Engenharia de Materiais - da Universidade de São Paulo, São Carlos.

DE MÉLO, A. B.; LIBÓRIO, J. B. L.; SILVA, I. J.. *Evidências da perda de resistência mecânica final devido à cura térmica observadas através de imagens de microscopia eletrônica de varredura .* 42° Congresso Brasileiro do Concreto, (13/08/2000 a 18/08/2000), Fortaleza, CE, BRASIL, CD – R, Fortaleza, BRASIL, 2000.

DUNN. H. *Precast Low Density Concrete Units.* In: Structural Lightweight Concrete – An Accepted Construction Material, New York, 1970. Detroit, ACI,

1971. p. 147-59. (ACI SP,29).

EFNARC. *European Specification for Sprayed Concrete.* European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

ERDEM, T. K.; TURANLI L.; ERDOGAN, T. Y.. *Setting time: An important criterion to determine the length of the delay period before steam curing of concrete.* Cement and Concrete Research, 33, 2003, p. 741-745.

EVANGELISTA, A. C. J.. *Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Métodos Não Destrutivos.* 2002. 219p. Tese (Doutorado), COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

FERREIRA JÚNIOR, E. L.; CAMARINI, G.. *Deterioração de Argamassas e Concretos pela Formação de Etringita e Taumasita.* 45° Congresso Brasileiro do Concreto, (16/08/2003 a 20/08/2003), Vitória, ES, BRASIL, CD – R, Espírito Santo, BRASIL, 2003.

FIGUEIREDO, A.D. *Parâmetros de Controle e Dosagem do Concreto Projetado com Fibras de Aço.* São Paulo, 1997. 342p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, A. D., *Concreto com Fibras De Aço.* 2000. 70p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/260, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

FINE, L. W.; BEALL, H. *Chemistry for engineers and Scientists.* Sauders College Publishing. USA. 1990. 1006p.

FITESA, *Clackstop em Pavimento Rígido,* http://www.fitesa.com.br. Acesso em: 10 abril 2004.

FITESA, *Produtos – Fibras de Polipropileno,* http://www.fitesa.com.br/produtos.html. Acesso em: 10 abril 2004.

FITESA, *As Fibras de Polipropileno e a Retração Plástica do Concreto.* Gravataí, 2002a. 4p. Boletim Técnico nº2.

FITESA, *A Influência das Fibras de Polipropileno na Exsudação do Concreto.* Gravataí, 2002b. 2p. Boletim Técnico nº3.

FITESA, *Efeito "anti-spaning" das Fibras de Polipropileno.* Gravataí, 2002c. 4p. Boletim Técnico nº6.

FREITAS, L. B.; JUDICE, F. M. S.;CARNEIRO, L. A. V.; EVANGELISTA, A. C. J; SHERATA, L. C. D. *Avaliação do Módulo de Elasticidade de Concretos de Alto Desempenho, com Diferentes Idades.* 43° Congresso Brasileiro do

Concreto, (18/08/2001 a 23/08/2001), Foz do Iguaçu, PR, BRASIL, CD – R, Foz do Iguaçu, BRASIL, 2001.

GAMINO, A. L. *Análise Numérica da Ductilidade de Vigas de Concreto Armado Convencional e de Alto Desempenho,* 2003. 121 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira.

GAUTHIER, E. e REGOURD, M. *Lê Durcissement du Betón em Foction de la Température,* RILEM International Conference on Concrete at Early Ages, ENPC Paris, abril 1982, pp. 145-150.

GOLAPARATCAM, V.S.; GETTU, R. *On the Characterization of Flexural Toughness in Fiber Reinforced Concretes.* Cement & Concrete Composites, v.17, Nº 3, 1995. p.239-54.

GOMES, C. E. M; FERREIRA, O. P.. *Avaliação da Tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço com adições do látex sbr e da sílica ativa.* 42° Congresso Brasileiro do Concreto, (13/08/2000 a 18/08/2000), Fortaleza, CE, BRASIL, CD – R, Fortaleza, BRASIL, 2000.

GONÇALVES, A.,*"Novos ensaios não destrutivos para a determinação da resistência do betão nas estruturas",* 1986, 34p, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

GUIMARÂES, M. C. N.; FIGUEIREDO, A. D.. *Análise da repetibilidade e reprodutibilidade do ensaio de Tenacidade à flexão dos Concretos Reforçados com Fibras de Aço (CRFA).* 44° Congresso Brasileiro do Concreto, (17/08/2002 a 22/08/2002), Belo Horizonte, MG, BRASIL, CD – R, Belo Horizonte, BRASIL, 2002.

GUIMARÂES, M. C. N.; MARTINS, C. A.; SORDI, V. L.; LIBARDI, W.. *Comportamento à fadiga de um concreto reforçado com fibras metálicas.* 44° Congresso Brasileiro do Concreto, (17/08/2002 a 22/08/2002), Belo Horizonte, MG, BRASIL, CD – R, Belo Horizonte, BRASIL, 2002.

HANSON, J.A.. *Optimum Steam Curing in Precasting Plants,* ACI J. Proc. 60 (1963) 75– 100.

HO, D. W. S.; CHUA, C.W.; TAM, C. T.. *Steam-Cured Concrete Incorporating Mineral Admixtures.* Cement and Concrete Research, 33, 2003, 595–601.

HOLANDA, K. M. A.; PINHEIRO, L. M.. *Desempenho Estrutural do Concreto Reforçado com Fibras de Aço.* 43° Congresso Brasileiro do Concreto, (18/08/2001 a 23/08/2001), Foz do Iguaçu, PR, BRASIL, CD – R, Foz do Iguaçu, BRASIL, 2001.

HOLANDA, K. M. A., *Análise dos Mecanismos Resistentes e das Similaridades de Efeito da Adição de Fibras de Aço na Resistência e na*

Ductilidade à Punção de Lajes-Cogumelo e ao Cisalhamento de Vigas de Concreto. São Carlos, 2002. 302p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. " *Methods of Test for Flexural Strength and Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete."* JCSE SF4. Concrete Library of JSCE. Part III -2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete nº 3, June, 1984b., pp. 58-61.

JAWED, I. et al, *Hidration of Portland cement, structure and performance of cements.* D. Barnes ed., Applied Science Publishers. 1983. pp 232-317.

JÚDICE, F. M. S; FREITAS, L. B; CARNEIRO, L. A. V; SHEHATA, L. C. D; *Avaliação das propriedades de concretos de alto desempenho com fibras de aço.* 42° Congresso Brasileiro do Concreto, (13/08/2000 a 18/08/2000), Fortaleza, CE, BRASIL, CD – R, Fortaleza, BRASIL, 2000.

KIM, J. K.; HAN, S. H.; SONG, Y. C..*Effect of Temperature And Aging on the Mechanical Properties of Concrete Part I. Experimental Results.* Cement and Concrete Research, 32, p.1087-1094, 2002.

KJELLSEN, K. O.; DETWILER, R. J & GJORV, O. E. *Pore structure of plain cement pastes hydrated at different temperatures.* Cement and Concrete Research, vol. 20 Nº 6, p 927-933, Nov. 1990;

KJELLSEN, K. O.; DETWILER, R. J. Reaction kinectics of Portland cement mortars hydrated at different temperatures. *Cem. Cone. Research.* 1992, v.22, n. 1, p. 112-120.

KJELLSEN, O. K. *Heat curing and post-heat curing regimes of highperformance concrete: Influence on microstructure and C-S-H composition.* Cement and Concrete Research, Vol. 26, No 2, pp. 295-307, 1996;

KNUDSEN, T.; *The dispersion Model for Hidratation of Portland Cement: I General Concepts*, Cement and Concrete Research, v.14, p.622-630,1984.

LAWRENCE K.; LORDSLEEM JÚNIOR, A. C.; BARROS, M. M. B. *A Influência do Teor de Fibras e de Cimento nas Características do Concreto Celular Espumoso para Emprego de Vedações Verticais de Edifícios.* Congresso Latino Americano – Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios – Soluções para o Terceiro Milênio. (03/11/1998 a 06/11/1998), São Paulo, Brasil.

LEVINE, I. N.. *Physical Chemistry.* McGraw Hill, New York, 1995.

LIBÓRIO, J. B. L. *Contribuição ao Estudo Patológico de Construções de Argamassa Armada Existentes no Brasil.* São Carlos: EESC-USP, 1990. Tese de Doutorado.

LIMA JÚNIOR, H. C.; GIONGO, J. S.. *Desempenho Estrutural do*

Concreto Reforçado com Fibras de Aço. 43° Congresso Brasileiro do Concreto, (18/08/2001 a 23/08/2001), Foz do Iguaçu, PR, BRASIL, CD – R, Foz do Iguaçu, BRASIL, 2001.

LI, V. C.; MATSUMOTO, T. *Fatigue Crack Growth Analysis of Fiber Reinforced Concrete With Effect of Interfacial Bond Degradation.* Cement & Concrete Composites, v.20, 1998., p339-51.

LORENZETTI, U. V.; FREDEL, M. C.; GLEIZE, P.. *Efeitos dos procedimentos de cura no comportamento do concreto: resistência à compressão e perda de massa.* 42° Congresso Brasileiro do Concreto, (13/08/2000 a 18/08/2000), Fortaleza, CE, BRASIL, CD – R, Fortaleza, BRASIL, 2000.

McINTOSH, J. D. *Electrical Curing of Concrete*, Magazine of Concrete Research, Vol. 1, No. 1, 1949, pp 79-88.

MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P. J. M. – *Concreto: estrutura, propriedades e materiais.* 1ºEd., São Paulo, PINI, 1994. 573p.

MELO NETO, A. A.; HELENE, P. R. L. Módulo de elasticidade: Dosagem e Avaliação de Modelos de Previsão do Módulo de Elasticidade de Concretos

NAAMAN, A. E. (1985). *Fiber Reinforcement for Concrete.* Concrete International, v.7, n.3, p.21-25, March.

NAAMAN, A. E.,. HAMMOND, H. Fatigue characteristics of high performance fiber-reinforced concrete. *Cement & Concrete Composites*, v.20, 1998., p353-63.

NETO, P. J. C.; FIGUEIREDO, A. D.. *Avaliação de desempenho de tubos de concreto reforçados com fibras de aço.* 45° Congresso Brasileiro do Concreto, (16/08/2003 a 20/08/2003), Vitória, ES, BRASIL, CD – R, Vitória, BRASIL, 2003.

NEVILLE A. M. *Propriedades do Concreto.* 2ª. Ed., São Paulo, PINI, 1997. 828 p.

NINCE, A. A; COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA V.P.. *Influência das fibras de polipropileno no comportamento do concreto de alta resistência endurecido, submetido à ação térmica..* 45° Congresso Brasileiro do Concreto, (16/08/2003 a 20/08/2003), Vitória, ES, BRASIL, CD – R, Vitória, BRASIL, 2003.

NUNES, N. L., AGOPYAN, V., *A Influência do Fator de Forma da Fibra na Tenacidade à Flexão do Concreto Reforçado com Fibras de Aço.* São Paulo, 1998. 26p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/225, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

NURSE, R.W. *Steaming Curing of Concrete*. Magazine of Concrete Research, London, v.1, n. 2, 1949, p. 79-88.

OLIVEIRA, F. P.. *Reabilitação de parede de alvenaria pela aplicação de revestimentos resistentes de argamassa armada.* 2001. 203p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

OZKUL, M. H.. *Efficiency of Accelerated Curing in Concrete.* Cement and Concrete Research, 31, 2001, p. 1351-1357.

PADRON, I.; ZOLLO, R. F.. *Effect of synthetic fiber on volume stabiliity and cracking of Portland cement, concrete and mortar.* ACI Materiais Journal, Jul-Aug 1990, pp-337-332.

PATEL, H. H., BLAND, C. H. & POOLE, A. B. *The microstructure of concrete cured at elevated temperatures.* Cement and Concrete Research, vol. 25 Nº 3, pp. 485-490, 1995;

PAULINI, P. *Reactiopns mechanism of concrete admixtures.* Cement and Concrete Research. V. 53, n 11-12, p 179-186, 1998.

PERES, L. D. P.; BARBOSA, M. P.; PINTO, R. C. A.. *Determinação da Energia de Ativação para Cimentos Nacionais Aplicando o Procedimento ASTM C 1074-98.* 45° Congresso Brasileiro do Concreto, (16/08/2003 a 20/08/2003), Vitória, ES, BRASIL, CD – R, Espírito Santo, BRASIL, 2003.

PERUZZI, A. P., *Comportamento das Fibras de Vidro Convencionais em Matriz de Cimento Portland Modificadas com Látex e Adição de Sílica Ativa.* São Carlos, 2002. 111p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PINTO JÚNIOR, N. O., *A Utilização do Concreto Projetado Reforçado com Fibras de Aço no Revestimento de Túneis.* 40° Congresso Brasileiro do Concreto, (03/08/1998 a 08/08/1998), Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, CD – R, Rio de Janeiro, BRASIL, 1998a.

PINTO JÚNIOR, N. O., *Tenacidade e Resistência Equivalente à Tração na Flexão de Concretos de Alto Desempenho Reforçados com Fibras de Aço de Baixo e Alto Teor de Carbono.* 40° Congresso Brasileiro do Concreto, (03/08/1998 a 08/08/1998), Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, CD – R, Rio de Janeiro, BRASIL, 1998b.

PINTO JÚNIOR, N. O.; *Resistência ao Cisalhamento de Vigas de Concreto de Alta Resistência Reforçado com Fibras de Aço de Alto Teor de Carbono,* 11/2000, CIENTÍFICO INTERNACIONAL, XIX Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Vol. S/N, pp.1-1, Punta Del Este, URUGUAI, 2000.

PINTO JÚNIOR, N. O. (COORDENADOR); 43º Congresso Brasileiro do

Concreto, (18/08/2001 a 23/08/2001), Foz do Iguaçu, PR, BRASIL, Oral: *Aduelas Pré-Moldadas em Concreto Reforçado com Fibras de Aço para Revestimento de Túneis.*

PINTO JÚNIOR, N. O.. *Aduelas pré-moldadas em concreto reforçado com fibras de aço e polipropileno para revestimento de túneis.* Workshop "Concreto: durabilidade, qualidade e novas tecnologias". (16 e 17 de junho de 2004), UNESP e Laboratório CESP de Engenharia Civil, Ilha Solteira – SP.

PINTO, R.C.A.; HOVER, K.C.; *Further studies on the utilization of maturity functions to a high strength concrete mixture.* In: International Symposium of High-Strength/High-Performance Concrete, 4., 1996, Paris. p.711-718.

PINTO, R. C. A. *The Effect of Curing Temperature on the Development of Mechanical Properties of Fresh and Hardened High-Strength Silica Fume Mixtures – a Maturity Approach.* 1997. 293p. Dissertation (Doctor of Philosophy) Faculty of Graduate School, Cornell University, Cornell.

PINTO, R. C. A., *O Método da Maturidade e sua utilização em Construção Civil.* In: Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 29, 2000. Punta Del Este. Punta Del Este: 2000.

PINTO, R. C. A.; PADARATZ, I. J.; ANDRADE, L. B.; FEY, E.. *O Método da Maturidade para o Tempo de Desforma e Descimbramento de Elementos Estruturais: Estudo de Caso.* 44º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte, IBRACON, 2002.

PINTO, R. C. A.; PADARATZ, I. J.;GARGHETTI, A.; KUMM, T. C.. *Aplicação De Técnicas Não-Destrutivas Para Avaliação Da Resistência À Compressão Do Concreto .* 45° Congresso Brasileiro do Concreto, (16/08/2003 a 20/08/2003), Vitória, ES, BRASIL, CD – R, Vitória, BRASIL, 2003.

PINTO, R. C. A... *Aplicação do Método da Maturidade em Pavimentos de Concreto.* 46° Congresso Brasileiro do Concreto, (14/08/2004 a 18/08/2004), Vitória, ES, BRASIL, CD – R, Vitória, BRASIL, 2004.

PLANE, R.A; SIENKO, M. J.: *Química. 5ª ed.* Companhia Editora Nacional, 1977. São Paulo.

POLAKOWSKY, N. H., RIPLING, E. J., *Strength and Structure of Engineering Materials.* USA. Prentice-Hall, Inc. 1966.

PRECAST/PRESTESSED CONCRETE INSTITUTE – PCI. *Innovation by Designer: Glass Fiber Reinforced in Concrete.* Chicago. Precast/Prestessed Concrete Institute, 1995. 15 pp.

PUNURAI, S.. *Optimization of Very Early Strenght Concrete Mixes Using Maturity Method.* 2003, 114p, Tese (Mestrado), Department of Civil an Environmental Engineering, New Jersey Institute of Technology. New Jersey

RASTRUP, E. *Heat hydration in concrete*. Magazine of Concrete Research, London, v.6, n. 17, 1954, p. 79-92.

RESENDE, F. M., *Influência das Fibras de Aço, Polipropileno e Sisal no Amortecimento de Concretos de Resistência Normal e de Alto Desempenho.* Rio de Janeiro, 2003. 109p. Tese (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro.

ROBINS, P.J. Physical properties. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. *Sprayed Concrete: Properties, design and application.* Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995. p 52-86.

RODRIGUES, P. P. F.. Parametros de dosagens do concreto. Associação Brasileira de Cimento Portland, ET – 67 2ª. edição. São Paulo, SP, 1995.

ROMERO L. L. et al. *Fibras Artificiais e Sintéticas.* São Paulo, 1995. 33 p. Relato Setorial.

SALOMÃO, R.; INNOCENTINI, M. D. M.;CARDOSO, F. A.; BITTENCOURT, L. R. M .; RETTORE, R. P. ; PANDOLFELLI, V. C.. *Efeito de fibras poliméricas na permeabilidade de concretos refratários (Polymeric fibers and the permeability of refractory castables).* Cerâmica (2002) submetido.

SALVADOR FILHO, J. A. A.. *Cura Térmica dos Concretos de Alto Desempenho: Análise das Propriedades Mecânicas Utilizando o Método da Maturidade*. Dissertação (Mestrado), UNESP, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2001.

SAUL, A. G. A. *Principles Underlying the Steel Curing of Concrete at Atmospheric Pressure.* Magazine of Concrete Research, London, v. 2, n. 6, 1951, p. 127 – 140.

SAVASTANO JÚNIOR, H., *Materiais a base de Cimento Reforçados com Fibra Vegetal: Reciclagem de Resíduos para a Construção de Baixo Custo.* São Paulo, 2000, 152p. Tese (Livre Docência) – Escola de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

SCRIVENER , K.L.; WIEKER, W. *Advances in hydration at low, ambient and elevated temperatures*. In: ICCC, 9th, v.1, New Delhi, India, 1992.

SHIDELER, J. J.; CHAMBERLIN, W. H.. *Early Strength of Concrete as Affected by Steam Curing Temperatures,* J. Am. Concr. Inst. 46 (1949)273–283.

SILVA, C. A. R..*Aplicação do conceito de maturidade em concreto com adição de cinza de casca de arroz*.. Dissertação (Mestrado), UNESP, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2004.

SILVA, F. H. P.; LISBOA, F.A.M.; SILVA, C. M.; SANTOS, S. B.; BARBOSA, N. P.. *Efeito da incorporação de fibras de aço nas resistências mecânicas de concretos comuns e de alto desempenho.* 44° Congresso Brasileiro do Concreto, (17/08/2002 a 22/08/2002), Belo Horizonte, MG, BRASIL, CD – R, Belo Horizonte, BRASIL, 2002.

SILVA, V. G., JOHN, V. M., *Painéis em Cimento Reforçado com Fibras de Vidro (GRC).* São Paulo, 1998. 24p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/228, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

SILVA, V. G.; AGOPYAN, V.. *A influência da temperatura na hidratação dos cimentos de escória de alto-forno.* São Paulo, 1998. 20p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/224, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

SOROKA, I.; JAEGERMANN, C. H.; BENTUR, A.. *Short-term steam curing and concrete later-age strength,* Mater. Constr. 11 (1978) 93– 96.

SOROUSHIAN, P.; MIRZA, F.; e ALHHOZAIMY, A.. *Plastic shrinkage cracking of polypropylene fiber reinforced concrete slabs.* Transportation Research Record 1382. 1983, pp 64-68.

SOROUSHIAN, P.; MIRZA, F.; ALHHOZAIMY, A.. (a) *Permeability characteristics of polypropylene fiber reinforced concrete.* ACI Materials Journal, May-Jun 1995_a, pp 291-295.

SOROUSHIAN, P.; MIRZA, F.; ALHHOZAIMY, A.. (b) *Plastic shrinkage craking of polypropylene fiber reinforced concrete..* ACI Materials Journal, Set-Out 1995_b, pp 553-560.

SOUZA COUTINHO. A. de. *Fabricação e propriedades do betão.* Lisboa, LNCE, 1971.

SUPLENANT, B. A.; MALISCH, W.R.. *The fiber factor.* The Aberdeen Group Hanley-Wood, Inc., Concrete Construction 1999.

TANESI J. e FIGUEIREDO A. D. *Fissuração por Retração em Concretos Reforçados com Fibras de Polipropileno (CRFP).* São Paulo, 1999. 21p. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/239, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

TEZUKA, Y. (1989). *Concreto armado com fibras.* São Paulo, ABCORPO-DE-PROVA.

TOPÇU, I. B.; TOPRAK, M. U.. *Fine Aggregate and Curing Temperature Effect on Concrete Maturity.* Cement and Concrete Research, 2004.

WALLER, V.; D'ALOIA, L.; CUSSIGN, F.; LECRUX S. *Using the Maturity Method in Concrete Cracking Control at Early Ages.* Cement And Concrete Research, 33, 2003, p. 1057-1051.

WECHARATANA, M., LIN, S., 1992, *"Tensile Properties of High Performance Fiber Reinforced Concrete",* High Perfomance Fiber Reinforced Cement Composites, *RILEM*, pp. 249-258.

WHITING, D., NAGI, M., e OKAMOTO, P. A., Early Strenght Gain of Rapid Highway Repair Concrete, *Concrete International,* Vol. 16, No. 8, 1994.

WIRKIN, E.; BRODA, M.; DUTHOIT, B.. *Determination of the apparent activation energy of one concrete by calorimetric and mechanical means Influence of a superplasticizer.* Cement and Concret Research, v. 32, 2002.

WITTMANN, F. H. *On the action of capillary pressure in tresh concrete.* Cement and Concrete Research, vol. 6, nº 1, january 1976, pp 49-56

YANG, T.; YANG, Q.; ZHU, P.. *Scaling and Corrosion Resistance of Steam-Cured Concrete.* Cement And Concrete Research, 33, 2003, p. 1057-1051.

ZOLLO, R. F.; ILTER., J. A.. *Plastic and drying shrinkage in concrete collated fibrilated polypropylene fibre.* In Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, ed. R. N. Swamy, R. I. Wagstaffe and D. R. OAKLEY. Proceedings RILEM Symposium. Sheffield, 1986.

11.2 Bibliografia consultada

AÏTCIN P.C.: High- Performance Concrete. E & FN SPON, 1998.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Manual of Concrete Practice: Part 5.* ACI. Design considerations for steel fiber reinforced concrete. (ACI 544.4R-88). ACI Committee 544. Detroit, USA, 1988. 18p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. "*State-of-the-Art Report on High Strength Concrete",* ACI 363-92, 1992, 55 p.

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

CHANVILLARD, G. ; AITCIN, P.-C. ; LUPIEN, C. *Field Evaluation of Steel Fiber Reinforced Concrete Overlay Withvarious Bonding Mechanisms.* Transportation Research Board, 1226, 1989, p. 48-56.

COLLEPARDI, M. – *Concrete sulfate attack in a sulfate-free*

environment. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE. Proceedings second CANMET/ACI International Conference 1999. Performance and quality of concrete structures. Gramado, Brazil, 1999, pp. 1 –19.

Comité Euro-International du Béton. *CEB-FIP Model Code 1990.* London, Thomas Telford, 1993.

ÊXODO 5:7. *A Bíblia sagrada.* Editora Mundo Cristão.

FREIESLEBEN-HANSEN, P., PEDERSEN, E. J., *Maturity Computer for Controlled Curing and Hardening of Concrete*, Nordisk Betong, Vol. 1, 1977, pp. 21-25 (em sueco).

HASNI, L.; GALLIAS J. L. & SALOMON, M. *Influence of the Curing Method on the Durability of High Performance Concretes.* In: International Conference Durability of Concrete, 3., 1991, Montreal, Proceedings... Montreal: ACI, 1991.

JOHNSTON, C.D. *Steel Fiber Reinforced Concrete Pavement Trials*, Concrete International: Designer & Construction, V 6, No. 12, Dec. 1984, pp. 39-43.

KANDA, T., SAKURAMOTO, F., SUZUKI, K. *Compressive Strength of Silica Fume Concrete at Higher Temperatures.* In: International Conference Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pouzzolans, 4., 1992, Istanbul, Proceedings...Istanbul: ACI, 1992. ref. SP-132-59.

KONCZ, T. *Manual de la Construcción Prefabricada*. 2. ed. Madrid, 1975.

MALHOTRA, V. M., 1984, " *In Situ / Nondestructive Testing of Concrete - A Global Review*", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, Special Publication SP-82, American Concrete Institute, Detroit, pp. 1-16.

NANNI, A.; LUDWIG, D. A.; McGILLIS, M. T. *Plastic Shrinkage Cracking of Restrained Fiber-Reinforced Concrete*. Transportation Research Record 1382. 1983, pp 69-72.

NEVILLE A. M. *Propriedades do Concreto*. Trad. Salvador Giamusso, São Paulo, PINI, 1982.

NORWEGIAN STANDARD NS 3473-E - *Concrete structures: design rules.* Norwegian Council for Building Standardization. 4.ed. Nov. 1992.

REGOURD, M.; GAUTIER, E. *Comportement des Ciments Somnis au Durcissement Aecéleré des Betons.* Annales de l 'ITBTP, oct.1980, n.387, série béton n.198, p.83-96.

SILVOSO, M. M.. *Otimização da Fase Construtiva de Estruturas de Concreto em Face dos Efeitos de Hidratação Via Algoritmos Genéticos*. Tese

(Doutorado), COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

YU, B. J.. *A Nondestructive Meted for the Determination of Fracture Energy in Concrete Structures*. 1995, 220p, Dissertação (Doutorado), Department of Civil an Environmental Engineering, New Jersey Institute of Technology. New Jersey

Anexo

Os resultados apresentados a seguir, com tratamento estatístico, foram obtidos após a realização dos ensaios de módulos de elasticidade, e estes serviram para avaliar se os resultados das resistências à compressão obtidas apresentadas nos Capítulos 6 e 7 são próximos aos apresentados nas Tabelas 60, 61, 62 e 63.

Cura térmica do CRFA e do CRFAP

Após a realização do módulo de elasticidade os cps, são submetidos ao ensaio de compressão axial. Os resultados das resistências à compressão obtidas podem ser observados na Tabela 60 e 61, para o CRFA e CRFAP, respectivamente.

Tabela 60 – Resultados das resistências à compressão do CRFA durante o ciclo térmico, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFA (cura térmica)						
Idade (horas)	f_c (MPa)			f_c médio (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
Inicio	0	0	0	0	0,00	-
1º hora	1,27	1,21	1,27	1,25	0,03	2,77
2º hora	6,11	6,49	6,37	6,32	0,19	3,07
3º hora	11,46	11,71	11,46	11,54	0,14	1,25
4º hora	13,11	13,75	13,88	13,58	0,41	3,04
5º hora	17,44	17,32	17,7	17,49	0,19	1,11
6º hora	19,99	19,61	20,24	19,95	0,32	1,59

Tabela 61 – Resultados das resistências à compressão do CRFAP durante o ciclo térmico, com tratamento estatístico

Resistência à compressão do CRFAP (cura térmica)						
Idade (horas)	f_c (MPa)			f_c médio (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)
	1º amostra	2º amostra	3º amostra			
Inicio	0	0	0	0,00	0,00	-
1º hora	1,27	1,21	1,27	1,25	0,03	2,77
2º hora	6,49	5,86	6,37	6,24	0,33	5,36
3º hora	10,95	11,2	11,08	11,08	0,13	1,13
4º hora	13,37	13,5	13,37	13,41	0,08	0,56
5º hora	17,32	17,06	16,93	17,10	0,20	1,16
6º hora	19,61	19,74	19,99	19,78	0,19	0,98

Cura em câmara úmida do CRFA e do CRFAP

A Tabela 62 apresenta os resultados de resistência à compressão obtidos do CRFA, obtidos após o ensaio de módulo de elasticidade.

unesp

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
Câmpus de Ilha Solteira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Av. Brasil Centro, 56
15385-000 Ilha Solteira - SP
www.dec.feis.unesp.br