ANTONIO DOMINGUES DE FIGUEIREDO

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

São Paulo
1997

ANTONIO DOMINGUES DE FIGUEIREDO

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

São Paulo
1997

ANTONIO DOMINGUES DE FIGUEIREDO

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

São Paulo
1997

ANTONIO DOMINGUES DE FIGUEIREDO

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Construção Civil e Urbana

Orientador:
Paulo Helene

1997

VERSÃO REVISADA CONTANDO COM CORREÇÕES APONTADAS PELA BANCA DURANTE A DEFESA

À Ivone, Thaís, Gabriel e Juliana.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Paulo Helene, pela orientação e permanente estímulo, bem como aos demais colegas do Departamento de Engenharia de Construção Civil da EPUSP.

Aos participantes do projeto de pesquisa EPUSP/CBPO/VULKAN-01, Adilson M. de Oliveira Jr., Amilton de Macena, Anna Paula Jabur, Engrácia Maria Bartuciotti, Emerson Emery, Maria Conceição F. de M. Santos, Nílton Aizner, em especial, a Vahan Agopyan, por todo o seu empenho para a viabilização e bom andamento do mesmo e a Luiz R. Prudêncio Jr., pela enriquecedora contribuição de elevado nível técnico.

À Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO) e à Vulkan do Brasil, pelo suporte financeiro e tecnológico.

Ao corpo técnico da CBPO, particularmente aos engenheiros Pedro Boscov, Rafanelli de Souza, Sérgio Martins, ao mestre Messias Ribeiro da Silva, pelo apoio na viabilização do laboratório e dos estudos de campo.

À equipe de operários da CBPO que trabalharam diretamente no laboratório de campo, Adalberto, Miguel, Cláudio, João Tertuliano e Francivaldo e aos mangoteiros Laércio, Jaimir, Espedito e Gaudino pela constante disposição, bom humor e empenho na execução de tantas placas.

Ao corpo técnico da VULKAN, em especial a Jürgen Bönninger, Ferdinand Budweg, José Nílson da Silveira e Luiz Pedro Barbosa pelo apoio contínuo do projeto de pesquisa e, inclusive, na realização dos ensaios e testes de campo.

Ao amigo Giorgio Falco que além do estímulo, concretizou em atitudes a ajuda necessária à conclusão deste tese.

Ao Hugo S. Armelin, por todo o trabalho que lhe dei e pelo desvelo de grande amigo com que me atendeu.

Aos meus pais, Antonio e Helena, pela atitude amorosa e constante que sempre mantiveram para aliviar as dificuldades deste duro período de execução da tese, além de tudo o que já fizeram por mim.

À minha família, com o mais sincero desejo que toda a capacidade de sacrifício, compreensão e paciência que demonstrada durante todo o período deste doutorado possa ser, de alguma forma recompensado.

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Antonio Domingues de Figueiredo

SUMÁRIO

SUMÁRIO III
LISTA DE FIGURAS VIII
LISTA DE TABELAS XII
RESUMO XV
ABSTRACT XVI

INTRODUÇÃO 1
PESQUISADORES E CENTROS DE PESQUISA SOBRE O CONCRETO PROJETADO 2
IMPLANTAÇÃO DO USO DAS FIBRAS NO BRASIL 4
O SISTEMA TRADICIONAL DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS 5
VANTAGENS DO USO DA FIBRA DE AÇO 6
ORIGINALIDADE E OBJETIVOS 9
CONTEÚDO DA TESE 11
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 12

CAPÍTULO 1. CONTROLE DA QUALIDADE DA MATRIZ DE CONCRETO PROJETADO 16
1.1 INTRODUÇÃO 17
1.2 O CONTROLE DO PROCESSO DE PROJEÇÃO E DO PRODUTO 17
1.3. EXPERIMENTO 19
1.3.1 Metodologia 19
1.3.2 Moldagem de placas 20
1.3.2.1 Variáveis independentes 21
1.3.2.2 Variáveis dependentes 21
1.3.2.3 Variáveis intervenientes e procedimento 22
1.3.2.4 Resultados 22
1.3.2.5 Apreciação dos resultados 22
1.3.2.6 Conclusão 23
1.3.3 Consistência 23
1.3.3.1 Variáveis independentes 24
1.3.3.2 Variáveis dependentes e intervenientes 25
1.3.3.3 Resultados 25
1.3.3.4 Análise dos resultados 25
1.3.3.5 Conclusões 26
1.3.4 Reconstituição de traço 26
1.3.4.1 Variáveis independentes 27
1.3.4.2 Variáveis dependentes 27
1.3.4.3 Variáveis intervenientes e procedimento 27
1.3.4.4 Resultados 28
1.3.4.5 Análise dos resultados 29
1.3.4.6 Conclusões 29
1.3.5 Resistência à compressão a 28 dias de idade 30
1.3.5.1 Variáveis independentes 31
1.3.5.2 Variáveis dependentes e procedimento 31
1.3.5.3 Variáveis intervenientes 31
1.3.5.4 Resultados 32
1.3.5.5 Análise dos resultados 33
1.3.5.6 Conclusões 33
1.4 COMENTÁRIOS FINAIS 34
1.4.1 Conclusões 34
1.4.2 Recomendações para futuros estudos 41
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA 43

CAPÍTULO 2. CONTROLE DA QUALIDADE DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO 46
2.1 INTRODUÇÃO 47
2.2 TENACIDADE 47
2.2.1 Formas de avaliação da tenacidade 47
2.2.2 Avaliação específica do concreto projetado 58
2.2.3 O controle da fibra abaixo do volume crítico e a instabilidade pós-pico 59
2.3 ENSAIO DE TRAÇÃO NA FLEXÃO COM DEFORMAÇÃO CONTROLADA 61
2.3.1 Caracterização dos materiais 62
2.3.2 Variáveis independentes 64
2.3.3 Variáveis dependentes 65
2.3.4 Metodologia 65
2.3.4.1 Moldagem 65
2.3.4.2 Sistema de medida da deflexão 68
2.3.4.3 Determinação da tenacidade 70
2.3.6 Resultados 73
2.3.6.1 Resistência à compressão e à tração 73
2.3.6.2 Índices de tenacidade 75
2.3.7 Análise dos resultados 76
2.3.7.1 Resistência à compressão 76
2.3.7.2 Resistência à tração por compressão diametral 77
2.3.7.3 Resistência á tração na flexão 79
2.3.7.4 Tenacidade 80
2.3.7.5 Adequação dos traços empregados 84
2.3.8 Conclusões 84
2.4 ENSAIO DE PUNÇÃO DE PLACAS 85
2.4.1. Concepção do ensaio 85
2.4.2 Metodologia 87
2.4.3 Caracterização dos materiais 88
2.4.4 Variáveis 89
2.4.5 Resultados 90
2.4.6 Análise dos resultados 90
2.4.7 Comportamento do material durante o ensaio 92
2.4.8 Conclusões 93
2.5 COMENTÁRIOS FINAIS 95
2.5.1 Conclusões 95
2.5.2. Recomendações para futuros estudos 96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 97

CAPÍTULO 3. DOSAGEM DA MATRIZ DE CONCRETO PROJETADO VIA SECA 102
3.1 INTRODUÇÃO 103
3.2 A DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO VIA SECA 103
3.2.1 Descrição da metodologia básica 105
3.2.1.1 Estabelecimento do traço piloto 106
3.2.1.2 Definição do teor de agregados 109
3.2.1.3 Dosagem do aditivo acelerador 109
3.3 ANÁLISE DO TEOR DE ARGAMASSA 111
3.3.1 Metodologia e materiais 111
3.3.2 Variáveis 112
3.3.3 Resultados 112
3.3.3.1 Consistência e reconstituição de traço 112
3.3.3.2 Resistência à compressão e porosidade 115
3.3.3.3 Granulometria 116
3.3.4 Análise dos resultados 117
3.3.4.1 Consistência 117
3.3.4.2 Porosidade 119
3.3.4.3 Resistência à compressão 122
3.3.4.4 Reflexão 123
3.3.4.5 Teor de agregados incorporado 125
3.3.4.6 Teor de argamassa incorporado 126
3.3.5 Conclusões 130
3.4 ANÁLISE DO CONSUMO DE CIMENTO 131
3.4.1 Materiais e metodologia 131
3.4.2 Variáveis 132
3.4.3 Resultados 133
3.4.4 Análise dos resultados 138
3.4.4.1 Consistência 138
3.4.4.2 Resistência à compressão 140
3.4.4.3 Verificação da absorção 142
3.4.4.4 A granulometria 142
3.4.5 Definição do consumo de cimento 142
3.4.6 Conclusões 143
3.5 ESTUDO DE DOSAGEM DOS ADITIVOS ACELERADORES DE PEGA 143
3.5.1 Metodologia e materiais 144
3.5.2 Variáveis 144
3.5.3 Resultados 145
3.5.3.1 Aditivo à base de carbonato 145
3.5.3.2 Aditivos à base de aluminato 145
3.5.4 Análise dos resultados 153
3.5.4.1 Aditivo à base de carbonato 153
3.5.4.2 Aditivo à base de aluminato 156
3.5.5 Conclusões 158
3.6 COMENTÁRIOS FINAIS 159
3.6.1 Conclusões 159
3.6.2 Recomendações para futuros estudos 161
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 163

CAPÍTULO 4. DOSAGEM DA FIBRA DE AÇO NO CONCRETO PROJETADO VIA SECA 166
4.1 INTRODUÇÃO 167
4.2 A FIBRA NO CONCRETO PROJETADO VIA SECA 167
4.3 INFLUÊNCIA DO CONSUMO E DO TIPO DE FIBRA 169
4.3.1 Materiais 169
4.3.2 Metodologia 170
4.3.3 Variáveis independentes e intervenientes 172
4.3.4 Variáveis dependentes 172
4.3.5 Resultados 173
4.3.5.1 Consistência e reconstituição de traço 173
4.3.5.2 Resistência inicial 174
4.3.5.3 Propriedades físicas e mecânicas 177
4.3.5.4 Tenacidade em prismas 178
4.3.5.5 Tenacidade em placas 183
4.3.6 Análise dos resultados 186
4.3.6.1 Consistência 186
4.3.6.2 Resistência inicial 186
4.3.6.3 Propriedades físicas e mecânicas 187
4.3.6.4 Tenacidade em prismas 188
4.3.6.5 Ensaio de punção de placas 206
4.3.6.6 Traço incorporado e reflexão 208
4.3.7 Conclusões 214
4.4 EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA E TENACIDADE 216
4.4.1 Introdução 216
4.4.2 Materiais e traço 216
4.4.3 Metodologia 216
4.4.4 Resultados 217
4.4.5 Análise dos resultados 219
4.4.6 Conclusões 224
4.5 COMENTÁRIOS FINAIS 225
4.5.1 Conclusões 225
4.5.2 Recomendações para futuros estudos 226
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 228

CAPÍTULO 5. DOSAGEM DA FIBRA DE AÇO NO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA 232
5.1 INTRODUÇÃO 233
5.2 A FIBRA NO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA 233
5.3 A INFLUÊNCIA DO TEOR E DO TIPO DE FIBRA 236
5.3.1 Materiais 236
5.3.2 Metodologia 236
5.3.3 Variáveis independentes e intervenientes 239
5.3.4 Variáveis dependentes 239
5.3.5 Resultados 240
5.3.5.1 Abatimento 240
5.3.5.2 Reconstituição de traço 241
5.3.5.3 Propriedades mecânicas 241
5.3.5.4 Índices de tenacidade 241

5.3.5.5 Absorção de energia na punção de placas 246
5.3.6 Análise dos resultados 248
5.3.6.1 Propriedades mecânicas 248
5.3.6.2 Tenacidade em prismas 249
5.3.6.3 Absorção de energia na punção de placas 257
5.3.6.4 Reconstituição de traço e reflexão 259
5.4 COMENTÁRIOS FINAIS 264
5.4.1. Conclusões 264
5.4.2. Recomendações para futuros estudos 265
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 267

COMENTÁRIOS FINAIS 271
CONCLUSÕES 272
Controle da qualidade 272
Concreto projetado simples 272
Concreto projetado com fibras de aço 273
Dosagem da matriz de concreto projetado via seca 273
Dosagem da fibra no concreto projetado 275
Concreto projetado via seca 275
Concreto projetado via úmida 276
TRANSFERÊNCIA DOS RESULTADOS AO MEIO TÉCNICO 276
CONTINUIDADE DAS PESQUISAS 277
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 278

LISTA GERAL DAS REFERÊNCIAS BIBILIOGRÁFICAS 279

ANEXOS 293
ANEXO I - Concreto projetado: determinação da resistência à compressão à baixa idade através do penetrômetro de profundidade constante-método de ensaio 294
ANEXO II - Concreto projetado: determinação da resistência à compressão à baixa idade através do penetrômetro de energia constante-método de ensaio 301
ANEXO III - Determinação da resistência à compressão do concreto projetado a partir de testemunhos cilíndricos extraídos-método de ensaio 309
ANEXO IV - Determinação de resistência à compressão do concreto projetado reforçado com fibras de aço em extremidades de corpos-de-prova prismáticos-método de ensaio 313
ANEXO V - Determinação de reflexão por meio da reconstituição de traço do concreto projetado-método de ensaio 317
ANEXO VI - Concreto projetado: determinação da consistência através da agulha de Proctor - método de ensaio 320
ANEXO VII - Determinação do módulo de ruptura na primeira fissura e índices de tenacidade em corpos-de-prova prismáticos de concreto projetado reforçado com fibras de aço-método de ensaio 324
ANEXO VIII - Determinação da energia absorvida na punção de placas de concreto projetado reforçado com fibras de aço-método de ensaio 333
ANEXO IX - Materiais 339

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Antonio Domingues de Figueiredo

LISTAS DE FIGURAS

FIGURA 1: Diferentes tipos de reação do revestimento do túnel e sua interação com o maciço. 7
FIGURA 1.1: Sistema de moldagem de placa convencional. 20
FIGURA 1.2: Sistema de moldagem de placa com projeção perpendicular à placa. 21
FIGURA 1.3: Correlação entre os valores da relação água/materiais secos obtida por dois métodos de secagem diferentes. 29
FIGURA 1.4: Correlação entre a resistência mecânica obtida por prismas e cilindros extraídos da mesma placa. 33
FIGURA 1.5: Apresentação esquemática da variação do traço de um concreto projetado em função da reflexão. 39
FIGURA 2.1: Curva carga por deflexão da norma ASTM C 1018 (1994) tomando como referência o material elasto-plástico ideal. 52
FIGURA 2.2: Compósitos de mesmos índices de tenacidade e diferentes níveis de resistência mecânica segundo o critério da ASTM C1018 (1994). 53
FIGURA 2.3: Critério JSCE-SF4 (1984b) para determinação do fator de tenacidade. 54
FIGURA 2.4: Compósitos semelhantes segundo o critério JSCE-SF4 (1984b) para determinação do fator de tenacidade. 54
FIGURA 2.5: Curva de carga por deflexão típica para definição do índice de tenacidade segundo BARR e EVANS (1986). 57
FIGURA 2.6: Relações entre os resultados obtidos entre os ensaios de abatimento de tronco de cone e VeBe (a) e cone invertido e VeBe (b) (JOHNSTON, 1984). 61
FIGURA 2.7: Concreto reforçado com fibras onde há compatibilidade dimensional entre estas e o agregado graúdo. 63
FIGURA 2.8: Concreto reforçado com fibras onde há não compatibilidade dimensional entre estas e o agregado graúdo. 63
FIGURA 2.9: Posicionamento de corpo-de-prova, LVDT e cutelos no ensaio de tração na flexão com o sistema "yoke". 68
FIGURA 2.10: Sistema de fixação do LVDT onde as deformações de cutelo e apoio do corpo-de-prova incidem nas deflexões lidas. 69
FIGURA 2.11: Curvas obtidas com o uso de diversos sistemas para a medição das deformações. 69
FIGURA 2.12: Curva típica da execução do ensaio de carga com deflexão controlada. 72
FIGURA 2.13: Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a relação água/cimento para todos os teores de fibra utilizados. 78
FIGURA 2.14: Correlação entre a resistência à tração por compressão diametral do concreto e a relação água/cimento para todos os teores de fibra utilizados. 79
FIGURA 2.15: Correlação entre a resistência à tração na flexão do concreto e a relação água/cimento para todos os teores de fibra utilizados. 80
FIGURA 2.16: Esquema do ensaio de puncionamento de placas. 86
FIGURA 2.17: Suporte de LVDT no ensaio de punção de placas. 87
FIGURA 2.18: Correlação entre a deflexão imposta no ensaio de punção de placas e o nível de fissuração das mesmas. 91
FIGURA 2.19: Curva de carga por deflexão obtida no ensaio de punção de placas. 93

FIGURA 2.20: Correlação entre os valores obtidos para a energia absorvida durante o ensaio de punção e a deflexão. 94
FIGURA 3.1: Relação entre a resistência mecânica e a relação água/cimento de um traço seco (TANGO, 1994) no caso do concreto para fabricação de blocos para alvenaria estrutural 104
FIGURA 3.2: Requisitos de desempenho propostos pela Austrian Concrete Society (ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN, 1990). 110
FIGURA 3.3: Correlação entre o índice de consistência e a relação água/cimento. 118
FIGURA 3.4: Correlação entre a absorção por imersão e fervura e o volume de pasta presente no concreto projetado. 121
FIGURA 3.5: Correlação entre a resistência à compressão e a absorção do concreto projetado. 123
FIGURA 3.6: Correlação entre a resistência à compressão e o volume de pasta no concreto. 124
FIGURA 3.7: Resultados da correlação entre o fator de argamassa e o teor de agregados incorporados na estrutura. 126
FIGURA 3.8: Distribuição granulométrica das placas 66 a 68. 127
FIGURA 3.9: Distribuição granulométrica das placas 69 a 72. 127
FIGURA 3.10: Distribuição granulométrica das placas 96 a 99. 128
FIGURA 3.11: Curvas granulométricas dos traços reconstituídos das placas 1, 2 e 3. 137
FIGURA 3.12: Curvas granulométricas dos traços reconstituídos das placas 53, 54 e 55. 137
FIGURA 3.13: Curvas granulométricas dos traços reconstituídos das placas 56, 57 e 58. 137
FIGURA 3.14: Curvas granulométricas dos traços reconstituídos das placas 76, 82 e 85. 138
FIGURA 3.15: Curvas granulométricas médias dos traços reconstituídos das quatro séries de placas. 138
FIGURA 3.16: Correlação entre o índice de consistência e a relação água/cimento para o cimento CP-II. 139
FIGURA 3.17: Correlação entre o índice de consistência e a relação água/cimento para o cimento CP-V. 140
FIGURA 3.18: Representação gráfica da curva de dosagem para o cimento CP-V ARI RS. 141
FIGURA 3.19: Evolução da resistência para as placas 92 a 95 determinada pelo PPC. 148
FIGURA 3.20: Evolução da resistência para as placas 92 a 95 determinada pelo PEC. 148
FIGURA 3.21: Evolução da resistência para as placas 101 a 104 determinada pelo PPC. 149
FIGURA 3.22: Evolução da resistência para as placas 101 a 104 determinada pelo PEC. 149
FIGURA 3.23: Evolução da resistência para as placas 105 a 108 determinada pelo PPC. 150
FIGURA 3.24: Evolução da resistência para as placas 105 a 108 determinada pelo PEC. 152
FIGURA 3.25: Correlação entre a perda de resistência a 28 dias e o teor de aditivo acelerador de pega à base de carbonato. 155
FIGURA 3.26: Correlação entre a perda de resistência à compressão aos 28 dias e o teor de aditivo à base de aluminato. 157
FIGURA 3.27: Correlação entre a absorção por imersão e fervura aos 28 dias e o teor de aditivo à base de aluminato. 158
FIGURA 4.1: Evolução da resistência inicial para a Fibra F1a. 174
FIGURA 4.2: Evolução da resistência inicial para a Fibra F1b. 174
FIGURA 4.3: Evolução da resistência inicial para a Fibra F2. 175
FIGURA 4.4: Evolução da resistência inicial para a Fibra F3. 175
FIGURA 4.5: Evolução da resistência inicial para a Fibra F4. 176
FIGURA 4.6: Evolução da resistência inicial para a todas as fibras. 176
FIGURA 4.7: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F1a. 179
FIGURA 4.8: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F1b. 179
FIGURA 4.9: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F2. 180

FIGURA 4.10: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F3. 180
FIGURA 4.11: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F4. 181
FIGURA 4.12: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F1a. 184
FIGURA 4.13: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F1b. 184
FIGURA 4.14: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F2. 185
FIGURA 4.15: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F3. 185
FIGURA 4.16: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F4. 186
FIGURA 4.17: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1a. 192
FIGURA 4.18: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1b. 193
FIGURA 4.19: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F2. 193
FIGURA 4.20: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F3. 194
FIGURA 4.21: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F4. 194
FIGURA 4.22: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1a. 195
FIGURA 4.23: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1b. 195
FIGURA 4.24: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F2. 196
FIGURA 4.25: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F3. 196
FIGURA 4.26: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F4. 197
FIGURA 4.27: Curvas de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de todas as fibras. 197
FIGURA 4.28: Curvas de correlação entre os fatores de tenacidade (JSCE-SF4) e o consumo de fibra F1. 198
FIGURA 4.29: Curvas de correlação entre os fatores de tenacidade (JSCE-SF4) e o consumo de fibra F2 a F4. 199
FIGURA 4.30: Curvas de correlação entre os fatores de tenacidade (JSCE-SF4) e o consumo de todas as fibras. 199
FIGURA 4.31: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F1b na seção transversal do prisma. 201
FIGURA 4.32: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F2 na seção transversal do prisma. 201
FIGURA 4.33: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F3 na seção transversal do prisma. 202
FIGURA 4.34: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F4 na seção transversal do prisma. 202
FIGURA 4.35: Correlações entre o fator de tenacidade e o número de fibras na seção transversal para todas as fibras. 203
FIGURA 4.36: Correlação entre o consumo de fibra do concreto projetado e o da mistura seca. 212
FIGURA 4.37: Correlação entre o consumo de fibra e o índice de reflexão. 214
FIGURA 4.38: Resistência à compressão do concreto projetado reforçado com fibras de aço até 10 horas. 218
FIGURA 4.39: Correlação da evolução da resistência à compressão com a idade. 221
FIGURA 4.40: Correlação da evolução da resistência à tração na flexão com a idade. 222
FIGURA 4.41: Curvas de carga por deflexão obtidas nas várias idades com um consumo de fibra de 40kg/m^3 de concreto. 223
FIGURA 4.42: Curvas de carga por deflexão obtidas nas várias idades com um consumo de fibra de 60kg/m^3 de concreto. 224
FIGURA 5.1: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F1 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada. 243
FIGURA 5.2: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F2 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada. 244

FIGURA 5.3: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F3 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada. 244
FIGURA 5.4: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F4 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada. 245
FIGURA 5.5: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F1. 246
FIGURA 5.6: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F2. 247
FIGURA 5.7: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F3. 247
FIGURA 5.8: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F4. 248
FIGURA 5.11: Correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) para a fibra F1. 251
FIGURA 5.12: Correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) para a fibra F2. 251
FIGURA 5.13: Correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) para a fibra F3. 252
FIGURA 5.14: Correlações obtidas entre as relações de tenacidade e o consumo de fibra. 253
FIGURA 5.15: Correlação entre o consumo de fibra e os fatores de tenacidade JSCE-SF4. 256
FIGURA 5.16: Correlação entre o teor de fibra adicionado e o incorporado no concreto projetado via úmida. 261

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Antonio Domingues de Figueiredo

LISTAS DE TABELAS

TABELA 1.1: Resultados de reconstituição de traços para verificação das condições de moldagem de placas. 22
TABELA 1.2: Resultados obtidos na análise de consistência de misturas recém projetadas. 25
TABELA 1.3: Resultados obtidos na avaliação da equivalência entre os dois equipamentos comparando-se os valores médios obtidos para cada operador. 26
TABELA 1.4: Valores obtidos para a relação água materiais secos através da secagem em mufla e em fogareiro. 28
TABELA 1.5: Fatores para correção de resistência em testemunhos extraídos (NBR 7680). 30
TABELA 1.6: Resultados obtidos para resistência à compressão. 32
TABELA 2.1: Métodos de ensaio para determinação da tenacidade especificados para o concreto projetado reforçado com fibras de aço (ROBINS, 1995b). 49
TABELA 2.2: Tensões residuais na flexão das classes recomendados pela Associação Norueguesa do Concreto (Apud MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995). 55
TABELA 2.3: Tensões residuais na flexão das classes recomendados pela EFNARC (1996). 56
TABELA 2.4: Níveis de desempenho de tenacidade dados pela tensão residual na flexão (MORGAN, MINDESS e CHEN 1995). 56
TABELA 2.5: Características da fibra utilizada no experimento. 62
TABELA 2.6: Consumos de fibra para os diversos traços empregados. 64
TABELA 2.7: Traços empregados nas moldagens. 65
TABELA 2.8: Valores de consistência e consumos de aditivo plastificante para os diversos traços empregados. 66
TABELA 2.9: Valores de resistência à compressão obtidos em corpos-de-prova adensados de maneiras diferentes. 67
TABELA 2.10: Resultados obtidos para a resistência á compressão axial para os todos os consumos de fibra. 73
TABELA 2.11: Resultados obtidos para a resistência á tração por compressão diametral para os vários consumos de fibra. 74
TABELA 2.12: Resultados obtidos para a resistência á tração na flexão para os vários consumos de fibra. 74
TABELA 2.13: Indices de tenacidade determinados a partir do final do trecho perfeitamente elástico. 75
TABELA 2.14: Indices de tenacidade determinados a partir de uma deformação plástica de 0,01 mm. 76
TABELA 2.15: Coeficientes de correlação e constantes das regressões entre os índices de tenacidade e o consumo de fibra para cada classe de concreto obtidos com o critério de adoção do fim do trecho elástico da curva carga por deflexão. 82
TABELA 2.16: Coeficientes de correlação e constantes das regressões entre os índices de tenacidade e o consumo de fibra para cada classe de concreto obtidos com o critério de adoção da deformação plástica padrão. 83
TABELA 2.17: Características básicas das fibras analisadas. 89
TABELA 2.18: Valores medidos para os traços de entrada do concreto projetado. 90
TABELA 3.1: Consumos recomendados pelo ACI (ACI, 1990) em função da resistência à compressão média aos 28 dias de idade do concreto projetado sem aditivos aceleradores. 107

TABELA 3.2: Curvas granulométricas recomendadas pelo ACI (1990). 108
TABELA 3.3: Características gerais da primeira série de placas moldadas para o estudo do teor de argamassa. 113
TABELA 3.4: Características gerais da segunda série de placas moldadas para o estudo do teor de argamassa. 114
TABELA 3.5: Características gerais da terceira série de placas moldadas para o estudo do teor de argamassa. 114
TABELA 3.6: Resultados obtidos para a resistência à compressão e compactação na primeira série de placas do estudo da influência do teor de argamassa. 115
TABELA 3.7: Resultados obtidos para a granulometria dos concretos obtidos a partir da reconstituição de traço de amostras colhidas das placas. 116
TABELA 3.8: Valores obtidos para os consumos de água e cimento e o volume de pasta por metro cúbico de concreto. 121
TABELA 3.9: Resultados estimados de reflexão para as placas da segunda série de estudo do fator de argamassa. 124
TABELA 3.10: Traços reconstituídos e desmembrados em função da granulometria reconstituída. 129
TABELA 3.11: Curva granulométrica ideal. 130
TABELA 3.12: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-II E 32 com vazão de água constante. 133
TABELA 3.13: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-V ARI RS com umidade uniforme. 134
TABELA 3.14: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-II E 32 com umidade constante. 135
TABELA 3.15: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-V ARI RS com uniformidade de consistência. 136
TABELA 3.16: Resultados obtidos para a compactação de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-V ARI RS. 136
TABELA 3.17: Primeira série de placas para a dosagem do aditivo à base de carbonato. 146
TABELA 3.18: Segunda série de placas para a dosagem do aditivo à base de carbonato. 147
TABELA 3.19: Resultados de absorção por imersão e fervura das placas destinadas à dosagem do aditivo á base de carbonato. 150
TABELA 3.20: Dosagem do aditivo à base de aluminato. 151
TABELA 3.21: Resultados de absorção por imersão e fervura das placas destinadas à dosagem do aditivo á base de aluminato. 152
TABELA 4.1: Características básicas das fibras analisadas. 170
TABELA 4.2: Valores medidos para os traços de entrada do concreto projetado. 173
TABELA 4.3: Resumo dos resultados obtidos para resistência à compressão e tração na flexão aos 28 dias de idade para todas as fibras. 177
TABELA 4.4: Resumo dos resultados de absorção de água, volume de vazios permeáveis e massa específica para todas as fibras. 178
TABELA 4.5: Resumo dos resultados de índices de tenacidade obtidos. 182
TABELA 4.6: Resultados obtidos para as relações de tenacidade. 183
TABELA 4.7: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os índices de tenacidade da ASTM C1018. 191
TABELA 4.8: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para as relações de tenacidade da ASTM C1018. 192
TABELA 4.9: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os fatores de tenacidade da JSCE-SF4. 198
TABELA 4.10: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os fatores de tenacidade correlacionados com o número de fibras na seção de ruptura. 200
TABELA 4.11: Valores de índice de tenacidade apresentados na norma ASTM C1116. 204

TABELA 4.12: Consumos e índices equivalentes entre telas e fibras de aço. 207
TABELA 4.13: Reflexão, traços e consumos incorporados para a fibra F1. 210
TABELA 4.14: Reflexão, traços e consumos incorporados para as fibras F2, F3 e F4. 211
TABELA 4.15: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os consumos de fibra incorporados ao concreto. 212
TABELA 4.16: Resistência à tração na flexão e à compressão obtida em corpos-de-prova prismáticos. 218
TABELA 4.17: Índices de tenacidade (ASTM C1018) e fatores de tenacidade (JSCE-SF4). 219
TABELA 5.1: Características básicas das fibras analisadas. 237
TABELA 5.2: Valores medidos para os traços de entrada do concreto projetado. 240
TABELA 5.3: Resultados obtidos para resistência à compressão e módulo de ruptura. 242
TABELA 5.4: Resultados obtidos para os índices de tenacidade. 243
TABELA 5.5: Resultados obtidos para as relações de tenacidade. 245
TABELA 5.6: Resultados obtidos para as correlações entre o consumo de fibra e os índices de tenacidade da ASTM C1018. 253
TABELA 5.7: Resultados obtidos para as correlações entre as relações de tenacidade e o consumo de fibra. 254
TABELA 5.8: Resultados obtidos para as correlações entre o consumo de fibra e os fatores de tenacidade da JSCE-SF4. 255
TABELA 5.9: Consumos e índices equivalentes entre tela e fibras de aço. 258
TABELA 5.10: Resumo dos consumos e índices equivalentes entre as diversas telas utilizadas no projeto e as fibras de aço. 259
TABELA 5.11: Reflexão, traços e consumos incorporados para os concretos projetados por via úmida. 262

PARÂMETROS DE CONTROLE E DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

Antonio Domingues de Figueiredo

RESUMO

O uso mais intenso do concreto projetado nas últimas décadas, numa variada gama de aplicações, onde se destacam os túneis devido aos grandes volumes empregados e pelo papel insubstituível do material, realçou sua importância técnico-econômica. Neste caso, o material é submetido a um elevado nível de exigências a baixas idades e a longo prazo, ampliadas com as novas técnicas construtivas que elevam a velocidade de escavação, como ocorreu no exterior com a recente introdução do uso das fibras de aço, para atender às exigências de maior tenacidade do concreto projetado como revestimento de túneis.

A forma de controle do concreto projetado com fibras de aço (SFRS) ainda não é consensual, como atestam as disparidades entre as normas publicadas em diferentes países. No Brasil, as normas específicas são recentes e escassas, não abrangendo o uso de fibras, o que impossibilitou a definição de parâmetros para a dosagem do SFRS.

Para preencher as lacunas de conhecimento deste novo material foi realizado um extenso estudo experimental analisando a precisão dos métodos de ensaio, a metodologia de dosagem da concreto projetado via seca e a correlação entre o teor da fibra e o nível de tenacidade do SFRS, além do efeito nas propriedades, tanto para a via seca como para a via úmida.

Constatou-se a necessidade de aperfeiçoamento dos métodos propostos para a dosagem e ensaio e revisão daqueles normalizados, sejam nacionais ou estrangeiros. O modelo exponencial apresentou melhores condições para correlacionar a tenacidade com o consumo de fibra, devido ao acréscimo não linear de desempenho obtido com aumento do mesmo. A fibra se mostrou equivalente à tela metálica no reforço do SFRS e com vantagens quando do emprego nas condições de obra, com economia de material.

STEEL FIBER SHOTCRETE CONTROL AND MIX DESIGN PARAMETERS

Antonio Domingues de Figueiredo

ABSTRACT

The use of the shotcrete has been increased in the last decades for many applications including tunnels. In this case, the shotcrete has a major role, by the technical and economical point of view, due the large amount of material that is normally spent it this constrution. The requirements are very high for both early and old ages and their are reaised up with the improvement obtained with the new techniques, including fibers, which increase the excavation rate. Therewith, the fibers were added into the shotcrete to produce a tough tunnel linning.

The steel fiber reinforced shotcrete (SFRS) has no consensus in the international standards for toughness control. The few shotcrete Brazilian standards were recently published and there are not standards about fibers. This is one of the reasons that have inhibited the use and the definition of mix design parameters for SFRS.

In order to amplify the SFRS knowledge, an extensive experimental study was carring out aiming at aspects of SFRS control and mix design like the test methods precision, the dry-mix shotcrete mix design and the correlation between the fiber content, and toughness and its effects on the dry-mix and wet-mix shotcrete properties.

It was observed a need for improvement on mix design and test methods whether it is standards or propesed ones. The exponential model shows a good fit to explain the correlation between the toughness indices and fiber consumption. It is correlated to the fact that when more fibers were added to the concrete the post crack residual strength is not increased proportionally. The fibers show an equivalent performance when compared to the wire mesh reinforcement and advantages on site conditions like the less material expense.

INTRODUÇÃO

INTRODUÇÃO

São Paulo se caracteriza por ser uma das maiores concentrações mundiais com uma população em torno de 15 milhões. Por esta razão, qualquer novo empreendimento da área de transporte, onde a cidade apresenta problemas crônicos, irá implicar num grande custo em termos de desapropriações. Este fato faz do Metrô e dos túneis rodoviários urbanos alternativas economicamente viáveis, passíveis de construção.

Grandes somas vem sendo gastas recentemente em tentativas de melhoria das condições de trânsito em São Paulo com a construção de túneis (CASARIN, 1996), sendo na sua grande maioria pelo método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*) onde o concreto projetado é um elemento fundamental (CELESTINO, 1991 e ATTEWELL, 1995). Atualmente, a demanda de novos túneis, notadamente para novas linhas do Metrô, são estimadas em dezenas de quilômetros. Além das obras urbanas se destacam as rodoviárias, quer sejam federais ou estaduais, como foi a Rodovia dos Imigrantes, onde o concreto projetado teve sua primeira grande aplicação (FIASCO NETO, 1976), a qual já apresenta grande necessidade de duplicação. Tais obras se constituem num mercado promissor para empresas de projeto, construção e controle de grandes obras.

Outro sinal da grande importância econômica do concreto projetado é a diversidade de seus campos de aplicação, além do revestimento de túneis. Neles podemos incluir também a recuperação de estruturas, os revestimentos refratários, e as novas construções (AUSTIN e ROBINS, 1995). Com isto, muito vem sendo investido no seu desenvolvimento no Brasil e no exterior, onde centros de pesquisa vêm proliferando, como se encontra descrito a seguir.

PESQUISADORES E CENTROS DE PESQUISA SOBRE CONCRETO PROJETADO

O desenvolvimento da aplicação do concreto projetado para o revestimento de túneis no Brasil, vem apresentando alguns fatos decisivos recentemente. Nos meados da década de 80, as especificações de construções de túneis costumavam exigir que a execução do revestimento secundário fosse feita com o concreto convencional lançado com o auxílio de fôrmas metálicas. Isso demonstrava que, além de exigências de ordem estéticas (o acabamento do concreto projetado era reputado como de baixa qualidade), permaneciam dúvidas quando à durabilidade do revestimento executado com este material. Com isto as

construções acabavam por apresentar um custo elevado e uma baixa velocidade de execução.

No final da referida década, iniciou-se a aplicação do concreto projetado por via úmida (ARMELIN, TELLES e PRUDÊNCIO Jr., 1991) com a utilização de braços mecânicos. Atualmente esta técnica é frequentemente empregada, como ocorreu com o sistema de pré-umidificação com injeção de água sob pressão (GUIMARÃES FILHO e GUIMARÃES NETO, 1995). Além disso, o concreto projetado vem sendo aceito cada vez mais como revestimento definitivo de túneis. Já na década de 90, houve um grande aumento na velocidade de avanço dos túneis com o emprego de novos equipamentos de escavação. No entanto, um grave acidente ocorrido na Cidade de São Paulo (CAMARGO, 1993), levantou uma série de questões sobre a segurança dos túneis e a necessidade de aprofundar o conhecimento tecnológico da área.

O concreto projetado, por sua especificidade, apresenta dificuldades para a pesquisa de cunho científico, uma vez que é complexa a implantação de um laboratórios para o estudo do mesmo. O primeiro projeto de pesquisa sobre concreto projetado, envolvendo a Universidade de São Paulo, através da Escola Politécnica, o IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo) e uma das maiores empreiteiras do Brasil, a Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO), teve início em 1989 (FIGUEIREDO, 1991). Este projeto deu origem aos quatro primeiros trabalhos acadêmicos sobre o assunto no país. Um deles abordou a dosagem do concreto projetado e o seu controle específico (PRUDÊNCIO, 1993). Foi um trabalho fundamental para a tecnologia do concreto projetado, uma vez que introduziu uma abordagem científica do estudo do concreto projetado. Em paralelo houve a publicação de uma dissertação abordando a questão do controle do processo de projeção (FIGUEIREDO, 1992), o qual tem sido um dos itens fundamentais do concreto projetado, uma vez que ainda não é possível o seu estudo abstraindo-se o processo de projeção. Outros dois trabalhos abordaram o uso de materiais específicos, particularmente promissores, no concreto projetado: a sílica ativa (SILVA, 1993) e as fibras de aço (ARMELIN, 1992).

Atualmente conta-se com quatro centros a nível internacional dispondo deste laboratório. O mais antigo é o da Universidade de Bochun na Alemanha, onde foram produzidos uma série de trabalhos com enfoque principal no estudo do processo de projeção (MAIDL, 1991).

Outro centro que se destaca pela quantidade de trabalhos publicados sobre o assunto é o de Vancouver, no Canadá, onde está a Universidade da Colúmbia Britânica onde foram realizados trabalhos abordando a reologia do concreto projetado (BEAUPRÉ, 1994) e principalmente a utilização de fibras de aço tanto para a via seca (BANTHIA,

TROTTIER, WOOD, e BEAUPRÉ, 1992), como para a via úmida (BANTHIA, TROTTIER, BEAUPRÉ, e WOOD, 1994). Lá também está o pesquisador D. R. MORGAN que atua nas áreas de aplicação de túneis (MORGAN, 1990) e recuperação de estruturas (MORGAN, 1988). Outro centro canadense que vem sendo formado mais recentemente é o da Universidade de Laval, onde está sendo dada continuidade no trabalho desenvolvido por BEAUPRÉ (BEAUPRÉ, LAMONTAGNE, PIGEON e DUFOUR, 1996), agora com enfoque no estudo dos aditivos para o concreto projetado.

Um centro mais recentes e que vem se destacando pela diversidade de trabalhos conduzidos em suas pesquisas é o da Universidade de Loughborough, no Reino Unido. Lá os pesquisadores atuam tanto na área do revestimento de túneis (AUSTIN e ROBINS, 1995) como na recuperação de estruturas (AUSTIN, ROBINS, SEYMOUR E TURNER, 1996), estudando também a utilização das fibras de aço (ROBINS, AUSTIN e JONES, 1996). Já a Espanha se destaca pelo trabalho de normalização (CÁNOVAS, 1996).

IMPLANTAÇÃO DO USO DAS FIBRAS NO BRASIL

Ao contrário de países desenvolvidos, que já utilizam a fibra de aço como reforço do concreto projetado mesmo sem haver um consenso geral tanto a nível de projeto (CASANOVA e ROSSI, 1995) como de controle (MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995), não há notícias de sua aplicação no Brasil. Um dos fatores que inibiu tal utilização estava ligado a um comportamento técnico relativamente conservador dos construtores e projetistas brasileiros. Isto porque, a construção de túneis pelo método NATM (New Austrian Tunnelling Method), que utiliza o concreto projetado, é feita em grande parte em São Paulo, cujo solo é, basicamente, argiloso ou argilo-arenoso, caracterizando um baixo tempo disponível para que o revestimento primário apresente resistência suficiente para suportar os deslocamentos do maciço. Este período de tempo é conhecido em inglês por *stand up time*. Assim, os construtores acabam por exigir que a fibra tenha comprovada a sua eficiência técnica, notadamente a sua equivalência a reforço com tela metálica.

Outro ponto importante para a inibição do uso das fibras está no fato de não ser disponível, até recentemente, fibras produzidas no Brasil com o objetivo específico de atuarem como reforço do concreto. As fibras nacionais estudadas no trabalho pioneiro de ARMELIN (1992) eram, basicamente, subprodutos. Estas fibras normalmente produzem um baixo desempenho pós-fissuração, ou dificultam muito a mistura e a aplicação por provocarem entupimentos nos equipamentos de projeção. Assim, o consumo de fibras acaba por ser reduzido em conjunto com a sua capacidade de suporte pós-fissuração.

Atualmente, já se conta com fabricantes especializados e vêm sendo realizadas as primeiras aplicações em pisos (SILVA, MENTONE e PITTA, 1996; PINTO e MORAES, 1996).

Por outro lado, com o surgimento das primeiras normas brasileiras sobre concreto projetado em 1994 (FIGUEIREDO e HELENE, 1994; PRUDÊNCIO, 1994), a tecnologia do concreto passou a ter um excelente suporte de disseminação e uso racional. No entanto, como será visto no Capítulo I, estas normas ainda necessitam de revisão, para que o controle do material seja feito de maneira mais precisa e adequada.

Como a fibra vem a alterar o sistema tradicional de execução de túneis pelo método NATM, faz-se uma breve descrição do mesmo a seguir.

O SISTEMA TRADICIONAL DE EXECUÇÃO DE TÚNEIS

O foco desta tese é centrado na utilização das fibras de aço no revestimento de túneis. A fibra altera o sistema tradicional de escavação e execução do revestimento dos túneis construídos pelo método NATM. As principais etapas da execução pelo método tradicional estão descritas a seguir:

a) A escavação - Devido à execução dos túneis em solos, não se utiliza o corte da frente por meio de explosivos, mas se exige um desempenho adequado do concreto com relação ao desenvolvimento de elevadas resistências iniciais. Então, o avanço médio por ciclo de escavação acaba ficando restrito a valores iguais ou inferiores a um metro e exige uma grande velocidade de aplicação do revestimento.
b) Locação das cambotas - O intenso uso de perfis calandrados ou pesadas treliças é justificado pela necessidade de suporte imediato e atua como gabarito para a execução do túnel. No entanto, pelas dificuldades de escavação, ela não permanece em contato direto com o solo, não sendo carregada até o momento em que o concreto projetado seja aplicado e passe a ganhar resistência mecânica para permitir a transferência de tensões na interação solo/estrutura.
c) Aplicação do revestimento primário de concreto projetado - A aplicação de uma primeira camada de concreto projetado é feita entre as duas últimas cambotas instaladas. Como este processo conduz à necessidade de se projetar o concreto contra os perfis ou barras metálicas, a ocorrência do efeito sombra e da oclusão da reflexão (FIGUEIREDO, 1992), acaba por ser facilitada, produzindo uma descontinuidade no revestimento de concreto e resultando numa estrutura não

monolítica, mais sujeita à fissuração e ao acesso de água do subsolo e agentes agressivos.

d) Colocação da tela soldada - Antes da aplicação da segunda camada de concreto projetado do revestimento primário, fixa-se uma tela de aço soldada na superfície da primeira. Tal procedimento demanda uma grande parcela do tempo no ciclo de escavação. Esta tela, em conjunto com as cambotas, compões a armadura do revestimento primário do túnel.

e) Projeção da segunda camada de concreto projetado - A segunda camada de concreto projetado do revestimento primário é aplicada diretamente sobre a tela. Neste procedimento é comum a ocorrência do já citado efeito sombra e do aumento da reflexão devido à vibração da tela (FIGUEIREDO, 1992).

Este método foi desenvolvido graças às concepções estabelecidas por RABCEWICZ (1964a, 1964b, 1965), e sua principal característica é de aproveitar a capacidade portante do maciço. Permitindo um certo nível de deslocamento ao mesmo, o nível de carregamento a que estará submetido o revestimento será menor que o originalmente existente na região de escavação. Na Figura 1 se encontra apresentada uma curva típica com vários níveis diferentes de reação do suporte (MELBYE, 1994). O nível de tensão a que estará submetido o revestimento depende da velocidade de ganho de resistência e do momento em que se aplica o mesmo. No caso da utilização de um concreto simples, se houver ruptura do concreto pelo excesso de deslocamento ou pelo elevado nível de carregamento, o túnel perde sua estabilidade. No entanto, no caso de utilização da fibra, pode haver uma reacomodação de esforços que levam o túnel a estabilizar num nível de tensão mais baixo. Tal possibilidade é compatível com a possibilidade de execução dos túneis numa maior velocidade conforme descrito no próximo item.

VANTAGENS DO USO DA FIBRA DE AÇO

As vantagens da utilização dos compósitos em geral na construção civil já é bem conhecida (BENTUR e MINDESS, 1990; AGOPYAN, 1991). No concreto convencional o uso de fibras traz consigo uma série de vantagens, uma vez que, "materiais de base de cimento se caracterizam por apresentar uma baixa resistência à tração e uma baixa capacidade de deformação por tração, o que pode ser drasticamente melhorado pela adição de fibras" (MARIKUNTE e SHAH, 1994). Como o papel principal da fibra é

possibilitar a transferência de tensão pelas fissuras que normalmente aparecem no concreto devido ao carregamento ou a mudanças ambientais as fibras ampliam a ductilidade e a capacidade portante pós-fissuração, aumentam a resistência ao impacto e ao estilhaçamento e reduzem o nível de fissuração do material em geral, tornando-a indicada mesmo para praticamente todas as aplicações do concreto (MINDESS, 1995). No entanto, para que isto seja possível, é necessário que a fibra seja resistente o suficiente, apresente aderência adequada à matriz e esteja em quantidade suficiente (MINDESS, 1995).

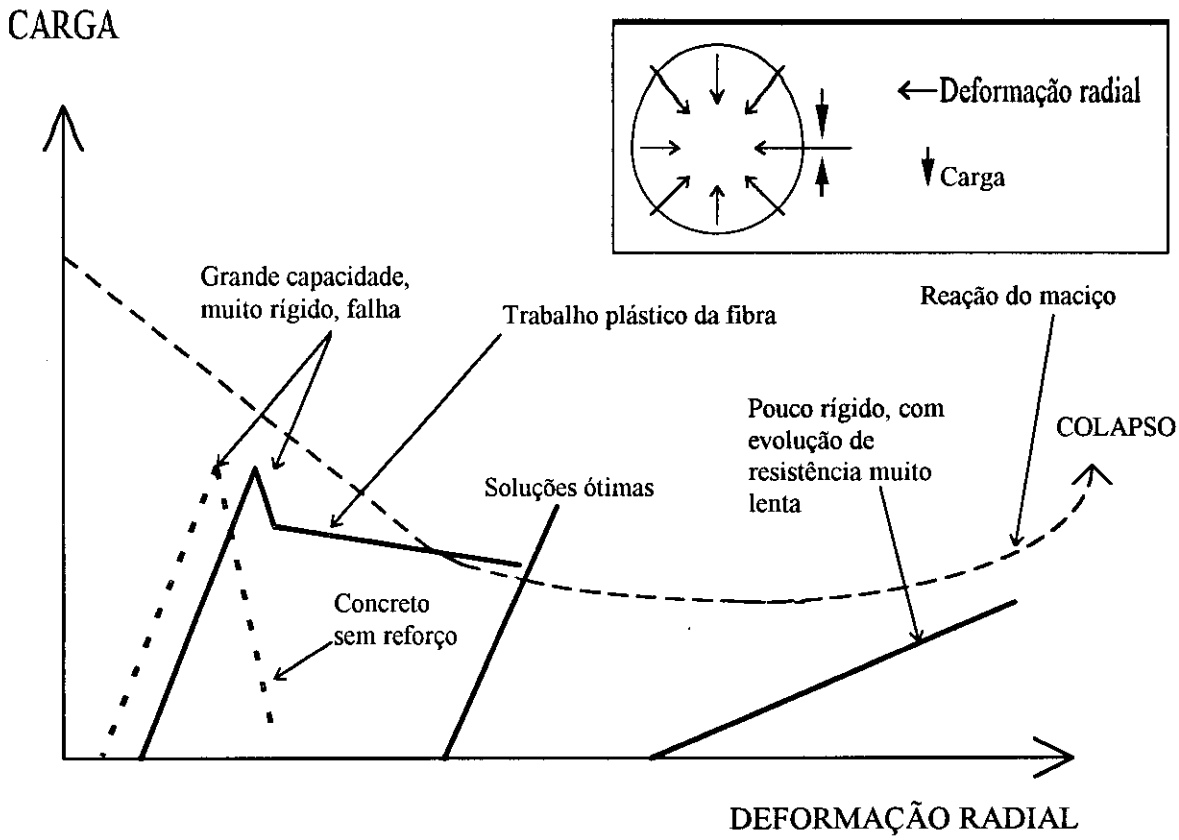


FIGURA 1: Diferentes tipos de reação do revestimento do túnel e sua interação com o maciço.

A fibra de aço se destaca na aplicação como reforço do concreto projetado devido às vantagens que apresenta em relação às suas principais concorrentes: fibras de polipropileno, vidro e carbono. As de polipropileno apresentam baixa resistência mecânica e módulo de elasticidade exigindo grandes quantidades que acabam por dificultar enormemente sua aplicação. Tal limitação vem estimulando pesquisas com o objetivo de

desenvolver fibras de plásticas de alto módulo para o reforço específico do concreto projetado via úmida (MORGAN e RICH, 1996). As fibras de vidro são limitadas pela necessidade de serem resistentes aos álcalis, e as de carbono por apresentarem dificuldades de viabilização devido ao seu elevado custo.

Algumas das vantagens específicas do uso de fibras aço no concreto projetado destinado à execução do revestimento de túneis estão listadas a seguir:

a) O concreto projetado reforçado com fibras de aço pode ser aplicado imediatamente após a escavação. Assim, o risco de acidentes por desprendimento de parte do maciço, comum em solos de argila dura fraturada como ocorre na região sul do município de São Paulo, é reduzido.

b) A velocidade de execução do túnel é aumentada pela eliminação da fase de instalação da cambota e tela metálica. No sistema tradicional, o ciclo completo de escavação de um túnel de 50 m^2 de área de seção transversal demanda mais de quatro horas. Com a utilização de fibras isto pode ser reduzido a cerca de três horas. Isto acaba por acelerar a execução da estrutura e economizar em mão-de-obra. No entanto, deve-se salientar que este procedimento irá acarretar uma maior exigência quanto à resistência inicial como demonstrou CELESTINO (1996) e maiores riscos de ruptura do revestimento. Assim, um revestimento primário em concreto projetado com fibras de aço que apresenta maior capacidade de deformação para permitir a estabilização da estrutura num nível menor de tensão, mostra-se compatível com as condições (Figura 1).

c) A execução de um revestimento de concreto projetado sem o uso de cambotas irá produzir uma estrutura com maior homogeneidade e reduzir a sua permeabilidade, bem como a ocorrência de vazamentos localizados. Isto pelo fato de se evitar a ocorrência da fissuração característica induzida pela região de menor espessura do revestimento de concreto projetado sobre a cambota.

d) Normalmente se tem uma grande fissuração associada ao revestimento primário de concreto projetado que deve acomodar as grandes deformações iniciais do maciço recém escavado (ARMELIN et al. 1994), a qual deve ser reduzida com a utilização das fibras que impedem a sua propagação (BENTUR e MINDESS, 1990).

e) A durabilidade do revestimento pode ser majorada com a utilização das fibras devido à redução da fissuração, que é o caminho preferencial de entrada de agentes agressivos no túnel.

f) Uma redução da reflexão pode ser conseguida com a eliminação da tela e, consequentemente, da sua vibração além da eliminação de irregularidades, como as cambotas.

A eliminação da cambota poderá trazer outras vantagens com a redução do consumo de aço total e dos riscos de acidentes associados à sua locação.

ORIGINALIDADE E OBJETIVOS

Esta tese, tem por objetivo fornecer os parâmetros de controle e dosagem do concreto projetado com fibras de aço, numa continuidade aos trabalhos anteriores, em especial os de PRUDÊNCIO (1993), ARMELIN (1992) e FIGUEIREDO (1992).

Com relação ao controle, far-se-á uma análise sobre alguns dos aspectos dos métodos de ensaio recém normalizados para o concreto projetado simples, como é a moldagem de placas (NBR 13070) e a reconstituição de traço (NBR 13044) ou em recentemente propostos (PRUDÊNCIO, 1993) como a determinação do índice de consistência através da agulha de Proctor. Além disso será avaliada a determinação da resistência à compressão por meio de testemunhos prismáticos extraídos de painéis especialmente moldados para o controle da fibra de aço. O principal objetivo desta análise é fornecer subsídios para a atualização das normas existentes e elaboração das futuras.

No Brasil não se dispõe de normas nacionais para avaliação e controle do concreto reforçado com fibra de aço. O ensaio básico de tração na flexão com deformação controlada realizado em prismas ainda não atingiu um consenso a nível internacional (MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995). Pontos básicos que conduzem a uma incerteza na avaliação do material como a instabilidade pós-pico (BANTHIA e TROTTIER, 1995a) em geral ainda são ignorados como ocorreu em estudos recentes (REGATTIERI, SILVA, HELENE e AGOPYAN, 1996). A falta de critérios claros de avaliação do efeito das fibras no concreto transpareceu no 3° Concurso Técnico IBRACON Prêmio Prof. Telêmaco de Macedo Hippolyto van Langendonk, promovido pelo Instituto Brasileiro do Concreto em 1996. Neste caso, apesar de apresentar como referência a norma americana ASTM C1018 (1994) mediu-se a tenacidade como área bruta aproximada em kN.mm (IBRACON, 1996) comprometendo os candidatos que haviam trabalhado com os índices obtidos a partir da relação de áreas (ASTM C1018, 1994). Por outro lado, este concurso vem referendar a importância que o uso de fibras vem ganhando no mercado brasileiro.

Com isto em vista, realizou-se um estudo experimental que procura avaliar o ensaio de tração na flexão com deformação controlada. O objetivo principal deste estudo é avaliar a influência da instabilidade pós-pico na determinação da tenacidade de concretos reforçados com teores de fibra inferiores ao volume crítico. Este volume é aquele que para consumos inferiores, não se tem um aumento da resistência à tração na flexão do compósito (SHAH, 1991).

Como a aplicação principal da fibra de aço é a substituição da tela metálica e, normalmente, se requer avaliações comparativas de desempenho, realizou-se também uma avaliação sobre o ensaio de punção de placas que foi primeiro normalizado a nível internacional (EFNARC, 1996) que possibilita tal comparação. No entanto, ele especifica valores de deflexões elevados, da ordem de 25mm, e não se encontram resultados experimentais publicados a respeito. Nesta tese procurou-se avaliar a possibilidade de execução deste ensaio para um nível menor de deformação e fissuração, mais próximo das condições de serviço e a avaliação comparativa entre telas e fibras disponíveis no mercado brasileiro.

Ao contrário da via úmida, onde o concreto apresenta uma reologia plástica, na via seca a reologia do concreto ainda apresenta dificuldades para sua dosagem. Além da proposta de metodologia de PRUDÊNCIO (1993) não se tem nenhuma outra que leve isso em consideração. Por isso, se objetivou aqui avaliar também os efeitos do teor de argamassa e, consequentemente, da distribuição granulométrica dos agregados nas propriedades do concreto, do consumo de cimento e de aditivo acelerador de pega, no sentido de se fornecer parâmetros para a sua dosagem. Tais parâmetros deverão correlacionar a dosagem do material com as propriedades físicas e mecânicas normalmente especificadas para ele, quais sejam, resistência à compressão e condições de compactação e trabalhabilidade, a qual é medida pelo índice de consistência obtida pela Agulha de Proctor.

Não se encontram disponíveis a nível nacional estudos que correlacionem o consumo de fibra com o nível de tenacidade fornecido ao concreto. A nível internacional, tais correlações são extremamente parciais, abordando um tipo único de fibra sem vinculação às propriedades da matriz (VANDEWALLE, 1990), ou se atendo a verificar o efeito do tipo de fibra sem correlacioná-lo com o teor (BANTHIA, TROTTIER, WOOD, e BEAUPRÉ, 1992 e BANTHIA, TROTTIER, BEAUPRÉ, e WOOD, 1994). Nesta tese se objetivou também fornecer subsídios para a correlacionar o nível de tenacidade, medido pelos índices mais utilizados, com o teor de fibra empregado para aqueles tipos disponíveis no mercado brasileiro. Além disso, procurou-se avaliar a influência das características da matriz no desempenho da fibra e vice-versa.

CONTEÚDO DA TESE

A realização do amplo estudo experimental que compõe esta tese, no sentido de se atingir os objetivos aqui propostos, só foi possível graças ao Projeto de Pesquisa EPUSP/CBPO/VULKAN-01 "Estudo de dosagem do concreto projetado com fibras de aço para túneis", envolvendo a Escola Politécnica da USP (EPUSP), a Companhia Brasileira de Projetos e Obras - CBPO e a Vulkan do Brasil, produtora das fibras Harex, conduzido na Universidade a partir de 1993 (FIGUEIREDO, HELENE e AGOPYAN, 1995). Pelo fato de não se poder prescindir do equipamento de projeção, este trabalho consumiu mais de 80 m^3 de concreto no túnel do Complexo Viário Ayrton Senna em São Paulo, e mais de 15 toneladas de cimento no laboratório de concreto projetado montado no Centro de Pesquisa e Desenvolvimento em Construção Civil (CPqDCC) da EPUSP. Através dos resultados obtidos foi possível embasar o proposto em cada um dos cinco capítulos da tese.

No Capítulo I apresenta-se uma análise dos métodos de ensaio utilizados no controle da qualidade do concreto projetado sem o reforço de fibras de aço, da mesma forma que, no Capítulo II dos métodos de controle da tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço.

No Capítulo III analisa-se a aplicabilidade da metodologia de dosagem do concreto projetado via seca, através da verificação de aspectos da reologia do material e do controle do processo de projeção necessário para a sua execução.

A análise da influência do tipo e teor da fibra nas propriedades do concreto projetado via seca, notadamente no comportamento pós-fissuração e na interação fibra/matriz se encontra no Capítulo IV. Faz-se também uma avaliação da evolução destas propriedades desde as primeiras idades. O estudo semelhante para a via úmida se encontra apresentado no Capítulo V. Como este processo vem se caracterizando por um uso preferencial com revestimento secundário, não foi feita uma avaliação das propriedades do material nas primeiras idades.

No entanto, pela abrangência dos temas abordados através de um ponto de vista científico, esta tese não possui uma apresentação convencional, caracterizada pela existência de apenas um capítulo experimental. Desta forma ela é composta no seu todo por um conjunto de capítulos que descrevem pesquisas experimentais. Em todos os capítulos estão descritas a metodologia utilizada, as variáveis, os materiais, os resultados, suas análises e conclusões obtidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGOPYAN, V. **Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento: o uso de fibras vegetais**. São Paulo, 1991. 204p. Tese (Livre-docência) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete**. ASTM C1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1994.

ARMELIN, H.S. **Contribuição ao estudo do concreto projetado por via seca com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis NATM**. São Paulo, 1992a. 145p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ARMELIN, H.S. et al. Shotcrete permeability - Considerations on the durability of tunnel linnings. In: Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete. **Proceedings.** May 21-6, 1994, Nice, France, 1994.

ARMELIN, H.S.; TELLES, R.C.D.; PRUDÊNCIO Jr., L.R. Concreto projetado via úmida: Experiências práticas. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.66-83.

ATTEWELL, P.B. **Tunnelling Contracts and Site Investigation**. United Kingdon, E & FN SPON, 1995.

AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995.

AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J.; SEYMOUR, J.; TURNER, N.J. Wet process sprayed concrete technology for repair. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sep. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.157-65.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F. Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: Some concerns and a proposition. **ACI Materials Journal**, v.92, n.1, Detroit, USA, jan-feb., 1995a. p.48-57.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; BEAUPRE, D.; WOOD, D. Influence of fiber geometry in steel fiber reinforced wet-mix shotcrete. **Concrete International**, v.16, n.6, Detroit, USA, jun., 1994. p.27-32.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; WOOD, D.; BEAUPRÉ. Influence of fiber geometry in steel feiber reinforced dry-mix shotcrete. **Concrete International**, Detroit, USA, may, 1992. p.24-8.

BEAUPRÉ, D. **Rheology of high performance shotcrete**. Vancouver, Canada. 1994. 250p. Tese (doutorado) University of British Columbia.

BEAUPRÉ, D.; LAMONTAGNE, A.; PIGEON, M.; DUFOUR, J.-F. Powdered air-entraining admixture in dry-mix shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.3-7.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdon. Barking, Elsevier. 1990.

CAMARGO, M.A. Túnel a céu aberto? **Revista CONSTRUÇÃO São Paulo**, n. 2391, São Paulo, dez. 1993.

CÁNOVAS, M.F. Ultimas tendencias en el hormigón proyectado. **Cemento-Hormigón**. Hormigones de Calidad en la Edificación. n. 722. Ago. 1993.

CASANOVA, P.; ROSSI, P. Characterization and design of steel fibre reinforced shotcrete in tunnelling In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings.** p.217-26.

CASARIN, C. Some recent urban road tunnels in São Paulo. In.: International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions. São Paulo, Brasil, fev. 1996. **Proceedings.** p53-60

CELESTINO, T.B. Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.45-55.

CELESTINO, T.B. Early-age shotcrete performance at excavation faces of underground works. In.: International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions, São Paulo, Brazil, 1996. **Proceedings.** p.77-88.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

FIASCO NETO, J. Problemas diversos na implatação de túneis. Anais do I Seminário DERSA - Rodovia dos Imigrantes. DERSA. **Anais**. São Paulo, 1976. p.72-7

FIGUEIREDO, A.D. Proyecto conjunto de investigacion de hormigon proyectado para tuneles: una experiencia brasilera. RILEM International Seminar - Direct Transfer of Resarch Results to Industry. Buenos Aires, Argentina, 1991. **Proceedings**. 10p.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo.** São Paulo, 1992. 284p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Concreto Projetado: A normalização Brasileira para a Moldagem de Placas e a Medida do Índice de Reflexão. In: 36ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Porto Alegre, RS. 19 a 23 de setembro de 1994. v.2. **Anais**. p.659-71.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. and AGOPYAN, V. Fiber Reinforced shotcrete for tunnelling for NATM Brazilian conditions. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.263-72.

GUIMARÃES FILHO, J.D.; GUIMARÃES NETO, J.D. Recent developments on shotcrete applications in Brazil. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.98-106.

IBRACON. Universitários: Grande participação. **Revista IBRACON**. Órgão Oficial do Instituto Brasileiro do Concreto. Ano V. Nº 15. São Paulo, SP Outubro/novembro de 1996. p.17-20.

MAIDL, B. **Stahlfaserbeton**. Berlin. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1991.

MARIKUNTE, S.; SHAH, S.P. Engineering of cement-based composites. In: International RILEM Workshop on Technology Transfer of the New Trends in Concrete - ConTech'94. Barcelona, Espanha, 7-9 nov., 1994. **Proceedings.** p.83-102.

MELBYE, T.A. **Sprayed Concrete for Rock Support**. Switzerland. MBT International Underground Construction Group. Suíça, 1994.

MINDESS, S. Fibre reinforced concrete: challenges and prospects. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.1-12.

MORGAN, D.R. Dry-mix silica fume shotcrete in Western Canada. **Concrete International**. American Concrete Institute ACI, Detroit, USA, jan. 1988. p.24-32

MORGAN, D.R. Shotcrete support for underground oppenings in Canada. In: Tunnelling in the 90's - Eighth Annual General Meeting - October 31 - November, 2, 1990. Tunnelling Association of Canada. Vancouver, 1990. **Proceedings**. p.121-39.

MORGAN, D.R.; MINDESS, S.; CHEN, L. Testing and Specifying Toughness for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.29-50.

MORGAN, D.R.; RICH, L.D. Polyolefin fibre reinforced wet-mix shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.127-38.

PINTO Jr., N.O.; MORAES, A.A. Concreto reforçado com fibras de aço CRFA. In: 38ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Ribeirão Preto, SP. 19 a 23 de agosto de 1996. **Anais**. v.2. p.471-9.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. São Paulo, 1993. 224p. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Estado atual da normalização brasileira sobre avaliação da resistência à compressão do concreto projetado a baixas idades. In: 36ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Porto Alegre, RS. 19 a 23 de setembro de 1994. v.2. **Anais**. p.757-67.

RABCEWICZ, L. The New Austrian Tunnelling Method, Part I. **Water Power**. Londres, nov. 1964a.

RABCEWICZ, L. The New Austrian Tunnelling Method, Parts II. **Water Power**. Londres, dec. 1964b.

RABCEWICZ, L. The New Austrian Tunnelling Method, Parts III. **Water Power**. Londres, nov. 1965.

REGATTIERI, C.E.X.; SILVA, M.G.; HELENE, P.; AGOPYAN, V. Estudo de algumas propriedades do concreto reforçado com fibras de aço e polipropileno destinado a pavimentos. In: 38ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Ribeirão Preto, SP. 19 a 23 de agosto de 1996. **Anais**. v.1. p.1-14.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A.; JONES, P.A. Flexural strength modelling of steel fibre reinforced sprayed concrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.107-14.

SHAH, S.P. Do fibers improve the tensile strength of concrete? In: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, 1991. **Proceedings**. p.10-30.

SILVA, M.G. **Concreto projetado com adição de microssílica**. São Paulo, 1993. 212p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

SILVA, P.F.A.; MENTONE, F.J.; PITTA, A.C. Controle da qualidade de pavimentos de concreto contendo fibras: um caso real. In: 38ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Ribeirão Preto, SP. 19 a 23 de agosto de 1996. **Anais**. v.1. p.15-22.

VANDEWALLE, M. **Tunnelling the World.** Belgium. N. V. BEKAERT S. A. Zwevegem, 1990.

CAPÍTULO 1.

CONTROLE DA QUALIDADE DA MATRIZ DE CONCRETO PROJETADO

CAPÍTULO 1. CONTROLE DA QUALIDADE DA MATRIZ DE CONCRETO PROJETADO

1.1 INTRODUÇÃO

O controle da qualidade do concreto projetado pode ser classificado em duas grandes fases interdependentes: o controle do processo (FIGUEIREDO e HELENE, 1993a) e o controle do produto (PRUDÊNCIO e HELENE, 1993). Tal classificação advém do fato das condições de projeção governarem as propriedades do material na estrutura (FIGUEIREDO, 1992). Assim, controlando-se as primeiras se garantirá a obtenção das segundas.

Importante contribuição foi dada por PRUDÊNCIO (1993), que formulou uma série de ensaios específicos para o controle da qualidade do concreto projetado, os quais contribuíram para o recente surgimento das primeiras normas publicadas sobre o assunto no Brasil em 1994 (PRUDÊNCIO, 1994 e FIGUEIREDO e HELENE, 1994). No entanto, alguns ajustes na metodologia se mostraram necessários.

Neste capítulo da tese, analisa-se alguns aspectos relacionados ao controle do concreto projetado. O primeiro objetivo é a apresentação da importância do controle da qualidade do processo de projeção e dos métodos de ensaio específicos do concreto projetado. O segundo objetivo é a análise de alguns aspectos daqueles ensaios utilizados nesta tese, que sofreram alguma alteração em relação ao anteriormente proposto ou normalizado. Neste caso os ensaios sofreram uma análise isolada e, caso a caso, são apresentadas as variáveis independentes, dependentes e intervenientes.

1.2 O CONTROLE DO PROCESSO DE PROJEÇÃO E DO PRODUTO

Entre as condições de projeção analisadas em trabalhos anteriores (FIGUEIREDO, 1992) estão a influência da intensidade e do sistema de umidificação, da variação do teor de aditivo (dentro do processo de projeção), da velocidade e da direção de projeção. O próprio material influencia o processo de projeção: agregados com granulometria inadequada podem inviabilizar o bombeamento do concreto projetado via úmida (PRUDÊNCIO, 1992).

No caso do concreto moldado de maneira convencional o traço é estabelecido de antemão. Este traço passará pelas etapas de mistura, transporte, lançamento e

adensamento sem sofrer alterações significativas e, portanto, saber-se-á, com grande precisão, a proporção entre seus constituintes na estrutura. Isto não ocorre com o concreto projetado, onde o traço final do material e todas as suas propriedades são definidas durante o processo de projeção onde as fases de transporte, lançamento, adensamento e parte da mistura são concomitantes. Com isso, o concreto projetado é estudado em duas etapas: o traço de entrada e o traço final do material na estrutura.

Quando se estuda o concreto projetado, há a necessidade de se dispor do equipamento de projeção completo, que permita a moldagem de placas (elemento básico de controle do material). Do contrário, não há a possibilidade de serem reproduzidas as suas propriedades e avaliados os efeitos das variáveis de projeção. Assim, para a realização da parte experimental desta tese, foi montado o Laboratório de Concreto Projetado do Centro de Pesquisa e Desenvolvimento em Construção Civil da Escola Politécnica (CPqDCC). Este laboratório foi dotado de todo o equipamento necessário para a projeção do concreto via seca. Também foi utilizada a infra-estrutura da obra do Túnel Tribunal de Justiça e do Complexo Viário Ayrton Senna em São Paulo à cargo da Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO). Tal fato possibilitou o estudo do concreto projetado via úmida, que se encontra apresentado no Capítulo IV.

Já o controle da qualidade do concreto projetado é realizado através de métodos de ensaio específicos. Não se aplicam, na maioria dos casos, aqueles desenvolvidos para o concreto moldado convencional. O controle corriqueiro, normalmente executado nas obras de túneis (PALERMO e MARQUES, 1982), no qual se verifica a conformidade das propriedades especificadas não é suficiente para o conjunto formado pelo concreto e a fibra.

Foram realizados os experimentos, descritos a seguir, para aperfeiçoar alguns dos métodos de ensaio disponíveis para o controle do produto, a saber:

a) Moldagem de placas;
b) Consistência;
c) Reconstituição de traço e
d) Resistência à compressão a 28 dias de idade.

1.3. EXPERIMENTO

1.3.1 Metodologia

Procurou-se nesta etapa experimental da tese avaliar os ensaios quanto à sua metodologia exclusivamente. Não se procurou correlacionar aqui as propriedades medidas em diferentes métodos, o que foi realizado e apresentado nos Capítulos III e IV. Desta forma, nos casos em que a ação das variáveis intervenientes originadas do processo de projeção foi considerada indesejável, se lançou mão do concreto moldado convencional.

Em todos os estudos apresentados neste capítulo da tese utilizou-se de concreto projetado e não do moldado pois o objetivo foi analisar aspectos inerentes ao processo de projeção. Assim, a moldagem de placas só é possível com o jateamento da mesma. A consistência seca do concreto projetado não tem paralelo facilmente exequível com o concreto moldado de maneira convencional. A reconstituição de traço já teve sua precisão analisada em mistura previamente definidas (PRUDÊNCIO, 1993) e, aqui, procurou-se avaliar o aspecto da influência da ação do aditivo acelerador de pega a base de aluminato. Por fim, a correlação entre a resistência mecânica obtida utilizando-se testemunhos cilíndricos ou prismáticos deve levar em conta as irregularidades produzidas pelos cortes dos corpos-de-prova e as dificuldades de capeamento dos mesmos.

O equipamento de projeção por via seca utilizado foi uma máquina de projeção com rotor de câmaras produzida no Brasil, com capacidade de produção aproximada de três metros cúbicos de concreto por hora. O compressor de ar utilizado possuía capacidade de 350 litros/segundo e 0,7 MPa de pressão de ar. A alimentação de água foi feita através de uma bomba de água estacionária com pressão de 3,5 MPa e a mistura seca foi produzida em uma betoneira de 320 litros. Contou-se com sistemas de umidificação convencional e de pré-umidificação com injeção de água sob pressão, passíveis de utilização em conjunto ou separadamente.

O equipamento de projeção por via úmida utilizado também foi o de rotor de câmaras de origem suíça e com a velocidade de produção regulada para aproximadamente 10 m^3/h. O jateamento foi executado por braço mecânico hidráulico, operado por controle remoto, e dotado de movimento circular automático do bico de projeção. O aditivo foi adicionado através de uma bomba dosadora acoplada ao equipamento com duplo controle de consumo: um pelo próprio equipamento, que fornecia a taxa de bombeamento, e outro pelo reservatório de aditivo onde foi quantificado o consumo do material por caminhão betoneira.

Os materiais utilizados na parte experimental se encontram apresentados no Anexo IX.

1.3.2 Moldagem de placas

O concreto projetado tem como meio único para a obtenção de corpos de prova a moldagem de placas, o que não pode ser classificados como uma operação simples.

Foram identificadas algumas deficiências no método de moldagem de placas proposto pela norma brasileira NBR 13070 "Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados", publicada em janeiro de 1994, como por exemplo a ocorrência, em algumas placas, da laminação, que é a formação de lâminas de concreto com diferentes níveis de compactação (FIGUEIREDO, 1992). Tal ocorrência pode ser creditada a dois fatos básicos. Um é ligado à mistura inadequada do material que proporciona um jato de mistura heterogênea. Outro ponto pode ser creditado à inclinação da fôrma para moldagem da placa (permitida pela norma). Com isto o material refletido preferencialmente para cima (Figura 1.1), composto basicamente por agregado graúdo, pode ser reincorporado à placa, produzindo uma lâmina de concreto magro e pouco compactado. Para se alterar esta situação, propõe-se projetar com um posicionamento de mangote que garanta a ortogonalidade do jato em relação à placa (Figura 1.2).

FIGURA 1.1: Sistema convencional de moldagem de placa.

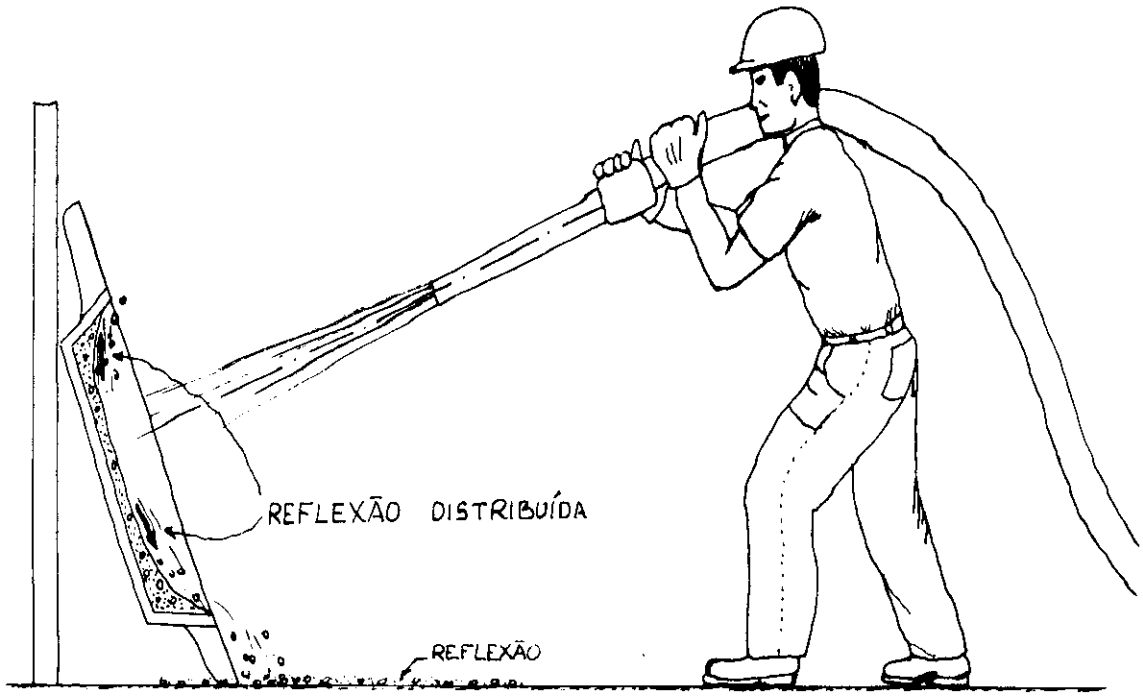


FIGURA 1.2: Sistema de moldagem de placa com projeção ortogonal à placa.

1.3.2.1 Variáveis independentes

Foi realizado um estudo experimental comparativo do sistema de moldagem para duas placas (nº A e nº B). A placa A foi moldada segundo o esquema apresentado na Figura 1.1 e a placa B segundo o apresentado na Figura 1.2. As placas foram moldadas por um único mangoteiro com uma pressão de água de 11 MPa e 4,5 MPa de pressão de ar, sendo o traço da mistura seca 1:3,25:2,37 (Cimento:areia:brita). O cimento utilizado foi o CPV ARI. A sequência de moldagem foi a mesma, partindo das bordas para o centro e de baixo para cima, conforme o recomendado pela norma NBR 13070.

1.3.2.2 Variáveis dependentes

Como variáveis dependentes adotou-se o traço incorporado do material, e a posição do mesmo dentro da placa. Portanto, foram extraídas amostras da parte superior e da parte inferior da placa. Foram avaliados também o nível de umidificação através da determinação da relação água/materiais secos e a consistência do material.

1.3.2.3 Variáveis intervenientes e procedimento

Como variáveis intervenientes estavam as condições de ajuste do equipamento. No sentido de se minimizar a incidência das mesmas, a mistura seca necessária à moldagem das duas placas foi produzida em duas betonadas consecutivas. O equipamento foi desligado apenas para possibilitar a mudança da posição do mangoteiro. O ar comprimido foi desligado junto ao compressor e a água foi desligada na bomba, de maneira a se evitar alterações no nível de abertura dos registros.

1.3.2.4 Resultados

Na Tabela 1.1 encontram-se os resultados obtidos para a reconstituição de traço das referidas placas, bem como os índices de consistência e o nível de umidificação.

TABELA 1.1: Resultados de reconstituição de traços para verificação das condições de moldagem de placas.

PLACA	CONSISTÊNCIA (MPa)	POSIÇÃO DE RETIRADA DA AMOSTRA	H (%)	TRAÇO INCORPORADO*
A	6,76	Parte superior	4,82	1:4,02:0,24
		Parte inferior	5,26	1:3,77:0,25
B	6,11	Parte superior	5,26	1:3,72:0,25
		Parte inferior	5,04	1:3,95:0,25

* No traço temos 1:m: x
onde,
m = proporção de agregados totais (miúdos e graúdos) no traço em relação à massa de cimento
x = relação água/cimento

1.3.2.5 Apreciação dos resultados

Constatou-se que a placa moldada pelo sistema tradicional apresentou um maior nível de incorporação de agregado. Isto é observado através do valor médio do teor de agregados incorporado no traço da placa A (m=3,95) ser maior que o obtido na placa B (m=3,89) devido à facilidade de reincorporação do material da projeção convencional (Figura 1.1).

Tal incorporação ocorre mais intensamente na parte superior da placa, onde o traço reconstituído apresentou-se com maior quantidade de agregados que o da parte inferior.

Nota-se também que a relação água/cimento é constante para ambas as placas, qualquer que seja a posição de retirada da amostra. Isto se deve ao fato da pasta de cimento não ser segregada no processo da reflexão.

Quando se utilizou o sistema de projeção apoiando o mangote no ombro (Figura 1.2), houve uma inversão em relação ao caso anterior: apresentou um traço mais rico na parte superior, o que pode ser explicado pelo maior nível de reflexão do concreto desta parte da placa (FIGUEIREDO e HELENE, 1993b). Não houve sinal de laminação na placa B, ao contrário da placa A. Desta forma propõe-se introduzir na norma NBR 13070 o sistema de projeção indicado na Figura 1.2 como padrão de moldagem das placas de controle.

1.3.2.6 Conclusão

Conclui-se que a adoção da posicionamento do mangote por sobre o ombro do mangoteiro produz um concreto mais uniforme e com menor número de falhas por reduzir o nível de reincorporação do material refletido. Outra forma, seria o posicionamento da fôrma na posição vertical, a qual não é prevista pela norma (NBR 13070).

O jateamento com o mangote passando pelo ombro do mangoteiro foi adotado na moldagem das demais placas do trabalho experimental apresentado nesta tese.

1.3.3 Consistência

A utilização do índice de consistência (ASTM C403/C403M, 1995) para avaliação da trabalhabilidade do concreto recém-projetado foi proposta por PRUDÊNCIO (1993) em sua tese. Este ensaio consiste na cravação de uma sonda no concreto projetado e a medição da força necessária para tal, conforme o apresentado no Anexo VI. Com o índice de consistência pode-se verificar se o concreto projetado em placas pode ser correlacionado com aquele projetado no revestimento do túnel e aumentar assim a sua representatividade. Além disso este índice apresenta uma ótima correlação com o teor de umidade do concreto projetado para um determinado traço (FIGUEIREDO, 1992 e PRUDÊNCIO, 1993) propiciando uma boa forma de controle da umidificação do concreto projetado via seca (PRUDÊNCIO, 1991a).

Como o procedimento de cravação é manual, o resultado passa a ser dependente da habilidade do operador, bem como do equipamento utilizado para tal. Esta é uma das principais críticas a este ensaio, bem como à determinação da resistência inicial com o penetrômetro de profundidade constante. Com o objetivo de se avaliar a influência do operador e do equipamento e de se quantificar o índice de consistência obtido em uma obra de túnel, realizou-se o estudo experimental descrito a seguir.

1.3.3.1 Variáveis independentes

Foram utilizados dois equipamentos. O primeiro, aqui denominado agulha de Proctor - AP, é aquele normalmente utilizada para a determinação de início e final de pega em concreto (ASTM C403/C403M, 1995). Este equipamento guarda grande similaridade com o segundo, o "Penetrômetro de Profundidade Constante" (PPC) (PRUDÊNCIO, 1991b), utilizado na determinação da evolução da resistência inicial (item 1.4.1) bastando substituir a agulha pela sonda padrão.

Três operadores realizaram os ensaios, aqui denominados operadores 1, 2 e 3. Os operadores 1 e 2 já haviam realizado o ensaio no laboratório de campo estando com ele familiarizados. O operador 3 teve sua primeira experiência no túnel.

Os ensaios foram realizados na parede do túnel Tribunal de Justiça de São Paulo sob a Avenida Presidente Juscelino Kubitschek, durante a execução do seu revestimento primário. O traço do concreto utilizado foi 1:2,16:1,73 com cerca de 435 kg de cimento por metro cúbico de concreto. O aditivo acelerador de pega, à base de carbonato de cálcio, em pó foi utilizado num teor de 4% em relação à massa de cimento.

Todos os ensaios foram realizados numa única posição na parede vertical do túnel durante o preenchimento do vão entre cambotas para execução do revestimento primário. A altura da área de realização do ensaio permaneceu entre 1m e 1,5m contados da base da cambota. O ensaio foi realizado imediatamente após a projeção e 15 minutos após.

1.3.3.2 Variáveis dependentes e intervenientes

A única variável dependente medida foi a consistência do material através do método descrito no Anexo VI. Como a principal variável interveniente estava a variação das propriedades do concreto projetado na parede do túnel. Desta forma procurou-se restringir ao máximo a área avaliada para que a direção de projeção não alterasse a consistência do concreto (FIGUEIREDO e HELENE, 1993b).

1.3.3.3 Resultados

Os resultados obtidos se encontram apresentados na Tabela 1.2.

TABELA 1.2: Resultados obtidos na análise de consistência de misturas recém projetadas.

TEMPO (minutos)	MEDIÇÕES (MPa) Média±Desvio padrão			Equipamento*
	OPERADOR 1	OPERADOR 2	OPERADOR 3	
0	3,6±0,4	3,2±0,3	2,9±1,0	AP
	3,5±0,8	3,5±0,4	4,9±0,8	PPC
15	4,0±0,5	3,0±0,6	4,3±1,3	AP
	4,0±1,4	4,2±0,8	5,6±1,0	PPC

*AP=Agulha de Proctor e

PPC=Penetrômetro de profundidade constante com sonda

1.3.3.4 Análise dos resultados

Na Tabela 1.3. se encontram apresentados os resultados dos testes de hipótese (COSTA NETO, 1977) verificando-se a equivalência entre os dois equipamentos, através da comparação dos resultados obtidos para cada operador com um nível de confiança de 5%.

Numa análise de dados emparelhados foi constatada a equivalência entre todos os operadores (COSTA NETO, 1977) a nível de 5% de significância, o que pode ser creditado, em parte à grande variabilidade dos resultados obtidos com o operador 3, que acabou por compensar a grande diferença das médias.

TABELA 1.3: Resultados obtidos na avaliação da equivalência entre os dois equipamentos comparando-se os valores médios obtidos para cada operador.

TEMPO (minutos)	EQUIVALÊNCIA VERIFICADA		
	OPERADOR 1	OPERADOR 2	OPERADOR 3
0	SIM	SIM	NÃO
15	SIM	SIM	SIM

1.3.3.5 Conclusões

Como conclusões pode-se afirmar que os equipamentos são equivalentes, podendo-se utilizá-los livremente. Convém alertar para o fato do operador apresentar influência no resultado, devendo estar treinado para realizar bem o ensaio. Os operadores 1 e 2 apresentaram uma grande regularidade e com baixa variabilidade de resultados, ao contrário do operador 3, que foi o único a não apresentar equivalência entre os resultados obtidos com equipamentos diferentes. Isto demonstra que o treino é fundamental na execução do ensaio. Além disso, pode-se afirmar que uma consistência entre 3 e 4 MPa é representativa para um concreto projetado aplicável no túnel. Tais valores se encontram dentro da faixa recomendada por PRUDÊNCIO (1993) de 2,5 a 5 MPa, para o procedimento de dosagem e procurou-se respeitá-la nas demais placas moldadas para a tese.

1.3.4 Reconstituição de traço

O ensaio de reconstituição de traço utilizado, foi publicado como norma em 1994 tendo sido denominado NBR 13044 Concreto projetado - Reconstituição de traço de misturas recém projetadas. Um método similar foi proposto pelo American Concrete Institute em 1994 (ACI, 1994). Tal método foi aplicado em todas as placas moldadas para esta tese.

Com relação a este ensaio procurou-se avaliar a sua precisão, associada ao procedimento de secagem quando da utilização de aditivos aceleradores de pega a base de aluminato, principalmente no que se refere à determinação da relação água/materiais secos. Esta preocupação se baseia no fato da ação rápida deste aditivo, incorporando uma grande quantidade de água nos primeiros minutos após a moldagem. Tal fato é

evidenciado pelas alterações que este aditivo produz nos índices de consistência (Capítulo III).

1.3.4.1 Variáveis independentes

Neste estudo, cuja análise completa se encontra apresentada no Capítulo IV com a avaliação da utilização dos quatro tipos diferentes de fibras de aço em quatro diferentes teores. A matriz de concreto foi fixada como constante, utilizando-se um traço em massa de 1 : 2,84 : 1,60 (cimento:areia:pedrisco). O cimento utilizado foi um CPV ARI-RS, cujo consumo foi da ordem de 411kg/m^3 e se encontra caracterizado em conjunto com a areia (1.167kg/m^3) e o pedrisco (658kg/m^3) no Anexo IX. O aditivo acelerador de pega líquido, à base de aluminato de potássio, foi utilizado no teor de 2,0% (estimado em relação à massa de cimento em toda as séries), tendo sido diluído na água de alimentação do bico de projeção.

1.3.4.2 Variáveis dependentes

Como variável dependente aqui analisada foi medido o nível de umidificação do concreto projetado e da sua reflexão, através da secagem por meio de dois equipamentos: o fogareiro e a mufla ajustada a 500±10°C.

1.3.4.3 Variáveis intervenientes e procedimento

Utilizou-se de um estudo que produziu uma grande série de placas para avaliação do teor e tipo de fibra no concreto projetado, cuja descrição detalhada se encontra apresentada no Capítulo IV. Com isto procurou-se manter constantes a direção de projeção e o ajuste de equipamentos. No entanto, como as séries de placas foram moldadas em diferentes dias, pequenas diferenças de ajuste produziram concretos com pequenas diferenças no nível de umidificação. Além disso, a temperatura ambiente acabaram por influenciar diferentemente as placas moldadas quanto à velocidade de reação do aditivo, constatada pelos diferentes desempenhos quanto à resistência inicial apresentados no Capítulo IV. Para se minimizar esta influência, bem como da variação da umidade relativa (documentadas no Capítulo IV) procedeu-se à coleta e secagem do material imediatamente após a projeção.

1.3.4.4 Resultados

Os resultados obtidos se encontram apresentados na Tabela 1.4, tanto para a relação água/materiais secos do concreto projetado como para o material de reflexão. Estes dois materiais apresentam níveis de umidificação diferentes necessariamente, uma vez que a reflexão é muito mais rica em agregados graúdos que o concreto incorporado na placa.

TABELA 1.4: Valores obtidos para a relação água/materiais secos através da secagem em mufla e em fogareiro.

Nº DA PLACA	H (%)* FOGAREIRO	H (%)* MUFLA	Nº DA PLACA	H (%)* FOGAREIRO	H (%)* MUFLA
166	9,89	12,08	186	9,52	10,16
Reflexão	4,63	8,63	Reflexão	4,53	6,23
168	8,36	8,64	188	8,82	8,97
Reflexão	3,20	3,86	Reflexão	3,92	4,16
170	10,52	11,13	190	8,12	9,22
Reflexão	5,24	5,70	Reflexão	3,83	4,20
172	8,90	9,75	191	9,41	10,76
Reflexão	4,59	5,70	Reflexão	4,24	4,66
174	8,82	8,90	193	9,72	10,30
Reflexão	3,66	4,16	Reflexão	4,73	4,79
176	10,37	10,48	195	11,43	11,79
Reflexão	5,40	5,82	Reflexão	5,96	6,03
178	8,10	10,51	197	11,27	10,70
Reflexão	5,17	4,99	Reflexão	4,14	4,91
180	9,82	10,93	199	7,76	8,31
Reflexão	4,13	4,22	Reflexão	3,32	3,59
182	9,33	9,81	200	7,86	8,68
Reflexão	4,35	4,96	Reflexão	3,45	3,60
184	7,72	8,00			
Reflexão	3,59	3,94			

*Definido por:

$$H = \frac{x}{1 + m} * 100$$

H = relação água/materiais secos (%)
m = a + b = agregado total
x = relação água/cimento

1.3.4.5 Análise dos resultados

Através da regressão linear foi possível obter a seguinte correlação entre a relação água/materiais secos obtida através da secagem em fogareiro e aquela obtida através da secagem em mufla:

$H_m = 1{,}0858 * H_f$, com $r^2 = 0{,}908$

onde:

H_m = relação água/materiais secos obtida em mufla (%)

H_f = relação água/materiais secos obtida em fogareiro (%)

O valor elevado do coeficiente de correlação ($r^2 = 0{,}908$) mostra que a reta define bem o fenômeno e a mufla consegue extrair cerca de 8,58% de água a mais do concreto recém projetado que a secagem no fogareiro, para as condições acima. No gráfico da Figura 1.3 se encontra apresentada a reta obtida da correlação e os pontos experimentais.

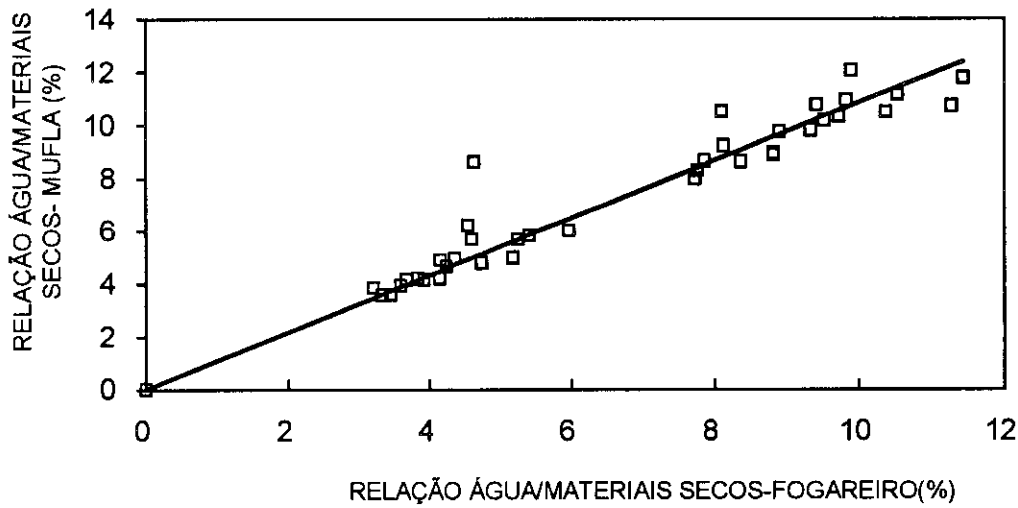


FIGURA 1.3: Correlação entre os valores da relação água/materiais secos obtida por dois métodos de secagem diferentes.

1.3.4.6 Conclusões

Os resultados demonstram a necessidade de se corrigir os valores obtidos para a relação água/materiais secos quando da secagem do material através do fogareiro e da utilização de aditivos à base de aluminato. Este valor é da ordem de 92% daquele obtido através da secagem em mufla.

1.3.5 Resistência à compressão a 28 dias de idade

A resistência à compressão do concreto projetado é normalmente determinada a partir de testemunhos cilíndricos extraídos de placas, cujo procedimento se encontra descrito no Anexo III. O diâmetro destes testemunhos é de, normalmente, 75 mm. A altura ideal deveria obedecer a relação 1:2 (diâmetro: altura do cilindro), o que nem sempre é possível atender em função de variações na espessura da placa ou do revestimento do túnel. Neste caso, deve-se proceder à correção do valor obtido de tensões através dos índices preconizados pelas normas. Primeiramente, estes fatores foram propostos na norma NBR 7680 Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto, que se encontram apresentados na Tabela 1.5. Estes fatores são válidos para concretos com massa específica superior a 1600kg/m^3 e inferior a 3200kg/m^3.

TABELA 1.5: Fatores para correção de resistência em testemunhos extraídos (NBR 7680).

RELAÇÃO h/d	FATOR DE CORREÇÃO
2,00	1,00
1,75	0,97
1,50	0,93
1,25	0,89
1,00	0,83
0,75	0,70
0,50	0,50

Recomenda-se que "a resistência do concreto na data da extração deve ser, sempre que possível, superior a 5 MPa" (NBR 7680).

Outra forma de se obter o valor da resistência à compressão ocorre através de corpos-de-prova prismáticos obtidos a partir das extremidades daqueles utilizados na determinação do índice de tenacidade do concreto projetado com fibras de aço (Capítulo II). Este método se encontra descrito no Anexo IV. Uma análise da correlação entre os resultados obtidos por meios destes ensaios está apresentada a seguir.

1.3.5.1 Variáveis independentes

O traço em massa do concreto projetado que utilizado foi 1:1,885:1,850:0,43 (cimento:areia:pedrisco:água). Foi utilizado aditivo superfluidificante com dosagem variável em função do abatimento medido. O aditivo acelerador de pega líquido à base de aluminato de potássio foi dosado a 2,0% em relação à massa de cimento. Foram utilizados quatro tipos diferentes de fibras em quatro teores. Como os resultados foram comparados individualmente (placa a placa) não houve qualquer influência da fibra quanto à forma do corpo-de-prova utilizado. Para a fibra F1 com o consumo de 80 kg/m^3 de concreto, houve um problema no sistema de alimentação do aditivo e o teor real foi de 0,8% em relação à massa de cimento. Isto veio a ampliar a faixa de resistências e contribuir para uma melhor avaliação do resultado.

O equipamento de projeção utilizado foi o Aliva-DUPLO 285 de projeção por via úmida com fluxo aerado e produção regulada para aproximadamente 10 m^3/h. O jateamento foi executado com o auxílio de um braço mecânico operado por controle remoto e dotado de movimento circular automático do bico de projeção. A alimentação da máquina de projeção foi feita por pequenos caminhões betoneira que operavam exclusivamente dentro do túnel com capacidade para cerca de 2,5m^3.

1.3.5.2 Variáveis dependentes e procedimento

Para cada teor de fibra foram moldadas duas placas, sendo uma destinada ao controle da resistência à compressão com corpos-de-prova cilíndricos (Anexo III) e outra destinada ao corte de prismas para o ensaio de tração na flexão com deformação controlada (Anexo VII) e resistência à compressão em prismas (Anexo IV). Foram extraídos testemunhos cilíndricos e prismáticos desta última placa. Com isso foi possível obter os valores de resistência à compressão a partir dos dois tipos de corpos-de-prova, sem haver diferenças nas condições de compactação, uma vez que as placas guardam uma pequena diferença quanto à espessura.

1.3.5.3 Variáveis intervenientes

Como variáveis intervenientes estava a influência do tipo de fibra na bombeabilidade do material, que acabou por produzir diferenças nos níveis de resistência, da mesma forma

que a variação do teor de aditivo acelerador. Isto, no entanto, possibilitou uma melhor apreciação da correlação entre os resultados obtidos com diferentes corpos-de-prova, uma vez que se mantiveram uniformes as condições de moldagem dos conjuntos de placas.

1.3.5.4 Resultados

Na Tabela 1.6 se encontram apresentados os resultados de resistência à compressão, determinada a partir de testemunhos cilíndricos (Anexo III) e prismáticos (Anexo IV) que foram extraídos das placas destinadas à extração de testemunhos prismáticos para o ensaio de tração na flexão.

TABELA 1.6: Resultados obtidos para resistência à compressão.

PLACAS	RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO AXIAL (MPa) média±desvio padrão	
	Corpo-de-prova prismático	Corpo-de-prova cilíndrico
P1	24,2±1,8	25,1±4,4
P2	30,5±1,2	27,7±5,2
P3	33,8±2,2	38,4±4,3
P4	37,6±2,4	44,1±1,6
P5	24,3±2,6	24,5±2,0
P6	26,4±2,0	25,9±4,0
P7	24,6±1,0	28,5±3,1
P8	25,4±1,3	29,2±1,4
P10	27,0±0,4	21,8±1,8
P11	21,6±1,6	21,8±1,8
P12	17,1±1,0	17,0±1,9
P13	20,8±1,6	25,7±5,4
P14	24,9±1,3	27,4±1,0
P15	28,9±3,6	30,6±7,1

1.3.5.5 Análise dos resultados

Procurou-se estabelecer uma correlação entre a resistência mecânica obtida através de corpos-de-prova prismáticos (segundo método apresentado no Anexo IV) e os corpos-de-prova cilíndricos (Anexo III). Bons resultados foram obtidos para a correlação, pelo método dos mínimos quadrados, entre os valores obtidos com testemunhos (cilíndricos e prismáticos) conforme se apresenta na Figura 1.4, e na seguinte expressão:

$f_{c28\text{-cilindro}} = 1{,}065 * f_{c28\text{-prisma}}$, com $r^2=0{,}812$

onde,

$f_{c28\text{-prisma}}$ = resistência à compressão obtida através de prismas (MPa).

$f_{c28\text{-dilindro}}$ = resistência à compressão obtida através de cilindros extraídos de placas convencionais (MPa).

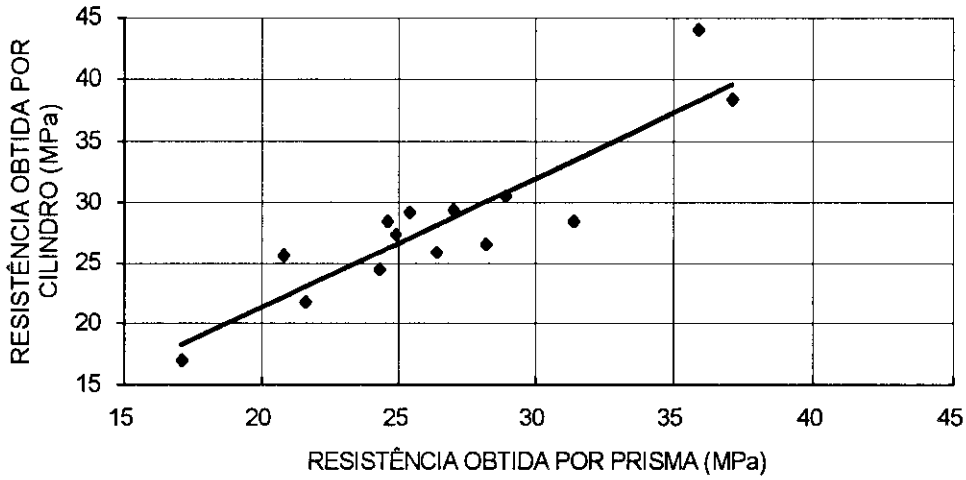


FIGURA 1.4: Correlação entre a resistência mecânica obtida por prismas e cilindros extraídos da mesma placa.

1.3.5.6 Conclusões

Pode-se concluir que a resistência à compressão do concreto projetado, obtida com cilindros, é normalmente maior (cerca de 7%) que a resistência obtida com corpos-de-prova prismáticos. Este comportamento é o oposto daquele obtido para o concreto

convencional onde se obtém resistências em cilindros da ordem 80% daquelas obtidas com os prismáticos (NEVILLE, 1981). Esta diferença pode ser creditada ao fato do corpo-de-prova prismático (no caso do concreto projetado), obtido a partir do corte de testemunhos, apresentar maiores dificuldades para se realizar o capeamento, o que facilita a ocorrência de pontos de concentração de tensões. Assim, quando se realiza o controle do concreto projetado por este método se obterá uma redução do valor da resistência mecânica medida, ao contrário do que ocorre no concreto convencional.

1.4 COMENTÁRIOS FINAIS

1.4.1 Conclusões

O controle da qualidade do concreto projetado passa por duas fases complementares: o controle do processo de projeção e o controle do produto. Uma sugestão para um programa de controle do produto é feita a seguir, através da apresentação de uma série de ensaios, os quais normalmente compõem também as especificações do material. Esta série de ensaios é composta por aqueles aqui analisados experimentalmente, tendo as conclusões aqui apresentadas, e outros que foram utilizados nesta tese para análise do material, os quais foram aqui descritos.

Moldagem de placas

A forma usual de medição das propriedades do material através dos ensaios básicos passa pela moldagem de placas. O direcionamento do jato de projeção durante a moldagem das placas se mostrou fundamental para se evitar a reincorporação do material e o surgimento de falhas. Neste sentido, optou-se pelo posicionamento do mangote por sobre o ombro do mangoteiro que proporcionou uma placa mais uniforme que aquela obtida quando o mangote passa por entre as pernas do mangoteiro.

Consistência

O ensaio de consistência foi desenvolvido para que fosse possível realizar o controle da trabalhabilidade do material e se garantir a reprodutibilidade das moldagens. Valores entre 3 e 4 MPa são representativos daqueles obtidos no túnel. É indispensável o treino do operador e a utilização de um equipamento calibrado para, com isto, se obter resultados reprodutíveis e, portanto, comparáveis.

Reconstituição de traço

O ensaio de reconstituição de traço foi recentemente normalizado (NBR 13044) no Brasil. Neste ensaio, é fundamental, quando da utilização de aditivos aceleradores de pega a base de aluminatos de potássio, se proceder à um ajuste do valor determinado para a relação água/materiais secos, quando a secagem é feita em fogareiro. Nesta situação o valor de H(%) é cerca de 92% daquele obtido por secagem em mufla. Além disso, este ensaio pode ser utilizado na avaliação da reflexão do material e vir a complementar as normas já existentes com métodos desenvolvidos para este fim. A grande vantagem da determinação da reflexão por reconstituição de traço reside na sua praticidade. A demonstração deste método se encontra apresentada no item 1.4.1.

Resistência à compressão aos 28 dias de idade

A determinação da resistência à compressão do concreto projetado é feita através do ensaio de corpos-de-prova cilíndricos obtidos a partir de testemunhos extraídos com serras-copos dotadas de coroa diamantada. Pode-se também utilizar testemunhos prismáticos para tal, os quais apresentam a vantagem de serem obtidos em conjunto com aqueles destinados à determinação da tenacidade pela tração na flexão. Os valores de resistência à compressão obtidos com testemunhos cilíndricos é cerca de 7% maior daqueles obtidos com corpos-de-prova prismáticos. Tal diferença pode ser creditada às maiores dificuldades de capeamento dos últimos.

Resistência à compressão à baixa idade

A determinação da resistência a baixas idades nesta tese é feita através de ensaios não destrutivos que se utilizam de penetrômetros. São dois os equipamentos utilizados: o penetrômetro de profundidade constante (PPC) e o penetrômetro de energia constante (PEC). O penetrômetro de profundidade constante (PPC), que costumava ser denominado como "agulha de Meynadier", tem seu método de ensaio já normalizado na Espanha (UNE 83-603-94) e se encontra relacionado entre os projetos de norma que vêm sendo estudados pela ABNT e está apresentado no Anexo I. O método foi desenvolvido para a determinação da resistência do concreto até o limite de 1 MPa através de uma correlação da força de cravação de uma agulha com a resistência à compressão do material, o que foi apresentado por PRUDÊNCIO (1993) como sendo:

$F = -57{,}985 + 579{,}254.f_{cj}$

onde,

F = força de penetração (N)

f_{cj} = resistência à compressão (MPa)

A força de penetração é obtida correlacionando-a com o índice de penetração, obtido diretamente na escala graduada da haste do equipamento, através da calibração da mola do equipamento. Os valores do índice de penetração variam de 12 a 67.

O penetrômetro de energia constante (PEC), tem seu método de ensaio descrito no Anexo II. Este ensaio complementa o acompanhamento da evolução da resistência às baixas idades iniciado com a utilização do PPC. Com ele objetiva-se acompanhar a evolução da resistência do concreto projetado na faixa que vai do limite superior da sensibilidade do PPC (1 MPa) até o momento em que o concreto já tenha resistência suficiente que possibilite a extração de testemunhos, ou seja, aproximadamente 10 MPa. Tal procedimento, como o anterior, está em fase de normalização junto a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) tendo sido também desenvolvido por PRUDÊNCIO (1993), que concluiu por sua maior praticidade e eficiência comparando com outros métodos como o ESCOT, o de punção e a utilização de ultra-som, além dos tradicionais ensaios de arrancamento (*Pull out*) e cravação de agulhas (*Shotbolt*), que também foram normalizados na Espanha recentemente (UNE 83-604-94 e UNE 83-609-94). Como no caso anterior, a resistência à compressão do material é obtida através de

correlação com, neste caso, a profundidade de penetração da agulha padrão. A equação obtida por PRUDÊNCIO (1993) foi a seguinte:

$P = 13{,}2 / f_{cj}^{0{,}37}$

onde,

P = profundidade de penetração (mm)

f_{cj} = resistência à compressão (MPa)

O emprego deste tipo de ensaio (PEC e PPC) é fundamental na avaliação da evolução da resistência mecânica do concreto projetado, o qual deve atender às especificações de projeto, normalmente baseadas nas recomendações austríacas (ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN, 1990). Estas recomendações estão relacionadas com um dos pontos mais críticos da execução dos túneis pelo método NATM, devido ao elevado nível de risco envolvido, que é a frente de escavação e avanço do túnel (CELESTINO, 1991). Esse procedimento com ensaios de penetração parecem ter melhor resultados para a compatibilidade cimento/aditivo, que os usualmente obtidos a partir de pastas conforme a norma NBR 13069 (Concreto projetado - Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland, com ou sem a utilização de aditivo acelerador de pega - Método de Ensaio) conforme já foi demonstrado anteriormente (PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE, 1994).

Porosidade

O ensaio de determinação da massa específica e absorção de água do concreto (NBR 9778 Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, volume de vazios permeáveis e massa específica) é a forma normalmente utilizada para medição da porosidade do material. Por isso, acaba sendo associado às propriedades ligadas à durabilidade. Ele é realizado com corpos-de-prova extraídos de placas ou da estrutura e passa pelas etapas básicas de saturação por imersão simples, saturação por imersão em água fervente e secagem em estufa. No final de cada etapa o corpo-de-prova é pesado (com superfície seca e imerso) e os valores são obtidos pelas relações entre as diferenças de massa.

Este ensaio é normalmente empregado para o controle das propriedades ligadas à porosidade do concreto projetado, que possuem influência decisiva na definição das demais propriedades como a resistência à compressão (PRUDÊNCIO, 1993). Outros ensaios, que procuram medir a permeabilidade à água, são dispendiosos e demorados e

não apresentam boa correlação com os resultados de absorção por imersão e fervura (DANTAS e TANGO, 1990).

O nível de porosidade do concreto projetado é uma importante referência para o controle das condições de projeção uma vez que o material deve ser auto-compactado no momento do jateamento. Assim, este ensaio fornece importantes subsídios para a interpretação dos resultados quando se variam as condições de projeção (FIGUEIREDO, 1992).

Reflexão

A determinação da reflexão normalmente obedece ao recomendado na norma NBR 13354 (Concreto projetado - Determinação do índice de reflexão em placas) ou, quando realizado no túnel, a determinação da reflexão pode ser feita, quando possível, por medição direta atendendo ao método de ensaio descrito na norma NBR 13317 (Concreto Projeto - Determinação do índice de reflexão por medição direta). Em ambos os casos, ou seja, na moldagem de placas ou execução do revestimento do túnel, também se pode controlar a reflexão através do método de reconstituição de traço (Anexo V).

A determinação da reflexão através da reconstituição de traço foi proposta no âmbito do projeto de pesquisa EPUSP/CBPO/IPT-01 (FIGUEIREDO et al., 1991), e está baseada no princípio de que a reflexão é constituída maioritariamente pelos agregados. Com isto, constata-se a alteração do traço do concreto projetado, que se torna mais rico que o da mistura seca inicial num comportamento inverso ao da composição resultante do material refletido.

Assume-se que a pasta de cimento não tem a sua proporção alterada pela reflexão, o que significa dizer que a relação água/cimento se mantém constantes, uma vez que constitui uma fase homogênea do material. Admite-se, no caso da via seca na seção de controle da saída do bico de projeção (onde não ocorreu a separação do material através da reflexão), que a relação água/cimento seja igual ao valor médio dos resultados obtidos para a reflexão e para o concreto projetado. Neste caso, para se obter uma maior facilidade algébrica, considera-se os valores da relação em massa de agregado por pasta de cimento e não a relação usual da quantidade de agregado por cimento.

Tomando-se como primeiro extremo a situação em que não há reflexão, o traço do concreto projetado será igual ao da mistura seca. No segundo extremo, onde todo o material é refletido, tem-se a reflexão com o mesmo traço da mistura seca. Normalmente se recairá numa situação intermediária, a qual está representada esquematicamente na Figura 1.5.

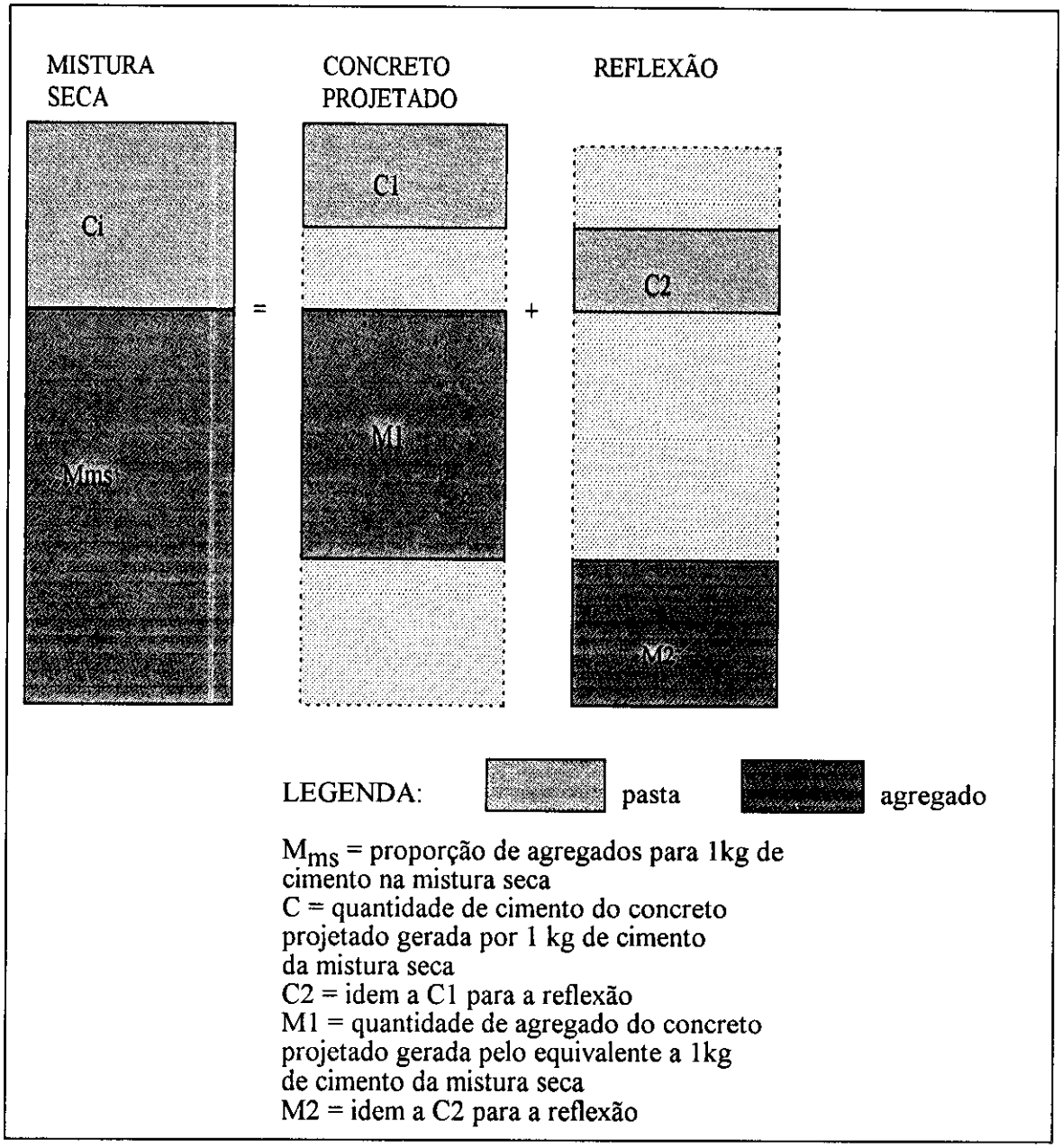


FIGURA 1.5: Apresentação esquemática da variação do traço de um concreto projetado em função da reflexão.

Nesta Figura 1.5. considera-se o processo de reflexão de um traço básico de mistura seca (1:M_{ms}), onde M_{ms} é a proporção de agregados em relação à pasta no traço da mesma.

Assim temos que:

$$Ci = C1 + C2 \quad (1)$$

$$Ci = 1 \quad (2)$$

$$C1 + C2 = 1 \quad (3)$$

e

$$M_{ms} = M1 + M2 \qquad (4)$$

A reflexão então será dada por:

$$R = \frac{C2 + M2}{1 + M_{ms}} \times 100 \qquad (5)$$

Além disso, temos que:

$$M_{cp} = \frac{M1}{C1} \qquad (6)$$

$$M_r = \frac{M2}{C2} \qquad (7)$$

onde,

M_{cp} = proporção de agregados em relação à pasta de cimento no traço do concreto projetado,

M_r = proporção de agregados em relação à pasta de cimento no traço da reflexão,

Substituindo-se (7) em (5) temos:

$$R = \frac{C2(1 + M_r)}{(1 + M_{ms})} \times 100 \qquad (8)$$

A partir das equações (1),(4),(6) e (7) deduz-se que:

$$C2 = \frac{(M_{ms} - M_{cp})}{(M_r - M_{cp})} \qquad (9)$$

Finalmente temos que

$$R = \frac{(M_{ms} - M_{cp})}{(M_r - M_{cp})} \times \frac{(1 + M_r)}{(1 + M_{ms})} \times 100\ (\%) \qquad (10)$$

A reconstituição dos traços das amostras colhidas da placa ou da estrutura e da sua reflexão, é feita segundo o método NBR 13044 da ABNT. No caso do traço de entrada utiliza-se o valor do traço resultante da dosagem.

O calculo dos novos valores da relação agregado/pasta de cimento pode ser feito da seguinte forma:

$$m' = \frac{m}{(1+x)} \qquad (11)$$

onde,

m = relação entre agregados e cimento nos traços incorporados.

m'= relação entre agregados e pasta de cimento nos traços incorporados.

A partir dos traços incorporados, obtidos por reconstituição, pode-se calcular o índice de reflexão (R) através da equação (10).

Tenacidade

Os ensaios de tenacidade se baseiam na medição da energia consumida na flexão de prismas ou punção de placas. Os mesmos se encontram discutidos no Capítulo II.

1.4.2. Recomendações para futuros estudos

Um estudo fundamental para o concreto projetado é aquele que consiste na avaliação da variação intrínseca do material dentro da placa. A verificação dos efeitos de borda bem como do posicionamento do corpo-de-prova deve ser bem definida por incidir diretamente na variabilidade dos ensaios.

Estudos que possibilitem a reprodução das propriedades do concreto projetado em laboratório, dispensando o equipamento são fundamentais no sentido de se reduzir os elevados custos envolvidos no estudo deste material. Nem tudo será possível eliminar: o próprio controle rotineiro da obra através de placas é fundamental pois também possibilita o controle do processo. Mas os estudos de dosagem e compatibilidade cimento aditivo poderiam ser substituídos, no caso de se obter métodos de moldagem em laboratório correlacionáveis com o de campo. Neste caso, o ensaio de reconstituição de traço é

fundamental no sentido de fornecer subsídios sobre o traço do material que fica incorporado à estrutura, o qual deve ser reproduzido em laboratório.

O uso de equipamentos de secagem mais eficiente é fundamental no ensaio de reconstituição de traço. Para tal é interessante desenvolver sistemas compatíveis com sua utilização para o controle corriqueiro de obra.

Um estudo mais amplo do ensaio de consistência deverá, no futuro, ser realizado de modo que seja possível fixar faixas de trabalhabilidade. Neste ponto, vale ressaltar a importância de se correlacionar os valores obtidos neste ensaio em função do traço do concreto incorporado à estrutura e ao nível de compactação do material, o qual pode ser medido imediatamente após a projeção, conforme o método proposto por PRUDÊNCIO (1991a).

Deve-se procurar o desenvolvimento de um sistema de capeamento mais eficiente para corpos-de-prova obtidos das extremidades de testemunhos prismáticos serrados utilizados no ensaio de tração na flexão.

Os métodos de ensaio aqui apresentados também se aplicam aos concretos reforçados com fibras de aço com o objetivo de se medir as suas propriedades. Além destes, são necessários ensaios específicos, capazes de medir o trabalho da fibra que consiste, basicamente, em fornecer maior tenacidade ao concreto de características marcadamente frágeis. Tais métodos serão analisados no próximo capítulo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** Guide for the evaluation of shotcrete. (ACI 506.4R-94). ACI Committee 506. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1994. 12p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Time of Setting of concrete Mixtures by Penetration Resistence**. ASTM C403/C403M .Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia. 1995.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Determinación de la resistencia a compresión "in situ" por medio del penetrómetro**. AENOR. UNE 83-603-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994b.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Determinación de la resistencia a compresión "in situ" por medio del arrancamiento**. AENOR. UNE 83-604-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994c.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Determinación de la resistencia a compresión "in situ" - Ensayo de penetración/extracción**. AENOR. UNE 83-609-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto**. NBR 7680, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica** - NBR 9778. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada** - NBR 13044. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland, com ou sem a utilização de aditivo acelerador de pega** - Método de Ensaio. NBR 13069. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados**. NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto Projeto - Determinação do índice de reflexão por medição direta**. NBR 13317, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Determinação do índice de reflexão em placas**. NBR 13354, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Procedimento para qualificação de mangoteiro (via seca)**. NBR 13597. ABNT. Rio de Janeiro.

CELESTINO, T.B. Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.45-55.

DANTAS, F.A.S.; TANGO, C.E.S. Estudo do Coeficiente de Permeabilidade em Concreto Projetado. In: 32ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto Fortaleza, CE. 27 a 31 de agosto de 1990. v.2. **Anais**. p.467-80.

FIGUEIREDO, A.D. et al. **Concreto projetado para túneis - Manual Técnico**. v.1. (Convênio EPUSP/IPT/CBPO). São Paulo, 1991. 132p.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo.** São Paulo, 1992. 284p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Concreto projetado via seca: o controle do processo. In: 35ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto Brasília, DF. 21 a 25 de junho de 1993a. v.1. **Anais**. p.161-74.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Reflexões sobre a reflexão. **Téchne-Revista de Tecnologia da Construção**. Ed. PINI. Nº 5, jul/ago de 1993b. p.24-7.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Concreto Projetado: A normalização Brasileira para a Moldagem de Placas e a Medida do Índice de Reflexão. In: 36ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Porto Alegre, RS. 19 a 23 de setembro de 1994. v.2. **Anais**. p.659-71.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland**. São Paulo, 1987. 278p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

NEVILLE, A.M. **Properties of Concrete**. Great Britain. Third Edition. Pitman Publishing Limited. 1981.

ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN. **Guidelines on Shotcrete - Part 1: Application.** Austrian Concrete Society, january 1990. 35p.

PALERMO, G.; MARQUES, E.L. Controle e propriedades do concreto projetado empregado na Extensão Norte do Metropolitano de São Paulo. In: 23ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Colóquio sobre Concreto em Fundações Subterrâneas. São Paulo, julho de 1982. **Anais**. 28p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Avaliação do fator água/cimento e compacidade do concreto projetado. In: I Congresso Latinoamericano de Patologia de La Construccion y III de Control de Calidad. Córdoba, Argentina. 1991a. **Anais**. 8p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Strength Evaluation of Early Age Shotcrete. In.: Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. ACI International Conference. Hong Kong. ACI Publication SP-128.CT92. Detroit, USA, 1991b. **Proceedings.** 15p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. São Paulo, 1993. 224p. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Estado atual da normalização brasileira sobre avaliação da resistência à compressão do concreto projetado a baixas idades. In: 36ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Porto Alegre, RS. 19 a 23 de setembro de 1994. v.2. **Anais**. p.757-67.

PRUDÊNCIO Jr., L.R.; ARMELIN, H.S.; HELENE, P.R.L. Pega acelerada no projetado - Compatibilidade cimento/aditivo acelerador de pega para concreto projetado. **Revista IBRACON**. Ano IV. nº11, dez. 1994.

CAPÍTULO 2.

CONTROLE DA TENACIDADE DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

CAPÍTULO 2. CONTROLE DA TENACIDADE DO CONCRETO PROJETADO COM FIBRAS DE AÇO

2.1 INTRODUÇÃO

Além daquelas propriedades controladas para o concreto normal o reforçado com fibras de aço deve ser avaliado quanto à sua tenacidade, seja ele projetado ou não (BENTUR e MINDESS, 1990). A tenacidade é, portanto, a principal característica controlada no concreto projetado para se avaliar o reforço obtido com fibras de aço.

O principal objetivo deste capítulo é avaliar dois métodos de ensaio básicos para tal: o ensaio de tração na flexão com deformação controlada de prismas e o de punção de placas. O primeiro é normalizado pela ASTM C1018 (1994) e aqui foi avaliado principalmente no que se refere ao critério para a definição do ponto de primeira fissura e aos efeitos da instabilidade pós-pico, que é um fenômeno característico do ensaio quando se avalia concretos com baixos teores de fibra, necessariamente abaixo do volume crítico.

Ao contrário do ensaio de tração na flexão, o ensaio de punção de placas foi recentemente normalizado com um caráter exclusivo para medição da tenacidade no concreto projetado reforçado com fibras (EFNARC, 1996). Aqui, o principal objetivo do estudo foi avaliar a metodologia de ensaio de modo a se utilizar de um menor nível de fissuração da placa, mais próximo do estado limite último de utilização, a qual é uma crítica que também atinge ao ensaio de flexão de prismas (BANTHIA e TROTTIER, 1995a).

2.2 TENACIDADE

2.2.1 Formas de avaliação da tenacidade

Um dos enfoques que se pode dar à análise da fratura em compósitos reside sobre o gasto energético envolvido na mesma. Segundo AVESTON et al. (1971), as fontes de gasto energético numa fratura simples são a deformação plástica da fibra devido ao acréscimo de tensão proporcionado pela fratura da matriz, o trabalho realizado na ruptura da aderência entre a fibra e a matriz e o trabalho de arrancamento das fibras da matriz pela força de atrito. Tais parcelas do trabalho total (o produto da carga pela deflexão) estão

necessariamente presentes na fratura do concreto, material frágil, reforçado por fibras de aço (HANNANT, 1978).

No caso de compósitos cimentícios reforçados com fibras, o papel principal das fibras se dá após a fissuração da matriz, onde as fibras atuam como ponte de transferência de tensão entre as duas partes da matriz separada pela fissura. A função mais importante da fibra neste caso é o aumento da tenacidade do compósito por providenciar mecanismos de absorção de energia, relacionados com a ruptura da aderência fibra/matriz e o arrancamento das fibras presentes na zona de fissura (BENTUR e MINDESS, 1990). Este gasto energético pós-fissuração da matriz ocorre tanto para fissuras originadas de um esforço de flexo-tração como de compressão (ARMELIN e HELENE, 1995).

A definição da tenacidade pode gerar dúvidas. Alguns livros didáticos definem a ductilidade como a área total sob a curva tensão por deformação (POLAKOWSKI e RIPLING, 1966; SHACKELFORD, 1990), o que forneceria a energia absorvida pelo material até a sua ruptura por unidade de volume. Isto só seria aplicável experimentalmente para o ensaio de tração direta do aço, por exemplo, onde a deformação medida ocorre na mesma direção da tensão principal, sendo esta facilmente determinada. No caso dos concretos reforçados com fibras de aço é muito difícil a determinação da tensão após a fissuração da matriz. Para os compósitos, a definição mais aceita atualmente a interpreta como a área sob a curva carga por deflexão (ACI, 1988; BENTUR e MINDESS, 1990; BALAGURU e SHAH, 1992), onde se mede a energia, e representa o trabalho dissipado no material em função do carregamento aplicado. Tal valor é o utilizado na avaliação dos compósitos e possui a desvantagem básica de depender das dimensões do corpo-de-prova, bem como do sistema de aplicação dos esforços.

Um dos métodos mais utilizados e que vem servindo como referência para o concreto moldado convencional e projetado é o ASTM C1018 (1994) proposto pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM), normalmente aplicado em conjunto com o método ASTM C78 (ASTM, 1984) para determinação da resistência à tração na flexão do concreto. Este ensaio é muito similar, com relação à metodologia, ao ensaio prescrito pela *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE-SF4, 1984b), alterando-se apenas os critérios de medida do trabalho pós-fissuração do concreto. Ambos são realizados em corpos-de-prova prismáticos em forma de vigas carregados segundo quatro cutelos. Além destes métodos existem os propostos pela EFNARC (*European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures*) (EFNARC, 1996) que são dois: um de punção de placas, que será melhor discutido no item 2.4, e outro de tração na flexão com corpo-de-prova prismáticos, o qual é muito semelhante ao proposto pelos

noruegueses do NCA (*Norwegian Concrete Association*) (ROBINS, 1995b), conforme o apresentado na Tabela 2.1.

TABELA 2.1: Métodos de ensaio para determinação da tenacidade especificados para o concreto projetado reforçado com fibras de aço (ROBINS, 1995b).

FONTE	FORMA DO C.P.	DIMENSÕES (mm)*	PARÂMETROS MONITORADOS	MEDIDA DA TENACIDADE
ASTM C1018	Prisma	b=h=100 L=300 c=350	CargaXdeflexão média medida no meio do vão ou nos cutelos	Relação entre a energia absorvida para valores múltiplos da deflexão da primeira fissura e esta (índices de tenacidade) e fatores de resistência residual
JSCE SF-4	Prisma	b=h=1003 L=300 c=380	CargaXdeflexão média medida no meio do vão ou nos cutelos	Energia absorvida até uma deflexão equivalente a L/150. Resistência á flexão equivalente para uma deflexão equivalente a L/150
NCA	Prisma	b=125 h=75 L=450 c=550	CargaXdeflexão média medida ou meio do vão	Resistência residual para valores de deflexão de 1mm e 3mm
EFNARC	Prisma	b=125 h=75 L=450 c=600	CargaXdeflexão 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	CargaXdeflexão média medida no centro da placa	Energia absorvida até uma deflexão de 25mm

*b=largura do corpo-de-prova
h=altura do corpo-de-prova
L=vão do corpo-de-prova durante o ensaio
c=comprimento total do corpo-de-prova.

Os índices de tenacidade, obtido pela norma ASTM C1018 (1994) e adotados pelas normas espanholas (UNE 83-600-94 e UNE 83-607-94), correspondem à divisão do valor obtido para a área total abaixo da curva carga por deflexão até um determinado nível de deflexão e a área abaixo da mesma curva até o ponto de aparecimento da primeira fissura, correlacionada ao trecho elástico. Os pontos de delimitação das áreas são definidos como múltiplos da deformação obtida até a surgimento da primeira fissura (δ), conforme o apresentado na Figura 2.1. Assim, o índice I_5 corresponde à relação entre a área OACD e a área OAB, sendo que o ponto D corresponde a uma deflexão equivalente a três vezes à deformação da primeira fissura (δ). O índice I_{10} corresponde à relação entre a área OAEF e a área OAB, sendo que o ponto F está postado a 5,5 x δ. Finalmente, o índice I_{30} corresponde à relação entre a área OAGH e a área OAB, sendo que o ponto H corresponde à deflexão de 15,5 x δ. A ASTM C 1018 recomenda que o ponto final da deflexão e o respectivo índice sejam selecionados de modo a refletir o nível de fissuração e deflexão requeridos em serviço.

A obtenção de valores de índices de tenacidade da ordem de 5 para o I_5, e 10 para o I_{10}, e assim sucessivamente, indicam que o compósito possui comportamento elasto-plástico perfeito. São valores adimensionais e fornecem uma referência da proximidade do comportamento do material em relação ao referido comportamento ideal. Estes índices têm como vantagem o fato de apresentar uma avaliação do comportamento do conjunto fibra/matriz (compósito). Tem como desvantagens, no entanto, uma forte dependência da determinação da deflexão onde ocorre a primeira fissura e uma grande influência da região de instabilidade pós-pico (item 2.2.3).

Outros aspectos deste ensaio já foram estudados por outros autores (JOHNSTON, 1993). Entre eles está o efeito da velocidade de deslocamento imposta aos cutelos nos valores obtidos para o índice de tenacidade, o que não se mostrou significativa.

Deve-se ressaltar que o índice da ASTM C1018 (1994) independe da resistência à tração da matriz de concreto. Pode-se obter um material com elevados índices de tenacidade sem, no entanto, apresentar um elevado gasto energético pós fissuração. Um exemplo desta distorção se encontra apresentado na Figura 2.2. Em outras palavras, o material pode apresentar um baixo desempenho quanto à resistência mecânica, e elevados valores para o índice de tenacidade.

A partir dos resultados obtidos para os índices de tenacidade (I_5, I_{10}, I_{20}, I_{30}), já comentados anteriormente, é possível determinar as relações de tenacidade conforme o apresentado pela norma ASTM C1018 (1994), conforme a seguinte equação:

$$R_{a,b} = \frac{100}{b-a} *(I_b - I_a)$$

onde,

$R_{a.b}$ = relação de tenacidade entre os índices com referência "a" e "b".

I_b e I_a = índices de tenacidade com referência "a" e "b".

Como exemplos apresentam-se abaixo alguns casos específicos:

Cálculo de $R_{5.10}$:

$$R_{5,10} = \frac{100}{10-5} *(I_{10} - I_5) = 20 * (I_{10} - I_5)$$

Cálculo de $R_{10.30}$:

$$R_{10,30} = \frac{100}{30-10} *(I_{30} - I_{10}) = 5 * (I_{30} - I_{10})$$

Os valores da relação de tenacidade representam, aproximadamente, a relação porcentual entre a capacidade portante na faixa de deflexão compreendida pelos deslocamentos dos índices I_b e I_a, em relação àquela correspondente ao aparecimento da primeira fissura. Assim, por exemplo, um material elasto-plástico perfeito, apresentará sempre relações de tenacidade da ordem de 100:

Cálculo de $R_{5.10}$ para $I_5 = 5$ e $I_{10} = 10$:

$$R_{5,10} = \frac{100}{10-5} *(10-5) = 20 * 5 = 100$$

Cálculo de $R_{10.30}$ para $I_{10} = 10$ e $I_{30} = 30$:

$$R_{10,30} = \frac{100}{30-10} *(I_{30} - I_{10}) = 5 * 30 - 10 = 100$$

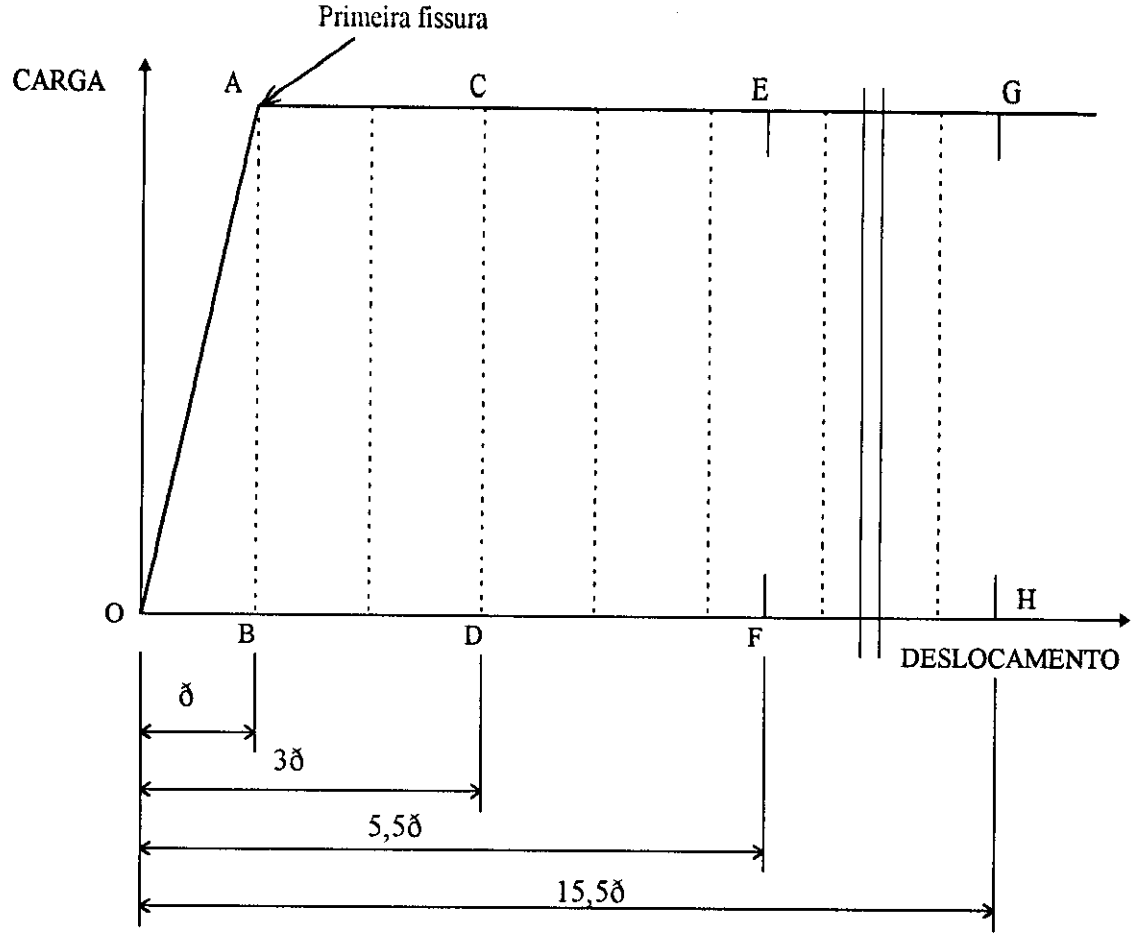


FIGURA 2.1: Curva carga por deflexão da norma ASTM C 1018 (1994) tomando como referência o material elasto-plástico ideal.

A recomendação japonesa (JSCE-SF4, 1984b), no entanto, apresenta uma concepção diferente na quantificação da tenacidade, e o mesmo procedimento de ensaio básico. 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 (Figura 2.3). O valor de T_b deve entrar na seguinte equação para obtenção do valor do fator de tenacidade FT:

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} * \frac{L}{bh^2}$$

onde,

FT = fator de tenacidade na flexão (kgf.cm^2 ou N/mm^2)

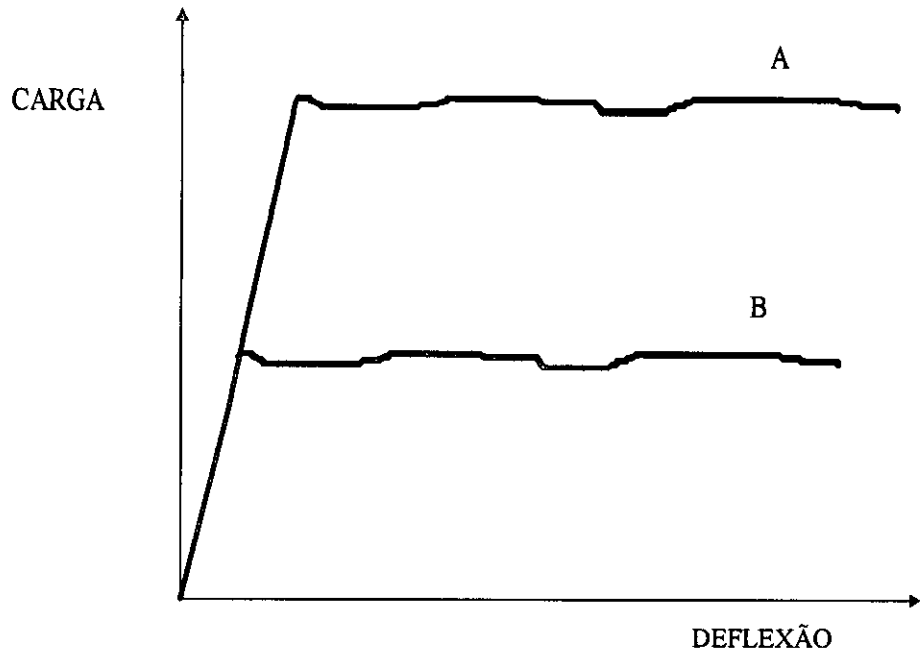
T_b = tenacidade na flexão (kgf.cm ou J)

δ_{tb} = deflexão equivalente a L/150 (cm ou mm)

b=largura do corpo-de-prova

h=altura do corpo-de-prova

L=vão do corpo-de-prova durante o ensaio



A=Compósito com matriz de elevada resistência mecânica
B=Compósito com matriz de baixa resistência mecânica

FIGURA 2.2: Compósitos de mesmos índices de tenacidade e diferentes níveis de resistência mecânica segundo o critério da ASTM C1018 (1994).

Todos estes índices vêm sendo criticados e não se conseguiu alcançar o consenso esperado. Algumas das críticas que fazem ao critério da JSCE-SF4 (1984b) é o fato de não poder diferenciar matrizes com diferenças grandes de módulo de elasticidade e comportamento pós-fissuração que apresentem o mesmo nível de consumo de energia (MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995), respectivamente representados como os compósitos A e B da Figura 2.4. Em se tratando especificamente do concreto projetado, ou mesmo de uma outra matriz de propriedades constantes, isto não se aplica, porque o trecho elástico, uma das principais origens do problema, vai manter um comportamento razoavelmente constante. O maior problema é haver uma combinação de fatores como o aumento da carga de pico e a diminuição concomitante da energia absorvida no trecho pós-fissuração (compósitos A e C da Figura 2.4).

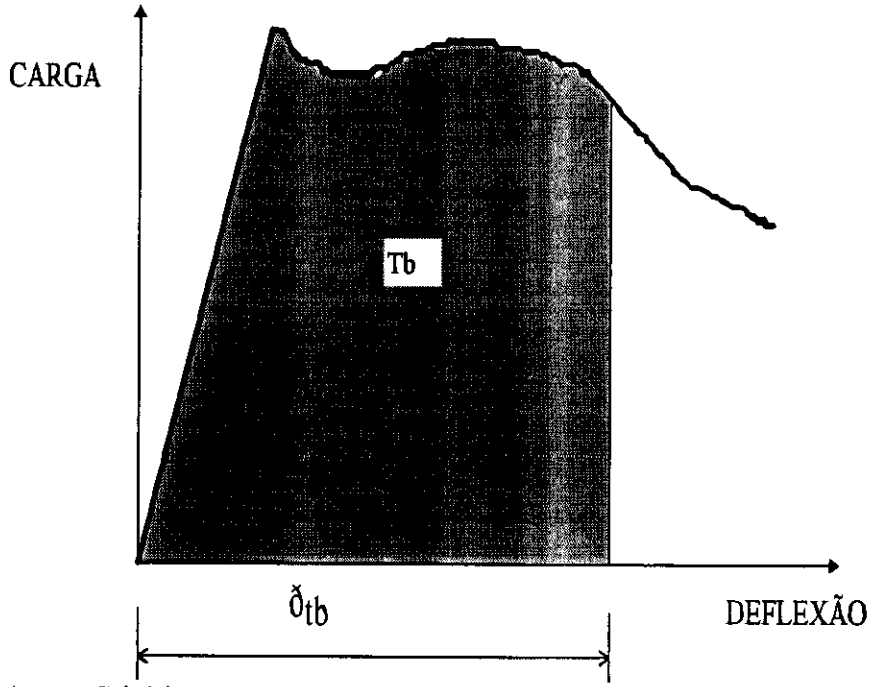


FIGURA 2.3: Critério JSCE-SF4 (1984b) para determinação do fator de tenacidade.

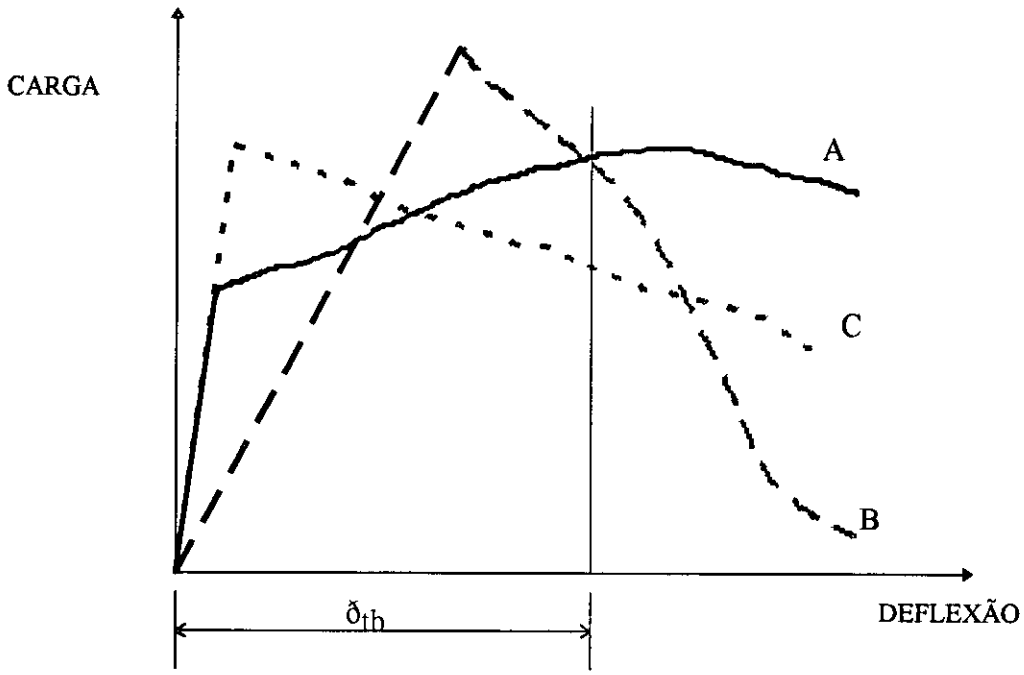


FIGURA 2.4: Compósitos semelhantes segundo o critério JSCE-SF4 (1984b) para determinação do fator de tenacidade.

Uma outra limitação do critério JSCE-SF4 (1984b) é o fato de se ter a avaliação do material para uma única deformação, a qual proporciona uma abertura de fissura extremamente elevada (BANTHIA e TROTTIER 1995a), distanciando a avaliação das condições de utilização do material. Além disso, o seu resultado depende da geometria do corpo-de-prova (CHEN, MINDESS e MORGAN, 1994), o que dificulta a correlação deste valor com o desempenho em campo do material.

Apesar de todas estas limitações, estes índices continuam sendo utilizados como parâmetros de avaliação dos concretos reforçados com fibras (ACI, 1989) e, recentemente, foram corroborados nas normas espanholas (UNE 83-600-94 e UNE 83-607-94). Outros índices de tenacidade vêm sendo propostos associados ao nível de desempenho apresentado pela fibra após a ocorrência da primeira fissura, como o adotado inicialmente pela Associação Norueguesa do Concreto (Apud MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995) e corroborado com algumas modificações pela EFNARC (1996), que definem classes de tenacidade associadas a tensão residual na flexão, conforme o apresentado nas Tabelas 2.2 e 2.3 As vantagens e desvantagens apresentadas (MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995) para este tipo de critério são:

Vantagens do critério EFNARC (1996):

a) Independência da locação da deflexão da primeira fissura;
b) As deflexões acima de 0,5mm (EFNARC) ou 1mm (noruegueses) são suficientemente grandes para não sofrerem influência da instabilidade pós-pico (item 2.2.3);
c) Os valores de tensão residual expresso em MPa proporcionam um subsídio mais acessível à modelagem matemática de projeto normalmente adotada pelos projetistas;
d) O método proporciona o estabelecimento de padrões que agilizam a comparação das curvas obtidas e a verificação de sua conformidade.

Desvantagens do critério EFNARC (1996):

a) Corpo-de-prova completamente diferente do recomendado pela ASTM C1018 (1994) e JSCE-SF4 (1984b), tendo 75mm de altura e 150mm de largura com um vão de 450mm, o que dificulta uma análise comparativa;
b) Como a tensão residual é calculada segundo o modelo elástico, acaba se distanciando da realidade e superestimando a tensão de tração que o compósito suporta e subestimando a de compressão.

TABELA 2.2: Tensões residuais na flexão das classes recomendados pela Associação Norueguesa do Concreto (Apud MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995).

CLASSE DE TENACIDADE	DEFLEXÕES 1mm	3mm
0	Concreto projetado sem reforço	
1	Tipo e dosagem de fibra pré-especificado	
2	2,0 MPa	1,5 MPa
3	3,5 MPa	3,0 MPa

TABELA 2.3: Tensões residuais na flexão das classes recomendados pela EFNARC (1996).

CLASSE DE TENACIDADE	DEFLEXÕES 0,5mm	1mm	3mm	4mm
0	Concreto projetado sem reforço			
1	1,5 MPa	1,3 MPa	1,0 MPa	0,5 MPa
2	2,5 MPa	2,3 MPa	2,0 MPa	1,5 MPa
3	3,5 MPa	3,3 MPa	3,0 MPa	2,5 MPa
4	4,5 MPa	4,3 MPa	4,0 MPa	3,5 MPa

Além deste último aspecto, apontado por MORGAN, MINDESS e CHEN (1995), ocorre a dificuldade de avaliação do resultado a partir das curvas de carga por deflexão. Este problema é refletido pela recomendação da EFNARC (1996) de que cada viga seja classificada através da conversão da tensão residual em valores de carga, segundo as dimensões das mesmas.

Até alguns índices alternativos vêm sendo propostos: BANTHIA e TROTTIER (1995a) propõem um novo índice, o PCSm (resistência pós-pico a uma deflexão 'm'), a qual nada mais é que o índice JSCE-SF4 (1984b) que não utiliza a área relativa ao trecho pré-fissuração com a possibilidade de ser calculado para uma ou mais deflexões quaisquer.

MORGAN, MINDESS e CHEN (1995) recomendaram a adoção de um critério inspirado pelo método da Associação Norueguesa do Concreto, no qual se conta com níveis de desempenho quanto à tenacidade associados à relação entre resistência residual e a resistência de primeira fissura a deflexões de 1/600 e 1/150 do vão (no caso específico o vão equivale a L=300mm), conforme o apresentado na Tabela 2.4. Isto vem de encontro à intensão de vinculação do desempenho pós-fissuração com a matriz e à necessidade de comparar os seus resultados com os índices obtidos pela ASTM C1018 (1994) e JSCE-SF4 (1984b), conforme o método de ensaio proposto (MORGAN, CHEN e BEAUPRÉ, 1995).

TABELA 2.4: Níveis de desempenho de tenacidade dados pela tensão residual na flexão (MORGAN, MINDESS e CHEN 1995).

CLASSE DE TENACIDADE	DEFLEXÕES 1/600 do vão	1/150 do vão
0	Concreto projetado sem reforço	
I	15%	5%
II	30%	15%
III	50%	30%
IV	75%	45%

Outra forma de determinação do índice de tenacidade é aquela apontada por BARR e EVANS (1986), cuja determinação se baseia no esquema apresentado na Figura 2.5. Neste gráfico se encontram esquematizadas as curvas carga/deflexão típicas de concretos reforçados com fibras de aço num teor abaixo do volume crítico (item 2.2.3). O formato é assumido como constante e de crescimento linear até o ponto de fratura, após a qual a carga é reduzida imediatamente até o valor de uma carga residual, a qual varia de acordo com o tipo e o teor de fibra.

O cálculo deste último índice pode ser feito segundo duas fórmulas básicas:

$$\text{(a)Índice de tenacidade} = \frac{A + B}{4A}$$

$$\text{(b)Índice de tenacidade} = \frac{B}{3A} \times 100(\%) \text{ (BARR e THOMAS, 1986)}$$

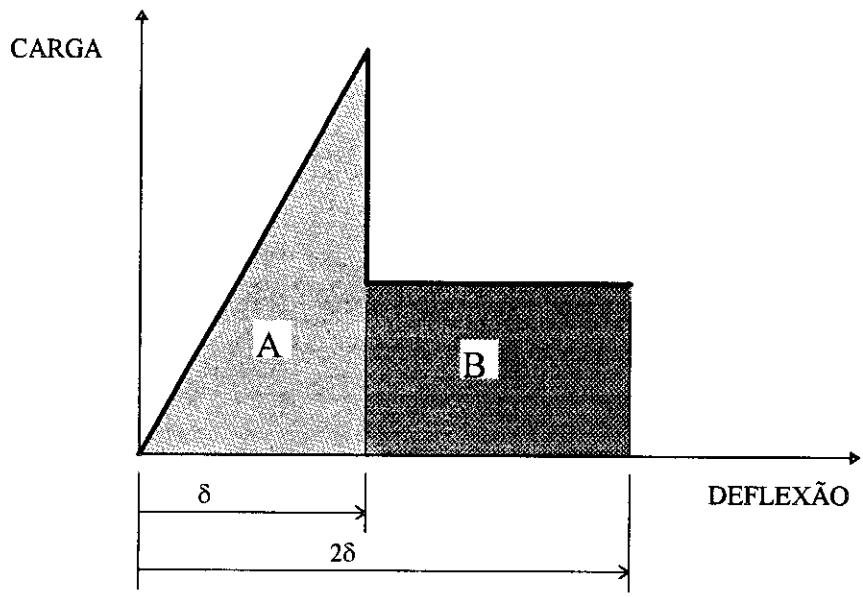


FIGURA 2.5: Curva de carga por deflexão típica para definição do índice de tenacidade segundo BARR e EVANS (1986).

Ambas as formas fornecem valores limite inferior a superior e um dado valor típico para um comportamento elasto-plástico perfeito, quais sejam 0,75 para (a) e 67% para (b). O grande problema associado a este índice reside no fato de se analisar o compósito para deflexões muito pequenas, onde a influência da região de instabilidade pós-pico impede uma avaliação precisa do material (item 2.2.3). Além disso a determinação precisa de δ é muito difícil.

Como se pode observar, vários são os métodos de ensaio e maior ainda o número de critérios para a determinação do índice de tenacidade através daqueles já normalizados ou mesmo propostos. No entanto, os ensaios propostos pela ASTM C1018 (1994) e JSCE-SF4 (1984b) são aqueles mais universalmente aceitos e que servirão de referência nesta tese, por apresentarem a facilidade de serem determinados para um mesmo ensaio realizado.

2.2.2 Avaliação específica do concreto projetado

Quando da adoção deste ensaio para o concreto projetado, o mesmo deve ser realizado em corpos-de-prova prismáticos obtidos através do corte de placas moldadas, uma vez que o jateamento direto sobre os moldes distorceriam o resultado pela oclusão da reflexão (FIGUEIREDO, 1992). Pode-se destacar dentre as vantagens que este ensaio apresenta para o controle do concreto projetado, as seguintes:

a) Facilidade de execução não demandando equipamento muito sofisticado;
b) Como trabalha com corpos de prova serrados a partir das placas, pode-se verificar as condições de moldagem como, por exemplo, a ocorrência ou não de laminação.
c) Os corpos-de-prova serrados eliminam a possibilidade dos efeitos de borda, com orientação induzida para a fibra, interferirem no resultado;
d) Possibilita a avaliação do índice de tenacidade por dois métodos de medição simultaneamente (ASTM C1018, 1994 e JSCE-SF4, 1984b);
e) Garante a eliminação dos efeitos de acomodação de cutelos no corpo-de-prova na leitura das deformações do material;
f) A partir das extremidades dos corpos-de-prova prismáticos já rompidos podem ser realizados ensaios de determinação da absorção e massa específica (NBR 9778) e de resistência à compressão (Anexo IV).

Por outro lado pode-se apontar as seguintes desvantagens:

a) Grande variabilidade de resultados; esta variabilidade tem dois aspectos, sendo o primeiro relacionado com a resistência à tração o que, em parte, pode ser creditado ao fato da região do terço central do vão ensaiado do corpo-de-prova estar submetida ao momento máximo de carregamento. Caso se tenha uma falha localizada nesta região, ter-se-á facilitado o surgimento da primeira fissura para um carregamento menor. Consequentemente, a resistência à tração poderá apresentar valores bem reduzidos aumentando a variação dos resultados do ensaio. A menor variabilidade do ensaio de tração por compressão diametral, comparado ao da tração

na flexão, já foi constatado até para o concreto de elevado desempenho (DAL MOLIN, 1995), muito menos sujeito a falhas localizadas que o concreto projetado. A outra face da variabilidade do ensaio está no comportamento pós-fissuração e, consequentemente, nos índices de tenacidade que podem apresentar coeficientes de variação da ordem de 20% (MORGAN, MINDESS e CHEN 1995). No entanto, esta é uma característica intrínseca do material dado o caráter randômico de distribuição das fibras na matriz e, por consequência, na região de fissura, sendo possível demonstrar matematicamente (ARMELIN e BANTHIA, a ser publicado).

b) Apesar de ser um equipamento não muito sofisticado para os padrões atuais, não se encontra disponível na maioria dos laboratórios de controle do Brasil, o que dificultaria o controle de acompanhamento e execução das obras;

c) É um ensaio trabalhoso, principalmente no que se refere ao corte dos prismas;

d) Demanda uma placa de moldagem um pouco diferente da utilizada para controle normal do concreto projetado (NBR 13070).

2.2.3 O controle da fibra abaixo do volume crítico e a instabilidade pós-pico

O "Volume crítico de fibras (V_{fcrit})" (AVESTON, KUPPER e KELLY, 1971) é aquele para o qual a resistência residual do compósito fissurado é a mesma da matriz. Teoricamente, se fosse utilizado o volume crítico de fibras de aço em um concreto os índices de tenacidade da norma ASTM C1018 (1994) obtidos seriam aqueles que caracterizam um material elasto-plástico perfeito (item 2.2.1). Assim, este volume crítico é influenciado pela resistência da matriz que irá proporcionar um maior ou menor carregamento das fibras por transferência de tensão no momento da ruptura. Um concreto mais resistente irá demandar uma maior quantidade de fibras para que haja uma manutenção do nível de tenacidade, principalmente quando medida pelos critérios da ASTM C1018 (1994). Normalmente, este valor recairá em torno de 1% (cerca de 80kg/m^3), valor até o qual não se tem um aumento da capacidade portante do material (SHAH, 1991). Caso se exija uma elevação deste nível, uma das possibilidades seria o aumento da resistência à tração do próprio concreto, ou seja, da matriz. É o concreto o principal responsável pela resistência à tração do compósito neste caso. Outra forma seria ultrapassar o volume crítico, que possibilitará um aumento da capacidade portante pós-fissuração.

Com a utilização de fibras será assegurada uma menor fissuração do material (LI, 1992) devido ao fato de elas servirem como ponte de transferência de tensão na fissura, representando uma restrição à sua propagação. Este fato pode vir a recomendar sua

utilização mesmo para concretos convencionalmente armados (MINDESS, 1995). De qualquer forma, a dosagem da fibra deve estar em conformidade com os requisitos de projeto, tanto específicos como gerais (ACI, 1988 e ACI, 1993).

Os teores recomendados para o concreto projetado normalmente não excedem os 80kg/m^3 (MORGAN, 1995) devido às restrições que o processo de projeção impõe, e pelo fato dos teores incorporados serem menores que aqueles de dosagem (ARMELIN, 1992a). Consequentemente, a maioria das especificações (MORGAN, 1991) impõe exigências de índices de tenacidade segundo a norma ASTM C1018 (1994) que são obtidos com teores de fibra inferiores ao do volume crítico: I_5=3,5; I_{10}=5,0 e I_{30}=14,0. Ao trabalhar com teores de fibra inferiores ao do volume crítico ocorrerá o fenômeno da instabilidade pós-pico (BANTHIA e TROTTIER 1995a). Este fenômeno é assim chamado por ocorrer após atingir o pico de carga máxima correspondente à ruptura da matriz no ensaio de tração na flexão. Após a ruptura ocorre uma "queda" na capacidade portante do corpo-de-prova e o mesmo sofre uma rápida deflexão transferindo a carga da matriz para as fibras. Com o objetivo de analisar a influência da determinação da deflexão correspondente ao aparecimento da primeira fissura e da instabilidade pós-pico na determinação dos índices ASTM C1018 (1994), foi desenvolvido um estudo experimental que se encontra descrito no próximo item 2.3.

Uma das vantagens da utilização de teores de fibra inferiores ao do volume crítico é a pouca influência exercida sobre a trabalhabilidade. O aumento da coesão da mistura é diretamente proporcional ao conteúdo de fibra. As recomendações (BENTUR e MINDESS, 1990), para a medida da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras, utilizando o ensaio de cone invertido (ASTM C995) e VeBe (*British Standards Institute*, BSI881), mostram-se mais eficientes para concretos de baixo abatimento, menor que 50mm, como mostra a Figura 2.6. Normalmente, o concreto projetado via úmida demanda um grande abatimento (acima de 80mm), o que faz com que o ensaio de cone invertido não apresente sensibilidade (Curva "b" da Figura 2.6). A utilização do abatimento vem sendo adotada em uma série de trabalhos abordando concretos plásticos reforçados com fibras de aço com abatimentos da ordem de 70mm (CHEN, MINDESS e MORGAN, 1994), ou mesmo maiores. Este foi o caso do estudo específico da comparação entre resultados obtidos com concreto projetado e concreto moldado reforçado com fibras de aço realizado por BANTHIA, TROTTIER e BEAUPRÉ (1994), onde o abatimento variou de 90mm a 130mm. Concretos de elevada plasticidade (em torno de 160mm) foram estudados com ambos os métodos, abatimento e VeBe, sendo este último restrito à medição da trabalhabilidade antes da adição do superplastificante, quando o abatimento foi da ordem de 40mm (BANTHIA e TROTTIER, 1995b).

Além disso, os ensaios de determinação de consistência, que não sejam o do abatimento do tronco de cone, têm a desvantagem de não serem tradicionalmente empregados junto ao canteiro de obras durante o recebimento do concreto. Com isto se optou pela utilização deste ensaio no estudo experimental apresentado no item 2.3 devido a sua facilidade de aplicação e por estar prevista na especificação americana para concretos reforçados com fibras: ASTM C1116-96 (1995).

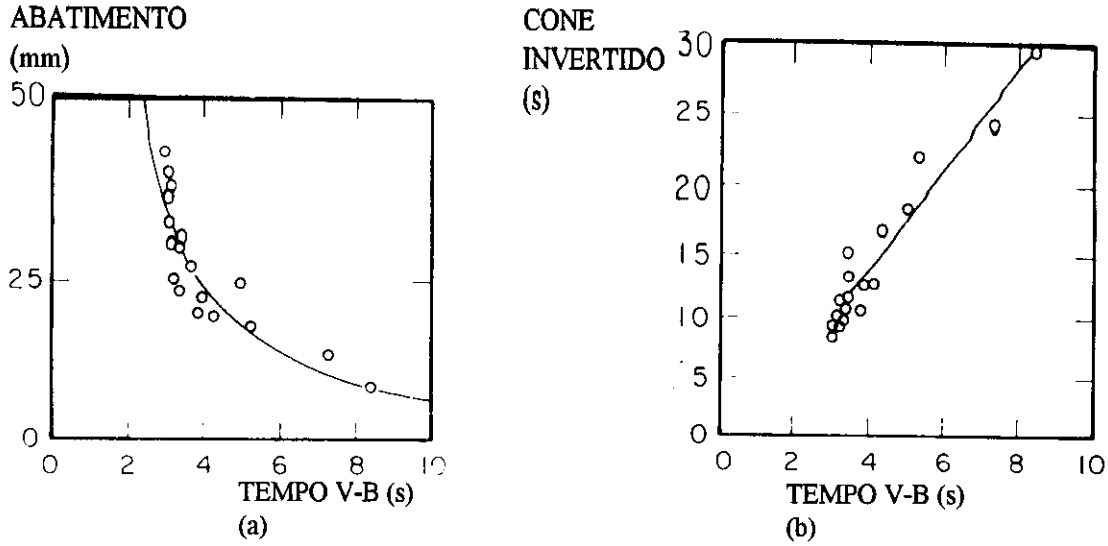


FIGURA 2.6: Relações entre os resultados obtidos entre os ensaios de abatimento de tronco de cone e VeBe (a) e cone invertido e VeBe (b) (JOHNSTON, 1984).

2.3 ENSAIO DE TRAÇÃO NA FLEXÃO COM DEFORMAÇÃO CONTROLADA

Este estudo tem por objetivo analisar a influência da determinação da deflexão da primeira fissura e da instabilidade pós-pico na determinação dos índices ASTM C1018 (1994). Como a matriz influencia tal comportamento, fez-se, também, a análise da influência da resistência mecânica da matriz nos índices de tenacidade e na deflexão correspondente à primeira fissura.

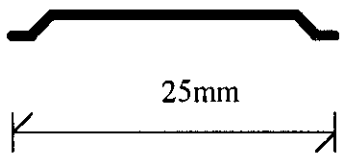
Como durante o processo de projeção tem-se uma incerteza quanto ao teor de fibra incorporado ao material optou-se aqui pela moldagem convencional dos corpos-de-prova. Tal alternativa objetivou também se garantir uma maior homogeneidade dos corpos-de-prova.

2.3.1 Caracterização dos materiais

Na seleção dos materiais para a confecção dos compósitos teve como principais parâmetros as limitações do corpo-de-prova e do sistema de projeção. Como o corpo-de-prova utilizado para o controle do concreto projetado possui dimensões mínimas de 100mm, recomenda-se (JSCE-SF2, 1984a) que a dimensão máxima da fibra não exceda 40mm. Além disso, recomenda-se que não se utilizem fibras com comprimentos superiores à metade do diâmetro interno do mangote (50mm), o que restringem a fibra a 25mm de comprimento (ACI, 1984; BALAGURU e SHAH, 1992). Assim, adotou-se uma fibra com este comprimento e, as demais características se encontram apresentadas na Tabela 2.5.

Foi utilizado um cimento Portland comum do tipo CP II, e como agregados foram selecionados uma areia média e um pedrisco de granito com dimensão máxima característica de 9,5mm, cujas caracterizações se encontram no Anexo IX. Utilizou-se um aditivo plastificante, de maneira a garantir uma trabalhabilidade constante, estando sua caracterização apresentada no Anexo IX.

TABELA 2.5: Características da fibra utilizada no experimento.

FIBRA	FORMATO LONGITUDINAL	SEÇÃO TRANSVERSAL	FATOR DE FORMA
F1			46,7

Além dos agregados citados serem os normalmente utilizados no concreto projetado (Capítulo III) a sua escolha também se baseia na sua compatibilidade dimensional com a fibra (MAIDL, 1991). Esta compatibilidade dimensional ocorre quando o comprimento da fibra excede o do agregado, o que lhe possibilita a atuação como reforço do concreto e não como mero reforço da argamassa do concreto. Isto é importante pelo fato da fratura se propagar preferencialmente na região de interface entre o agregado graúdo e a pasta. Assim, a fibra que deve atuar como ponte de transferência de tensões nas fissuras deve ter um comprimento tal que facilite o seu correto posicionamento em relação à fissura, ou seja, superior a duas vezes a dimensão máxima do agregado. Na Figura 2.7 se encontra representado um concreto com compatibilidade

dimensional entre agregado e fibra e, na Figura 2.8, se encontra outro onde isso não ocorre. Percebe-se que, quando não há esta compatibilidade, poucas fibras trabalham como ponte de transferência de tensões na fissura.

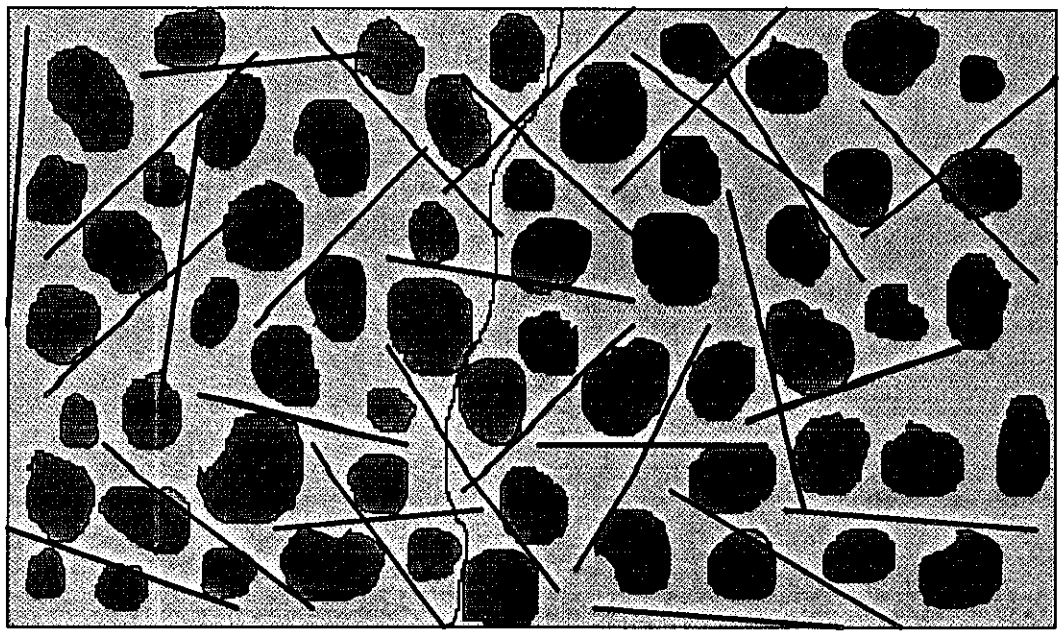


FIGURA 2.7: Concreto reforçado com fibras onde há compatibilidade dimensional entre estas e o agregado graúdo.

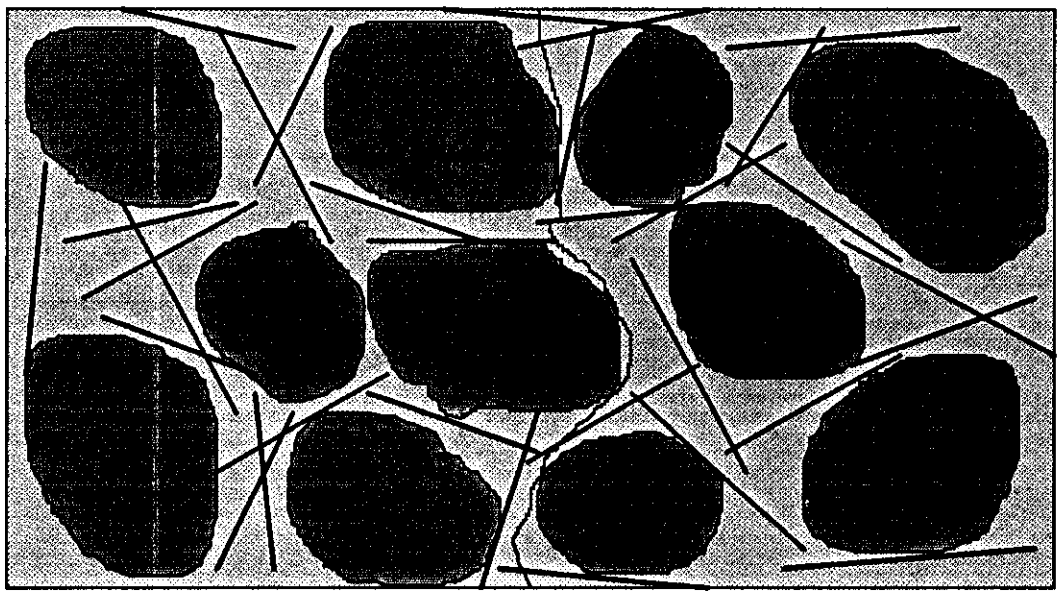


FIGURA 2.8: Concreto reforçado com fibras onde há não compatibilidade dimensional entre estas e o agregado graúdo.

Utilizou-se um aditivo plastificante para se garantir a obtenção da consistência plástica desejada.

2.3.2 Variáveis independentes

Utilizou-se concretos plásticos dosados para uma série de seis resistências médias à compressão e quatro diferentes teores de fibras.

O abatimento foi fixado em 80±10mm. Tal abatimento é o normalmente recomendado pelos fabricantes de equipamento de projeção. Os traços foram definidos segundo o seu abatimento sem a fibra com consumos de cimento e relação água/cimento compatíveis com os níveis de resistência desejados.

Adotou-se a variação da resistência característica de 15MPa a 40MPa porque são estes os valores normalmente especificados para o concreto projetado (AUSTIN, 1995).

Os consumos de fibra variaram entre 20 e 50kg/m^3. Tal faixa de valores está associada àquela adotada para a mistura seca (Capítulo IV), que variou de 20 a 80kg/m^3. A redução do consumo se deve ao fato experimentalmente comprovado de se reduzir o consumo real de fibra incorporado no concreto projetado em cerca de 70% (ARMELIN, 1992a). Na Tabela 2.6 se encontram apresentados os consumos reais em volume de fibra por volume de concreto (Vf).

TABELA 2.6: Consumos de fibra para os diversos traços empregados.

	CONSUMO DE FIBRA (kg/m^3) CF			
	20	30	40	50
Volume de fibraVf(%)	0,26	0,39	0,52	0,65

Os traços foram definidos por códigos da seguinte forma: F f_{ck} CF, onde f_{ck} é a resistência característica especificada no projeto para o concreto e CF é o consumo de fibra por metro cúbico de concreto. Assim, por exemplo, um traço F 30 20 se refere ao concreto com resistência característica de 30 MPa e um consumo 20 kg de fibra por metro cúbico de concreto. Os traços analisados se encontram representados na Tabela 2.7.

Pode-se observar pelos valores apresentados na Tabela 2.7, que estas exigências contribuíram para a obtenção de elevadas relações água/materiais secos, para que fosse possível alcançar o abatimento de 80±10mm. Na Tabela 2.8 se encontram apresentados os valores de consistência obtidos nos traços acima definidos e o teor de aditivo quando empregado.

TABELA 2.7: Traços empregados nas moldagens.

f_{ck} (MPa)	TRAÇO EM MASSA[1]	RELAÇÃO ÁGUA/ MATERIAIS SECOS (%)	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m^3)	ABATIMENTO (NBR 7223) (mm)[2]
15	2,00:3,00:0,75	12,5	355	-
20	1,72:2,72:0,68	12,5	392	90
25	1,50:2,50:0,60	12,0	428	80
30	1,29:2,28:0,55	12,0	468	80
35	1,18:2,18:0,48	11,0	496	75
40	0,74:1,74:0,40	11,5	618	70

[1]Observação: 1:a:b:x (cimento:agregado miúdo:agregado graúdo:relação água/cimento)
[2]Observação: este abatimento está associado ao concreto sem a adição de fibra.

2.3.3 Variáveis dependentes

Estes concretos foram ensaiados quanto à sua resistência à compressão (NBR 5739), resistência à tração por compressão diametral (NBR 7222) e resistência à tração na flexão (NBR 12142). Também foram medidos os índices de tenacidade segundo o critério ASTM C1018 (1994), nas curvas de carga por deflexão obtidas a partir do conctrole da deflexão durante a realização do ensaio de tração na flexão.

2.3.4 Metodologia

2.3.4.1 Moldagem

As moldagens foram executadas seguindo sempre os mesmos procedimentos. Cada traço foi pré-misturado em betoneira de eixo inclinado sem a fibra, tendo sua consistência verificada em seguida. Constatada a adequação da consistência, foi então adicionada a fibra no teor desejado para cada consumo diretamente na betoneira. O tempo de mistura

na betoneira foi de dois minutos e, caso fosse constatado visualmente a presença de heterogeneidades procedia-se a uma mistura adicional de cerca de um minuto. Ao final do processo de mistura se realizava uma nova determinação sua consistência. Caso a consistência do material não se enquadrasse no intervalo de 80±10mm era adicionado o aditivo de maneira a ajustá-la.

TABELA 2.8: Valores de consistência e consumos de aditivo plastificante para os diversos traços empregados.

f_{ck} (MPa)	CONSUMO ESTIMADO DE FIBRA (kg/m^3) 20	30	40	50
	CONSISTÊNCIA (NBR 7223) (mm) (TEOR DE ADITIVO)[1]			
15	70 (0)	90 (0,4)	80 (0,4)	75 (0,4
20	78 (0)	70 (0)	70 (0)	70 (0)
25	85 (0)	90 (0,4)	80 (0,4)	75 (0,4)
30	80 (0)	75 (0)	95 (0,4)	95 (0,4)
35	75 (0)	95 (0,4)	75 (0,4)	70 (0,4)
40	80 (0)	70 (0)	75 (0,4)	75 (0,4)

[1]Observação: o consumo de aditivo é dado em porcentagem em relação à massa de cimento empregada no traço.

A adição direta da fibra na betoneira foi feita com toda a quantidade necessária de uma só vez. Não se acusaram embolamentos em todos os traços empregados, o que vem a confirmar a boa aplicabilidade da fibra.

Com a quantidade de concreto produzida foram moldados (segundo a norma NBR 5738 Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto) dois corpos-de-prova para o ensaio de compressão axial (NBR 5739 Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos de Concreto), dois corpos-de-prova para o ensaio de tração por compressão diametral (NBR 7222) e três para o ensaio de tração na flexão com deformação controlada (ASTM C1018, 1994).

Os corpos-de-prova destinados ao ensaios de compressão axial e de tração por compressão diametral eram cilíndricos com diâmetro de 15 cm e altura de 30 cm. Eles foram moldados com preenchimento em uma única camada e adensados com vibrador do tipo agulha. Neste caso o procedimento é adequado devido à pequena dimensão do corpo-de-prova. Na Tabela 2.9 se encontram apresentados os resultados obtidos em corpos-de-prova adensados da maneira convencional (quatro camadas com 25 golpes - NBR 5738) e aqueles que foram adensados com vibrador do tipo agulha. Nota-se uma grande proximidade dos resultados.

TABELA 2.9: Valores de resistência à compressão obtidos em corpos-de-prova adensados de maneiras diferentes.

		FORMA DE ADENSAMENTO	
		MANUAL	VIBRADOR
f_{ck} (MPa)	Valores individuais	26,0 24,2	25,9 25,4
	Média	25.1	25,6

Aqueles corpos-de-prova destinados aos ensaio de tração na flexão com deformação controlada foram moldados em fôrmas prismáticas (10x10x40)cm^3, com o concreto sendo lançado em uma única etapa. O adensamento foi obtido através de uma mesa vibratória. Após a moldagem, todos os corpos-de-prova eram levados para cura em câmara úmida até o momento da realização do ensaio, qual seja 28 dias.

2.3.4.2 Sistema de medida da deflexão

Para se garantir uma maior acuidade no levantamento da curva de carga por deflexão utilizou-se do controle eletrônico de deslocamento através de um transdutor do tipo LVDT (*Linear Voltage Diferential Transducer*). O LVDT foi apoiado num suporte denominado "yoke" (JSCE-SF4, 1984b), o qual se encontra apresentado na Figura 2.9. Tal sistema vem sendo apontado como aquele de maior confiabilidade (BANTHIA e TROTTIER, 1995b), uma vez que a deflexão lida toma como referência o próprio corpo-de-prova. Outra novidade, é a adoção do sistema "yoke" para medição das deflexões por parte da norma americana (ASTM C1018) a partir de sua versão de 1994. No caso de se adotar o apoio na base da prensa, como mostra a Figura 2.10, sobre o LVDT incidem também as deformações de cutelo e do contato deste com o corpo-de-prova. Como alertou ARMELIN (1992a) tais deformações podem ser da mesma ordem de grandeza daquela obtida para a deformação de primeira fissura. Na Figura 2.11 se encontram apresentadas curvas obtidas pelos dois sistemas.

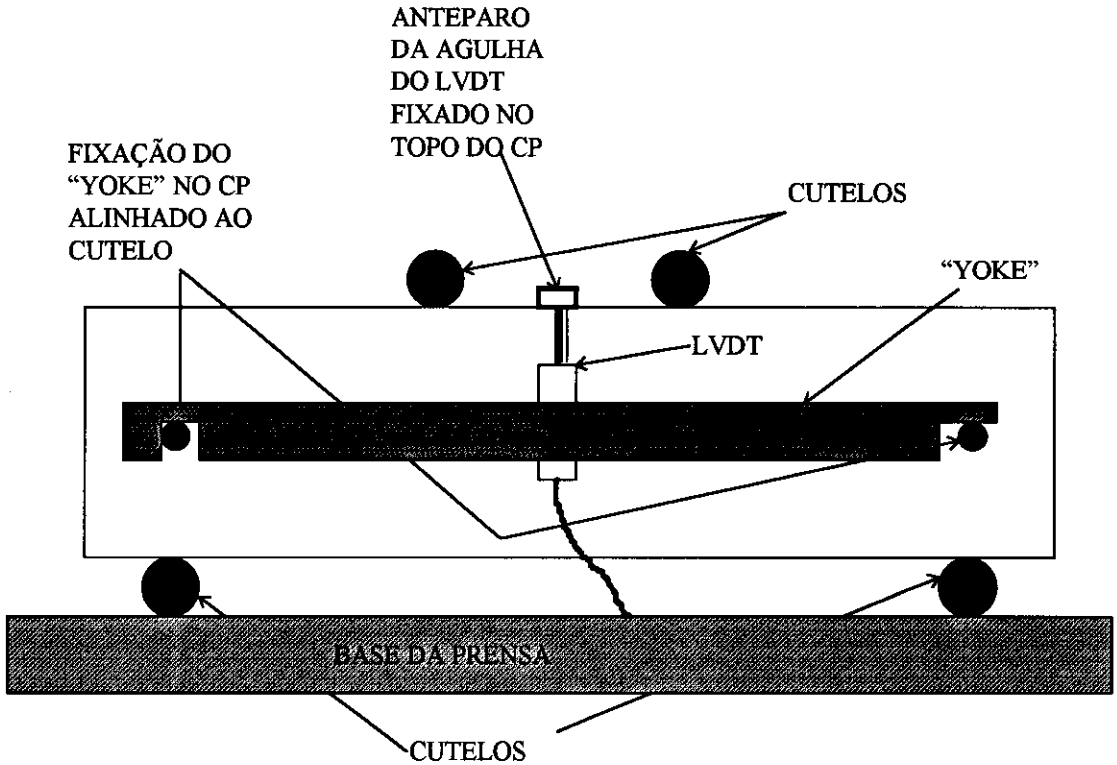


FIGURA 2.9: Posicionamento de corpo-de-prova, LVDT e cutelos no ensaio de tração na flexão com o sistema "yoke".

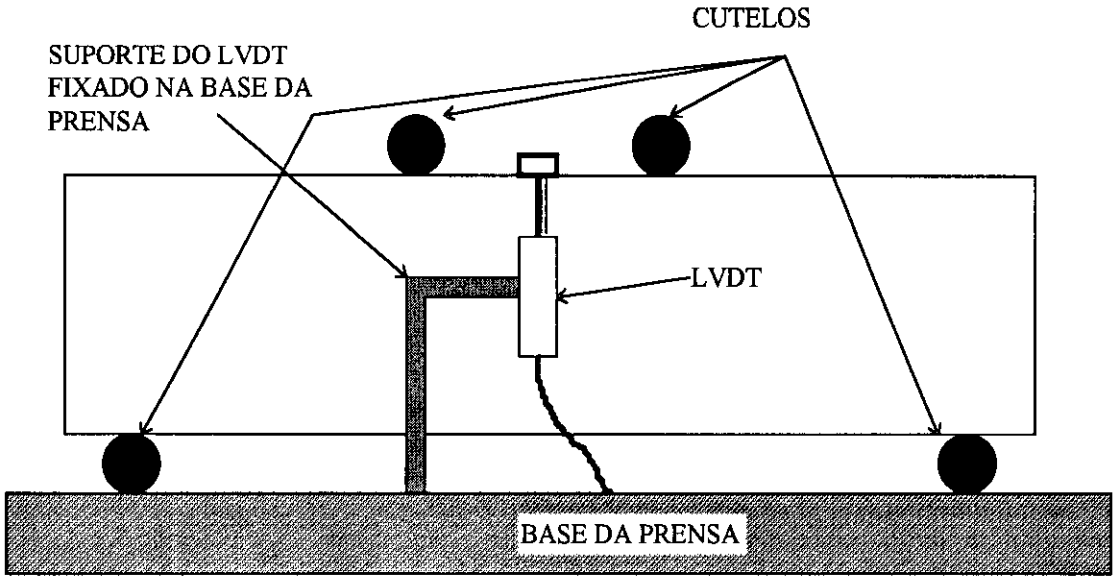


FIGURA 2.10: Sistema de fixação do LVDT onde as deformações de cutelo e apoio do corpo-de-prova incidem nas deflexões lidas (procedimento não recomendado).

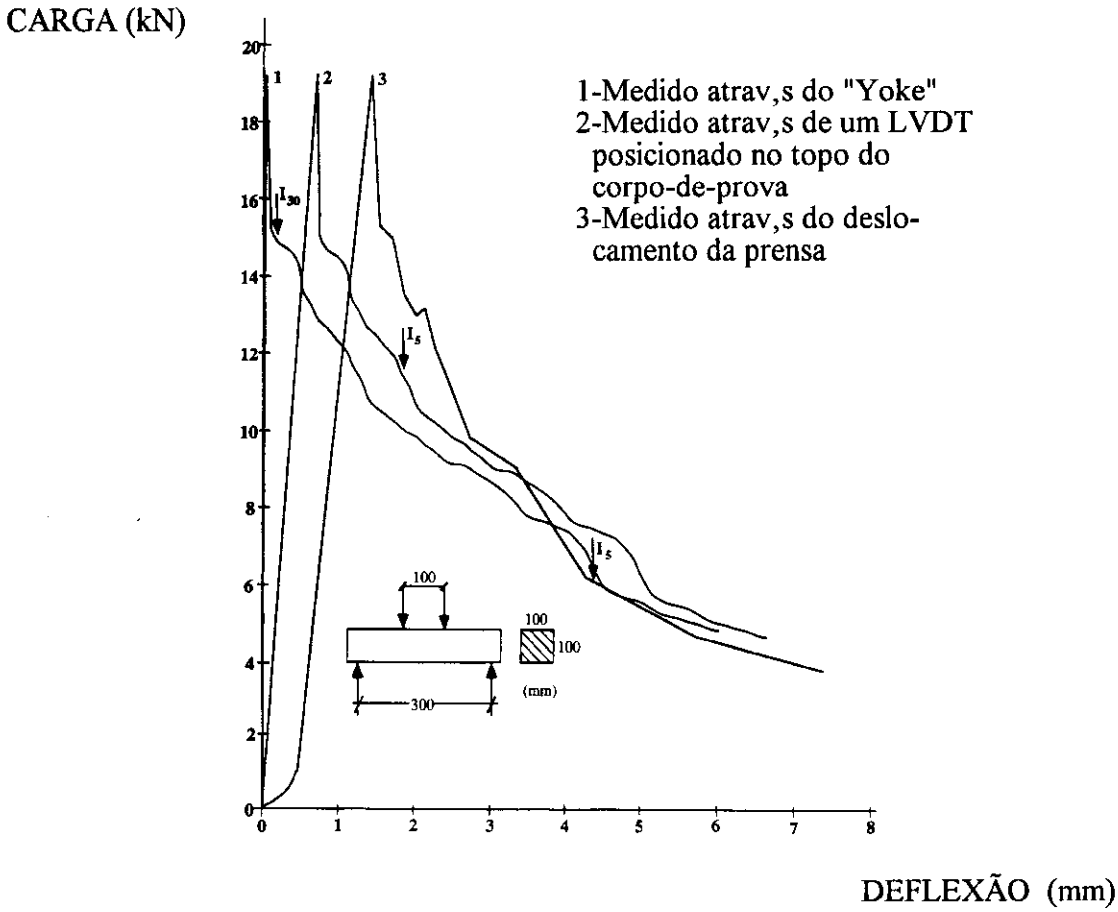


FIGURA 2.11: Curvas obtidas com o uso de diversos sistemas para a medição das deformações.

2.3.4.3 Determinação da tenacidade

Uma crítica normalmente aplicada ao ensaio ASTM C1018 é a dificuldade de determinação do ponto em que ocorre a primeira fissura. Este ponto é fundamental nas definições das áreas. Com esta preocupação procurou-se então realizar o ensaio com um controle de deformação com o maior nível possível de resolução do equipamento. Em outras palavras, durante a realização do ensaio procurou-se determinar o nível de deformação com o maior grau de ampliação possível. Isto foi feito com o ajuste da faixa de leitura do LVDT, e as deflexões foram medidas até atingirem 1mm. Uma curva típica da execução do ensaio se encontra apresentada na Figura 2.12, onde se pode verificar que o ponto em que ocorre a ruptura da matriz não é nítido. Esta indefinição em parte se atribui ao fato de se ter uma grande ampliação da deformação lida no corpo-de-prova, com isso pode-se observar a transferência de carga da matriz para a fibra de maneira progressiva e não imediata. Esta transferência ocorre através do início da fissuração da matriz que diminui a sua rigidez e a uma pequena deformação plástica do concreto.

Na tentativa de se eliminar a avaliação visual para determinação do ponto de primeira fissura CHEN, MINDESS e MORGAN (1994) adotaram o seguinte critério: "o ponto de primeira fissura é aquele no qual uma série de 20 pontos consecutivos (acima de uma deformação total de 0,01mm ou mais) tem uma inclinação no mínimo 50% menor que a inclinação média da curva entre 45% e 70% da carga de pico". Tal critério só é aplicável no caso de se obter as curvas digitalmente, por um sistema de aquisição de dados eletrônico e ajustá-lo a algum aplicativo.

A dificuldade de determinação da primeira fissura gerou uma alterações básica na norma americana (ASTM C1018, 1994) em relação à sua versão de 1989, que foi a adoção de uma equação para determinação da primeira fissura:

$$\delta = 23PL^3/1296EI[1+(\frac{216D^2(1+u)}{115L^2})]$$

onde,

δ = deflexão de primeira fissura;

P = carga de primeira fissura;

L = vão livre do corpo-de-prova;

E = módulo de elasticidade estimado do concreto;

I = momento de inércia da seção transversal;

D = altura do corpo-de-prova e

u = coeficiente de Poisson.

Isto corresponde trocar a incerteza da determinação visual do ponto de primeira fissura (BALAGURU e SHAH, 1992), pela incerteza da estimativa de propriedades como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do concreto.

Procurou-se aqui adotar dois critérios um pouco mais simples para determinação do ponto de primeira fissura e, a partir dele, determinar os índices de tenacidade. Tais critérios se encontram descritos a seguir.

Índice de tenacidade obtido a partir do final do trecho elástico

No primeiro critério, toma-se como referência para a determinação da área básica (OAB) o ponto em que o material começa a apresentar suas primeiras deformações plásticas, que está representado na Figura 2.12, e que vêm a obedecer o que recomenda literalmente a norma ASTM C1018 (1994). Tal procedimento tem a vantagem do ponto base ser facilmente identificável, quando se tem uma ampliação das deformações da superior a 400 vezes. Isto porque, nesta situação percebe-se o ponto em que a curva de carga por deflexão deixa de ser reta.

Este critério apresenta a grande desvantagem de tomar em conta um nível de deflexão em que a fibra ainda não está trabalhando, pois isso só irá ocorrer após a abertura da fissura (seccionando o corpo-de-prova), que permitirá uma transferência de tensões da matriz de concreto para a fibra. Em outras palavras, avalia-se o trabalho da fibra antes dela estar sendo solicitada.

Índice de tenacidade obtido a partir de uma deformação plástica padrão

Na segunda alternativa utilizada para a determinação do ponto onde ocorre a primeira fissura, padronizou-se uma metodologia onde se traçava uma reta paralela ao trecho elástico do gráfico tomando por base uma deflexão de 0,01mm, conforme o critério apresentado por SCHMIDT-SCHLEICHER (1995), que é paralelo ao adotado no Brasil para a definição da tensão de escoamento dos aços encruados para uma deformação plástica de 0,2%. Assim, se consegue obter o ponto B' conforme indicado na Figura 2.12.

Desta forma, a área básica (OA'B') será maior que na primeira situação (OAB) e a deflexão correspondente à primeira fissura (δ = OA') é maior e se inviabiliza a determinação do valor de I_{30}, que recairá sobre um ponto que ultrapassa a capacidade de leitura do equipamento.

Os gráficos utilizados são os mesmos empregados na primeira metodologia. Este segundo procedimento tem a vantagem de ter o ponto base B' identificável com relativa facilidade e sem nenhuma necessidade de avaliação visual. Além disso, apresenta a grande vantagem de tomar em conta um nível de deflexão em que a fibra começa realmente a trabalhar.

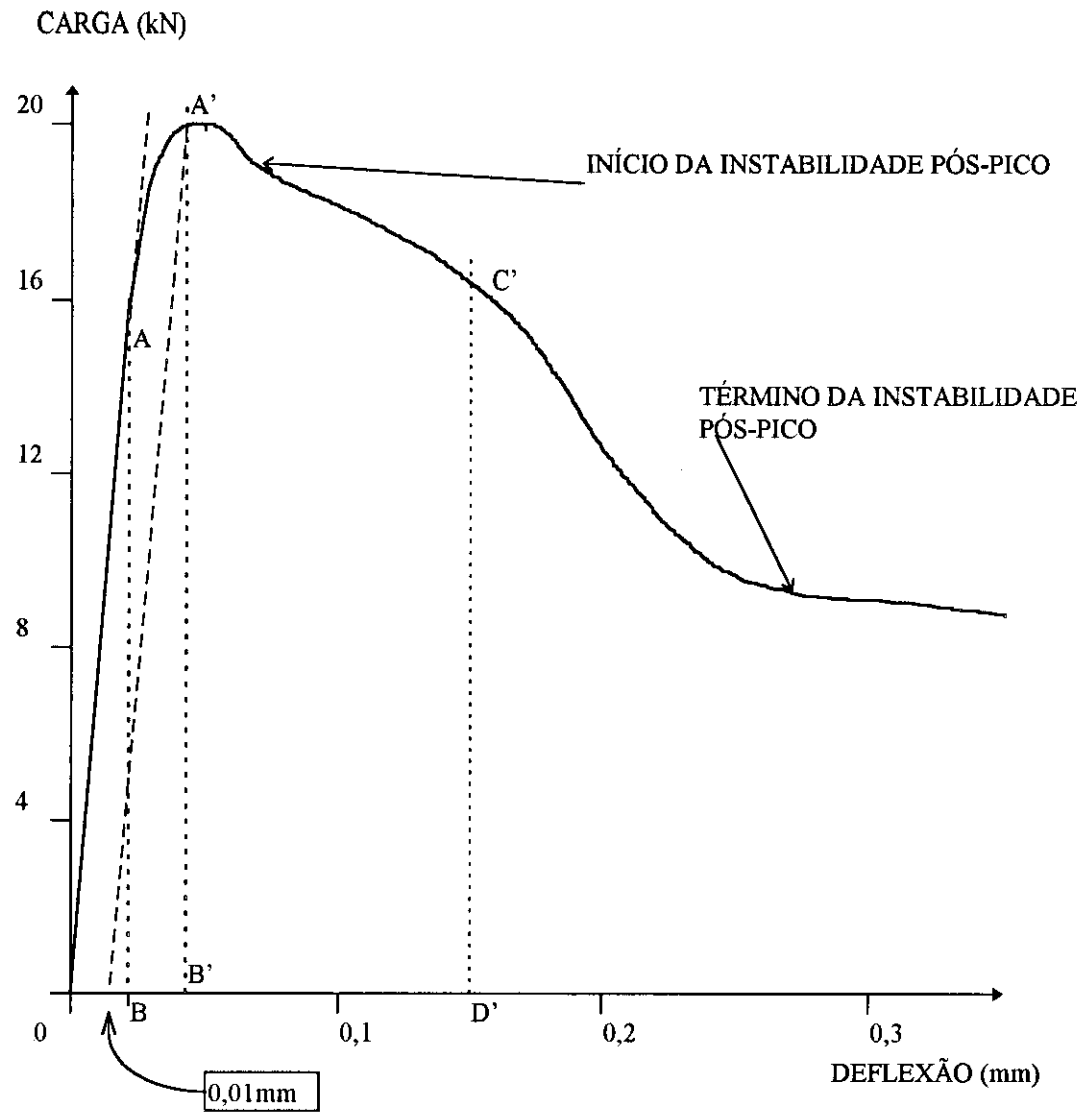


FIGURA 2.12: Curva típica da execução do ensaio de carga com deflexão controlada.

2.3.6 Resultados

2.3.6.1 Resistência à compressão e à tração

Os valores médios obtidos no ensaio de determinação da resistência à compressão axial, para os vários consumos de fibras e para as resistências características do concreto, se encontram apresentados na Tabela 2.10. Da mesma forma, os valores médios correspondentes à resistência à tração por compressão diametral se encontram apresentados na Tabela 2.11 e os obtidos para a tensão de tração na flexão dos corpos-de-prova prismáticos na Tabela 2.12.

TABELA 2.10: Resultados obtidos para a resistência á compressão axial para os todos os consumos de fibra.

FAMÍLIA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (NBR 5739)				
	CONSUMO DE FIBRA EM kg POR m^3 DE CONCRETO (CF)				
	0	20	30	40	50
F 15	25,16	27,04	25,24	22,71	19,68
F 20	23,67	24,66	25,67	23,62	22,59
F 25	28,33	29,18	29,11	28,26	28,13
F 30	35,83	36,69	33,80	33,22	32,52
F 35	39,02	37,80	33,02	41,29	37,06
F 40	46,52	44,48	45,48	47,13	47,13

TABELA 2.11: Resultados obtidos para a resistência á tração por compressão diametral para os vários consumos de fibra.

FAMÍLIA	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL				
	CONSUMO DE FIBRA EM kg POR m^3 DE CONCRETO (CF)				
	0	20	30	40	50
F 15	2,62	2,42	2,11	2,25	2,09
F 20	2,32	2,80	2,92	2,73	2,73
F 25	2,55	2,98	3,04	2,98	2,81
F 30	2,85	2,99	2,85	2,32	2,85
F 35	3,54	2,88	3,42	3,23	3,18
F 40	3,82	3,29	3,99	3,60	4,02

TABELA 2.12: Resultados obtidos para a resistência á tração na flexão para os vários consumos de fibra.

FAMÍLIA	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO (NBR 12142/ASTM C1018)				
	CONSUMO DE FIBRA EM kg POR m^3 DE CONCRETO (CF)				
	0	20	30	40	50
F 15	2,59	2,28	2,17	2,43	2,46
F 20	2,48	2,64	2,55	2,75	2,58
F 25	2,92	2,92	2,56	2,90	2,71
F 30	3,07	2,92	3,38	3,26	3,01
F 35	3,25	3,20	2,95	3,39	3,33
F 40	3,51	3,82	3,27	3,33	3,54

2.3.6.2 Índices de tenacidade

Os resultados dos índices de tenacidade obtidos a partir do final do trecho elástico se encontram apresentados na Tabela 2.13. Já os resultados obtidos através da adoção de uma deformação plástica padrão estão apresentados nas Tabela 2.14.

TABELA 2.13: Índices de tenacidade determinados a partir do final do trecho perfeitamente elástico.

FAMÍLIA	ÍNDICES DE TENACIDADE		
	I5	I10	I30
F 15 20	5,32	9,52	19,61
F 15 30	5,56	10,31	22,95
F 15 40	5,12	9,35	22,64
F 15 50	5,66	9,62	25,43
F 20 20	5,40	9,86	17,06
F 20 30	5,29	9,90	21,52
F 20 40	5,63	10,09	23,02
F 20 50	4,92	9,24	22,13
F 25 20	5,18	8,84	15,56
F 25 30	5,66	10,11	22,09
F 25 40	5,31	9,66	22,99
F 25 50	5,18	9,66	18,92
F 30 20	5,03	8,57	15,81
F 30 30	5,29	9,70	20,16
F 30 40	6,03	11,48	25,92
F 30 50	5,28	10,23	28,53
F 35 20	5,08	8,69	19,80
F 35 30	5,72	10,44	24,29
F 35 40	6,08	11,52	25,86
F 35 50	5,45	10,24	23,95
F 40 20	5,26	9,15	17,86
F 40 30	5,67	11,16	23,93
F 40 40	6,17	11,88	27,41
F 40 50	6,19	11,68	27,24

TABELA 2.14: Índices de tenacidade determinados a partir de uma deformação plástica de 0,01 mm.

FAMÍLIA	ÍNDICES DE TENACIDADE	
	I5	I10
F 15 20	4,6	7,3
F 15 30	4,3	7,4
F 15 40	4,3	7,2
F 15 50	4,3	7,9
F 20 20	4,4	7,3
F 20 30	4,6	7,6
F 20 40	4,6	7,8
F 20 50	4,4	8,2
F 25 20	4,4	6,9
F 25 30	4,4	7,2
F 25 40	4,4	7,7
F 25 50	4,5	7,2
F 30 20	4,5	6,7
F 30 30	4,6	7,6
F 30 40	4,7	8,2
F 30 50	4,8	8,7
F 35 20	4,3	7,3
F 35 30	4,4	8,0
F 35 40	4,2	7,0
F 35 50	4,6	7,9
F 40 20	4,2	6,6
F 40 30	4,6	8,2
F 40 40	4,5	7,8
F 40 50	4,6	8,0

2.3.7 Análise dos resultados

2.3.7.1 Resistência à compressão

Pode-se constatar que não houve influência significativa do teor de fibra na resistência do concreto, excetuando-se dois casos particulares: F 15 50 e F 35 30. Estes valores reduzidos podem ser creditados a falhas localizadas de adensamento durante a moldagem dos corpos-de-prova.

Este resultado é muito positivo, uma vez que a fibra apresenta um grande risco de redução de resistência à compressão do material pela maior incorporação de vazios. Quanto maior o teor de fibras ou a sua relação de aspecto, tanto menor será a trabalhabilidade do concreto. Assim também serão maiores os riscos de apresentar um maior volume de vazios incorporado.

Observa-se também, pelos resultados apresentados na Tabela 2.10, que os valores obtidos para a resistência característica estimada de 15 MPa, superam os valores encontrados para a de 20 MPa. Isto pode ser justificado pela intensa exsudação observada durante a moldagem dos corpos-de-prova dessa família (15 MPa). Isto ocorreu pela elevada relação água/cimento desse concreto e pelo baixo consumo de cimento do mesmo o que dificultou a retenção de água por parte do material. Assim, a relação água/cimento real dos corpos-de-prova estaria reduzida em relação àquela pré-estabelecida em dosagem, o que conferiu uma maior resistência ao material.

Numa análise por regressão, procurou-se avaliar se o material obedecia a lei de Abrams, correlacionando-se todos os resultados de resistência à compressão, excluindo-se os valores referentes à família de 15 MPa, com a relação água/cimento. Pelo método dos mínimos quadrados obteve-se a seguinte correlação:

$$f_{c28} = \frac{116,45}{10,08^{x}}$$

onde,
f_{c28} = resistência à compressão axial aos 28 de idade (MPa)
x = relação água/cimento

Como o coeficiente de correlação obtido foi r^2=0,948 pode-se dizer que a fibra não interferiu no comportamento do material, o qual pode ser dosado pelos métodos convencionais, no que se refere à resistência mecânica (HELENE, 1987). Na Figura 2.13, se encontram apresentados os resultados experimentais em conjunto com a curva obtida pela correlação.

2.3.7.2 Resistência à tração por compressão diametral

Da mesma forma como o ocorrido com os valores relativos aos resultados dos ensaios de resistência à compressão axial, não houve alteração significativa do nível de resistência á tração do material com o aumento do teor de fibras. Ficou patente apenas a correlação entre o valor de resistência à tração com a relação água/cimento, da mesma forma como o ocorrido para a resistência à compressão. Pelo método dos mínimos quadrados obteve-se a seguinte correlação:

$$ftc_{28} = \frac{5,74}{3,18^x}$$

onde,

ftc_{28} = resistência à tração por compressão diametral aos 28 de idade (MPa)

x = relação água/cimento

O coeficiente de correlação obtido foi r^2=0,709, não foi tão elevado quanto o obtido para a resistência à compressão. No entanto, pode-se dizer que a fibra não interferiu no comportamento do material, pois esta menor aderência pode ser creditada à menor amplitude de variação da resistência à tração. Na Figura 2.14 se encontra apresentada a curva de correlação e os resultados experimentais desta correlação.

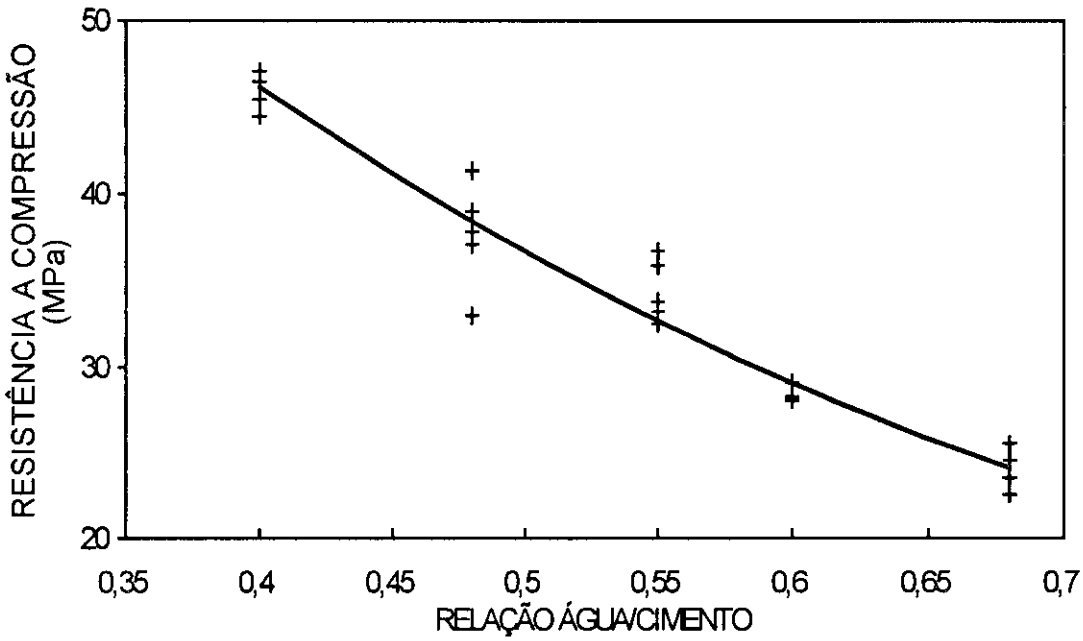


FIGURA 2.13: Correlação entre a resistência à compressão do concreto e a relação água/cimento para todos os teores de fibra utilizados.

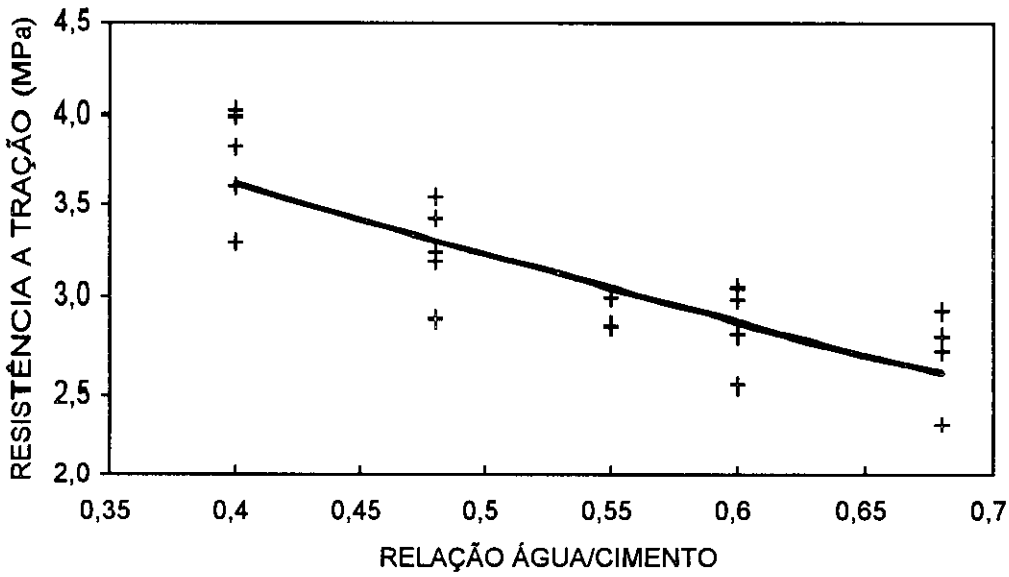


FIGURA 2.14: Correlação entre a resistência à tração por compressão diametral do concreto e a relação água/cimento para todos os teores de fibra.

2.3.7.3 Resistência á tração na flexão

O comportamento se manteve muito similar ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Com apenas uma exceção (F 35 30) os valores de resistência à tração na flexão apresentaram uma boa correlação com a relação água/cimento. Isto vem a indicar a possibilidade de ter havido pequenas falhas na moldagem desta série, que também apresentou comportamento irregular quando avaliou-se a resistência à compressão. Pelo método dos mínimos quadrados obteve-se a seguinte correlação:

$$f_{tf28} = \frac{5,39}{2,89^{x}}$$

onde,

f_{tf28} = resistência à tração na flexão aos 28 de idade (MPa)

x = relação água/cimento

O coeficiente de correlação obtido (r^2 = 0,788) foi ligeiramente superior ao da resistência à tração por compressão diametral, o que contraria à expectativa de uma maior variabilidade do ensaio de tração na flexão, no que se refere à resistência da matriz, como ocorreu em outros estudos abordando o concreto de elevado desempenho (DAL MOLIN, 1995). Na Figura 2.15 se encontra apresentada esta correlação.

Tais aspectos vêm a reforçar a tese de que a matriz de concreto tem papel preponderante na definição da capacidade resistente do compósito. Este comportamento pode ser explicado pelo fato dos teores de fibra utilizados estarem abaixo do volume crítico (item 2.2.3).

Fica a cargo da fibra a responsabilidade de conferir um comportamento não frágil ao material, isto é, uma certa capacidade resistente mesmo após o aparecimento da primeira fissura. Isto pode ser avaliado com o controle de deformação durante a realização deste ensaio. O que está apresentado a seguir no item 2.3.7.4.

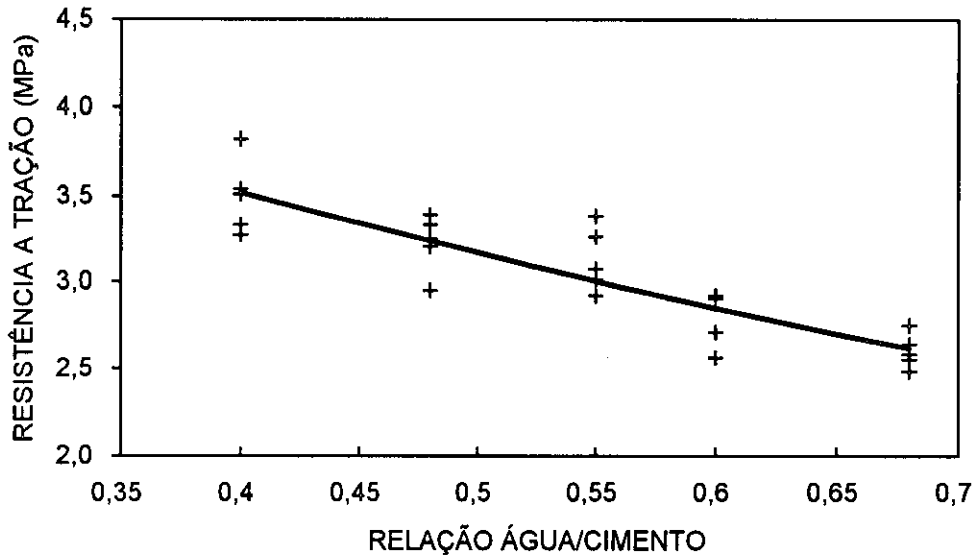


FIGURA 2.15: Correlação entre a resistência à tração na flexão do concreto e a relação água/cimento para todos os teores de fibra utilizados.

2.3.7.4 Tenacidade

A partir dos valores obtidos para os índices de tenacidade foram realizadas as correlações entre os mesmos e o consumo de fibra, utilizando-se o modelo que apresentou melhores correlações para o concreto projetado via seca e úmida, conforme o apresentado nos CAPÍTULOS IV e V:

$$I_a = \frac{A}{B^{(0,1*CF)^{-1/2}}} + 1$$

onde,

I_a = Índice de tenacidade com referência "a", onde a=5, 10, 20 ou 30;

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção (kg/m^3);

Índice de tenacidade obtido a partir do final do trecho elástico

A escolha de tal modelo, resultou de uma análise posterior à realização do programa experimental dos CAPÍTULOS IV e V, onde se desconsiderou a região de instabilidade pós-pico e se adotou uma maior amplitude de leitura das deflexões. Tal decisão foi tomada a partir dos resultados apresentados nesta parte do experimento.

Não foi possível obter boas correlações entre os índices de tenacidade e teor de fibra. Na Tabela 2.15. foram lançados os valores dos coeficientes de correlação para cada índice de tenacidade e cada classe de resistência do concreto, bem como as constantes "A" e "B" do modelo proposto. Observa-se que os valores ficaram muito abaixo daqueles obtidos nos CAPÍTULOS IV e V.

Não se observou uma grande influência da classe (principal responsável pela área OAB) nos índices obtidos. Os valores da constante A sugerem uma queda com o aumento da resistência da matriz, o que viria a representar uma perda de desempenho elasto-plástico com o aumento da resistência da matriz. Isto vem a fortalecer a idéia de que aumentando a resistência do material, aumenta-se a área OAB e diminui-se os índices de tenacidade para um mesmo teor de fibras.

Os coeficientes de correlação obtidos para o valor de I_{30} apresentaram os melhores resultados. Isto porque os índices I_5 e I_{10} se encontram na faixa de maior influência da região de instabilidade pós-pico (BANTHIA e TROTTIER, 1995a) o que acaba por uniformizar todos os resultados. Isto porque a curva, nessa região, representa apenas o "golpe" desferido pela ruptura do corpo-de-prova na agulha do LVDT. Vale ressaltar, que a adoção deste critério para determinação do ponto de aparecimento da primeira fissura acaba por superestimar os índices de tenacidade, principalmente I_5 e I_{10} que ficaram normalmente acima de 5 e de 10, respectivamente. Isto deu a falsa idéia de

que houve um aumento da capacidade resistente, superando o comportamento do material elasto-plástico perfeito (I_5=5 e I_{10}=10), o que não corresponde à realidade. O que ocorre com este critério é o fato dele considerar parte do trabalho da matriz e da instabilidade pós-pico como parcela da energia absorvida pela fibra.

TABELA 2.15: Coeficientes de correlação e constantes das regressões entre os índices de tenacidade e o consumo de fibra para cada classe de concreto obtidos com o critério de adoção do fim do trecho elástico da curva carga por deflexão.

FAMÍLIA	ÍNDICES DE TENACIDADE								
	I_5			I_{10}			I_{30}		
	r^2	A	B	r^2	A	B	r^2	A	B
F 15	0,08	4,07	1,04	0,03	9,07	0,98	0,87	12,5	1,34
F 20	0,22	5,09	0,91	0,30	9,91	0,94	0,72	10,5	1,41
F 25	0,02	4,49	0,98	0,31	7,13	1,10	0,27	11,3	1,32
F 30	0,25	3,42	1,14	0,61	5,15	1,35	0,98	4,97	2,18
F 35	0,27	3,55	1,15	0,49	5,69	1,29	0,57	13,9	1,29
F 40	0,93	2,99	1,29	0,79	5,35	1,40	0,86	8,22	1,74
MÉDIA	0,30			0,42			0,71		

Índice de tenacidade obtido a partir de uma deformação plástica padrão

Como se pode constatar, os valores obtidos para I_5 e I_{10} ficaram abaixo de 5 e de 10 respectivamente. Isto é muito mais coerente que os resultados obtidos pelo método anterior, que ficaram acima dos valores mencionados. Assim, fica melhor representado o comportamento do material que não apresentou ganho de resistência após o surgimento da primeira fissura, isto é, menos dúctil que o elasto-plástico perfeito (BENTUR, GRAY e

MINDESS, 1986). Além disso, foi possível obter uma avaliação comparativa de desempenho entre os diversos teores de fibra um pouco melhor.

Adotando-se o mesmo modelo para a regressão utilizado no item anterior, foram realizadas as regressões cujos resultados se encontram apresentados na Tabela 2.16. Pode-se observar uma nítida influência da região pós pico e, consequentemente, uma grande variabilidade nas correlações. Os baixos valores obtidos para o coeficiente de correlação podem ser creditado ao fenômeno da instabilidade pós-pico que acaba mascarando e confundindo todos os resultados.

TABELA 2.16: Coeficientes de correlação e constantes das regressões entre os índices de tenacidade e o consumo de fibra para cada classe de concreto obtidos com o critério de adoção da deformação plástica padrão.

FAMÍLIA	ÍNDICES DE TENACIDADE					
	I_5			I_{10}		
	r^2	A	B	r^2	A	B
15	0,66	4,06	0,90	0,39	5,53	1,09
20	0,01	3,46	1,01	0,98	5,03	1,17
25	0,54	3,24	1,03	0,36	5,30	1,09
30	0,99	3,03	1,11	0,99	3,45	1,44
35	0,24	2,97	1,07	0,04	6,04	1,04
40	0,62	2,76	1,13	0,54	4,28	1,27
MÉDIA	0,51			0,55		

Conclui-se, assim, que a recomendação de eliminação da região de instabilidade pós-pico é fundamental na avaliação do concreto reforçado com baixos teores de fibras. Isto pode ser feito por dois meios básicos: ou se adotam novos modelos de medição da tenacidade que não considerem esta região (MORGAN, MINDESS e CHEN 1995), ou simplesmente se elimina a mesma graficamente, como foi o critério utilizado por BANTHIA e TROTTIER (1995a), o que possibilita a obtenção dos índices da ASTM C1018 (1994) e JSCE-SF4 (1984b).

2.3.7.5 Adequação dos traços empregados

O traço de concreto reforçado com fibras de aço deve ser proporcionado de maneira a viabilizar sua correta aplicação. Como foi visto, os traços com elevado relação água/cimento produziram exsudação intensa.

A exsudação produziu, além de aumento da resistência do concreto de menor f_{ck}, uma intensa umidificação superficial. No caso de seu emprego como concreto projetado isto significa um maior risco de entupimentos, uma vez que, com a segregação do material, ocorre um maior risco de entupimento pelo fenômeno normalmente denominado "embuchamento". No embuchamento ocorre uma concentração de grande quantidade de agregado, a qual trava o fluxo de material no mangote ou, mais freqüentemente, em reduções.

Para se minimizar o efeito da exsudação poderia se utilizar um maior conteúdo de finos que retivesse água. A microssílica poderia ser empregada de maneira a diminuir este efeito. Outra opção é a restrição dos valores de relação água/cimento (a/c) e relação água/materiais secos (H) a valores que apresentem melhores condições de trabalho do material. Pode-se apontar aqui os valores de a/c=0,55 e H=11,5% como primeira estimativa de valores limite, pois os concretos que obedeciam a estes limites apresentaram exsudação bem reduzida.

A exigência de um elevado nível de abatimento do concreto projetado entra em conflito com a necessidade de se trabalhar com valores reduzidos de relação água/materiais secos e relação água/cimento. Tal necessidade decorre do risco de segregação da fibra e exsudação do concreto que isto representa.

2.3.8 Conclusões

Quando se utilizam teores de fibra inferiores àqueles correspondentes ao volume crítico, como é o caso do concreto projetado, as propriedades mecânicas como a resistência à tração e à compressão dependem exclusivamente da matriz. Assim, pode-se dizer que estas propriedades são governadas pela lei de Abrams, como ocorre com os concretos plásticos não reforçados.

Constatou-se que a utilização de elevada resolução na medida de deflexões facilita a utilização de critérios para determinação desta deflexão, porém, confere um maior nível

de erro nas determinações dos índices, uma vez que amplia a região de instabilidade pós-pico também, o que acaba por mascarar os resultados. Este erro é maior quando se define a deflexão da primeira fissura a partir do final do trecho elástico. Apresentou melhores resultados o critério que utiliza uma deflexão plástica padrão, que se aproxima mais do ponto mais alto atingido na curva de carga por deflexão.

A adoção de uma faixa de leitura do LVDT mais ampla passa a ser mais recomendável, uma vez que permite avaliar um nível de deformação maior. Com esta medida é possível detectar mais claramente a região de instabilidade pós-pico e assim poder eliminá-la quando da medida das áreas sob a curva (BANTHIA e TROTTIER, 1995a).

Com base nestes resultados formulou-se o procedimento de ensaio descrito no Anexo VII.

2.4 ENSAIO DE PUNÇÃO DE PLACAS

2.4.1. Concepção do ensaio

O ensaio de punção de placas vem sendo sugerido na Europa recentemente como uma nova forma de avaliação da tenacidade (ROBINS, 1995b), logo o mesmo só se aplica para concretos reforçados. Apesar de ter sido alvo de estudo a algum tempo (VANDEWALLE, 1990), só recentemente passou à condição de norma (EFNARC, 1996). O esquema de ensaio consiste no puncionamento de uma placa quadrada com 600mm de borda e 500mm de vão central, apoiada em seus quatro lados como é apresentado na Figura 2.16.

Este ensaio é o primeiro que vem sendo proposto para caracterização comparativa da tenacidade dos compósitos de concreto reforçado com fibras de aço e tela metálica (GOPALARATNAM e GETTU, 1995). Além disso, ele traz a vantagem de uma "implementação prática fácil para os resultados de tenacidade em certas aplicações como lajes sobre solo e revestimento de túneis evocando um dobramento biaxial e outros efeitos estruturais" (GOPALARATNAM e GETTU, 1995). No entanto, o comportamento estrutural representado é restrito, uma vez que a punção, no túnel, só ocorre no caso da utilização de tirantes e chumbadores no revestimento primário, o que está normalmente associado aos túneis em rocha, o que não é tão frequente para o caso do Brasil.

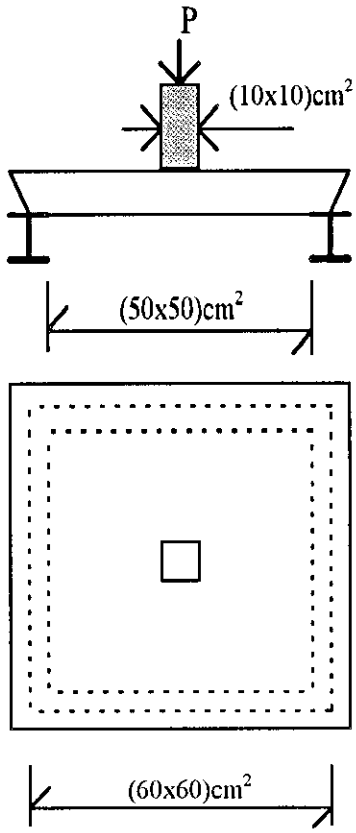


FIGURA 2.16: Esquema do ensaio de puncionamento de placas.

A comparação entre tela e fibra metálica surgiu devido a uma exigência natural que autoridades e clientes de comprovação de equivalência ou mesmo superioridade da nova tecnologia, como apontou FRANZÉN (1992). Além disso, estes testes foram desenvolvidos e executados no sentido de se suprir a necessidade de conhecimento que possibilite a correta especificação da fibra. "Uma possibilidade é realizar comparações simples e diretas entre um revestimento reforçado com telas com uma determinada posição" e calcular "o momento resistente teoricamente" (FRANZÉN, 1992). Com isto em vista, vários foram os pesquisadores que realizaram ensaios comparativos entre tela e fibras, numa escala o mais próxima possível da natural. O trabalho apresentado por MORGAN e MOWAT (1984) foi um dos precursores e servem de referencia para muitos autores (VANDEWALLE, 1990; FRANZÉN, 1992; MELBYE, OPSAHL e HOLTMON, 1995).

Outros trabalhos foram conduzidos na África do Sul, no sentido de se viabilizar a aplicação da fibra naquele país (REDFORD e ALEXANDR, 1990) e KIRSTEN (1993). Todos estes testes, lançaram mão de um grande nível de deflexão e fissuração, muito

acima do estado limite último (BANTHIA e TROTTIER, 1995a), e chegaram a concluir pela inviabilidade da fibra, devido aos altos custos de importação (REDFORD e ALEXANDR, 1990), ou pela limitação de aplicação a teores abaixo de 40kg/m^3 WALLIS (1993).

O objetivo do estudo experimental descrito a seguir é avaliar o procedimento de ensaio no sentido de se obter resultados a níveis menores de deflexão.

2.4.2 Metodologia

A descrição do método de ensaio utilizado neste estudo se encontra apresentada no Anexo VIII. Este método guarda algumas diferenças básicas em relação ao preconizado pela EFNARC:

a) A deflexão é medida por um LVDT posicionado na parte inferior da placa e o seu suporte se fixa na parte superior da alma do perfil de apoio da placa (Figura 2.17). A adoção deste procedimento visou a diminuição ao máximo da parcela de deformação relativa ao suporte, lida pelo equipamento.

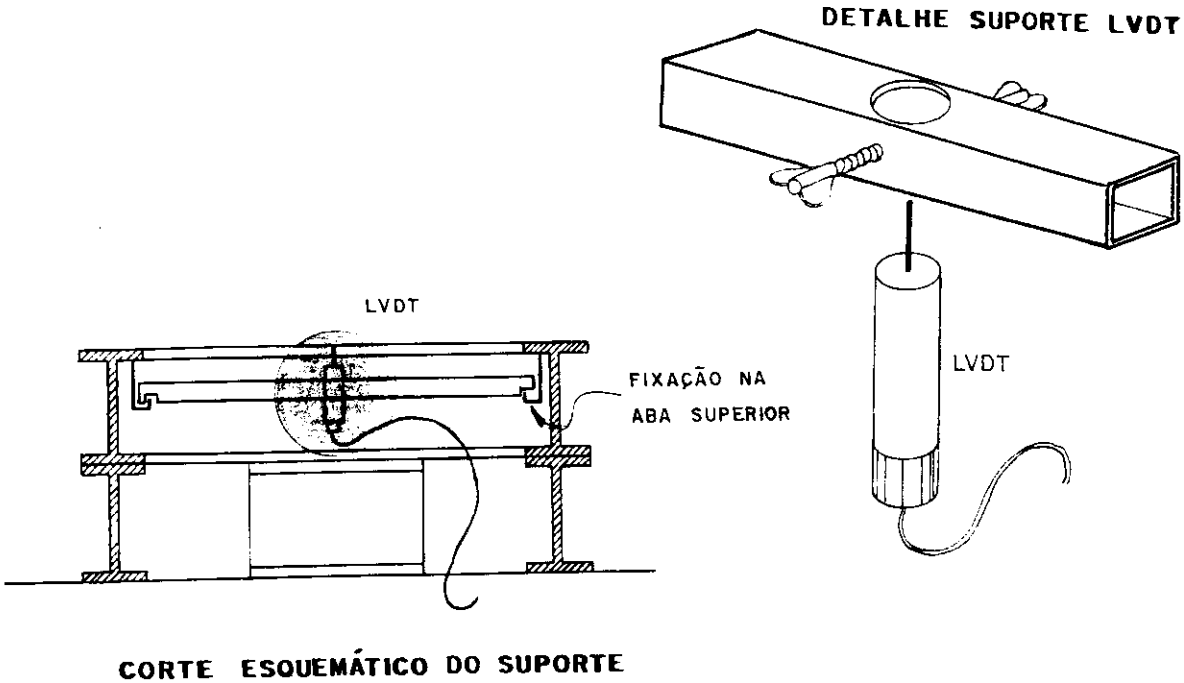


FIGURA 2.17: Suporte de LVDT no ensaio de punção de placas.

b) A garantia de um apoio contínuo da placa sobre o suporte foi feita com encunhamento metálico e não com argamassa, uma vez que esta apresenta uma grande deformabilidade e altera as condições iniciais de leitura.

c) Adotou-se um nível de deflexão menor (7mm e não 25mm) para avaliação do material, o que se encontra melhor discutido no próximo item.

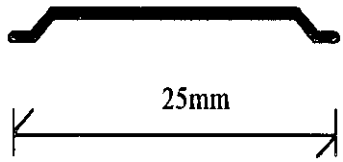
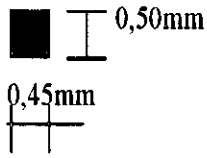
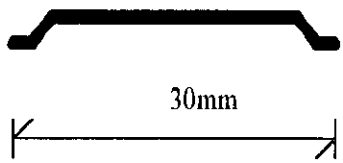
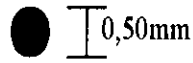
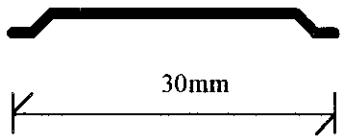
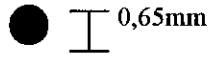
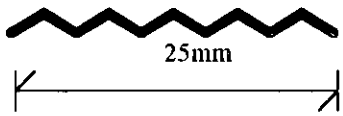
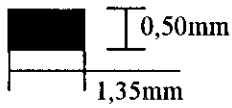
A EFNARC (1996) recomenda que a energia absorvida seja medida até uma deflexão de puncionamento de 25mm. Isto traz consigo uma grande restrição pelo fato de se produzir um elevado nível de fissuração, o qual não é fortemente afetado pelo conteúdo de fibras. Por isso, foram moldadas e ensaiadas uma série de placas que foram levadas a diferentes níveis de fissuração de modo a se correlacionar os mesmos com a deflexão imposta no ensaio. Além disso, procurou-se fazer uma análise do comportamento do material e correlacionar a energia absorvida com o deflexão.

Em função do grande volume de concreto demandado para o estudo experimental, utilizou-se do concreto projetado e não do moldado para a confecção dos placas. As placas foram moldadas segundo o procedimento prescrito na norma NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados.

2.4.3 Caracterização dos materiais

Neste estudo, cuja análise completa se encontra apresentada no Capítulo IV, foram utilizados quatro tipos diferentes de fibras de aço em quatro diferentes teores. Estas fibras têm suas características apresentadas na Tabela 2.17. A matriz de concreto foi fixada como constante, utilizando-se um traço em massa de 1 : 2,84 : 1,60 (cimento:areia:pedrisco). O cimento utilizado foi um CPV ARI-RS, cujo consumo foi da ordem de 411kg/m^3 e se encontra caracterizado em conjunto com a areia (1.167kg/m^3) e o pedrisco (658kg/m^3) no Anexo IX. O aditivo acelerador de pega líquido, à base de aluminato de potássio, foi utilizado no teor de 2,0% (estimado em relação à massa de cimento em toda as séries), tendo sido diluído na água de alimentação do bico de projeção.

TABELA 2.17: Características básicas das fibras analisadas.

FIBRA	FORMATO LONGITUDINAL	SEÇÃO TRANSVERSAL	FATOR DE FORMA
F1			46,7
F2			60,0
F3			46,2
F4			27,3

2.4.4 Variáveis

Como única variável independente se adotou o nível de deflexão à que a placa foi submetida e como variável dependente o nível de fissuração atingido.

Os diversos teores de fibras e as diferentes propriedades mecânicas proporcionaram diferentes níveis de absorção de energia conforme o apresentado no Capítulo IV. No entanto, isto não apresenta influência no nível de fissuração da placa. O nível de energia absorvida só foi levado em conta para uma placa no sentido de se mostrar o comportamento do material durante o ensaio e a possibilidade de prever o nível de energia absorvido a maiores deflexões através das menores. Um painel geral das condições básicas de projeção se encontra apresentado na Tabela 2.18.

2.4.5 Resultados

Na Tabela 2.18 se encontram apresentados também a deflexão atingida no ensaio e a abertura média de fissura que resultou na placa.

TABELA 2.18: Valores medidos para os traços de entrada do concreto projetado.

FIBRA	CONSUMO CF (kg/m^3)	PLACA	CONSISTÊNCIA (MPa)	DEFLEXÃO (mm)	FISSURA MÉDIA (mm)
F1	20	167	6,0	7	4,3
	40	169	6,4	7	5,0
	60	171	4,8	7	4,4
	80	173	6,7	7	5,0
F2	20	175	6,0	7	5,3
	40	177	5,3	12	9,0
	60	179	6,7	10	8,5
	80	181	7,4	13	7,7
F3	20	183	6,2	12	11,7
	40	185	5,7	11	9,0
	60	187	5,7	12	11,0
	80	189	5,5	26	18,3
F4	20	192	5,3	9	7,7
	40	194	5,2	13	9,9
	60	196	3,8	9	9,7

2.4.6 Análise dos resultados

Com os resultados obtidos foi possível correlacionar o nível de fissuração da placa com a deflexão imposta à mesma durante a realização do ensaio. Através do método dos mínimos quadrados estabeleceu-se a correlação que se encontra representada na Figura 2.18. e na equação abaixo:

$w_m = 0,767 \times D$, com $r^2=0,844$

onde,

w_m = abertura média das fissuras (mm)

D = deflexão imposta à placa durante o ensaio (mm)

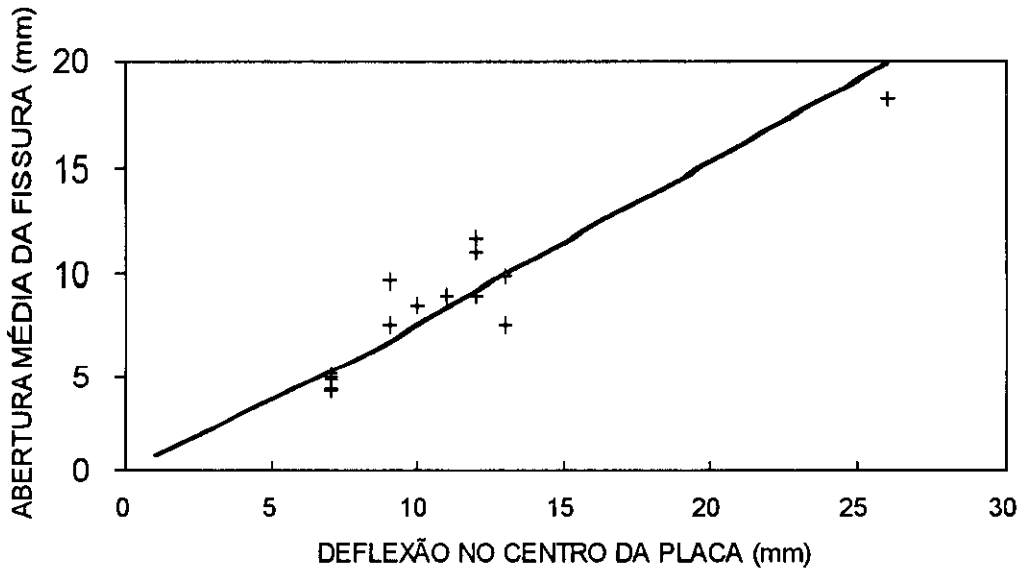


FIGURA 2.18: Correlação entre a deflexão imposta no ensaio de punção de placas e o nível de fissuração das mesmas.

O ajuste da reta para representação do fenômeno, representado pelo coeficiente de correlação, apresentou um bom resultado, apesar do número de fissuras depender da qualidade do apoio e do consumo de fibra, o que não foi levado em conta na correlação. Conclui-se que, tal ensaio acaba por conduzir um nível de fissuração indesejável na avaliação do material. Um nível de fissuração de corpo-de-prova de cerca de 2mm, característico do obtido no ensaio de prismas proposto pela JSCE-SF4 (1984b), já lhe valeram críticas por estar avaliando uma energia consumida após o estado limite último de utilização do material (BANTHIA e TROTTIER, 1995a). Em ensaios de punção de placas reforçadas com telas metálicas soldada realizados em paralelo (Capítulo IV), levados a este nível de deflexão, não foi possível realizar a medição das fissuras devido à desagregação das mesmas provocada pelo rompimento dos fios de aço da tela.

2.4.7 Comportamento do material durante o ensaio

Alguns resultados experimentais, abordando o ensaio com vistas à aplicação do concreto reforçado com fibras de aço para pisos (TATNALL e KUITENBROUWER, 1992), mostraram que o nível de fissuração foi 3 a 5 vezes maior que aqueles obtidos pela teoria da elasticidade. Tal fato foi atribuído ao estado triaxial de tensões que poderia levar a uma maior capacidade de carga da placa. No entanto, tal estado é muito difícil de ser analisado pois, durante o ensaio, ocorre o empenamento da placa, que muda totalmente as condições de apoio e, consequentemente, a distribuição de tensões na placa. Este fenômeno é tão mais intenso, quanto maior for o nível de deflexão imposto à placa.

Para os níveis mais baixos de deslocamento do equipamento, ocorre o aparecimento de múltiplas fissuras, gerando algumas quedas no gráfico de carga por deflexão (Figura 2.19). A partir de um certo momento o número de fissuras se estabiliza e o trabalho dissipado no ensaio consiste naquele relativo à ampliação da abertura das mesmas, com o arrancamento das fibras. À medida que a fissura abre diminui o comprimento de ancoragem das fibras que servem de ponte de transferência de tensão e, a capacidade de suporte da carga cai. Assim, a energia absorvida no ensaio para um dado acréscimo de deflexão acaba por apresentar um comportamento assintótico, o qual foi modelado para a placa 189. Com os valores de energia absorvida pela placa a cada um dos sete primeiros milímetros de deflexão, obteve-se a seguinte correlação:

$$E_p = \frac{A}{(D)^{-1/3}_{B}} \text{ , com } r^2=0{,}995$$

onde,

E_p = Energia absorvida durante o ensaio de punção (J)

A e B = Constantes e

D = Deflexão medida no centro da placa puncionada.

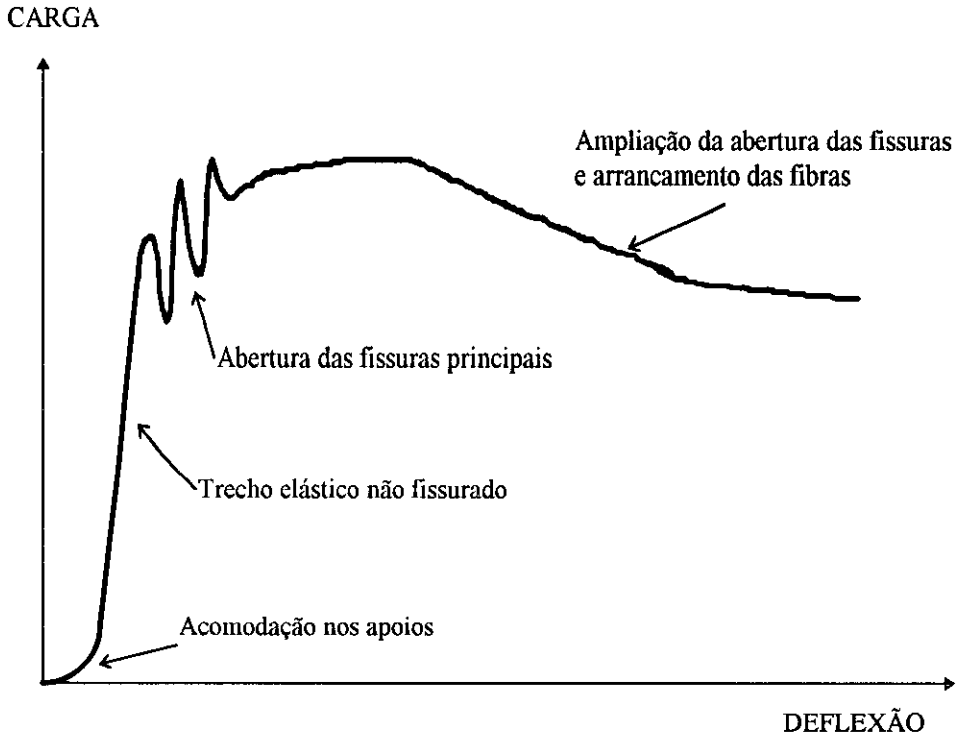


FIGURA 2.19: Curva de carga por deflexão obtida no ensaio de punção de placas.

O elevado coeficiente de correlação mostra o excelente ajuste do modelo aos resultados experimentais, o que pode ser visualizado na Figura 2.20. Com isto se poderia avaliar o nível de energia a ser absorvido pela placa para maiores deflexões. No exemplo da placa 189 a energia absorvida pelo ensaio foi de 1669J enquanto a prevista pelo modelo foi de 1613J.

2.4.8 Conclusões

Este ensaio apresenta a grande vantagem de ser o primeiro normalizado que, por ser realizado numa escala maior que a dos corpos-de-prova prismáticos, permite avaliar comparativamente o desempenho da fibra com outras formas de reforço, como a tela metálica. Como a fibra vem a se apresentar como um substitutivo natural deste reforço em túneis esta avaliação é bem interessante.

No entanto, este ensaio apresenta um série de dificuldades:

a) A placa de ensaio é muito pesada, aproximando-se facilmente dos 100kg, com isto o manuseio da mesma é muito dificil tornando o ensaio moroso e até perigoso para os operadores.

b) A placa sujeita ao esforço de projeção (impacto do jato de concreto) acaba por apresentar deformações que em muito dificultam as condições de apoio e, consequentemente, concentra os esforços durante o ensaio.

c) Demanda um equipamento com um grande vão na região de posicionamento do corpo-de-prova e dotado de sistema de controle de deflexão, o qual é raro no Brasil.

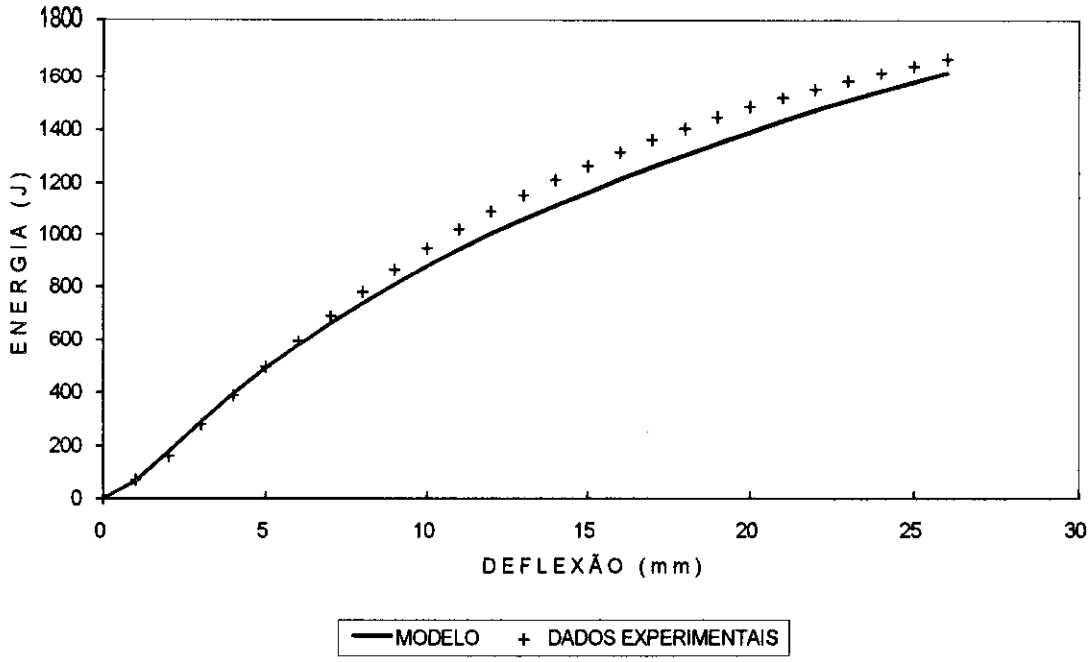


FIGURA 2.20: Correlação entre os valores obtidos para a energia absorvida durante o ensaio de punção e a deflexão.

Assim, neste estudo optou-se por considerar a energia absorvida até uma deflexão de 4mm (Capítulos IV e V). Este valor de deflexão é próximo do critério adotado pela norma japonesa, onde o vão é dividido por 150 (neste caso a deflexão corresponde a 1/125 do vão) e, da mesma forma, fornece um nível de fissuração comparável (da ordem de 3mm). Além disso, garante-se a definição da fissuração da placa, ou seja, trabalha-se na segunda fase onde ocorre apenas o aumento da abertura da fissura.

2.5 COMENTÁRIOS FINAIS

2.5.1 Conclusões

Para a análise específica do concreto projetado reforçado com fibras de aço, conta-se hoje com um certo número de incertezas a nível internacional. Não se chegou a um consenso quanto aos índices que servirão de critério para sua avaliação e nem mesmo quanto à forma de medição da tenacidade do material. Os ensaios de tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos se encontram relativamente consagrados, não havendo ainda uma forma e um método de carregamento universalmente aceitos.

Quando se trabalha com concretos reforçados com fibras em teores abaixo do volume crítico, como é o caso do concreto projetado, as propriedades mecânicas básicas, como a resistência à compressão e à tração, são definidas pela matriz. Nesta situação, estas propriedades obedecem às leis básicas que explicam o comportamento do material como é o caso da lei de Abrams.

Os ensaios prescritos pelas normas da ASTM (1994) e recomendações da JSCE-SF4 (1984b), são os mais largamente empregados e têm a vantagem de poderem ser aplicados em conjunto. Com isto, pode-se medir os índices por ambos os critérios e utilizá-los de maneira combinada.

No caso dos índices de tenacidade obtidos segundo a norma ASTM C1018 (1994), é fundamental a eliminação da região de instabilidade pós-pico para se garantir a confiabilidade do resultado. Para tal lança-se mão da medida de deflexões em um nível maior, da ordem de 3mm a 4mm, adotados nos critérios mais recentes como os da EFNARC (1996). Da mesma forma, a adoção de um sistema de medição de deflexões como o "yoke" que elimine a influência das deformações dos cutelos e do apoio destes no corpo-de-prova é imprescindível. Assim, se obtém um ensaio com capacidade para diferenciar o comportamento das diferentes fibras, conforme o que se encontra apresentado nos capítulos IV e V.

O ensaio de punção de placas, na forma como está proposto (EFNARC, 1996) apresentou uma série de limitações. Apesar de possibilitar uma avaliação comparativa de desempenho entre diferentes tipos de reforço do concreto projetado, representa uma solicitação específica (punção) que só é encontrada no túnel quando da utilização de chumbadores e tirantes. Além disso, gera um nível de deformações muito grande, com abertura de grandes fissuras que ultrapassam aquelas associadas ao estado limite último. É possível a realização do ensaio com um nível menor de deflexão, mais próximo das

condições de utilização do material. No entanto, é fundamental o refinamento da medição das deformações bem como da garantia de melhores condições de apoio.

2.5.2. Recomendações para futuros estudos

Com relação ao ensaio de tração na flexão, muito se deve estudar. Tentativas no sentido de se eliminar a sua grande variabilidade são fundamentais. A utilização de um ensaio híbrido que aproveite o sistema de leitura de deformações do ensaio JSCE-SF4 (1984b) em conjunto com o disposto no ensaio proposto pela RILEM (GOPALARATNAM e GETTU, 1995), onde há um entalhe na parte inferior do corpo-de-prova, pode vir a reduzir a variabilidade do ensaio, por fixar o ponto de surgimento da primeira fissura. No entanto, os valores obtidos quanto à resistência à tração e mesmo quanto aos índices de tenacidade deveriam sofrer uma reformulação completa nestas condições.

Deve-se proceder a um estudo mais aprofundado sobre o ensaio de punção de placas. Uma das possibilidades é fazer um ensaio comparativo com o de flexão, apoiando a placa em duas bordas opostas e deixando as outras duas livres. Com isto, eliminaria-se o complexo estado de tensões que o envolve e ter-se-ia uma avaliação mais objetiva e com melhor representatividade do túnel em solos, que é um caso mais comum no Brasil. Além disso, melhores condições de apoio muito mais facilmente obtidas. O carregamento poderia ser feito de maneira contínua no seu vão central, transformando o ensaio numa flexão simples, com a vantagem de se manter a possibilidade de uma análise comparativa entre o reforço de tela e de fibras de aço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** State-of-the-art report on fiber reinforced shotcrete. (ACI 506.1R). ACI Committee 506. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1984. 13p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Design considerations for steel fiber reinforce concrete. ACI. **ACI Structural Journal**. Detroit, USA, september-october, 1988. p.563-80.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** ACI. Measurement of properties of fiber reinforced concrete. (ACI 544.2R-89). ACI Committee 544. Detroit, USA, 1989. 11p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** ACI. Guide for specifying, proportioning, mixing, placing, and finishing steel fiber reinforced concrete. (ACI 544.3R-93). ACI Committee 544. Detroit, USA, 1993. 10p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete**. ASTM C78. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia. 1984.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete**. ASTM C1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Time of Flow of Fiber-Reinforced Concrete Through Inverted Cone Slump**. ASTM C995. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia. 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete and Shotcrete**. ASTM C1116. Separata ASTM. ASTM, Philadelphia. 1995.

ARMELIN, H.S. **Contribuição ao estudo do concreto projetado por via seca com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis NATM**. São Paulo, 1992a. 145p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ARMELIN, H.S.; BANTHIA, N. Predicting the Flexural Post-Cracking Performance of Steel-fiber Reinforced Concrete from the Pull-out of Single Fibers. **ACI Materials Journal**, Detroit, USA, aceito para publicação em novembro de 1995.

ARMELIN, H.S.; HELENE, P.R.L. Physical and mechanical properties of steel fiber reinforced dry-mix shotcrete. **ACI Materials Journal**. v.92. N°3, may-june 1995. p.258-67.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Classificación y definiciones**. AENOR. UNE 83-600-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994a.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Recomendaciones de utilización**. AENOR. UNE 83-607-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto**. NBR 5738, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto**. NBR 5739, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concreto - Determinação de resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. NBR 7222, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação de Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone.** NBR 07223, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica** - NBR 9778. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação de resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos**. NBR 12142, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados**. NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro.

AUSTIN, S.A. Materials Selection, Specification and Quality Control. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995. p.87-112.

AVESTON, J.; COOPER, G. A.; KELLY, A. Single and multiple fracture. In: Conference on the Properties of Fiber Composites, London, 1971. **Proceedings**. NPL. p.15-26.

BALAGURU, P.N.; RAMESH, N.; PATEL, M., Flexural toughness os steel fiber reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v.89, N° 6, 1992, p.541-6.

BALAGURU, P.N.; SHAH, S.P. **Fiber reinforced cement composites**. USA. McGraw-Hill. 1992.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F. Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: Some concerns and a proposition. **ACI Materials Journal**, v.92, n.1, Detroit, USA, jan-feb., 1995a. p.48-57.

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.

BARR, B.I.G.; EVANS, G.J. Fracture characteristics of fibre reinforced lightweight concrete. In: SWAMY, R.N.; WAGSTAFFE, R.L.; OAKLEY, D.R. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 86. **Proceedings**. v.2. 1986.

BARR, B.I.G.; THOMAS, W.F.A study of the fracture characteristics of glass reinforced cement. In: SWAMY, R.N.; WAGSTAFFE, R.L.; OAKLEY, D.R. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 86. **Proceedings**. v.2. 1986.

BENTUR, A.; GRAY, R.J.; MINDESS, S. Cracking and pull-out processes in fibre reinforced cementitious materials. In: SWAMY, R.N.; WAGSTAFFE, R.L.; OAKLEY, D.R. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 86. **Proceedings**. v.2. 1986.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdon. Barking, Elsevier. 1990.

CHEN, L.; MINDESS, S.; MORGAN, D.R. Specimen geometry and toughness of steel-fiber-reinforced concrete. ASCE **Journal of Materials in Civil Engineering** .American Society of Civil Engineers, v.6, N° 4, Nov., 1994. p. 529-41.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo.** São Paulo, 1992. 284p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FRANZÉN, T. Shotcrete for Underground Support: a State-of-the art Report with Focus on Steel-fibre Reinforcement. **Tunnelling and Underground Space Technology**. v.7, N° 4. UK, oct. 1992. p.317-24.

GOLAPARATNAM, V.S.; GETTU, R. On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes. **Cement & Concrete Composites**, v.17, N° 3, 1995. p.239-54.

HANNANT, D.J. **Fibre cements and fibre concretes**. Chichester, John Wiley. 1978.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland**. São Paulo, 1987. 278p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of making specimens for strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF2. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984a. p49-55.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF4. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984b. p.58-61.

JOHNSTON, C.D. Measures of the workability of steel fiber reinforced concrete and their precision. **Cement, Concrete, and Agregates**. CCAGDP, v.6 n.2, Winter 1984. p.74-83.

JOHNSTON, C.D. Effects of testing rate and age on ASTM C 1018 toughness parameters and their precision for steel fiber-reinforced concrete. **Cement, Concrete, and Agregates.** CCAGDP, v.15, n.1, Summer 1993. p.50-8.

KIRSTEN, H.A.D. Equivalence of mesh- and fibre-reinforced shotcrete at large defelctions. **Canadian Geothecnical Journal**, v.30, 1993. p.418-40.

LI, V.C. Performance driven design of fiber reinforced cementitious composites. In: SWAMY, R. N. Fourth Rilem International Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 92. **Proceedings**. 1992.

LUPIEN, C.; CHANVILLARD, G.; AITCIN, P.C.; GAGNÉ, R. Rehabilitating a road surface with a thin bonded overlay of steel-fiber-reinforced-concrete. In. XXth World Road Congress. Montreal, 3-9 sep., 1995. **Proceedings**. p.248-52.

MAIDL, B. **Stahlfaserbeton**. Berlin. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1991.

MELBYE, T.; OPSAHL, O.A.; HOLTMON, J. Shotcrete for rock support. In. AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: properties, design and application**. McGraw-Hill, Inc. UK, 1995. p.317-56.

MINDESS, S. Fibre reinforced concrete: challenges and prospects. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.1-12.

MORGAN, D.R. Steel Fiber Reinforced Shotcrete for Support of Underground Openings in Canada. **Concrete International**. v.13, N° 11. American Concrete Institute - ACI. Detroit, USA, Nov. 1991. p.56-64.

MORGAN, D.R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland, McGraw-Hill. Inc. 1995. p.229-65.

MORGAN, D.R.; CHEN, L.; BEAUPRÉ, D. Toughness of Fibre Reinforced Shotcrete. In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings**. p-66-87.

MORGAN, D.R.; MINDESS, S.; CHEN, L. Testing and Specifying Toughness for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.29-50.

MORGAN, D.R.; MOWAT, D.N. A comparative evaluation of plain, mesh and steel fiber reinforced shotcrete. In. Fiber Reinforced Concrete - International Symposium. American Concrete Institute - ACI Publication SP-81. 1984. **Proceedings**. p.307-24.

POLAKOWSKI, N.H.; RIPLING, E.J. **Strength and structure of engineering materials**. USA. Prentice-Hall, Inc. 1966.

REDFORD, M.S.; ALEXANDER, M. Evaluation of Comparative performance of Fibre and Mesh Reinforced Shotcrete Linings. SANCOT Seminar, nov. 1990. **Proceedings**. p.7-22.

ROBINS, P.J. Physical properties. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995b. p 52-86.

SCHMIDTH-SHCLEICHER, H. German guidelines for steel fibre reinforced shotcrete in tunnels with special consideration of design and statical aspects. In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings**. p.19-28.

SHAH, S.P. Do fibers improve the tensile strength of concrete? In: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, 1991. **Proceedings**. p.10-30.

TATNALL, P.C.; KUITENBROUWER, L. Steel fiber reinforced concrete in industrial floors. **Concrete International**, v.14, N° 12, dez., 1992, p.43-7.

VANDEWALLE, M. **Tunnelling the World.** Belgium. N. V. BEKAERT S. A. Zwevegem, 1990.

WALLIS, S. Shotcrete in Lesotho. **World Tunnelling**, April, 1993. p.111-3.

CAPÍTULO 3.

DOSAGEM DA MATRIZ DE CONCRETO PROJETADO VIA SECA

CAPÍTULO 3. DOSAGEM DA MATRIZ DE CONCRETO PROJETADO VIA SECA

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo da tese são apresentados três estudos básicos abordando a definição do traço da mistura seca do concreto projetado. O primeiro deles consiste na análise do teor de argamassa nas propriedades do concreto projetado e, em paralelo, as exigências de controle de ajuste do equipamento e da correlação do nível de umidificação na consistência do material. O segundo estudo avalia o procedimento para a determinação do teor de agregados que forneça um consumo ótimo de cimento e o terceiro aborda o mesmo para o consumo de aditivo acelerador de pega e endurecimento.

O principal objetivo deste capítulo é fornecer parâmetros para a dosagem dos agregados e a definição dos consumos ótimos de cimento e de aditivo acelerador para atender às propriedades físicas e mecânicas normalmente especificadas para o concreto projetado destinado ao revestimento de túneis pelo método NATM (*New Austrian Tunnelling Method*).

3.2 A DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO VIA SECA

A primeira metodologia racional de dosagem do concreto projetado via seca foi proposta como tese por PRUDÊNCIO (1993). Não foram publicadas notícias de sua aplicação no Brasil, ou qualquer outro estudo complementar a este. Tal fato reside na dificuldade que o estudo experimental do concreto projetado apresenta. Não é possível executar uma dosagem do material abstendo-se da utilização do equipamento e realizando um cuidadoso controle do processo (FIGUEIREDO, 1992).

O procedimento normalmente seguido ainda hoje consiste, basicamente, na adoção de um consumo de cimento e no estabelecimento de um traço empírico para os agregados. O ajuste dos traços assim determinados deveria ser executado na própria obra, durante o seu andamento. Caso a resistência exceda o especificado se cogitará então em reduzir o consumo de cimento.

Não é feito nenhum tipo de ajuste experimental prévio com o equipamento adotando-se como variáveis o consumo de cimento e o teor de aditivos. Normalmente

realiza-se apenas uma aplicação teste onde é verificado o atendimento ou não aos requisitos exigidos na especificação. Com este tipo de metodologia não ocorre a minimização do consumo de cimento e, conseqüentemente, não se trabalha com um material otimizado.

Outra dificuldade para a dosagem, controle, ou mesmo do estudo do concreto projetado via seca, está no fato do mesmo apresentar uma reologia específica. Esta reologia é a dos concretos secos, como apontaram inicialmente ZYNDA (1966) e SCHUTZ (1981). Seu comportamento é semelhante àquele apresentado pelos concretos destinados à execução de blocos de alvenaria (TANGO, 1994), qual seja, apresenta um ponto ótimo de umidificação para obtenção da máxima compacidade e resistência mecânica (POWERS, 1968). Na Figura 3.1, está apresentada uma curva da relação entre a resistência à compressão e a relação água/cimento. Ressalte-se que a faixa trabalhável para estes concretos, onde se têm a consistência necessária para a aplicação, fica normalmente abaixo do ponto ótimo.

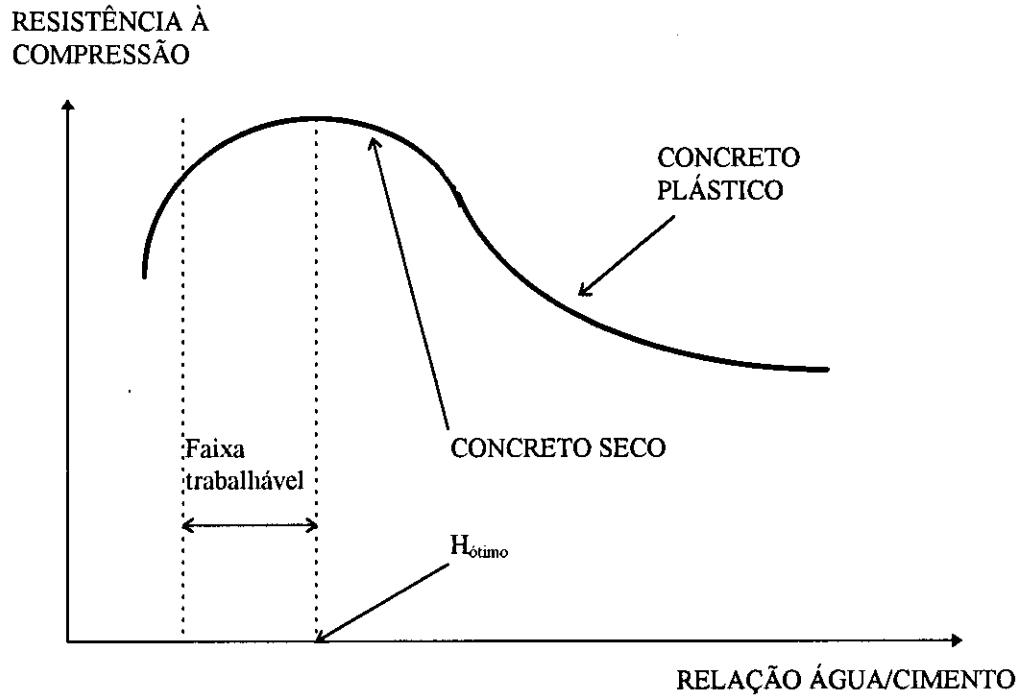


FIGURA 3.1: Relação entre a resistência mecânica e a relação água/cimento de um traço seco (TANGO, 1994) no caso de concreto para fabricação de blocos para alvenaria estrutural.

Afirmações como a de que tanto o concreto projetado via seca como o de via úmida, obedecem às mesmas relações existentes entre a resistência mecânica e a relação

água/cimento para concreto ou argamassas convencionais (VANDEWALLE, 1991 e ROBINS, 1995b), entre elas a lei de Abrams (MORGAN, 1991) são contraditórias quando se considera concretos no campo da reologia seca, tendo sido constatada experimentalmente (FIGUEIREDO e DANTAS, 1991 e PRUDÊNCIO, 1993).

Aquelas afirmações se baseiam no trabalho de HILLS (1982), que coletou várias amostras de argamassas e concretos projetados em painéis de diferentes locais. Os painéis de 5cm e de 10cm de espessura, foram moldados com diferentes traços e equipamentos, e não houve variação do nível de umidificação para cada traço e materiais empregados. Isto leva a crer que vários fatores podem ter afetado estas relações como, por exemplo, variações na velocidade de projeção (FIGUEIREDO, 1992). O próprio pesquisador citado apresentou resultados contraditórios a estes, quando da análise de uma série de placas moldadas com diferentes níveis de umidificação em outro trabalho (HILLS, 1980).

3.2.1 Descrição da metodologia básica

Na metodologia proposta por PRUDÊNCIO em 1993 tem-se, pela primeira vez um procedimento para determinação do menor consumo de cimento que atenda às exigências pré-estabelecidas. Tal procedimento está baseado em três etapas básicas:

a) Estabelecimento de um traço piloto e o seu desmembramento, de modo a se obter dois novos traços e três diferentes consumos de cimento;
b) Definição de um traço básico através da moldagem de três placas com os traços desmembrados e o estabelecimento de uma curva de resistência em função do teor de agregados no traço (m) e
c) Com o traço básico de mistura seca faz-se a projeção de uma série de placas com diferentes teores de aditivo acelerador de pega e endurecimento, de modo a atender às exigências de resistência inicial e final. Nesta situação, o consumo de cimento deve ser aumentado de maneira a se obter um acréscimo na resistência que compense a perda de resistência final produzida pelo aditivo acelerador.

Este processo apresenta algumas dificuldades de aplicação. Uma pelo fato de se dosar a mistura seca que alimenta a máquina de projeção e não o projetado, o qual tem seu traço determinado por reconstituição de traço (NBR 13044) posteriormente. Essa diferença no traço final não ocorre para o concreto destinado à execução de blocos, onde a proporção definida na dosagem é mantida no elemento. Assim, durante a dosagem e a

aplicação do concreto projetado, deve-se proceder a um controle que evite grandes variações nas condições de aplicação.

A definição do teor de aditivo acelerador quando se tem uma exigência de elevada resistência inicial também é difícil. Tal definição envolve um balanço para o atendimento à citada exigência e à resistência final, a qual será reduzida pela atuação dos aditivos aceleradores. No método anteriormente proposto (PRUDÊNCIO, 1993) a determinação do consumo básico de cimento é feita independentemente do aditivo acelerador e com isso deve-se estimar a perda de resistência final para se definir o consumo de cimento. Pode ocorrer o caso do consumo de aditivo produzir uma perda de resistência final maior que o esperado, gerando a necessidade de reavaliação do consumo de cimento. Este equilíbrio nem sempre é fácil de ser atingido. As etapas de dosagem até aqui citadas brevemente são analisadas a seguir, com o objetivo de apresentar algumas das possibilidades de aprimoramento das mesmas dada as incertezas produzidas por lacunas no conhecimento.

3.2.1.1 Estabelecimento do traço piloto

Na definição do traço piloto deve-se procurar chegar o mais próximo possível daquele que atenda as exigências de desempenho a que estará submetido (HELENE e TERZIAN, 1992).

O consumo de cimento é normalmente adotado em função da experiência do laboratório encarregado da dosagem e/ou da empresa envolvido na execução do túnel. É antiga a prática de associar a resistência com o consumo de cimento (RYAN, 1973). Algumas recomendações internacionais como a do ACI (ACI, 1990), que se encontra apresentada na Tabela 3.1, ainda a mantém. As resistências da Tabela 3.1 estão associadas a concretos projetados sem a utilização de aditivos aceleradores de pega e endurecimento. Obviamente, no caso da utilização dos mesmos, deve-se contar com uma perda da resistência à compressão aos 28 dias de idade. Isto traz, por conseqüência, um aumento relativo no consumo de cimento, e um maior nível de erro embutido na determinação do traço piloto do concreto projetado.

As especificações não são muito severas quanto às exigências de resistência à compressão do concreto projetado a 28 dias. Normalmente se exige 18 MPa, o que nem sempre foi atingido como resistência característica (AMARAL, DAVIDOVITSCH E SERMAN, 1983) ou até mesmo média. Com isto, os consumos hoje empregados no Brasil estão pouco acima dos 400 kg por m^3 de mistura seca de maneira semelhante ao

que ocorre no exterior (MORGAN, 1995), tendo sido superior a 500 kg/m^3 em alguns casos passados (AMARAL, DAVIDOVITSCH E SERMAN, 1983).

TABELA 3.1: Consumos recomendados pelo ACI (ACI, 1990) em função da resistência à compressão média aos 28 dias de idade do concreto projetado sem aditivos aceleradores.

RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO (MPa)	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m^3 de concreto)
21	300-380
28	325-425
35	380-500

A dosagem dos agregados pode ser feito através do ajuste da curva granulométrica da mistura de agregado miúdo e graúdo àquela recomendada como ideal. Tais recomendações são feitas por fabricantes de equipamentos ou por alguma entidade internacional. Não existem recomendações do gênero publicadas no Brasil. No entanto, as existentes no exterior são de diversas origens e não guardam nenhuma uniformidade entre si, como já realçou TEICHERT e LOICH (1981).

Uma recomendação de curva granulométrica ideal, é a apresentada pelo AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI, 1990), que está apresentada na Tabela 3.2. As curvas propostas procuravam estabelecer uma curva granulométrica contínua para os agregados da mistura seca. Cabe ressaltar que a maior dimensão recomendada pelo ACI é 12mm uma vez que se exige 0% retido acumulado na peneira de abertura 19mm (Tabela 3.2), sendo que a graduação mais largamente utilizada é a de nº 2 com 10mm de dimensão máxima característica (MORGAN, 1995).

Uma outra forma de estabelecer a proporção entre os agregados é aquela em que se fixa um teor de argamassa. O teor de argamassa é definido como a relação entre a quantidade de argamassa (cimento e areia) em relação ao total de materiais secos. Sua importância estava baseada no papel de colchão de amortecimento que ela deve desempenhar para os agregados graúdos durante a projeção (FIGUEIREDO, 1992). Se não há este colchão e os agregados graúdos se chocam diretamente aumenta-se muito a reflexão gerando grandes quantidades de perdas. Esta preocupação foi demonstrada por PRUDÊNCIO (1993) ao recomendar que se utilizasse um "teor de argamassa ideal" obtido a partir do estabelecimento de um traço piloto com uma curva granulométrica ajustada para os agregados. Na verdade, para um dado consumo de cimento, ao se

estabelecer uma proporção entre agregados através de uma curva granulométrica, define-se, por consequência, um teor de argamassa.

TABELA 3.2: Curvas granulométricas recomendadas pelo ACI (1990).

ABERTURA DA PENEIRA (mm)	PORCENTAGENS EM MASSA RETIDAS ACUMULADAS NAS PENEIRAS		
	GRADUAÇÃO Nº1	GRADUAÇÃO Nº2	GRADUAÇÃO Nº3
19,0			0
12,5		0	5-20
9,5	0	0-10	10-30
4,8	0-5	15-30	30-50
2,4	0-20	30-50	45-65
1,2	15-50	45-65	60-80
0,6	40-75	65-80	70-90
0,3	70-90	80-92	83-95
0,15	90-98	90-98	90-98

A forma de se dosar os agregados através do teor de argamassa consiste simplesmente na adoção de um valor empírico apontado como ideal (PRUDÊNCIO, 1993). Esta adoção pode ser feita em função de experiências anteriores ou através de critérios como a redução do volume de vazios permeáveis ou do volume de vazios (NBR 9778) de maneira a se atender às exigências contidas nas especificações. Isto ocorre porque é a argamassa a responsável pela absorção no concreto convencional, uma vez que o agregado graúdo apresenta baixos níveis de absorção isoladamente. Aumentando-se o teor de agregado graúdo obteria-se os desejados baixos valores de volume de vazios permeáveis do material.

Com isto em vista procurou-se elaborar um estudo experimental que aborda o efeito do teor de argamassa nas propriedades do concreto projetado. Nesta análise incluiu-se a avaliação da compacidade e do teor de argamassa incorporado. Este estudo se encontra descrito no item 3.3.

3.2.1.2 Definição do teor de agregados

A definição do teor de agregados e, consequentemente, de um consumo de cimento básico (sem utilizar o aditivo acelerador de pega) passa pelo desdobramento do traço piloto do concreto projetado seguindo um princípio semelhante ao do concreto convencional (HELENE, 1987). Para que se possa estabelecer qual o consumo de cimento mínimo que atenda aos requisitos devem ser definidos mais dois traços auxiliares além do traço piloto. Assim, por exemplo, tendo-se um traço piloto de 1:4,5 (cimento:agregados), determinam-se outros dois com diferentes proporções cimento/agregado: 1:6 e 1:3. Estes três traços permitirão, no caso do concreto convencional, estabelecer uma correlação entre a resistência e a relação água/cimento e entre esta e o teor de agregados no concreto. No caso do concreto projetado via seca, permitirá uma correlação entre o consumo de cimento ou o teor de agregados e a resistência à compressão do material, conforme já demonstrado por PRUDÊNCIO (1993). Esta também é a recomendação feita por TANGO (1994) para a determinação do consumo de cimento de concretos destinados à moldagem de blocos.

A determinação dos traços auxiliares, para o concreto convencional, é feita mantendo-se constante o valor das relações água/materiais secos e o teor de argamassa. Com isto se mantem as mesmas condições de trabalhabilidade para o material. No caso do concreto projetado via seca, as condições de trabalhabilidade constantes são obtidas através da habilidade do mangoteiro, que deve proporcionar o mesmo nível de consistência. Neste caso, o desdobramento do traço piloto se faz, simplesmente, fixando-se o teor de argamassa (PRUDÊNCIO, 1993) ou mantendo a proporção entre agregados miúdos e graúdos, ou seja, a granulometria.

Para que seja bem sucedido este procedimento deve-se garantir as mesmas condições de trabalhabilidade. Esta análise se encontra melhor analisada no estudo experimental do item 3.4.

3.2.1.3 Dosagem do aditivo acelerador

A dosagem do aditivo acelerador de pega é fundamental para o concreto projetado destinado ao revestimento de túneis no que se refere ao atendimento às especificações de resistências a baixas idades, notadamente, nas primeiras horas. As especificações normalmente são baseadas no regulamentado pelas recomendações austríacas (ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN, 1990). Tais recomendações estão sendo

apontadas como as mais versáteis, no sentido de se atender a uma maior variedade de condições práticas (MAIDL e FEYERABEND, 1995) e são referência constante na avaliação dos aditivos (LÖSCHNIG, 1995). Elas se encontram apresentadas na Figura 3.2. Tal atendimento pode ser verificado através da utilização dos penetrômetros de profundidade (PPC) e energia constantes (PEC), propostos por PRUDÊNCIO (1991). Os procedimentos de ensaio se encontram descritos nos Anexos I e II.

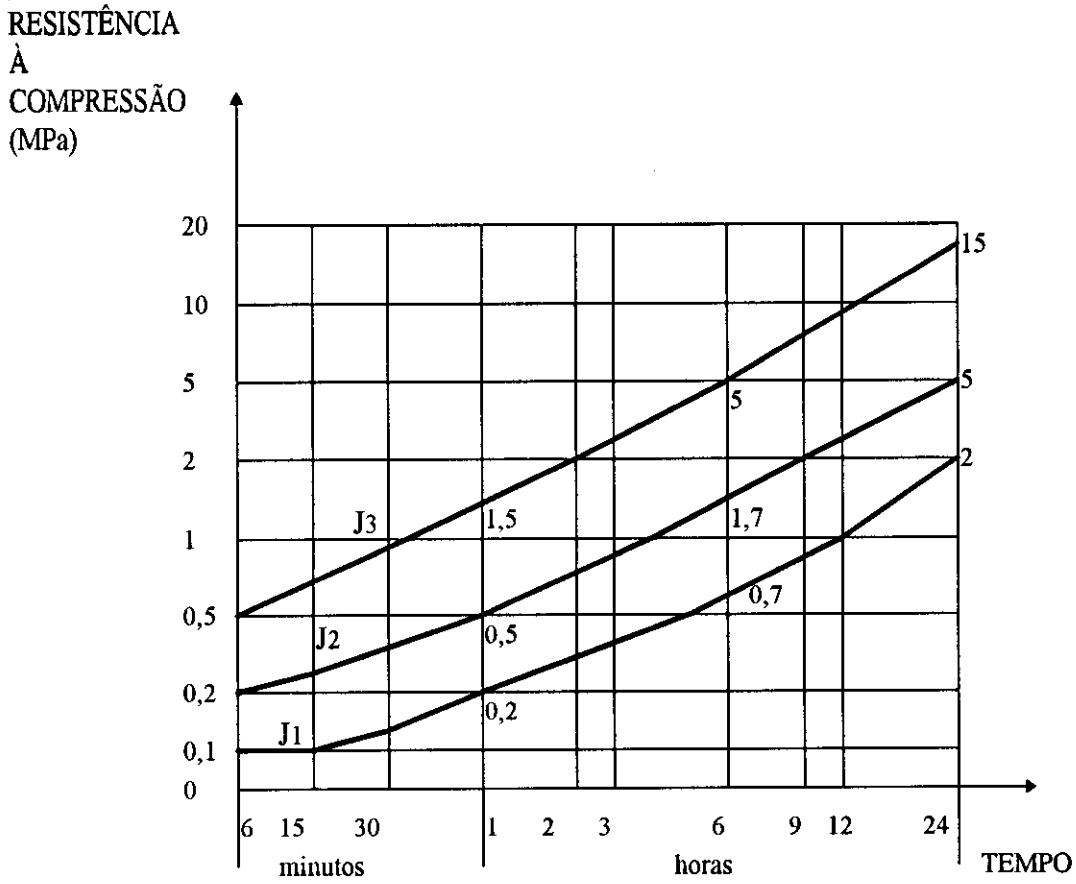


FIGURA 3.2: Requisitos de desempenho propostos pela Austrian Concrete Society (ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN, 1990).

Um problema associado à dosagem dos aditivos aceleradores é a alteração por eles produzida em outras propriedades do concreto, sendo algumas consensuais como o índice de consistência e a resistência final (FIGUEIREDO, 1992; PRUDÊNCIO, 1993 e PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE, 1994) e outras divergentes como a porosidade (FIGUEIREDO, 1992). Tal interferência acaba por dificultar o estabelecimento de consumos de cimento ótimos, uma vez que se deve estimar a perda de resistência final. Com isto em vista foi relizado o estudo experimental apresentado no item 3.5.

3.3 ANÁLISE DO TEOR DE ARGAMASSA

3.3.1 Metodologia e materiais

O equipamento de projeção utilizado neste estudo foi o mesmo descrito no Capítulo I. Ele era dotado de pré-umidificação com injeção de água a alta pressão. A entrada de água ocorria em dois pontos: um a três metros do bico e outro convencional, junto ao bico ao bico de projeção, onde o mangoteiro tinha a possibilidade de realizar ajustes.

Foi utilizado um único cimento CP-V ARI RS para moldagem de todas as placas, a areia e o pedrisco utilizados estão caracterizados no Anexo IX.

Foram moldadas três séries de placas com teores de argamassa de 70%, 60%, 50% e 40% para o traço da mistura seca. O consumo de cimento foi mantido constante e ajustou-se a regulagem do equipamento de três formas diferentes. Na primeira série a metodologia de moldagem utilizada foi a seguinte:

a) moldagem da placa com 70% de argamassa com ajuste de ar comprimido e vazão de água executado pelo mangoteiro;
b) fixação das condições de regulagem da pressão de ar comprimido (0,5 MPa) e de água (0,7MPa) para a moldagem das demais placas;
c) execução das placas com os demais teores de argamassa com as mesmas condições de vazão de ar comprimido e de água.

O objetivo deste procedimento seria produzir quatro placas com o mesmo teor de umidade e, consequentemente, o mesmo nível de consistência (Anexo VI). Tal objetivo não foi alcançado.

Houve uma progressiva diminuição da relação água/materiais secos (H) com a diminuição do teor de argamassa da mistura seca neste experimento. Isto pode ser explicado pelo fato de se aumentar a produção do equipamento com o aumento do teor de agregado graúdo da mistura seca, o que pode ter sido originado por um maior nível de preenchimento das câmaras do rotor. Com isto, há uma diminuição da umidificação do material porque a água teve sua vazão mantida constante.

Os resultados ficaram comprometidos quanto a uma análise de desempenho comparativo, mas muito ilustrativos com relação à importância do controle do processo de projeção para se garantir a qualidade do produto analisado.

A partir dos resultados observados durante a primeira etapa foram moldadas outras quatro placas com os mesmos traços. No entanto, para se garantir o mesmo nível

de consistência optou-se pela regulagem da pressão de água. Assim, a pressão de ar foi mantida em 0,5MPa e a pressão de água foi 0,7MPa, 0,8MPa, 0,9MPa e 1,0MPa para, respectivamente, 70%, 60%, 50% e 40% de teor de argamassa.

Obteve-se uma certa constância quanto aos valores de consistência, ao contrário dos valores do teor de umidade que foram inversamente proporcionais aos teores de argamassa.

Finalmente, na terceira série de placas procurou-se manter o nível de umidificação constante. A pressão de ar foi mantida em 0,5MPa e as pressões de água utilizadas foram 0,7MPa, 0,75MPa, 0,8MPa e 0,9MPa, respectivamente para 70%, 60%, 50% e 40% de teor de argamassa.

3.3.2 Variáveis

Como variáveis independentes foram estabelecidos quatro teores de argamassa com três regulagens diferentes do equipamento conforme o descrito no item 3.3.1. Como variáveis intervenientes estavam as condições de umidade dos agregados e ambientais uma vez que as três séries de quatro placas foram moldadas em dias diferentes. Tais condições acabaram por intervir no nível de umidificação das placas.

As variáveis dependentes selecionadas foram a consistência (Anexo VI), o traço incorporado e refletido obtido por reconstituição (NBR 13044 Concreto Projetado - Reconstituição de misturas recém projetadas), a absorção por imersão e fervura e o volume de vazios permeáveis obtidos através do ensaio NBR 9778 (Argamassa e Concreto Endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, volume de vazios e massa específica) e a resistência à compressão (Anexo III).

3.3.3 Resultados

3.3.3.1 Consistência e reconstituição de traço

Os resultados de consistência e reconstituição de traço da primeira série se encontram apresentados na Tabela 3.3. Nesta série, com o aumento da quantidade de água no material houve uma significativa redução na consistência do mesmo. Desta forma, o

concreto mais argamassado acabou apresentando uma consistência bem mais plástica que o concreto com 40% de teor de argamassa, que resultou bastante seco.

TABELA 3.3: Características gerais da primeira série de placas moldadas para o estudo do teor de argamassa.

PLACA	TRAÇO EM MASSA 1:a:b* (1:m)	TEOR DE ARGAMASSA (%)	H (%)	CONSISTÊNCIA MÉDIA (MPa)	TRAÇO INCORPORADO 1:m:x*
65	1:3,2:1,8 (1:5)	70	9,42	2,40	1:3,44:0,42
66	1:2,6:2,4 (1:5)	60	8,47	4,00	1:3,26:0,36
67	1:2,0:3,0 (1:5)	50	7,05	5,01	1:2,55:0,25
68	1:1,4:3,6 (1:5)	40	4,47	6,89	1:2,49:0,16

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento

Os resultados obtidos na segunda série se encontram apresentados na Tabela 3.4 e os da terceira na Tabela 3.5. Pode-se observar pelos resultados obtidos nesta série foi aquela que apresentou o maior nível de uniformidade com relação á umidade e o traço obtido na placa.

TABELA 3.4: Características gerais da segunda série de placas moldadas para o estudo do teor de argamassa.

PLACA	TRAÇO EM MASSA 1:a:b* (1:m)	TEOR DE ARGAMASSA (%)	H (%)	CONSISTÊNCIA MÉDIA (MPa)	PRESSÃO DE ÁGUA (MPa)	TRAÇO INCORPORADO 1:m:x* (1:m:x)**
72	1:3,2:1,8 (1:5)	70	6,35	4,67	0,7	1:3,25:0,27 (1:8,17:0,27)
71	1:2,6:2,4 (1:5)	60	7,76	4,67	0,8	1:3,17:0,32 (1:9,49:0,34)
70	1:2,0:3,0 (1:5)	50	8,83	5,12	0,9	1:2,79:0,33 (1:10,97:0,39)
69	1:1,4:3,6 (1:5)	40	9,72	4,00	1,0	1:2,62:0,35 (1:10,29:0,39)

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento
**Referente ao traço reconstituído do material refletido.

TABELA 3.5: Características gerais da terceira série de placas moldadas para o estudo do teor de argamassa.

PLACA	TRAÇO EM MASSA 1:a:b* (1:m)	TEOR DE ARGAMASSA (%)	H (%)	CONSISTÊNCIA MÉDIA (MPa)	PRESSÃO DE ÁGUA (MPa)	TRAÇO INCORPORADO 1:m:x*
96	1:3,2:1,8 (1:5)	70	8,30	4,84	0,70	1:3,30:0,36
97	1:2,6:2,4 (1:5)	60	7,35	4,49	0,75	1:3,20:0,31
98	1:2,0:3,0 (1:5)	50	7,35	5,01	0,80	1:3,00:0,29
99	1:1,4:3,6 (1:5)	40	6,50	6,03	0,90	1:3,00:0,26

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento

3.3.3.2 Resistência à compressão e porosidade

Os resultados obtidos para a resistência à compressão axial do concreto projetado para as vária séries se encontram apresentados na Tabela 3.6 em conjunto com os de porosidade. A porosidade do material foi medida através da determinação da absorção por imersão e fervura e do volume de vazios permeáveis, obtidos através do ensaio NBR 9778 (Argamassa e Concreto Endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, volume de vazios e massa específica).

TABELA 3.6: Resultados obtidos para a resistência à compressão e porosidade na primeira série de placas do estudo da influência do teor de argamassa.

PLACA	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa) A 28 DIAS	ABSORÇÃO (%)	VOLUME DE VAZIOS (%)	MASSA ESPECÍFICA(kg/dm^3)	
				Insaturada	Saturada
65	30,5±2,3	8,3±0,4	16,4±0,6	1,99±0,03	2,16±0,03
66	26,0±2,3	8,8±0,9	17,4±1,4	1,99±0,03	2,17±0,02
67	24,3±3,2	9,4±0,1	18,4±0,2	1,96±0,01	2,15±0,01
68	17,4±1,8	10,5±0,3	20,0±0,4	1,90±0,02	2,10±0,02
69	31,8±6,4	5,8±0,4	12,2±0,9	2,11±0,02	2,23±0,01
70	27,0±6,6	7,1±1,0	14,7±1,9	2,07±0,03	2,22±0,01
71	21,2±6,1	8,6±1,1	17,4±1,8	2,03±0,05	2,20±0,03
72	10,7±2,0	11,5±0,4	22,3±0,6	1,94±0,02	2,16±0,02
96	33,3±2,7	7,1±0,6	13,4±5,8	2,24±0,01	2,37±0,01
97	30,7±3,3	7,7±1,1	13,7±1,2	2,23±0,03	2,36±0,02
98	29,0±6,4	7,3±1,2	12,8±1,3	2,24±0,02	2,37±0,01
99	19,8±7,1	8,8±1,6	18,2±2,9	2,19±0,05	2,33±0,03

*NBR 5738: Corpos-de-prova preparados a partir de testemunhos cilíndricos extraídos das placas e condicionados em câmara úmida até a idade de ensaio.

3.3.3.3 Granulometria

A granulometria do concreto projetado "in-situ" foi obtida a partir das misturas reconstituídas (NBR 13044 Concreto Projetado - Reconstituição de misturas recém projetadas) e através do método de ensaio NBR 7217 (Agregado - Determinação da composição granulométrica), e os resultados se encontram apresentados na Tabela 3.7.

TABELA 3.7: Resultados obtidos para a granulometria dos concretos obtidos a partir da reconstituição de traço de amostras colhidas das placas.

ABERTURA DA PENEIRA (mm)	PORCENTAGENS EM MASSA RETIDAS ACUMULADAS NAS PENEIRAS			
	PLACAS			
	65	66	67	68
12,5	0,0	0,0	0,0	0,0
9,5	0,0	0,0	0,0	0,0
6,3	8,2	9,4	9,1	5,2
4,8	15,1	17,6	18,0	14,9
2,4	24,0	35,0	37,2	42,7
1,2	35,6	44,0	47,2	56,5
0,6	59,0	63,8	65,9	73,2
0,3	84,2	84,9	85,9	88,7
0,15	96,5	96,2	96,3	97,6
<0,15	100,0	100,0	100,0	100,0
	72	71	70	69
12,5	0,0	0,0	0,0	0,0
9,5	0,3	0,6	0,0	0,0
6,3	6,0	9,4	11,4	14,1
4,8	11,7	17,7	21,9	26,9
2,4	25,3	33,2	40,2	50,6
1,2	34,8	43,0	49,8	61,6
0,6	58,1	61,3	66,2	75,9
0,3	82,7	81,4	84,0	89,7
0,15	96,5	96,5	96,9	97,9
<0,15	100,0	100,0	100,0	100,0
	96	97	98	99
12,5	0,0	0,0	0,0	0,0
9,5	0,0	0,0	0,0	0,0
6,3	8,9	8,5	9,7	14,3
4,8	15,1	15,3	18,8	27,1
2,4	30,2	33,4	39,1	53,0
1,2	41,0	44,0	49,2	63,9
0,6	61,6	63,0	65,7	76,6
0,3	83,5	83,8	84,2	89,0
0,15	97,8	97,4	97,2	97,8
<0,15	100,0	100,0	100,0	100,0

3.3.4 Análise dos resultados

3.3.4.1 Consistência

A determinação da consistência é uma medida da trabalhabilidade do concreto projetado. No entanto, em estudos anteriores (PRUDÊNCIO, 1993 e FIGUEIREDO, 1992) a agulha de Proctor foi apontada como um instrumento de controle do teor de umidade do material. Nestes estudos adotou-se uma constância no traço mistura seca e obteve-se uma boa correlação entre os índices e o teor de umidade do material. Observa-se agora que isto não se repete quando da variação da granulometria no traço.

Percebe-se também que há uma razoável correlação entre o índice de consistência e a relação água/cimento. Adotando-se a relação exponencial apontada por POWERS (1968), obteve-se a seguinte correlação pelo método dos mínimos quadrados:

$\chi = 12{,}48/25{,}38^{x}$
com $r^2 = 0{,}713$
onde,
x = relação água/cimento
χ = consistência medida pela agulha de Proctor (MPa).

Esta correlação se encontra apresentada na Figura 3.3. Isto vem sugerir que a consistência do concreto projetado não é controlada pelo teor de umidade do material, mas mais propriamente pela relação água/cimento, mesmo que ocorra uma variação sensível no traço. Isto pode ser creditado ao papel fluidificante da pasta de cimento dentro do concreto projetado via seca. Percebe-se que, quanto menor for a relação água/cimento, mais coeso se torna o material e, conseqüentemente, mais consistente, apresentando maiores dificuldades de compactação. Isto vem a indicar que, o controle da umidificação do concreto projetado deve ser ajustado de acordo com o consumo de cimento do traço em uso. Numa tentativa de obtenção de correlação entre a relação água/materiais secos obteve-se os seguintes resultados:

Pelo modelo linear (FIGUEIREDO, 1992 e PRUDÊNCIO, 1993)
$\chi = 9{,}30 - 0{,}59*H$
com $r^2 = 0{,}631$

Pelo modelo de POWERS (1968)

$\chi = 12{,}41/1{,}14^{H}$

com $r^2 = 0{,}540$

onde,

H = relação água/materiais secos (%)

χ = consistência medida pela agulha de Proctor(MPa).

O baixo valor obtido para os coeficientes de correlação mostram que não há uma boa correlação entre os dois parâmetros. Isto só ocorreu nos estudos anteriores por se manter constante a proporção entre os materiais e variar somente o nível de umidificação. Com isto, a correlação entre a consistência e a relação água/materiais secos pode ser simplesmente substituída pela relação água/cimento e os valores do coeficiente de correlação permanecerão altos.

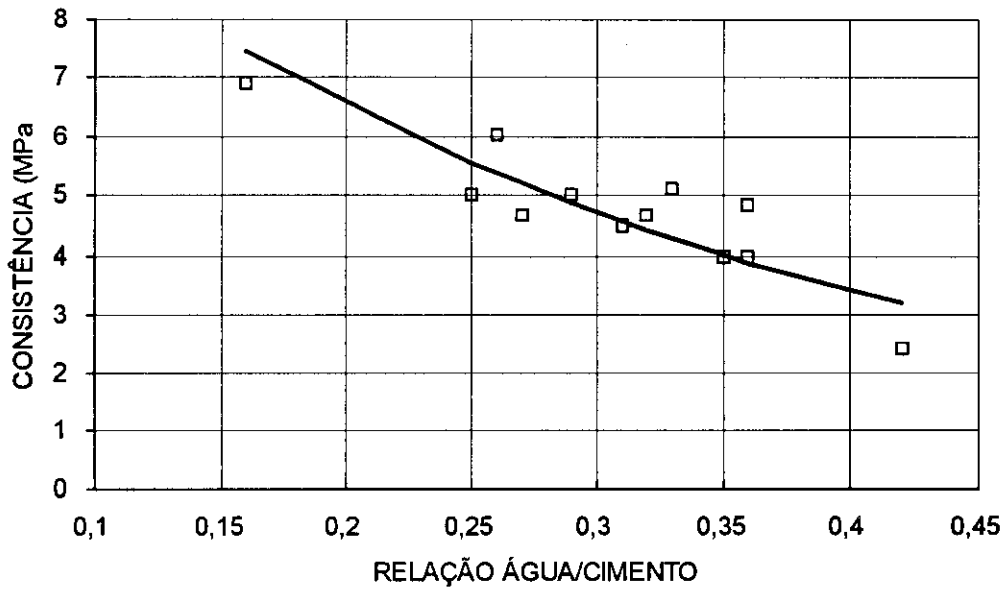


FIGURA 3.3: Correlação entre o índice de consistência e a relação água/cimento.

3.3.4.2 Porosidade

A porosidade do material, medida pela absorção por imersão e fervura, não guardou uma tendência preferencial em relação ao teor de argamassa. Através da regressão pelo método dos mínimos quadrados obteve-se os seguintes resultados:

$Ab = 13{,}21 - 0{,}072*\alpha$ com $r^2=0{,}963$

para as placas 65 a 68.

$Ab = 0{,}186*\alpha - 1{,}98$ com $r^2=0{,}978$

para as placas 69 a 72.

$Ab = 10{,}31 - 0{,}047*\alpha$ com $r^2=0{,}639$

para as placas 96 a 99.

onde,

Ab = Absorção por imersão e fervura (%)

α = teor de argamassa (%)

Nota-se que apenas a segunda série de placas (69 a 72) guardou a esperada relação de aumento do nível de absorção com o aumento do volume de argamassa. As demais seguiram o sentido contrário. Isto se justifica pelo fato de que, no caso específico desta série houve uma diminuição da relação água/materiais secos com o aumento do teor de argamassa. Isto mostra que a concepção de se diminuir o teor de argamassa para se obter uma redução da absorção no concreto projetado é incorreta.

Na verdade o nível de absorção é definido pelo volume de pasta incorporado ao concreto projetado. Quanto maior for o volume de pasta maior será o preenchimento dos vazios entre agregados. Calculou-se o consumo de cimento por metro cúbico de concreto projetado, a partir dos dados de reconstituição de traço e massa específica, através da seguinte equação:

$$C = \frac{Đ_p}{1+m+x+f}$$

$$Cw = C*x$$

onde,

C = consumo de cimento por metro cúbico de concreto projetado,

Cw= consumo de água por metro cúbico de concreto projetado,

$Đ_p$ = massa específica do concreto projetado,
$Đ_c$ = massa específica do cimento,
$Đ_m$ = massa específica dos agregados,
a = agregado miúdo,
b = agregado graúdo,
m = a + b = teor de agregados e
x = relação água/cimento.

O volume de pasta por metro cúbico de concreto projetado foi calculado pela seguinte equação:

Volume de pasta = $Cw + C/Đ_c$

Os resultados se encontram apresentados na Tabela 3.8. Através de uma regressão pelo método dos mínimos quadrados foi possível estabelecer a seguinte correlação entre a absorção por imersão e fervura e o volume de pasta por metro cúbico de concreto projetado:

$Ab = 23,183 - 0,049*VP$ com $r^2=0,964$
para as placas todas as placas.
onde,
Ab = Absorção por imersão e fervura (%)
VP = volume de pasta por metro cúbico de concreto (l/m^3).

Esta correlação pode ser visualizada na Figura 3.4. Conclui-se que o nível de absorção é tão maior quando menor for o volume de pasta disponível para preenchimento dos vazios dos agregados. Estes vazios permaneceram relativamente uniforme pelo fato da distribuição granulométrica do traço incorporado no concreto projetado apresentar uma uniformização, conforme o apresentado no item 3.3.4.6.

TABELA 3.8: Valores obtidos para os consumos de água e cimento e o volume de pasta por metro cúbico de concreto.

PLACA	ABSORÇÃO (%)	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m^3)	CONSUMO DE ÁGUA (kg/m^3)	VOLUME DE PASTA (l/m^3)
65	8,3	409	172	304
66	8,8	431	155	294
67	9,4	516	129	295
68	10,5	521	83	251
72	11,5	443	102	245
71	8,6	452	145	291
70	7,1	502	166	328
69	5,8	531	186	357
96	7,1	481	173	328
97	7,7	494	153	313
98	7,3	522	151	320
99	8,8	514	134	299

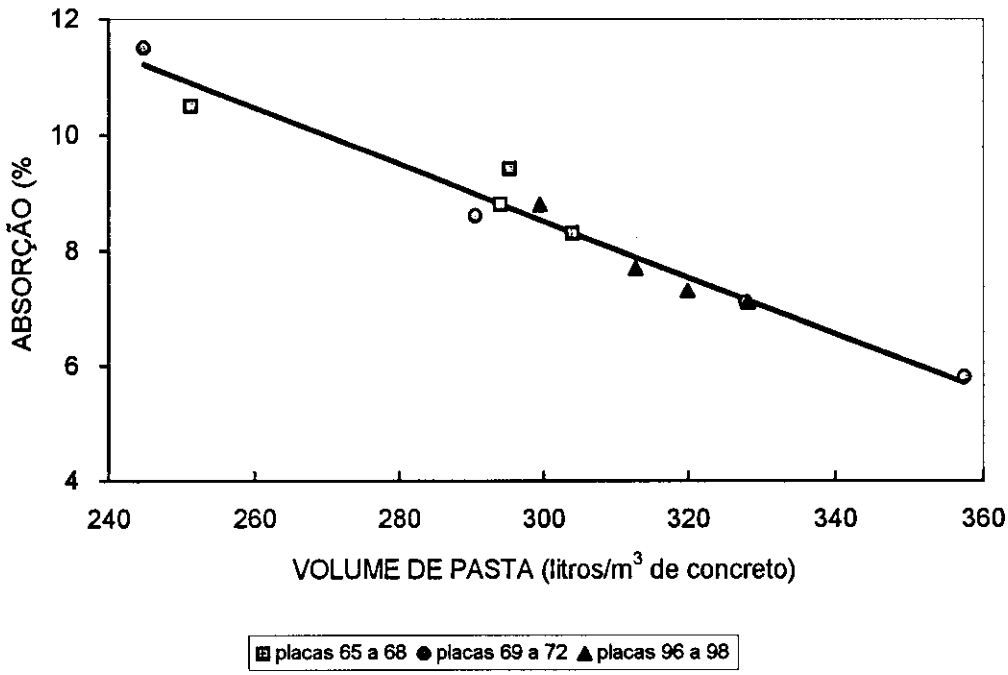


FIGURA 3.4: Correlação entre a absorção por imersão e fervura e o volume de pasta presente no concreto projetado.

3.3.4.3 Resistência à compressão

Através da regressão linear pelo método dos mínimos quadrados, obteve-se o seguinte resultado para a correlação entre a absorção por imersão e fervura e a resistência do concreto projetado em cada série de placas do estudo:

$f_{c28} = 77{,}09 - 5{,}68*Ab$ com $r^2 = 0{,}978$
para as placas 65 a 68;
$f_{c28} = 53{,}26 - 3{,}71*Ab$ com $r^2 = 0{,}9998$
para as placas 69 a 72;
$f_{c28} = 84{,}60 - 7{,}31*Ab$ com $r^2 = 0{,}891$
para as placas 96 a 99 e
$f_{c28} = 57{,}09 - 3{,}80*Ab$ com $r^2 = 0{,}782$
para todas as placas.
onde,
f_{c28} = resistência à compressão axial (MPa)
Ab = Absorção por imersão e fervura (%)

Essas regressões se encontram apresentadas no gráfico da Figura 3.5. Os coeficientes de regressão obtidos demonstraram que a reta representa bem o fenômeno. Assim, pode-se afirmar que a resistência mecânica do concreto projetado é função da porosidade do material, conforme já havia sido demonstrado em outros trabalhos (FIGUEIREDO, 1992 e PRUDÊNCIO, 1993). Apresentando-se um paralelo entre esta correlação e a anterior pode-se dizer que a resistência mecânica depende do volume de pasta existente no concreto, como mostra a correlação seguinte:

$f_{c28} = 0{,}187*VP - 31{,}25$ com $r^2 = 0{,}760$
para todas as placas.
onde,
f_{c28} = resistência à compressão axial (MPa) e
VP = volume de pasta por metro cúbico de concreto (l/m^3).

Esta correlação pode ser observada na Figura 3.6. A título de exemplo, nas especificações normalmente se define o valor de absorção de 8% como mínimo a ser atingido pelo concreto projetado (ROBINS, 1995b; AUSTIN, 1995). Utilizando-se a expressão obtida para todo o conjunto de placas obteria-se um valor de resistência média

de 26,7 MPa, o que corresponderia a um f_{ck} = 18,45 MPa para um desvio padrão de 5 MPa. Assim, para um determinado traço, pode-se concluir que a exigência de um f_{ck} tem uma certa correspondência com o valor que será obtido para a absorção, da mesma forma que a relação água/cimento e a resistência do concreto convencional. Desta forma, ao se fixar uma resistência, pode-se estar fixando um determinado nível de absorção por imersão e fervura e vice-versa.

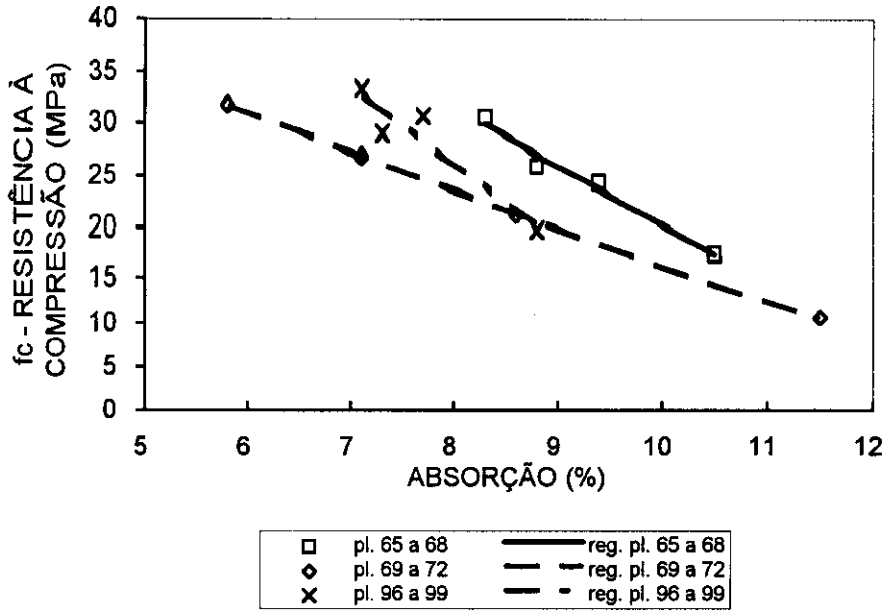


FIGURA 3.5: Correlação entre a resistência à compressão e a absorção do concreto projetado.

3.3.4.4 Reflexão

Através da determinação do índice de reflexão pelo método da reconstituição do traço (Anexo V) foi possível estimar a reflexão para cada uma das placas. Os resultados se encontram apresentados na Tabela 3.9.

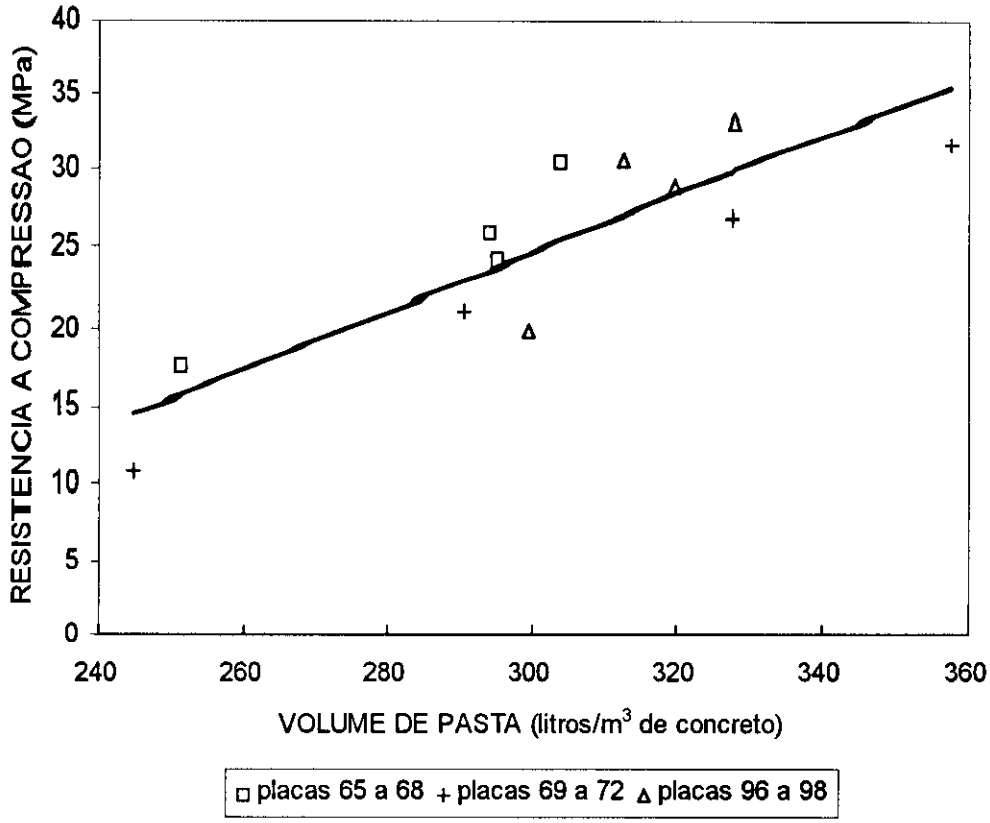


FIGURA 3.6: Correlação entre a resistência à compressão e o volume de pasta no concreto.

TABELA 3.9: Resultados estimados de reflexão para as placas da segunda série de estudo do teor de argamassa.

PLACA	TEOR DE ARGAMASSA (%)	TEOR DE UMIDADE H (%)	ÍNDICE DE REFLEXÃO (%)
72	70	5,44	53,6
71	60	7,76	49,3
70	50	8,83	52,5
69	40	9,72	56,8

Observa-se um elevado índice de reflexão para todas as placas, o que pode ser atribuído em parte ao elevado teor de agregados totais (m=5). No entanto, os resultados apresentaram uma certa tendência a aumentarem com a diminuição do teor de argamassa e, consequentemente, com o aumento do conteúdo de agregados graúdos. A única exceção foi a placa 72, cujo elevado valor de 53% pode ser atribuído ao teor de umidade extremamente baixo.

3.3.4.5 Teor de agregados incorporado

Nesta etapa utilizou-se o método de ensaio preconizado na norma NBR 13044 (Concreto Projetado - Reconstituição de misturas recém projetadas). Nas Tabelas 3.3 a 3.5 já foram apresentados os valores dos traços incorporados de todas as placas moldadas neste estudo.

Como se pode observar nos resultados apresentados existe uma boa correspondência entre o teor de argamassa da mistura seca e o valor do teor de agregados miúdos e graúdos (m) nos traços incorporados obtidos por reconstituição das amostras colhidas nas placas. Através da regressão linear pelo método dos mínimos quadrados, obteve-se o seguinte resultado para a correlação:

$M = 0{,}98 + 0{,}0356*\alpha$ com $r^2 = 0{,}896$
para as placas 65 a 68;
$M = 1{,}58 + 0{,}0254*\alpha$ com $r^2 = 0{,}973$
para as placa 69 a 72;
$M = 2{,}52 + 0{,}011*\alpha$ com $r^2 = 0{,}896$
para as placas 96 a 99 e
$M = 1{,}69 + 0{,}024*\alpha$ com $r^2 = 0{,}729$
para todas as placas.
onde,
M = teor de agregados miúdos e graúdos do concreto
α = teor de argamassa no traço da mistura seca (%)

Os coeficientes de regressão obtidos seguem o mesmo padrão das análises anteriores, o que pode ser avaliado observando-se o gráfico apresentado na Figura 3.7. Assim, pode-se dizer que quanto maior o teor de argamassa da mistura seca maior será o teor de agregados totais incorporados ao concreto projetado na estrutura. Em outras

palavras, quanto maior for o teor de argamassa menor será a reflexão e o consumo de cimento real do concreto projetado na estrutura. Tudo isto ocorre pelo fato do material refletido se constituir majoritariamente de agregados graúdos que possuem uma reflexão preferencial.

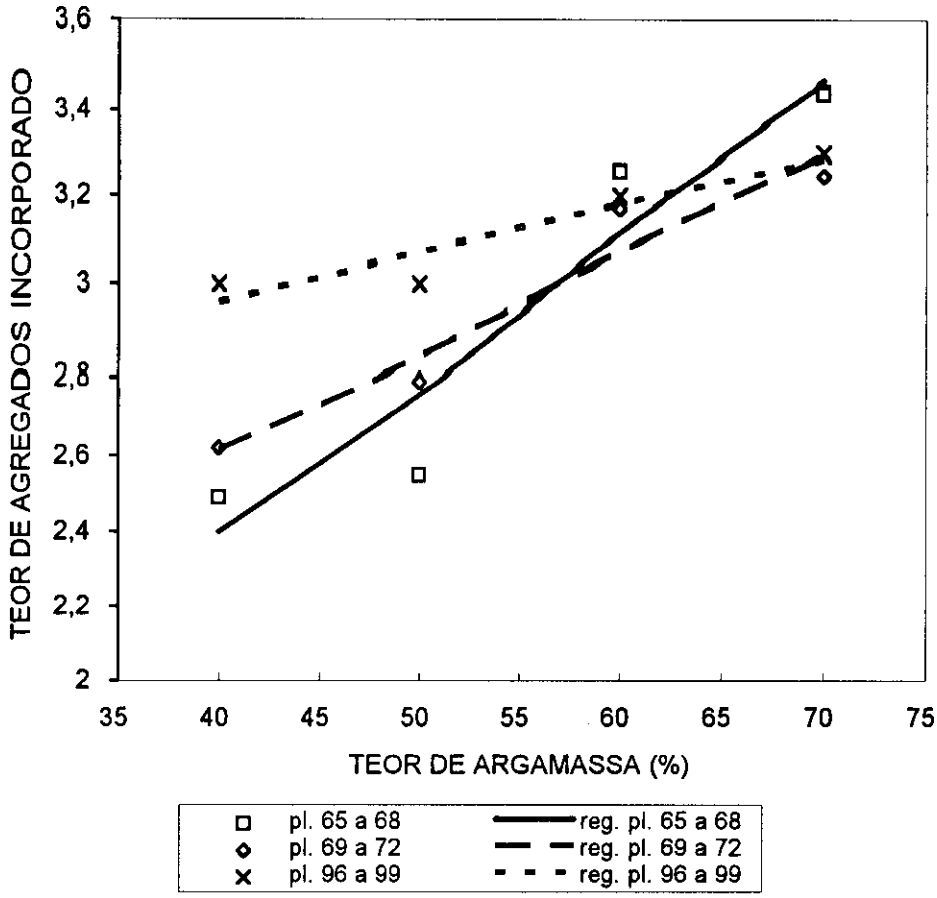


FIGURA 3.7: Resultados da correlação entre o teor de argamassa e o teor de agregados incorporados na estrutura.

3.3.4.6 Teor de argamassa incorporado

As curvas granulométricas obtidas com os resultados apresentados anteriormente se encontram nas Figuras 3.8 a 3.10. Através das porcentagens relativas foi possível estimar os traços desmembrados que estão descritos na Tabela 3.10. Através da análise dos teores de argamassa obtidos nos traços incorporados do concreto projetado observa-se uma certa uniformização deste material.

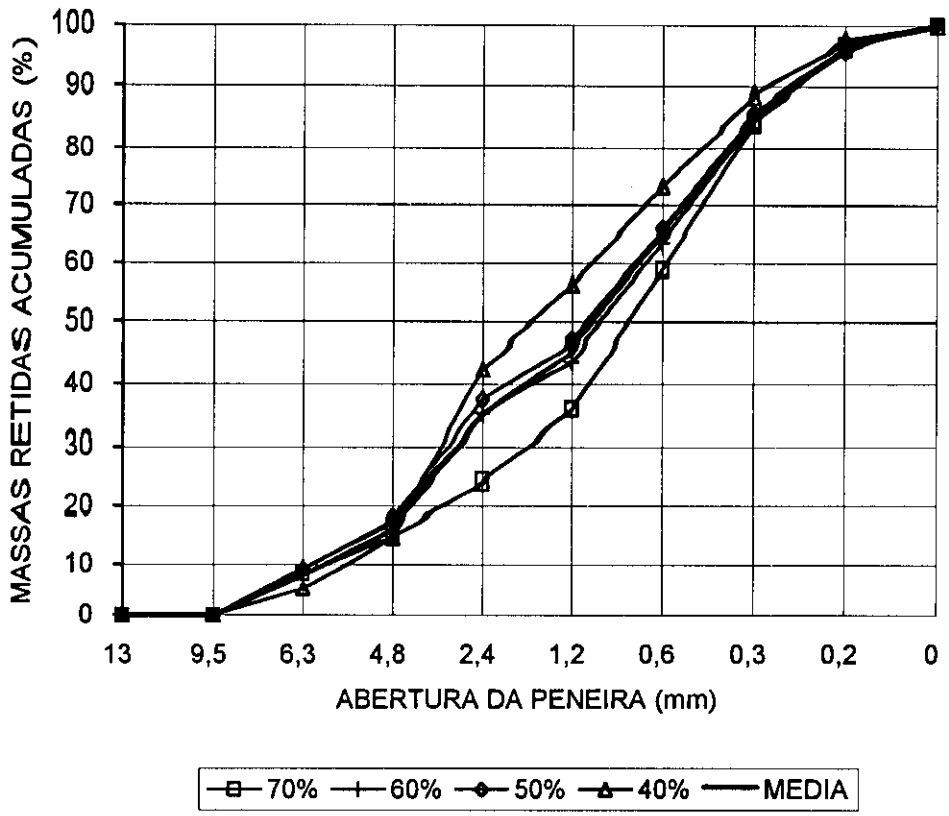


FIGURA 3.8: Distribuição granulométrica das placas 66 a 68 do traço incorporado.

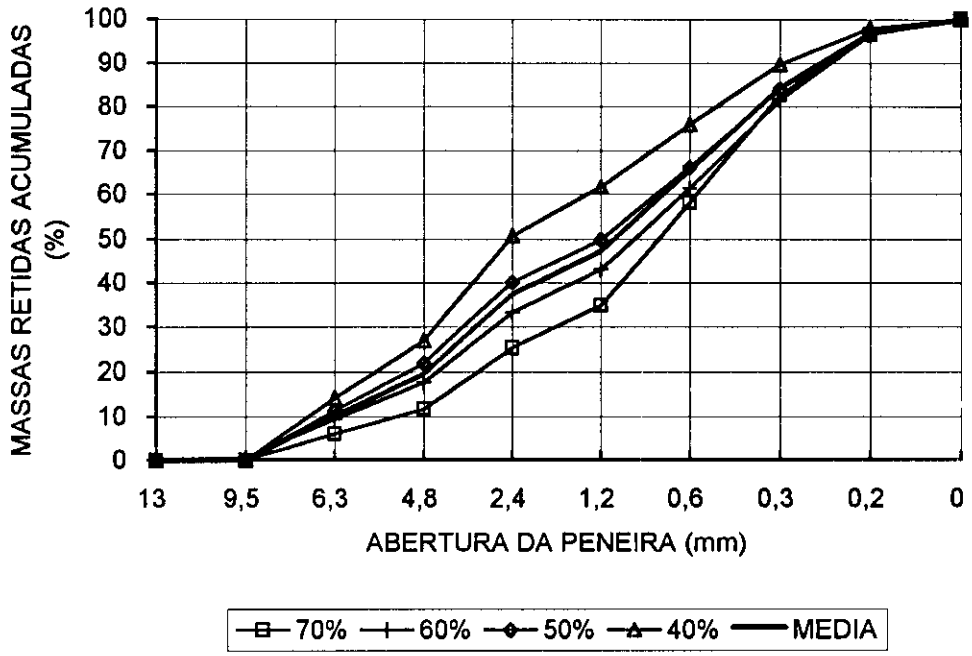


FIGURA 3.9: Distribuição granulométrica das placas 69 a 72 do traço incorporado.

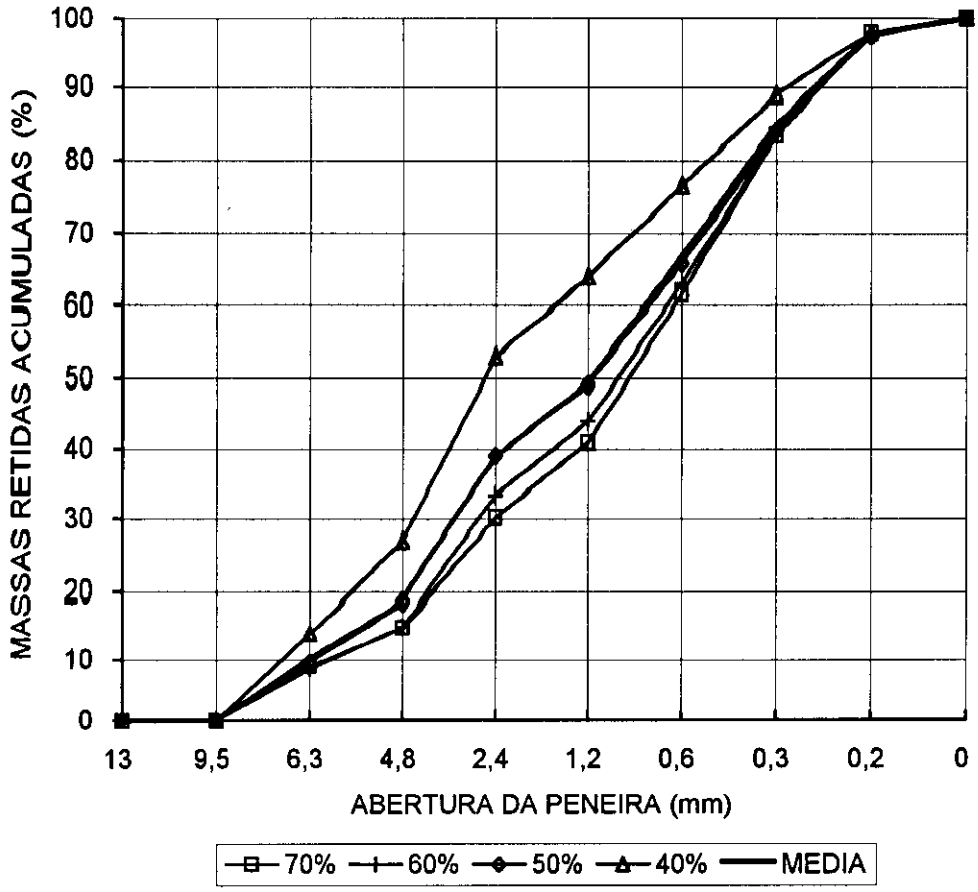


FIGURA 3.10: Distribuição granulométrica das placas 96 a 99 do traço incorporado.

Os teores de argamassa permanecem relativamente constantes em torno de seus valores médios de 0,81±0,04 (não levando em conta a relação água/cimento) e de 0,82±0,04, quando ela é tomada nos cálculos. Isto ocorre pela já mencionada necessidade de se ter um colchão de amortecimento do agregado graúdo para que ele fique incorporado ao concreto projetado e a argamassa exerce este papel. Com isto, a adoção de teores de argamassa muito reduzidos acabam por representar uma grande perda por reflexão, tornando o concreto projetado mais dispendioso e diminuindo a velocidade de produção.

A adoção de uma curva granulométrica constante gera uma mistura seca de elevado teor de argamassa, entre 0,60 e 0,70, que foram os traços de melhor desempenho global neste estudo. Assim, pode-se concluir que a curva granulométrica ideal do concreto projetado é aquela que mais se aproxima da que estará na estrutura. Na Tabela 3.11 se encontra apresentada a curva granulométrica média do concreto projetado para os agregados utilizados, a qual pode ser usada como referência quando do estabelecimento da proporção entre agregados no sentido de se minimizar a reflexão.

TABELA 3.10: Traços incorporados e desmembrados em função da granulometria reconstituída.

PLACA	TRAÇO RECONSTITUÍDO E DESMEMBRADO (1:a:b:x)-	TEOR DE ARGAMASSA *	TEOR DE ARGAMASSA **	TEOR DE ARGAMASSA DA MISTURA SECA
65	1:2,44:1,00:0,42	0,83	0,85	0,70
66	1:2,16:1,10:0,36	0,81	0,83	0,60
67	1:1,72:0,83:0,25	0,82	0,83	0,50
68	1:2,02:0,47:0,16	0,85	0,86	0,40
69	1:1,30:1,32:0,35	0,73	0,76	0,40
70	1:1,65:1,14:0,33	0,78	0,80	0,50
71	1:2,11:1,06:0,32	0,81	0,83	0,60
72	1:2,47:0,68:0,23	0,87	0,88	0,70
96	1:2,24:1,06:0,36	0,75	0,77	0,70
97	1:2,23:0,97:0,31	0,77	0,78	0,60
98	1:2,25:0,75:0,29	0,81	0,83	0,50
99	1:2,38:0,62:0,26	0,85	0,86	0,40
média		0,81±0,04	0,82±0,04	

*Teor de argamassa=[(1+a)/(1+a+b)]
**Teor de argamassa=[(1+a+x)/(1+a+b+x)]

Observa-se pelos valores apresentados, que a curva granulométrica ideal, apontada experimentalmente, em muito se aproxima da limite mínimo das faixas apontadas como ideais pelo ACI na sua graduação de nº 2. A definição da dosagem dos agregados pode ser feita com base nessa granulometria.

TABELA 3.11: Curva granulométrica ideal.

ABERTURA DA PENEIRA (mm)	PORCENTAGENS EM MASSA RETIDAS ACUMULADAS NAS PENEIRAS		
	ACI GRAD. N°1	ACI GRAD. N°2	EXPERIMENTAL
12,5	0	0	0
9,5	0	0-10	0,1±0,2
6,3	-	-	9,0±1,4
4,8	0-5	15-30	16,8±2,9
2,4	0-20	30-50	33,1±5,7
1,2	15-50	45-65	43,2±5,4
0,6	40-75	65-80	62,7±3,0
0,3	70-90	80-92	83,8±1,2
0,15	90-98	90-98	96,8±0,6

3.3.5 Conclusões

A grande dificuldade deste estudo residiu no controle do nível de umidificação da série de placas. Observou-se que o mesmo nível de consistência não corresponde a um mesmo nível de umidificação, mas está correlacionado com a relação água/cimento, que acaba por conferir as propriedades de coesão da mistura recém-projetada. Desta forma, é a relação água/cimento que define a trabalhabilidade do concreto projetado.

Neste estudo ficou patente a grande influência que o volume de pasta por metro cúbico de concreto projetado "in-situ" apresenta sobre a porosidade do concreto projetado e como esta governa a resistência do material. A absorção por imersão e fervura é tão menor quanto maior for o volume de pasta incorporado ao concreto projetado e, em contrapartida, maior será a resistência mecânica quanto maior for o volume de pasta do concreto projetado. Em contrapartida, a relação água/cimento não apresentou correlação evidente com a resistência mecânica do material, como ocorre no concreto convencional onde se aplica a Lei de Abrams.

Outro ponto importante foi a demonstração do papel de colchão de amortecimento exercido pela argamassa para incorporar o agregado graúdo ao concreto projetado.

Assim, quanto maior for o teor de argamassa menor será a reflexão, devido à perda preferencial de agregado graúdo e, consequentemente, maior será o teor de agregados incorporado ao concreto projetado.

Como o teor de argamassa incorporado foi relativamente constante e em torno de 80%, pode-se afirmar que, caso sejam utilizados teores de argamassa da ordem de 40% a 50% será produzida, necessariamente, uma grande quantidade de material refletido. Desta forma, deve-se buscar uma curva granulométrica que mais se aproxima daquela que será produzida na estrutura com vistas à minimização da reflexão. A dosagem do agregado passa então a ser feita segundo esta curva granulométrica, proporcionando o graúdo e o miúdo de modo a se obter uma maior aproximação da mesma, como já era recomendado pelo ACI (1990).

No desdobramento do traço para definição do teor de agregados e consumo de cimento (item 3.2.1.2) poderá ser mantida a proporção entre os agregados ao invés da manutenção de um teor de argamassa, no sentido de se preservar a distribuição granulométrica otimizada. Como será visto no item 3.4 esta distribuição não é alterada por variações no consumo de cimento.

3.4 ANÁLISE DO CONSUMO DE CIMENTO

3.4.1 Materiais e metodologia

Foi utilizado o mesmo equipamento descrito no item 3.3.1. Os agregados aqui utilizados são os mesmo e se encontram caracterizados no Anexo IX. Adicionou-se mais um tipo de cimento, o CP-II E 32, ao estudo que contou também com o CP-V ARI RS utilizado no estudo anterior.

Aqui se procurou avaliar a influência do consumo de cimento nas propriedades do concreto projetado e a forma de se obter o consumo ótimo para atendimento das especificações.

Em seu trabalho PRUDÊNCIO (1993) recomenda que se projete o concreto de maneira a se obter uma umidificação constante do material. Isto traria por conseqüência um mesmo nível de consistência. A primeira idéia foi fixar as condições de projeção (pressão de ar comprimido e água) de maneira a se obter a umidificação uniforme. Como isto não apresentou bons resultados adotou-se, posteriormente, outros dois procedimentos de regulagem do equipamento. Foram moldadas duas séries de três placas para cada tipo

de cimento. Cada uma delas teve uma regulagem de equipamento diferente e procurou-se obter a condição que propiciava a melhor forma de correlação entre o teor de agregados e a resistência mecânica, segundo o modelo proposto por PRUDÊNCIO (1993):

$$f_{cj} = \frac{A}{B^m}$$

onde,

f_{cj} = resistência à compressão aos j dias de idade (MPa),

A e B = constantes e

m = teor de agregados no traço da mistura seca.

3.4.2 Variáveis

Além dos dois tipos de cimento, em cada série de placas adotou-se como variáveis independentes o consumo do cimento e a regulagem do equipamento. Os consumos de cimento adotados foram três da ordem de 300kg/m^3, 400kg/m^3 e 500kg/m^3. A regulagem do equipamento foi feita de maneira a se obter condições idênticas de projeção (mesma regulagem do equipamento), uniformidade na umidificação e uniformidade na consistência. A uniformidade na umidificação foi feita por dois modos: regulando a abertura do registro de água por parte do mangoteiro e regulando a pressão de água.

Na primeira e terceira séries de placas utilizou-se o cimento CP-II E 32, enquanto que na segunda e quarta o CP-V ARI RS. Na primeira série utilizou-se o equipamento com sistema de alimentação de água convencional junto ao bico e nas outras três adicionou-se a este o sistema pré-umidificação a três metros do bico com injeção de água sob pressão. Na primeira, segunda e terceira série utilizou-se uma pressão de água de 0,7MPa e de ar 0,5MPa. Na quarta série, manteve-se a pressão de ar e utilizou-se uma pressão de água de 0,7MPa na placa 76, 1,0MPa na placa 82 e 1,3MPa na placa 85.

Como variáveis dependentes foi controlado o teor de umidade e o traço incorporado (NBR 13044), a consistência (Anexo VI), a resistência à compressão aos 28 dias (Anexo III) e as propriedades ligadas à porosidade (NBR 9778).

Como variáveis intervenientes incidiram as condições de umidificação dos agregados e, consequentemente, da mistura seca que acabaram por gerar diferenças na regulagem do equipamento.

3.4.3 Resultados

Os resultados obtidos de resistência à compressão, consistência, traço incorporado e teor de umidade para cada uma das séries se encontram apresentados nas Tabelas 3.12 a 3.15. Os valores de absorção por imersão e fervura, volume de vazios e massas específicas se encontram apresentados na Tabela 3.16. As curvas granulométricas dos traços incorporados se encontram apresentadas nos gráficos das Figuras 3.11 a 3.15.

TABELA 3.12: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-II E 32 com vazão de água constante.

Nº DA PLACA	TRAÇO INICIAL 1:a:b* (1:m) 1:m:x**	CONSIS-TÊNCIA (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 35 DIAS (MPa)	TEOR DE UMIDADE (%)
1	1:2,5:1,85	3,52	19,9	5,36
	(1:4,35)		12,5	
	1:3,2:0,22		13,8	
	Média±desvio padrão		15,4±3,2	
2	1:1,8:1,6	4,15	14,3	5,90
	(1:3,4)		7,2	
	1:2,3:0,20		10,0	
			22,6	
			14,1	
			9,3	
			8,8	
			14,1	
	Média±desvio padrão		12,6±4,6	
3	1:3,4:2,4	1,96	21,5	7,54
	(1:5,8)		26,8	
	1:4,4:0,40		30,1	
			16,2	
			27,4	
			28,8	
			31,5	
	Média±desvio padrão		26,0±5,0	

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
**Traço reconstituído da placa

TABELA 3.13: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-V ARI RS com umidade uniforme.

Nº DA PLACA	TRAÇO INICIAL 1:a:b* (1:m) 1:m:x**	CONSIS-TÊNCIA (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 35 DIAS (MPa)	TEOR DE UMIDADE (%)
53	1:3,4:2,4	3,22	27,19	7,01
	(1:5,8)		27,30	
	1:4,8:0,41		29,43	
			26,85	
			34,72	
			29,1±3,3	
54	1:2,5:1,9	4,51	33,68	7,86
	(1:4,4)		35,58	
	1:3,1:0,32		35,81	
			35,0±1,2	
55	1:1,9:1,6	5,03	27,89	7,45
	(1:3,5)		35,45	
	1:2,4:0,25		34,36	
			32,6±4,1	

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
**Traço reconstituído da placa

TABELA 3.14: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-II E 32 com umidade constante.

Nº DA PLACA	TRAÇO INICIAL 1:a:b* (1:m) 1:m:x**	CONSIS-TÊNCIA (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (MPa)	TEOR DE UMIDADE (%)
56	1:3,4:2,4 (1:5,8) 1:3,8:0,40	1,47	29,67 37,26 30,47 36,26 28,48 32,4±4,0	8,35
57	1:2,5:1,9 (1:4,4) 1:3,2:0,35	1,73	35,72 39,02 35,67 37,80 37,1±1,6	8,50
58	1:1,9:1,6 (1:3,5) 1:2,5:0,30	4,14	42,10 45,00 44,05 36,49 41,9±3,8	8,45

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
**Traço reconstituído da placa

TABELA 3.15: Características de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-V ARI RS com uniformidade de consistência.

Nº DA PLACA	TRAÇO INICIAL 1:a:b* (1:m) 1:m:x**	CONSIS-TÊNCIA (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (MPa)	TEOR DE UMIDADE (%)
76	1:3,84:2,16 (1:6) 1:3,38:0,32	4,26	26,37 23,81 27,66 23,50 25,4±2,1	7,29
82	1:2,88:1,62 (1:4,5) 1:2,93:0,31	4,81	38,64 34,77 29,97 34,5±4,3	7,89
85	1:1,92:1,08 (1:3) 1:2,20:0,31	4,13	43,82 46,18 41,74 43,9±2,2	9,89

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
**Traço reconstituído da placa

TABELA 3.16: Resultados obtidos para a porosidade de três placas moldadas para o estudo de dosagem do concreto projetado para cimento CP-V ARI RS.

Nº DA PLACA	ABSORÇÃO (%)	VOLUME DE VAZIOS (%)	MASSA ESPECÍFICA (g/cm^3)	
			insaturada	saturada
76	8,2±0,6	17,5±1,2	2,13±0,02	2,30±0,01
82	6,4±1,0	13,8±2,0	2,17±0,03	2,31±0,02
85	7,0±0,4	14,9±0,7	2,14±0,02	2,28±0,01

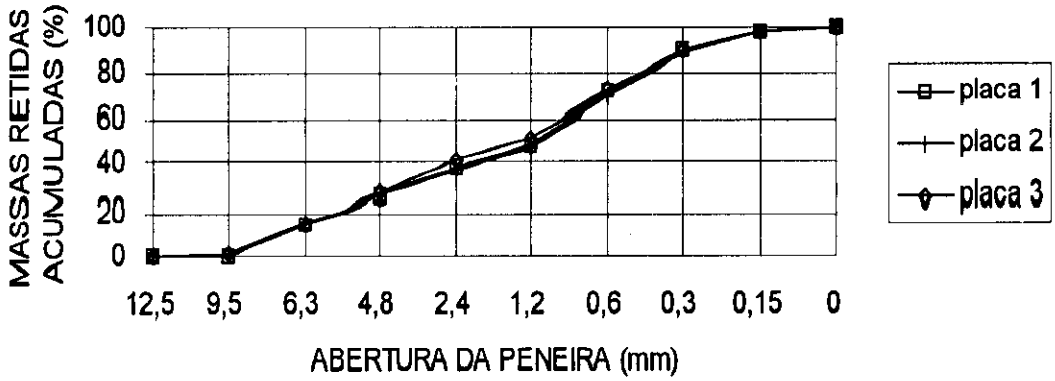


FIGURA 3.11: Curvas granulométricas dos traços incorporados das placas 1, 2 e 3.

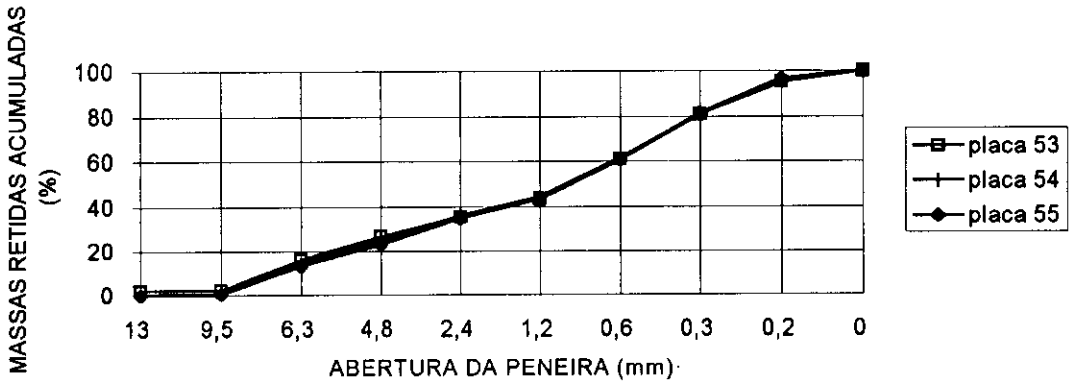


FIGURA 3.12: Curvas granulométricas dos traços incorporados das placas 53, 54 e 55.

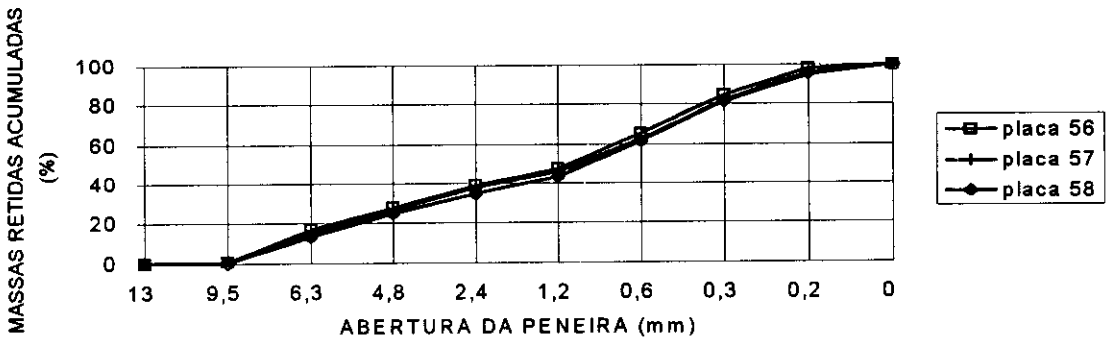


FIGURA 3.13: Curvas granulométricas dos traços incorporados das placas 56, 57 e 58.

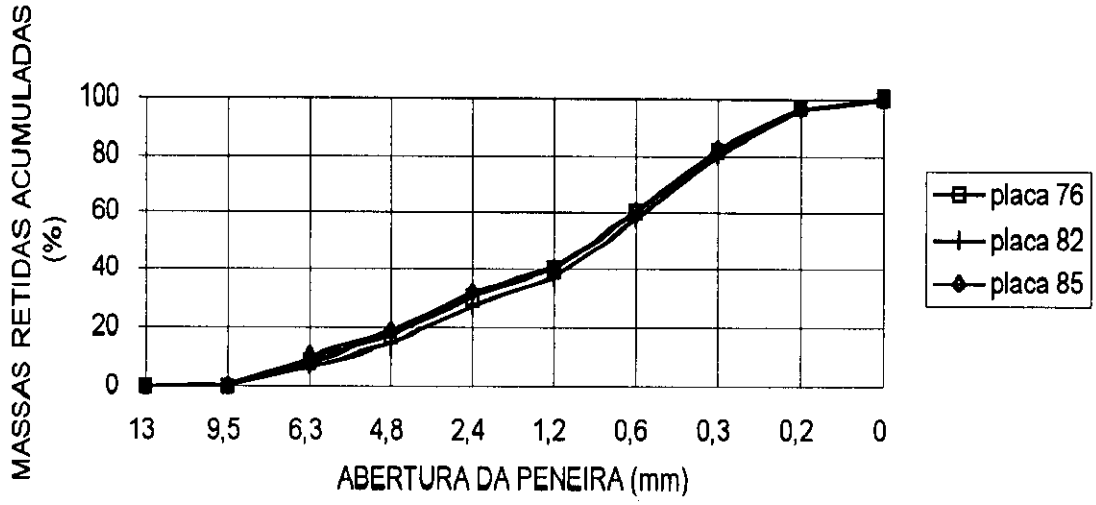


FIGURA 3.14: Curvas granulométricas dos traços incorporados das placas 76, 82 e 85.

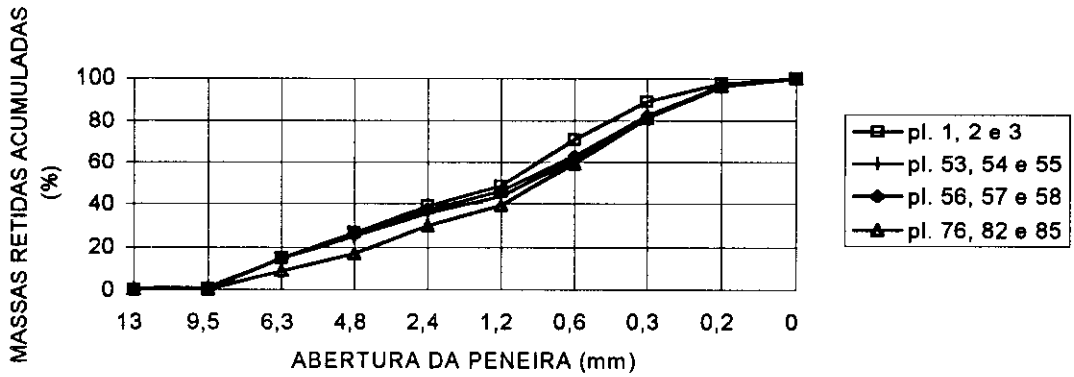


FIGURA 3.15: Curvas granulométricas médias dos traços incorporados das quatro séries de placas.

3.4.4 Análise dos resultados

3.4.4.1 Consistência

Observou-se aqui, o mesmo comportamento apresentado no item 3.3.4.1, onde a relação água/cimento apresentou uma excelente correlação com a consistência. Pelo método dos mínimos quadrados foi possível obter as seguintes correlações:

Para o cimento CP-II:

$\chi = 10{,}96/102{,}61^x$

com $r^2 = 0{,}744$

Para o cimento CP-V:

$\chi = 10{,}96/17{,}43^x$

com $r^2 = 0{,}865$

onde,

x = relação água/cimento

χ = consistência medida pela agulha de Proctor (MPa).

Tais correlações podem ser observadas nas Figuras 3.16 e 3.17. Não foi possível obter nenhuma correlação do índice de consistência com a relação água/materiais secos, confirmando os resultados anteriores (item 3.3.4.1). Também ficou prejudicada a tentativa de se correlacionar os dois tipos de cimento em conjunto. Isto torna mais evidente o fato de que a finura do cimento influencia a viscosidade da pasta e, consequentemente, a consistência do material.

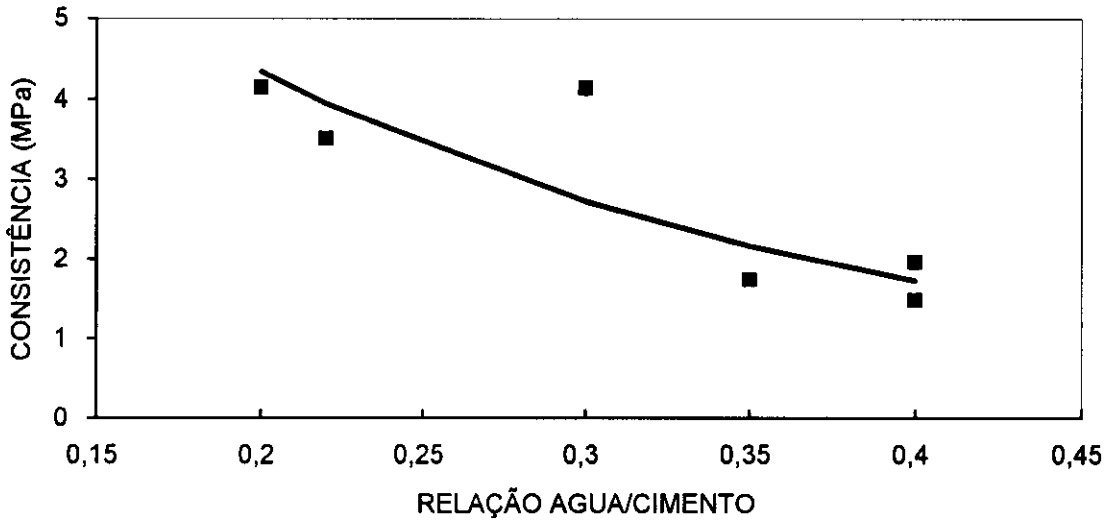


FIGURA 3.16: Correlação entre o índice de consistência e a relação água/cimento para o cimento CP-II.

Pode-se concluir que a única série de placas correlacionáveis para a determinação do consumo de cimento ótimo foi a quarta, uma vez que apresentou a menor variação nos

valores da relação água/cimento e, consequentemente, um nível uniforme de consistência e, por conseguinte, de trabalhabilidade. Assim, a recomendação de PRUDÊNCIO (1993) de manter a consistência uniforme no procedimento para estabelecimento do seu modelo (item 3.4.1) é atingida pela manutenção de uma relação água/cimento constante, o que implica numa variação do nível de umidificação das placas. Isto vem a contrariar a recomendação do mesmo autor de manter o nível de umidificação uniforme, o que foi conseguido para a terceira série de placas (H = 8,43±0,07%) que apresentou um grande variação dos índices de consistência.

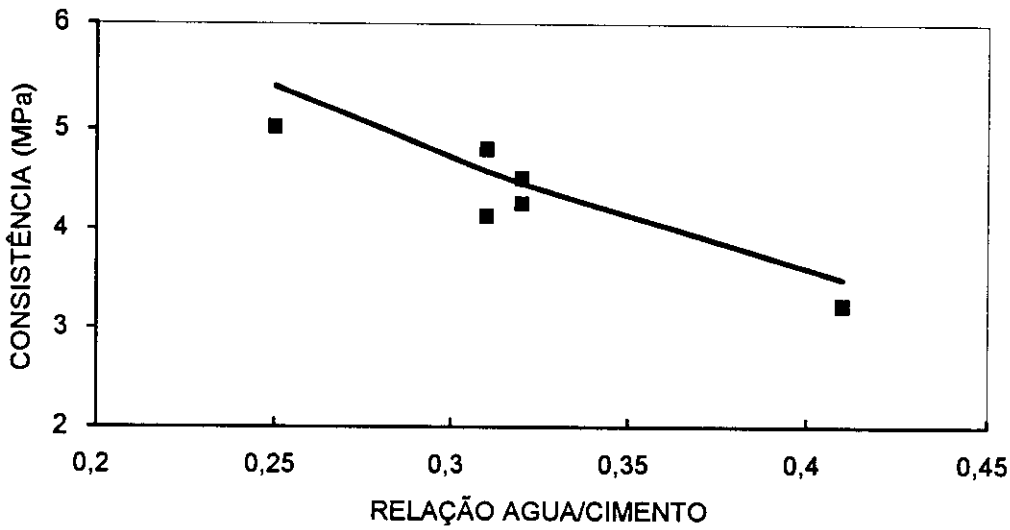


FIGURA 3.17: Correlação entre o índice de consistência e a relação água/cimento para o cimento CP-V.

3.4.4.2 Resistência à compressão

Devido à uniformidade dos índices de consistência por ela apresentada, a única série que apresentou uma boa correlação entre o valor do teor de agregados (m) e a resistência à compressão (item 3.4.1) foi a quarta, como se pode observar nas seguintes correlações:

Primeira série:

$f_{c28} = 3{,}91/0{,}72^{m}$ com $r^2=0{,}615$

Segunda série:

$f_{28} = 42,46/1,06^m$ com $r^2=0,275$

Terceira série:

$f_{c28} = 61,14/1,12^m$ com $r^2=0,615$

Quarta série:

$f_{28} = 77,13/1,20^m$ com $r^2=0,901$

Observa-se que, no caso de não atendimento à condição uniforme de consistência pode-se chegar à conclusão fictícia de que se aumenta a resistência do concreto projetado diminuindo-se o consumo de cimento, como ocorreu para a primeira série. A equação obtida para a quarta série será tomada como base para os próximos estudos com o cimento CP-V ARI RS (Capítulo IV) e sua representação gráfica se encontra apresentada na Figura 3.18.

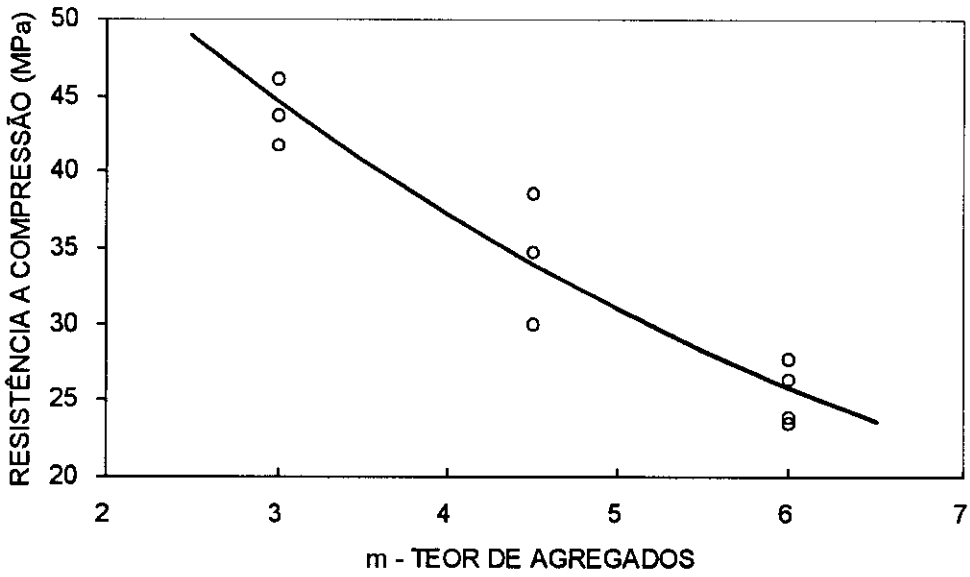


FIGURA 3.18: Representação gráfica da curva de dosagem para o cimento CP-V ARI RS.

3.4.4.3 Verificação da absorção

Normalmente o valor especificado para a absorção por imersão e fervura é de 8% (ROBINS, 1995b; AUSTIN, 1995) sendo, no entanto, discutível sua efetividade (PRUDÊNCIO, 1993). Pelos resultados apresentados na Tabela 3.16, correspondente à quarta série, percebe-se que apenas a placa 76 não apresentou resultado satisfatório, sem no entanto apresentar grande distância do mesmo (0,2 acima).

Estes resultados vieram a confirmar a adequação do material no que se refere ao atendimento desse requisito da especificação, não interferindo na determinação do consumo de cimento.

3.4.4.4 A granulometria

Como se pode observar pelos gráficos apresentados nas Figuras 3.11 a 3.15, não ocorre diferenças significativas nas distribuições granulométricas dos concretos. Isto ocorreu mesmo com uma grande variação dos consumos de cimento e da própria resistência mecânica do material. Tal observação vem corroborar o fato da influência da distribuição granulométrica estar restrita a aspectos econômicos, notadamente a reflexão, como foi apontado no item 3.3.3.3.

3.4.5 Definição do consumo de cimento

Na determinação do consumo de cimento toma-se como referência os padrões explicitados nas especificações. Há divergências quanto ao critério de aceitação mais adequado: se por meio de resistência característica ou média. Segundo o professor Fusco (Apud AMARAL, DAVIDOVITSCH E SERMAN, 1983), o critério da resistência média é mais adequado à estrutura contínua do túnel. Mesmo quando se adota a resistência característica não se tem bem definido o quantil a ser estipulado, tendo sido adotados valores equivalentes a 5% e 10% em obras na cidade de São Paulo. Pelo critério mais exigente (quantil de 5%), adotou-se um f_{ck} de 18 MPa e uma perda de resistência final (devido à ação do aditivo acelerador de pega) de 30%, o que fornece um valor majorado de f_{ck}' = 25,7MPa. Adotando-se um desvio padrão (sd) de 5MPa temos para a resistência de dosagem (f_{cm}) o valor de 34MPa. Utilizando-se a equação de dosagem para o cimento CP-V ARI RS:

$f_{c28} = 77,13/1,20^m$

temos que m = 4,44.

Adotando-se a definição da proporção entre agregados a partir da granulometria constante, obtemos o seguinte traço a ser utilizado na dosagem do aditivo:

Traço da mistura seca = 1:4,44
Com 64% de agregado miúdo temos = 1:2,84:1,60

Este foi o traço adotado para os estudos de dosagem do aditivo acelerador de pega e endurecimento (item) e da dosagem da fibra de aço no concreto projetado via seca (Capítulo IV).

3.4.6 Conclusões

Aqui se confirmou a necessidade de manutenção de uma relação água/cimento uniforme no procedimento de moldagem de placas destinadas à determinação do consumo ótimo de cimento. Isto porque, a relação água/cimento é quem governa a consistência do material e não a relação água/materiais secos. A aplicação do modelo proposto por PRUDÊNCIO só é possível nesta situação.

3.5 ESTUDO DE DOSAGEM DOS ADITIVOS ACELERADORES DE PEGA

A dosagem do aditivo acelerador nada mais é que a chamada análise de compatibilidade cimento/aditivo. Em estudos anteriores (PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE, 1994), demonstrou-se que os ensaios de pega em pasta, como o prescrito na norma brasileira NBR 13069 (ABNT, 1994) não são suficientes para tal análise. Portanto, aqui se fará sua análise através do estudo do material projetado em placas de acordo com a norma NBR 13070 (ABNT, 1994).

O principal objetivo deste estudo é avaliar a influência do aditivo nas propriedades do concreto projetado. Isto no que se refere à evolução da resistência inicial, a perda de resistência a maiores idades e na porosidade.

3.5.1 Metodologia e materiais

A metodologia aqui empregada foi moldar duas séries de placas com quatro teores de aditivo acelerador de pega. Foram utilizados dois tipos de aditivo: um à base de carbonato de cálcio em pó e outro à base de aluminato de potássio líquido.

O aditivo a base de carbonato é fornecido, normalmente, em pó. Portanto, o mesmo vai influenciar no processo de dosagem como ocorre quando se varia o consumo de cimento. No sentido de se otimizar seu estudo procurou-se executar as placas de dosagem do aditivo com a correção do teor de finos total da mistura seca, considerando o aditivo como parte do aglomerante. Isto facilitou a regulagem do equipamento que foi mantida constante para todas as placas da série.

O aditivo à base de aluminato vem tendo sua aplicação intensificada no Brasil nos últimos anos, tanto para a via úmida, como para a via seca. Isto advém do fato de se ter uma grande facilidade de dosagem do mesmo a partir de uma bomba dosadora, bem como uma melhor homogeneização (FIGUEIREDO, 1992). Este tipo de aditivo foi diluído na água que alimentava o sistema de pré-umidificação do equipamento. Seu teor foi determinado a partir do teor de umidade da placa sem aditivo e a regulagem do equipamento foi mantida constante.

Os aditivos se encontram caracterizados no Anexo IX. O cimento utilizado em todas as séries deste estudo foi o CP-V ARI RS, que se encontra caracterizado no mesmo anexo em conjunto com a areia e o pedrisco.

3.5.2 Variáveis

O equipamento de projeção utilizado possuía sistema de pré-umidificação com injeção de água a alta pressão a três metros do bico e junto ao bico e foi mantido o mesmo para todas as séries de placas. Todas as placas foram moldadas pelo mesmo mangoteiro e com os mesmos materiais básicos: cimento e agregados.

Como variável independente foram selecionados quatro teores para cada aditivo acelerador. As variáveis dependentes avaliadas foram o teor de umidade e o traço

incorporado (NBR 13044), a consistência (Anexo VI), a resistência inicial controlada pelos penetrômetros de profundidade e energia constantes (Anexos I e II) a resistência à compressão aos 28 dias (Anexo III) e as propriedades ligadas à porosidade (NBR 9778). As variáveis intervenientes mais importantes foram as condições ambientais, principalmente a temperatura. Como se encontra analisado no Capítulo IV, a temperatura influencia muito a evolução da resistência inicial, catalisando-a à medida que se eleva.

3.5.3 Resultados

3.5.3.1 Aditivo à base de carbonato

Os resultados obtidos quanto à consistência, resistência à compressão e teor de umidade das duas séries de placas moldadas com o aditivo à base de carbonato se encontram apresentados nas Tabelas 3.17 e 3.18.

Os resultados de evolução da resistência inicial obtidos com os penetrômetros acompanhamento se encontram apresentados nas Figuras 3.19 a 3.22 para a primeira e segunda série de placas respectivamente. Em conjunto com as curvas de evolução da resistência inicial se encontram apresentadas as faixas de resistência especificadas pelas recomendações austríacas (ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN, 1990).

Os valores obtidos através do ensaio prescrito na norma NBR 9778, relativos à porosidade, se encontram apresentados na Tabela 3.19.

3.5.3.2 Aditivos à base de aluminato

Os resultados das placas moldadas com diferentes teores de aditivo, no que se refere à resistência à compressão, consistência e nível de umidificação, se encontram apresentados na Tabela 3.20. O teor de aditivo real foi determinado por reconstituição de traço NBR 13044 (ABNT, 1994).

As curvas que apresentam a evolução da resistência com a idade se encontram apresentadas nas Figuras 3.23 e 3.24.

TABELA 3.17: Primeira série de placas para a dosagem do aditivo à base de carbonato.

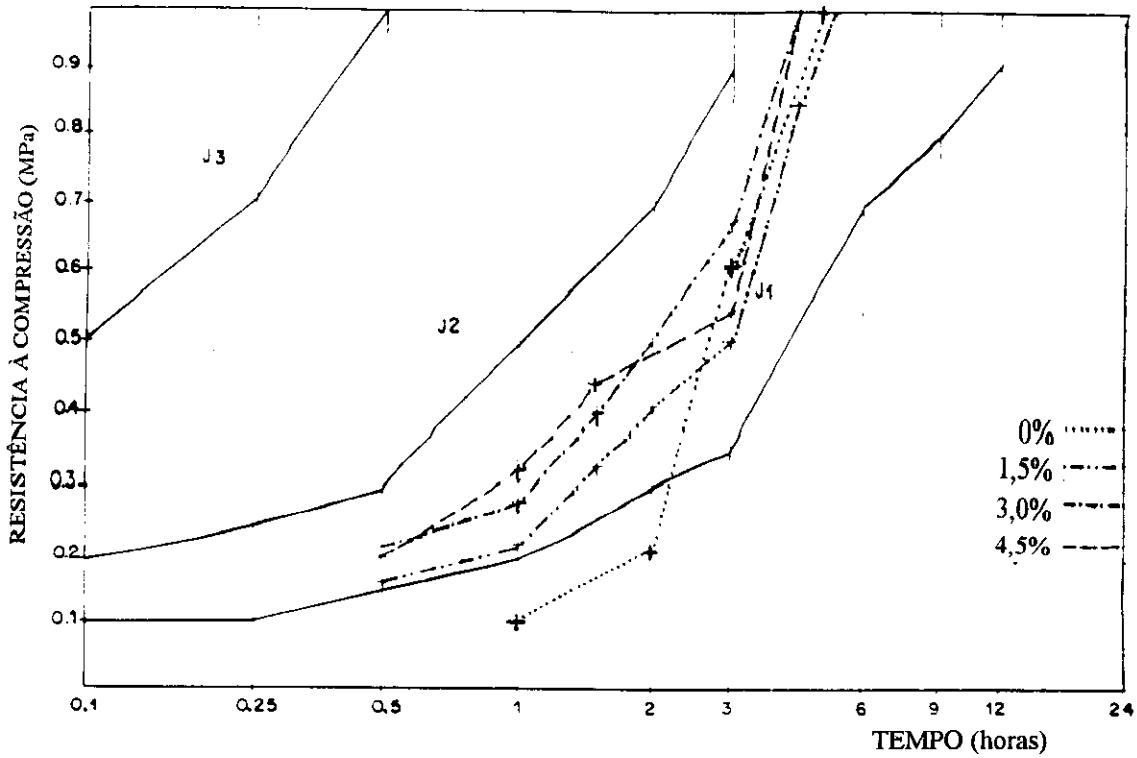
Dados gerais:
Pressão de água: 0,9MPa
Pressão de ar: 0,5MPa

PLACA	TRAÇO INICIAL (aditivo)	CONSIS-TÊNCIA MÉDIA (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS MPa)	PERDA DE RESISTÊN-CIA FINAL (%)	TEOR DE UMIDADE (%)
92	1:2,79:1,60 (0) sem aditivo	4,33	42,15 37,51 42,06 39,85 29,60 40,41 38,6±4,7	0	7,60
93	1:2,83:1,62 (0,015) 1,5%	3,65	25,24 39,96 42,21 33,48 39,38 25,02 34,2±7,6	11,4	8,60
94	1:2,87:1,65 (0,03) 3%	4,83	26,00 31,59 33,06 25,64 31,70 29,6±3,5	23,3	8,06
95	1:2,91:1,67 (0,045) 4,5%	4,49	25,35 26,00 26,90 24,81 24,95 25,76 25,6±0,8	33,7	9,41

TABELA 3.18: Segunda série de placas para a dosagem do aditivo à base de carbonato.

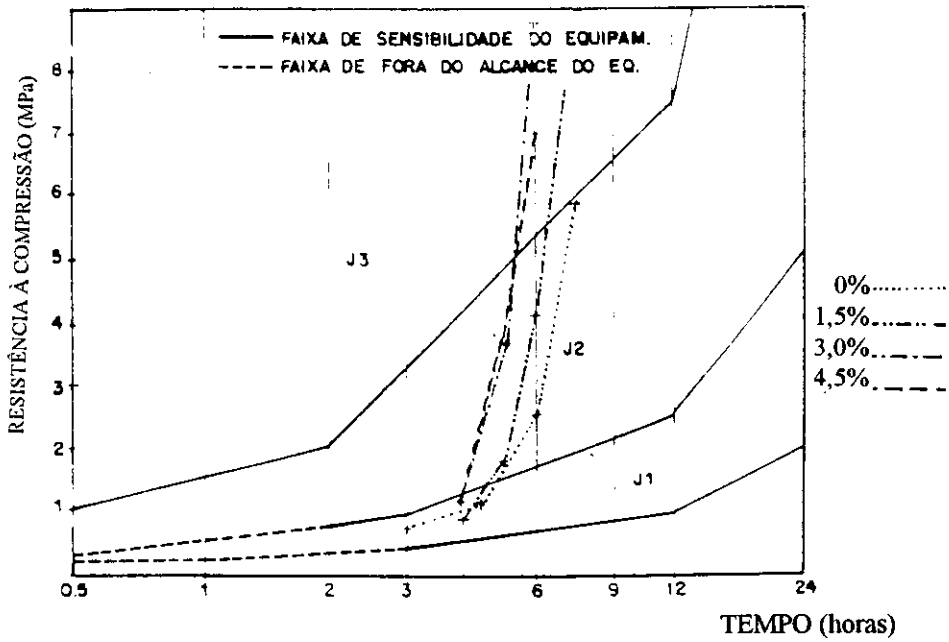
Dados gerais:
Pressão de água: 1,0MPa
Pressão de ar: 0,45MPa

PLACA	TRAÇO INICIAL (aditivo)	CONSIS-TÊNCIA MÉDIA (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (MPa)	PERDA DE RESISTÊN-CIA FINAL (%)	TEOR DE UMIDADE (%)
101	1:2,82:1,60 (0) sem aditivo	5,01	40,49 37,47 47,45 33,50 39,86 40,49 39,9±4,6	0	7,53
102	1:2,86:1,62 (0,015) 1,5%	5,35	26,19 28,34 31,44 28,87 31,2±5,5	21,8	7,60
103	1:2,90:1,65 (0,03) 3%	5,01	28,73 31,96 21,48 33,15 21,62 27,4±5,6	31,3	7,49
104	1:2,95:1,67 (0,045) 4,5%	5,69	24,10 18,50 27,62 28,25 21,65 24,0±4,1	39,8	7,25



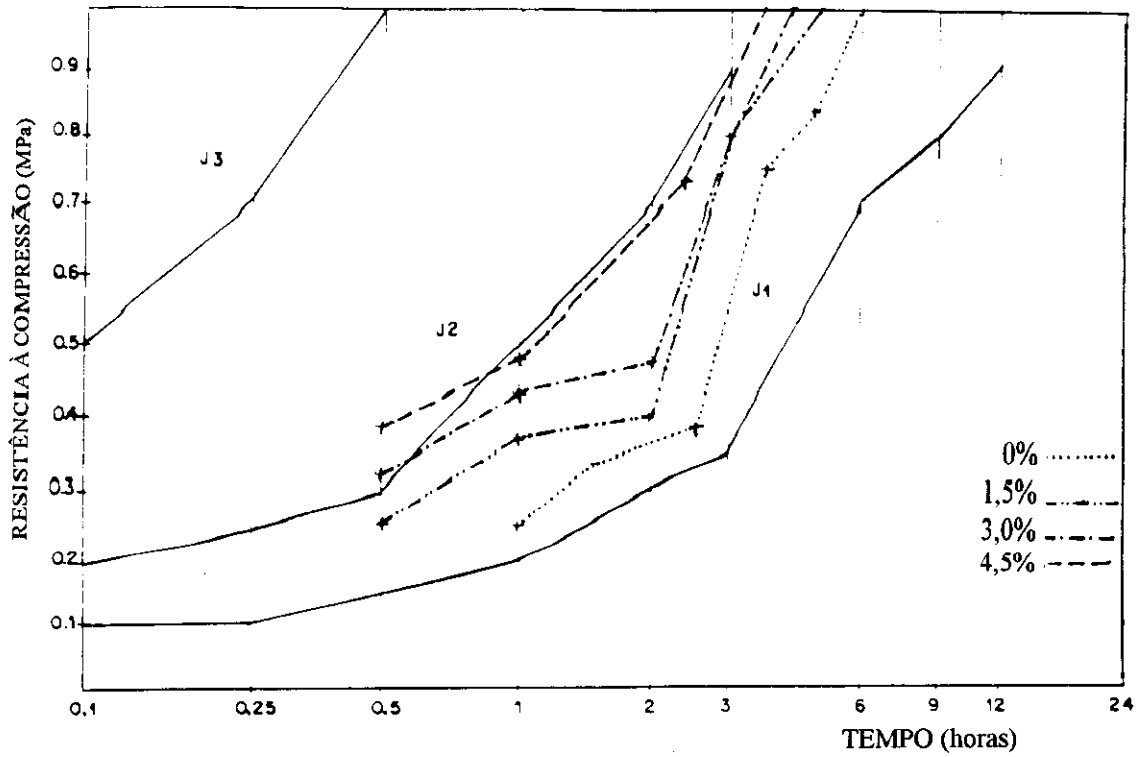
(Aditivo à base de carbonato)

FIGURA 3.19: Evolução da resistência para as placas 92 a 95 determinada pelo PPC.



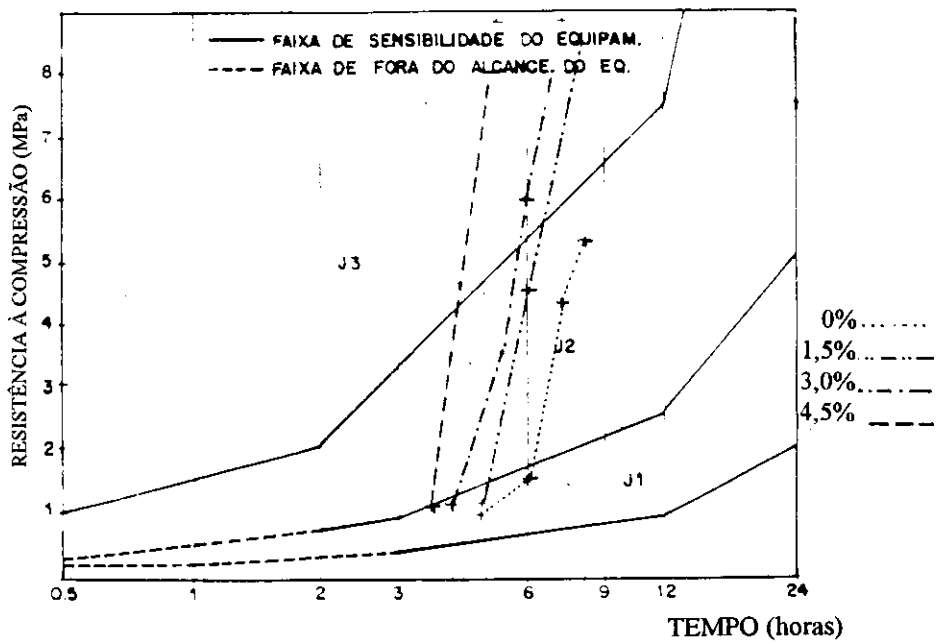
(Aditivo à base de carbonato)

FIGURA 3.20: Evolução da resistência para as placas 92 a 95 determinada pelo PEC.



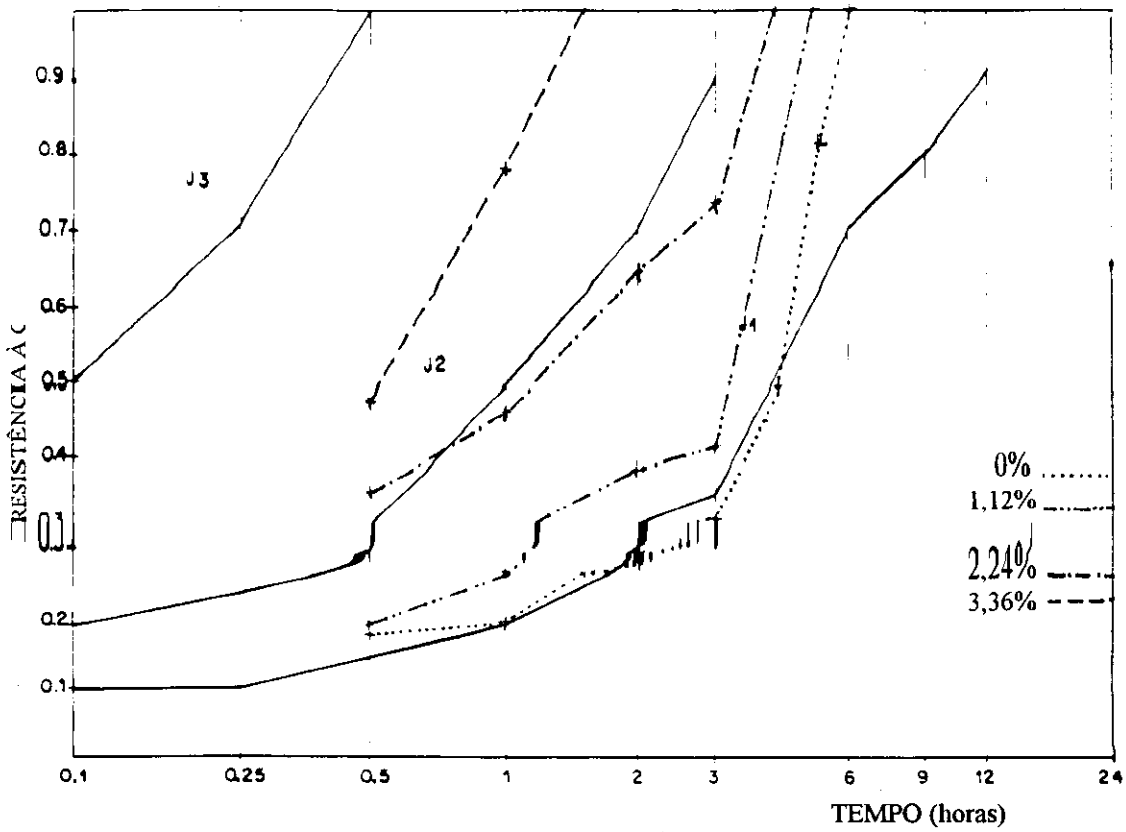
(Aditivo à base de carbonato)

FIGURA 3.21: Evolução da resistência para as placas 101 a 104 determinada pelo PPC.



(Aditivo à base de carbonato)

FIGURA 3.22: Evolução da resistência para as placas 101 a 104 determinada pelo PEC.



(Aditivo à base de aluminato)

FIGURA 3.23: Evolução da resistência para as placas 105 a 108 determinada pelo PPC.

TABELA 3.19: Resultados de absorção por imersão e fervura das placas destinadas à dosagem do aditivo á base de carbonato.

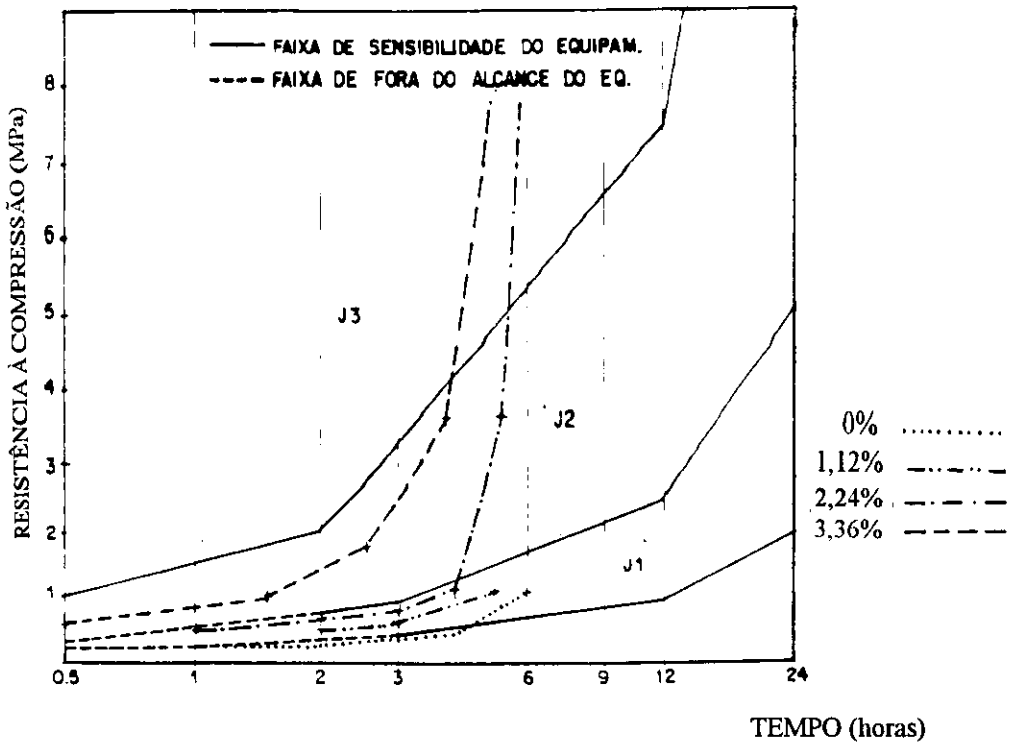
PLACA	ABSORÇÃO (%)	VOLUME DE VAZIOS (%)
92	7,1±0,5	15,2±1,1
93	6,7±0,6	14,6±1,2
94	7,7±0,6	14,6±1,0
95	7,4±0,7	15,9±1,5
101	7,0±0,41	5,3±0,7
102	8,2±0,41	7,6±0,8
103	8,9±0,91	8,8±1,7
104	9,4±0,81	9,7±1,4

TABELA 3.20: Dosagem do aditivo à base de aluminato.

Dados gerais: Pressão de água: 1,1MPa
Pressão de ar: 0,47MPa

PLACA	TRAÇO INICIAL (aditivo) TRAÇO RECONSTI-TUÍDO** (aditivo)	CONSIS-TÊNCIA MÉDIA (MPa) (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (%)	PERDA DE RESISTÊN-CIA FINAL	TEOR DE UMIDADE (%)
105	1:2,9:1,6 (0) sem aditivo 1:3,1:0,3 (0)	3,99	27,88 26,60 27,48 23,72 24,58 25,98 26,0±1,6	0	8,4
106	1:2,9:1,6 (0,01) 1% 1:3,3:0,4 1,12%	3,99	19,50 25,63 28,97 24,01 25,94 29,95 25,7±3,7	1,2	8,9
107	1:2,9:1,6 (0,02) 2% 1:3,3:0,4 2,24%	5,19	25,12 23,21 23,90 18,35 19,12 17,62 21,2±3,2	18,5	9,4
108	1:2,9:1,6 (0,03) 3% 1:3,3:0,4 3,36%	7,39	16,06 19,41 22,16 25,60 18,14 21,76 20,5±3,4	21,2	9,3

*Nos traços temos:
1:a:b
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
**Nos traços temos
1:m:x
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento



(Aditivo à base de aluminato)

FIGURA 3.24: Evolução da resistência para as placas 105 a 108 determinada pelo PEC.

Os resultados da avaliação das propriedades ligadas à pororsidade do material pelo método prescrito na norma NBR 9778 se encontram apresentados na Tabela 3.21.

TABELA 3.21: Resultados de absorção por imersão e fervura das placas destinadas à dosagem do aditivo á base de aluminato.

Nº DA PLACA	ABSORÇÃO (%)	VOLUME DE VAZIOS (%)
105	6,7±0,5	14,1±0,8
106	7,9±0,5	16,2±0,9
107	8,6±0,4	17,5±0,7
108	9,8±0,8	19,4±1,2

3.5.4 Análise dos resultados

3.5.4.1 Aditivo à base de carbonato

Umidificação e consistência

Constatou-se uma maior variação nas condições de umidificação da primeira série, e uma razoável uniformidade para a segunda. A maior variação da primeira série ocorreu devido a pequenos problemas na linha de suprimento de água que acabaram causando uma variação na vazão, cuja correção, por parte do mangoteiro, ficou dificultada. A uniformidade da segunda série é fundamental, uma vez que permitirá verificar a real influência do aditivo na resistência e na absorção de água do concreto projetado. Uma diferença induzida à segunda série, com relação à primeira foi a utilização de uma maior vazão de ar comprimido no sentido de se obter um maior nível de compactação.

Resistência inicial

Na primeira série de moldagens acreditou-se que a placa isenta de aditivos tenha tido sua resistência catalisada pela insolação direta que acabou por receber. Este foi mais um dos motivos para a execução da segunda série de placas e acabou-se por constatar um comportamento muito semelhante, talvez pelo fato da temperatura ambiente continuar elevada (em torno de 32°C). O atendimento da curva J2 para a faixa até 1MPa, definida pelo PPC, ocorreu apenas para a placa com 4,5% de aditivo da segunda série. As demais atenderam J1, com exceção da placa sem aditivo da primeira série. Por outro lado, todas as placas acabaram por atender a curva J2 para a faixa acima de 1 MPa, determinada pelo PEC. O aditivo acabou por atuar como um catalisador acelerando o ponto onde ocorria o fim de um certo período de indução, a partir do qual todas as placas apresentavam uma curva marcadamente ascendente para o ganho de resistência.

Perda de resistência final

Observa-se uma nítida correlação entre a perda de resistência final e o teor de aditivo adicionado ao material para ambas as séries. Numa análise por regressão linear para a primeira série obteve-se os seguintes resultados:

Perda = 7,576 * Tad com $r^2 = 0,999$
para a primeira série
Perda = 9,704 * Tad com $r^2 = 0,918$
para a segunda série
Perda = 8,640*Tad com $r^2 = 0,910$.
para as duas séries

onde,
Perda = perda de resistência média (%)
Tad = teor de aditivo (%)

Os coeficientes de regressão linear obtidos foram elevados, mostrando uma excelente aderência da reta para representar o fenômeno. Assim, pode-se estimar a perda de resistência final do material com a adição do aditivo acelerador de pega. Tal correlação pode ser observada no gráfico da Figura 3.25. Nota-se que a perda foi mais acentuada para a segunda série de placas.

Porosidade

A perda de resistência final mais acentuada para a segunda série de placas pode estar associada à redução do nível de compactação que ocorreu à medida que se aumentou do teor de aditivo, como pode ser observado na Tabela 3.19. O fenômeno em muito lembra o comportamento do aditivo à base de aluminato que pode aumentar a porosidade do material (FIGUEIREDO, 1992). O mesmo não ocorreu para a primeira série devido, muito provavelmente, ao fato de se ter tido uma maior umidificação do material, para teores de aditivo mais elevados. Esta maior umidificação pode ter facilitado a compactação do material para maiores teores, mantendo-a num nível constante. Este aumento na absorção pode não ter sido constatado anteriormente devido ao fato de se aumentar o volume de finos presentes. O aditivo era adicionado ao cimento e o teor total

de finos aumentava. Com isto, ou com a maior umidificação, como ocorreu na primeira série aqui apresentad, aumenta-se o volume de pasta e, consequentemente, diminui-se a absorção. Assim, pode-se concluir que o aditivo à base de carbonato prejudicou a compactação do concreto, o que não foi constatado em trabalhos anteriores (FIGUEIREDO, 1992 e PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE, 1994), onde o resultado pode ter sido influenciado pelo aumento do volume de pasta. Este comportamento pode estar associado a um maior enrijecimento inicial do material, evitando assim que o jato de concreto pudesse compactá-lo.

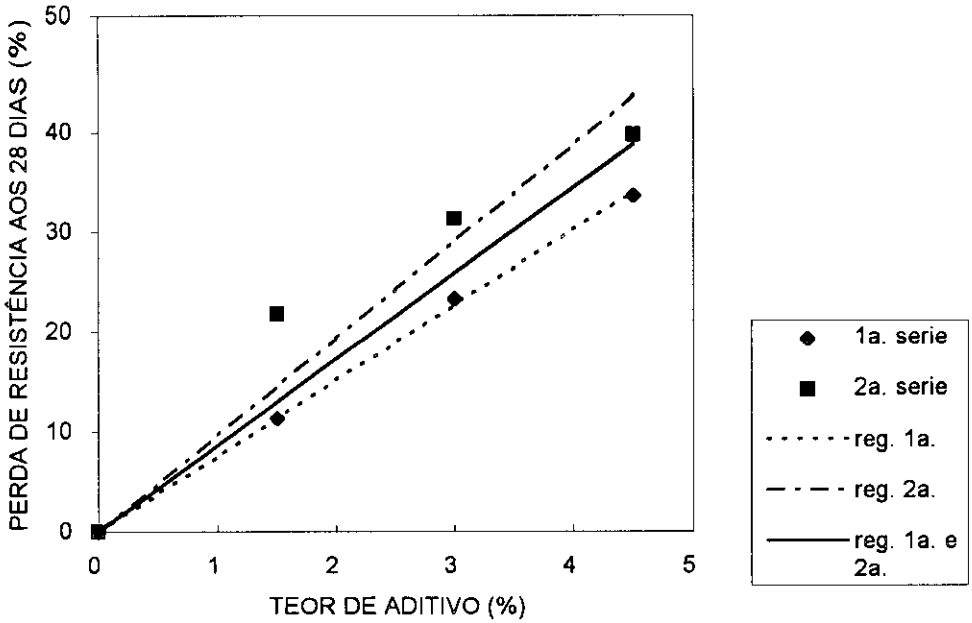


FIGURA 3.25: Correlação entre a perda de resistência a 28 dias e o teor de aditivo acelerador de pega à base de carbonato.

Como foi apontado por PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE (1994), não se pode creditar a perda de resistência a uma menor compacidade do material exclusivamente, o que deve estar associado a um aumento da porosidade ou redução da cristalinidade da pasta de cimento hidratada.

3.5.4.2 Aditivo à base de aluminato

Consistência e umidificação

Os valores de consistência aumentam mesmo com uma maior umidificação do concreto. Isto ocorreu pelo fato do aditivo influenciá-lo instantaneamente, isto é, no momento em que entra em contato com o cimento, como já fora observado em estudos anteriores (PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE, 1994).

Resistência inicial

Observa-se um comportamento nitidamente diferenciado daquele apresentado quando da utilização do aditivo acelerador de pega a base de carbonato. A placa de concreto projetado sem aditivo não apresentou o mesmo desempenho daquele conseguido quando da análise do aditivo à base de carbonato, ficando abaixo dos níveis de resistência inicial anteriormente atingidos.

Os ganhos de resistência inicial ficaram um pouco abaixo daqueles obtidos por PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE (1994). Isto pode ser justificado pelo fato de se ter trabalhado com um aditivo com um menor teor de elemento ativo (Anexo IX). O teor de aditivo que forneceu a melhor aproximação de J2 foi de 2% sendo o escolhido para utilização do material.

Perda de resistência final

Ao se analisar os resultados como um todo constata-se uma que o valor médio da resistência à compressão foi baixo, quando comparamos com os valores obtidos quando do estudo dos aditivos à base de carbonato. Não se encontrou uma justificativa para este tipo de comportamento, uma vez que o nível de absorção de água da placa de referência, sem aditivo acelerador, foi baixa (item 3.5.3.1).

Também não se constatou uma perda intensa de resistência do material, quando comparados com os valores obtidos no estudo do aditivo à base de carbonato. Numa análise por regressão linear obteve-se os seguintes resultados:

Perda = 6,492 * Tad com $r^2 = 0,859$

onde,

Perda = perda de resistência média (%)
Tad = teor de aditivo (%)

O gráfico que representa esta correlação se encontra apresentado na Figura 3.26. Os resultados foram compatíveis com os obtidos em estudos anteriores (PRUDÊNCIO, ARMELIN e HELENE, 1994).

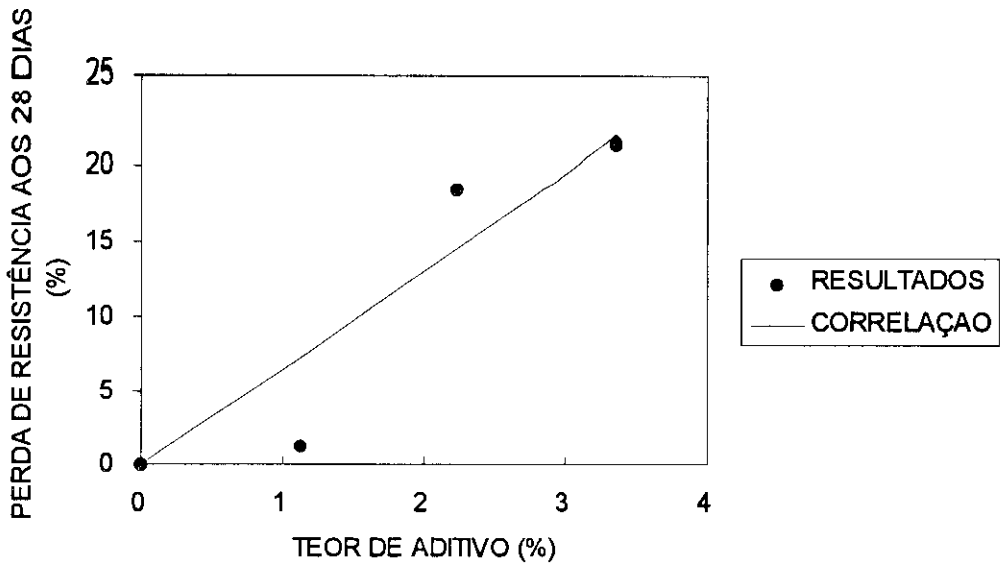


FIGURA 3.26: Correlação entre a perda de resistência à compressão aos 28 dias e o teor de aditivo à base de aluminato.

Porosidade

Da mesma forma que o ocorrido para a segunda série de placas moldadas com aditivo à base de carbonato, houve um aumento na porosidade do material com o incremento no teor de aditivo acelerador de pega à base de aluminato. Neste caso, isto ocorreu mesmo com o aumento do nível de umidificação, como pode ser observado na Tabela 3.20. No gráfico da Figura 3.27 se encontra representada a correlação obtida pelo método dos mínimos quadrados cujo resultado foi o seguinte:

$Ab = 6.73 + 0,89 * Tad$ com $r^2 = 0,991$

onde,

Tad = teor de aditivo (%)

Ab = Absorção por imersão e fervura (%)

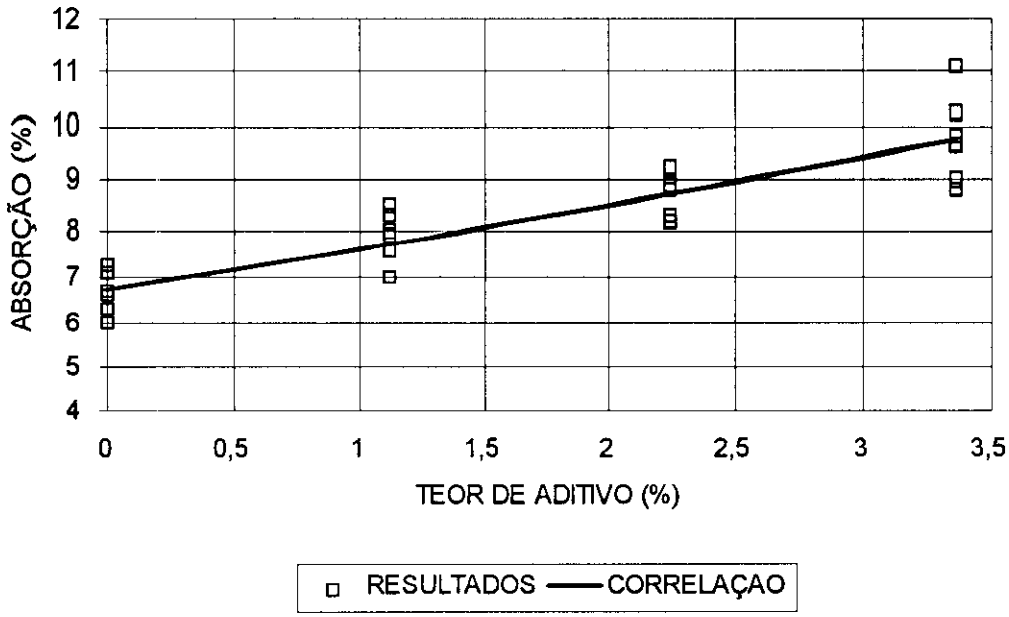


FIGURA 3.27: Correlação entre a absorção por imersão e fervura aos 28 dias e o teor de aditivo à base de aluminato.

3.5.5 Conclusões

Constatou-se que o teor do aditivo acelerador de pega influencia decisivamente na resistência inicial e final do concreto projetado, e pode alterar as suas condições de compactação. Desta forma, o acelerador acaba por introduzir uma grande variabilidade ao processo de dosagem. Por se recomendar que a sua dosagem seja feita a partir de um concreto projetado cujo consumo de cimento foi definido previamente, sem a utilização do mesmo (PRUDÊNCIO, 1993). Desta forma, a definição do traço final passa por um processo de tentativa e erro, com o necessário balanço para ajuste das diferenças: se a perda de resistência final foi menor que a prevista, isto significaria que se utilizou uma quantidade excedente de cimento. Com isto a aplicabilidade do método fica dificultada.

3.6 COMENTÁRIOS FINAIS

3.6.1 Conclusões

Observou-se aqui, que o controle de jateamento é fundamental na dosagem do concreto projetado. Assim, durante a avaliação do material deve se cuidar para que o equipamento seja ajustado de maneira adequada, uma vez que alterações na dosagem do material alteram a velocidade de projeção e, consequentemente, o nível de umidificação do material.

É fundamental no controle de execução das placas garantir que o equipamento esteja aferido e em boas condições de utilização. O mangoteiro tem um papel fundamental neste trabalho pois ele devendo ser experiente e qualificado o bastante (NBR 13597) para saber controlar o nível de consistência da placa e, assim, uniformizar a trabalhabilidade. Este é mais um aspecto que vem a corroborar a necessidade da existência de programas de formação e qualificação deste profissional (FIGUEIREDO e HELENE, 1996c).

Para a sua correta avaliação comparativa é fundamental a manutenção de uma consistência uniforme, o que irá representar as mesmas condições de aplicabilidade. Tal consistência depende da relação água/cimento do concreto projetado, e não da relação água/materiais secos, como foi apontado anteriormente (FIGUEIREDO, 1992 e PRUDÊNCIO, 1993). A relação água/cimento determina a coesão da pasta e, consequentemente, do concreto projetado via seca.

Na definição do consumo de cimento, deve-se procurar garantir um nível de consistência uniforme. Tal nível de consistência é obtido através de uma relação água/cimento constante o que conduzirá a uma variação na relação água/materiais secos. Assim, placas de maior consumo de cimento devem sofrer uma maior umidificação.

O concreto projetado via seca tem sua reologia marcadamente seca, definindo uma umidade ótima para a maior compacidade e resistência mecânica. A sua porosidade é definida pelo nível de umidificação, sendo função do adensamento exercido pelo próprio jato, cuja velocidade também intervém no processo. O nível de umidificação, definido pela relação água/materiais secos, irá controlar o volume de pasta por metro cúbico de concreto projetado. Quanto maior for esse volume incorporado tanto menor será o nível de absorção por imersão e fervura apresentado pelo material.

A granulometria dos agregados, não mostrou influência decisiva nas propriedades mecânicas do concreto projetado. Por outro lado, a granulometria tem um papel fundamental na definição do índice de reflexão. A granulometria do concreto projetado que se incorpora à estrutura é definida à partir do próprio processo de projeção. O

agregado graúdo acaba por ficar separado por uma camada de argamassa que evita o choque direto de uma brita contra outra, o que produziria a sua reflexão. Isto, acaba por definir uma curva granulométrica constante, onde as partículas menores envolvem as maiores. Esta curva granulométrica constante gera um teor de argamassa constante para o material na estrutura, qualquer que seja o teor de argamassa da mistura seca. Assim, deve-se proporcionar os agregados de modo que a distribuição granulométrica do conjunto seja a mais próxima possível daquela que deverá compor o material na estrutura.

Constatou-se que os aditivos aceleradores de pega e endurecimento acabam por alterar a resistência mecânica do material. Tal alteração é sempre acompanhada por uma perda na resistência final e possíveis alterações na porosidade do material, o que acaba gerando dificuldades na definição do consumo de cimento.

Em função dos resultados aqui obtidos, sugere-se a adoção de alguns ajustes para o método proposto por PRUDÊNCIO (1993), no sentido de se otimizar sua aplicação:

a) Propõe-se estabelecer um traço piloto que inclua todos os constituintes do concreto e, em especial, os aditivos aceleradores de pega e endurecimento.

b) A definição da proporção entre os agregados pode ser realizada através da aproximação da granulometria da mistura a uma curva ótima como a definida no ACI (1990).

c) No procedimento para a definição do teor de agregados e do consumo de cimento, deve-se desdobrar o traço para três valores de teor de agregados (m; m-1,5 e m+1,5) e realizar a moldagem das placas com um nível de consistência o mais uniforme possível, normalmente em torno de 4MPa, em consonância com o valor mínimo de 3,5MPa proposto por MORGAN (1990) ou com a faixa de 2,5 a 5MPa proposta por PRUDÊNCIO (1993).

d) Utilizando um teor de aditivo o mais próximo possível daquele que atenderá as exigências de resistência inicial deve-se proceder ao controle da mesma durante a realização da moldagem das placas destinadas à definição do teor de agregados (item c) através do PPC e do PEC e, assim, minimizar os erros de ajuste do consumo de cimento devido às alterações impostas pelo aditivo nas propriedades do concreto endurecido.

3.6.2 Recomendações para futuros estudos

A dosagem do concreto em geral segue duas vertentes básicas: o atendimento aos requisitos de desempenho quanto ao comportamento mecânico e quanto à durabilidade. Este trabalho se ateve ao atendimento à primeira classe de requisitos. É fundamental que outros estudos abordando a durabilidade do concreto projetado via seca sejam realizados. Os estudos já executados abordando a via úmida (PRUDÊNCIO, 1993), podem ser utilizados como referência, sendo que, mesmos estes devem ser ampliados devido ao surgimento de novos materiais, incluindo aí os aditivos não alcalinos.

A definição da granulometria ótima é função dos agregados de partida, tendo aqui sua abordagem restrita aos agregados mais comumente empregados no concreto projetado. Este estudo deve ser ampliado para outros tipos e dimensões de agregados, em função da disponibilidade regional dos mesmos, e da capacidade dos equipamentos.

Estudos abordando o tipo de cimento e a sua relação com o aditivo acelerador de pega são fundamentais. Uma vez que as fábricas de cimento vêm tentando desenvolver cimentos para uso específico em concreto projetado via seca, seu estudo através da metodologia racional de dosagem é muito importante. Atualmente, vêm sendo apresentados estudos sobre a utilização de cimentos com o tempo de pega reduzido através da diminuição da quantidade de sulfato (SCHMIDT, 1995). No entanto, tais cimentos apresentam uma série de limitações quanto à aplicabilidade: se restringem à aplicação por via seca; exigem secagem dos agregados, produzindo grande quantidade de pó; apresentam reduzido tempo de estocagem, e outros problemas ligados à grande reatividade.

A utilização de aditivos não alcalinos vem sendo viabilizada na Europa (HUBER, 1995) e recentemente chegaram ao mercado brasileiro. Tais aditivos apresentam grandes vantagens, como a ausência de cuidados especiais durante a sua utilização, a melhoria das condições ambientais dentro do túnel e não prejudicar a resistência do concreto a maiores idades. Estudos de compatibilidade destes aditivos com o cimento são fundamentais para sua aplicação futura.

Já foram realizados alguns estudos sobre a avaliação da porosidade do concreto recém projetado (PRUDÊNCIO, 1991a). No entanto, estes estudos não tiveram continuidade. Devido a tudo o que foi demonstrado, tais ensaios se mostram muito necessários, uma vez que os ensaios de absorção do concreto endurecido fornecem informações tardias, ao menos no que se refere ao controle do processo.

No próximo capítulo se fará a análise da dosagem da fibra no concreto projetado via seca, o que não pode abstrair as propriedades da matriz. A dosagem da fibra no concreto projetado via seca deve complementar a dosagem da matriz, de modo a se atender as exigências quanto ao desempenho pós-fissuração do material e, por isso, não pode ser analisado isoladamente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, L.A.P.; DAVIDOVITSCH, A.D.; SERMAN, C. Controle de resistência do concreto projetado na execução de túneis. Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON. 1983. **Anais**. 33p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concrete practice: part 5** Guide to Shotcrete (ACI 506R-90). ACI Committee 506. Detroit, USA, 1990. 41p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto**. NBR 5738, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica** - NBR 9778. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada** - NBR 13044. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland, com ou sem a utilização de aditivo acelerador de pega** - Método de Ensaio. NBR 13069. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados**. NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Procedimento para qualificação de mangoteiro (via seca)**. NBR 13597. ABNT. Rio de Janeiro.

AUSTIN, S.A. Materials Selection, Specification and Quality Control. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995. p.87-112.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo.** São Paulo, 1992. 284p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, A.D.; DANTAS, F.A.S. Durabilidade do concreto projetado. In: 37ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Santos, 26 a 30 de Agosto de 1991. v.1. **Anais**. 12p.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Qualificação de mangoteiro de concreto projetado via seca. **Revista IBRACON** - Órgão Oficial do Instituto Brasileiro do Concreto. Ano V. Nº15. São Paulo, SP. Out./Nov. 1996c. p.30-2.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland**. São Paulo, 1987. 278p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. PINI Editora. São Paulo, 1992.

HILLS, D.L. A review of sprayed concrete - Part 3. **Concrete**. v.14, n°4. London, April, 1980. p.32-4.

HILLS, D.L. Site-produced sprayed concrete. **Concrete**. London, December, 1982. p.44-50.

HUBER, H. Pratical experiences with shotcrete containing alkali-free accelerators. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.165-9.

LÖSCHNIG, P. Environmental compatible spray cement. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.276-80.

MAIDL, B.; FEYERABEND, B. Technical and economical aspects concerning shotcreting in tunnels. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.1-18.

MORGAN, D.R. Shotcrete support for underground oppenings in Canada. In: Tunnelling in the 90's - Eighth Annual General Meeting - October 31 - November, 2, 1990. Tunnelling Association of Canada. Vancouver, 1990. **Proceedings**. p.121-39.

MORGAN, D.R. Steel Fiber Reinforced Shotcrete for Support of Underground Openings in Canada. **Concrete International**. v.13, N° 11. American Concrete Institute - ACI. Detroit, USA, Nov. 1991. p.56-64.

MORGAN, D.R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland, McGraw-Hill. Inc. 1995. p.229-65.

ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN. **Guidelines on Shotcrete - Part 1: Application.** Austrian Concrete Society, january 1990. 35p.

POWERS, T.C. **The Properties of Fresh Concrete**. John Wiley & Sons, Inc. USA, 1968. 664p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Avaliação do fator água/cimento e compacidade do concreto projetado. In: I Congresso Latinoamericano de Patologia de La Construccion y III de Control de Calidad. Córdoba, Argentina. 1991a. **Anais**. 8p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. São Paulo, 1993. 224p. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

PRUDÊNCIO Jr., L.R.; ARMELIN, H.S.; HELENE, P.R.L. Pega acelerada no projetado - Compatibilidade cimento/aditivo acelerador de pega para concreto projetado. **Revista IBRACON**. Ano IV. n°11, dez. 1994.

ROBINS, P.J. Materials. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995a. p 7-15.

ROBINS, P.J. Physical properties. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995b. p 52-86.

RYAN, T.F. **Gunite a handbook for engineers.** England. Cement and Concrete Association. 1973. 63p.

SCHMIDT, M. Research and Latest Development of Materials for Shotcreting. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.44-52.

SCHUTZ, R.J. Factors influencing dry-process accelerated shotcrete. ACI Compilation N° 6 Application and Use of SHOTCRETE. s.d. From **Concrete International**, v.3, N° 1. Jan. 1981. p.55-69.

TANGO, C.E.S. Fundamentos de dosagem de concreto para blocos estruturais. In: 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries. Florianópolis, Brasil. 21 a 24 de agosto de 1994. **Anais**. p.21-30.

TEICHERT, P.; LOICH, E. **Hormigón Proyectado**. Switzerland. Aliva td.S/A-Avegno. 1981.

VANDEWALLE, M. **Tunnelling the World.** Belgium. N. V. BEKAERT S. A. Zwevegem, 1990.

ZYNDA, S.G. Properties of sand-mix shotcrete. Shotcreting. ACI Publication SP-14. American Concrete Institute, Detroit, USA, 1966. **Proceedings**. p.155-64.

CAPÍTULO 4.

DOSAGEM DA FIBRA DE AÇO NO CONCRETO PROJETADO VIA SECA

CAPÍTULO 4. DOSAGEM DA FIBRA DE AÇO NO CONCRETO PROJETADO VIA SECA

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo da tese se objetiva parametrizar a tenacidade proporcionada pela fibra de aço quando atua como reforço no concreto projetado via seca, em função do tipo e do teor da fibra e da idade do concreto. Em paralelo se faz uma análise da sua influência nas propriedades mecânicas do material. A dosagem da fibra de aço vem a complementar a dosagem da matriz (Capítulo III) e não pode ser feita independentemente de suas características como será aqui demonstrado. Os métodos de ensaio utilizados para caracterização da matriz e do comportamento pós-fissuração seguiram as alterações propostas nos Capítulos I e II, respectivamente.

4.2 A FIBRA NO CONCRETO PROJETADO VIA SECA

A utilização do concreto projetado via seca precede o da via úmida o mesmo ocorreu com a utilização do reforço através de fibras de aço. Já no início da década de 70 ocorreram estudos em universidades americanas (Washington) e as primeiras aplicações práticas (KADEN, 1976). No início da década de 80, sua utilização já estava consolidada (HENAGER, 1981), e havia ainda uma grande preocupação quanto à questão da necessidade de utilização de equipamentos especiais, o que hoje não se mantém. Atualmente se considera, apenas a necessidade ou não de pequenas modificações no equipamento convencional (MORGAN, 1991), de modo a facilitar a sua aplicação e evitar entupimentos por embolamentos (ACI, 1984).

Nesta época, os primeiros estudos com enfoque científico de avaliação do comportamento do material foram publicados por MORGAN (1981) e RAMAKRISHNAM et al. (1981). Nestes estudos, além da avaliação das propriedades físicas e mecânicas, já havia a medição do comportamento do material pós fissuração da matriz. Tal comportamento é fundamental para a análise dos materiais de construção civil, onde se utiliza o reforço de fibras para matrizes frágeis (AGOPYAN, 1991) e se mantém para o concreto projetado. Nele "as fibras são incorporadas para melhorar sua resistência à fissuração, ductilidade, absorção de energia e resistência ao impacto" (MORGAN,

1991). Na Europa, ROBINS e AUSTIN (1985a; 1985b e 1986) realizaram trabalhos de avaliação do concreto projetado via seca com fibras de aço, com uma abordagem tecnológica e avaliando o emprego dos novos tipos de fibra da época.

Além das de aço, outros tipos de fibra podem ser utilizados no concreto projetado, como as de polipropileno (MORGAN et al. 1992). Tais fibras foram estudadas no Brasil e não apresentaram bons resultados, devido ao seu baixo módulo de elasticidade e por não se dispor do tipo fibrilado na época (ARMELIN e HAMASSAKI, 1990). Com isto, o desempenho da fibra no comportamento pós fissuração, normalmente medido aos 28 dias de idade, acaba prejudicado. Melhores resultados podem ser obtidos com a avaliação do material nas primeiras idades, quando o módulo de elasticidade do concreto ainda é baixo. Até mesmo fibras de amianto já tiveram sua aplicação analisada (no caso do processo de projeção por via úmida), sem apresentar um ganho apreciável no desempenho pós fissuração (BEAUPRÉ et al. 1991).

No Brasil, o estudo científico do concreto projetado com fibras de aço iniciou com o trabalho pioneiro de ARMELIN (1992a), abordando exclusivamente a via seca. Não foram publicados outros trabalhos abordando o tema.

O concreto projetado via seca ainda é muito utilizado no revestimento de túneis no Brasil. A sua substituição pelo de via úmida ocorre apenas para o revestimento secundário de túneis de grandes seções. Isto ocorre porque o equipamento de projeção por via seca é bem mais barato e versátil, no que se refere à aplicação: as máquinas de projeção de pequeno porte e a projeção manual possibilitam o acesso às regiões de difícil movimentação da frente de escavação. Tal fato realça a importância do trabalho de ARMELIN (1992a) e justifica a nova abordagem que se procurou realizar nesta tese. Cabe lembrar que o revestimento primário é aquele que sofre as maiores deformações e fissuração produzidas pela acomodação do maciço (ARMELIN et al., 1994) e é fundamental na garantia de segurança da obra na região de mais alto risco: a frente de escavação (CELESTINO, 1996).

A avaliação da fibra no concreto projetado via seca, adotando uma abordagem mais moderna no que se refere ao método de ensaio para determinação dos índices de tenacidade da ASTM C1018 (1994) e JSCE-SF4 (1984b) (CAPÍTULO II) é recente. Neste aspecto, ressalta-se o trabalho conduzido por BANTHIA et al. (1992), que avaliou, fundamentalmente, a influência da geometria da fibra nos índices de tenacidade. Não houve uma variação do seu teor, no sentido de se avaliar o consumo necessário para o atendimento dos índices de tenacidade como o recomendado por MORGAN (1995).

Este estudo foi realizado no Laboratório de Campo montado no Centro de Pesquisa e Desenvolvimento em Construção Civil (CPqDCC) da Escola Politécnica da

Universidade de São Paulo. O concreto projetado via seca permite esta situação pelo fato de seu equipamento ser de pequeno porte e as condições de moldagem serem facilitadas. Com isto, pode-se fixar mais facilmente as variáveis independentes no processo, uma vez que não está sujeito aos fatores condicionantes do andamento da obra. Para a obtenção de resultados confiáveis é fundamental o controle rigoroso das condições de projeção (FIGUEIREDO, 1992). No entanto, algumas condições ambientais, como a temperatura, vêm a afetar os resultados uma vez que o laboratório de campo ficou exposto.

Aqui se objetivou prioritariamente verificar a influência do teor de fibras de aço no índice de tenacidade, não se relevando a análise de propriedades importantes como a absorção de água por imersão e fervura, resistência mecânica, etc. alvo das especificações. Como a fibra é prioritariamente especificada em função do seu desempenho, o objetivo de sua dosagem é a obtenção do teor que garanta o atendimento aos requisitos impostos ao material (MORGAN, 1995).

Devido à grande utilização do concreto projetado via seca como revestimento primário procurou-se neste trabalho realizar, também, uma análise da evolução do comportamento do material desde as primeiras idades.

4.3 INFLUÊNCIA DO CONSUMO E DO TIPO DE FIBRA

4.3.1 Materiais

Neste estudo experimental da tese, foram utilizados quatro tipos diferentes de fibras de aço, as quais têm suas características apresentadas na Tabela 4.1. O fator de forma ali apresentado é definido pela relação entre o comprimento da fibra e o diâmetro do círculo com área equivalente à da seção transversal. A matriz de concreto foi fixada como constante, utilizando-se o traço em massa de 1 : 2,84 : 1,60 (cimento:areia:pedrisco), conforme o definido no Capítulo III. Os consumos aproximados de material por metro cúbico de concreto (estimando-se uma relação água/cimento de 0,4) foram os seguintes:

Cimento CP-V ARI-RS : 411kg/m^3

Areia: 1.167kg/m^3

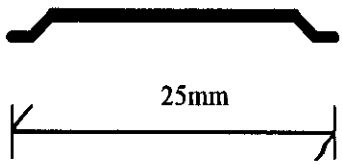
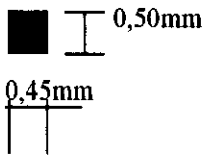
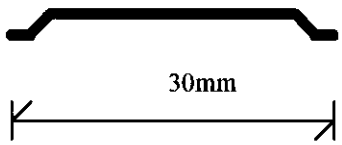
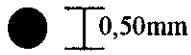
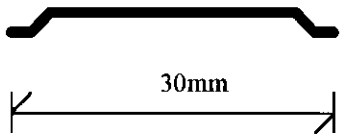
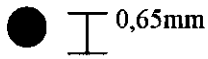
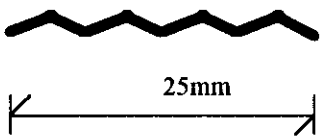
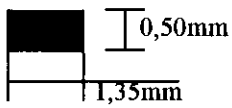
Pedrisco: 658kg/m^3

água: 164l/m^3

Aditivo acelerador de pega líquido a base de aluminato de potássio (2,0% estimado em relação à massa de cimento em toda as séries com exceção da F1a): 8,22

litros por m^3 de concreto. A caracterização dos materiais se encontra apresentada no Anexo IX.

TABELA 4.1: Características básicas das fibras analisadas.

FIBRA	FORMATO LONGITUDINAL	SEÇÃO TRANSVERSAL	FATOR DE FORMA
F1			46,7
F2			60,0
F3			46,2
F4			27,3

4.3.2 Metodologia

A moldagem das placas foi feita segundo o procedimento prescrito em NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados (ABNT, 1994), adotando-se o posicionamento do bico recomendado no Capítulo I.

As placas foram moldadas em séries por tipo de fibra. Para cada tipo de fibra foram moldadas duas placas por teor, sendo uma destinada ao ensaio de punção e outra à extração de testemunhos prismáticos para o ensaio de tração na flexão com deformação

controlada de acordo com o analisado no Capítulo II. Com isto, cada série foi composta por oito placas, que eram moldadas num só dia.

O equipamento de projeção por via seca utilizado foi uma máquina de projeção com rotor de câmaras produzida no Brasil, com capacidade de produção aproximada de cerca de três metros cúbicos de concreto por hora. O compressor de ar utilizado possuía capacidade de 350 litros/minuto e 0,7 MPa de pressão de ar. A alimentação de água foi feita através de uma bomba de água estacionária com pressão de 3,5 MPa e a mistura seca foi produzida em uma betoneira de 320 litros. Contou-se com sistema de umidificação duplo, com entrada de água convencional, junto ao bico, e pré-umidificação com injeção de água sob pressão. Todas as placas foram moldadas por um único mangoteiro. A pressão de ar utilizada foi de 0,45 MPa, constante para todas as placas e a pressão de água ficou em torno de 1,2 MPa com ajuste do mangoteiro junto ao bico de projeção para obtenção de uma consistência uniforme.

As fibras foram dosadas diretamente na betoneira, sendo misturadas em conjunto com os agregados de maneira a se obter uma melhor homogeneização do material. Em seguida foi adicionado o cimento para se completar a mistura. A quantidade total de material misturado foi tal que permitisse a moldagem de duas placas em conjunto e assim se evitasse diferenças de regulagem do equipamento. O aditivo acelerador de pega foi diluído, numa taxa constante, na água que alimentava a bomba de injeção no mangote. Esta taxa foi fixada em 57 gramas por litro de água, para 2% em relação à massa de cimento.

Além das placas moldadas com fibras, também foram moldadas outras duas com tela metálica, caracterizadas em conjunto na Tabela 4.2 A tela T1 possuía 4,5mm de diâmetro médio de fio e malha quadrada de abertura 15cm, enquanto a tela T2 possuía 5mm de diâmetro médio de fio e malha também quadrada com abertura de 10cm. O consumo de aço por metro cúbico de concreto da tela T1 foi de 15 kg/m^3 enquanto o consumo da tela T2 foi de 30 kg/m^3. Ambas as telas foram posicionadas de modo a se obter um desempenho ótimo, ou seja, permanecendo a 1 cm do fundo da placa no momento da punção, abaixo da linha neutra.

O concreto também foi caracterizado em suas propriedades físicas e mecânicas de acordo com proposto no Capítulo I. Como a moldagem das séries foi realizada em dias diferentes, controlou-se a temperatura ambiente e a umidade relativa no laboratório de campo com o auxílio de um termo-higrógrafo.

O concreto jovem teve controlada a sua consistência (Anexo VI) e a evolução da resistência inicial através dos penetrômetros de profundidade e energia constantes (Anexos I e II respectivamente) diretamente sobre a placa. O traço da mistura seca, do

concreto incorporado à placa e refletido foi obtido por reconstituição (NBR 13044 Concreto Projetado - Reconstituição de misturas recém projetadas) de amostras extraídas das placas e do material refletido. O controle da reflexão se deu apenas através dos traços obtidos por reconstituição (Anexo V).

O comportamento pós-fissuração e a tenacidade, mais relacionado com o papel da fibra (Capítulo II), foi controlado através dos ensaios de tração na flexão com deformação controlada em prismas (Anexo VII) e o de punção de placas (Anexo VIII) aos 28 dias de idade.

Com as extremidades dos prismas utilizados no ensaio de tração na flexão foram realizados os ensaios de determinação das propriedades relativas à porosidade (NBR 9778 Argamassa e Concreto Endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica) e da resistência à compressão (Anexo IV).

4.3.3 Variáveis independentes e intervenientes

Como variáveis independentes adotou-se o tipo e o teor de fibra empregado no concreto projetado. Vários fatores atuaram como variáveis intervenientes. Entre eles a temperatura e a umidade relativa, os quais foram controlados através de um termo-higrógrafo. Além disso, pequenas diferenças na regulagem do equipamento, produziam variações nas condições de umidificação e, consequentemente, na compactação do material.

Apenas a fibra F1 foi moldada em duas séries completas com dois teores diferentes de aditivo. As demais foram moldadas em uma única série com um teor de aditivo.

4.3.4 Variáveis dependentes

Da placa foi destinada ao ensaio de punção em placas (conforme descrito no Anexo VIII) foi obtida a curva de energia absorvida em função da deflexão. Dos primas extraídos da segunda placa para a realização de ensaios de tração na flexão com deformação controlada obtiveram-se as curvas de carga por deflexão que permitiram a determinação dos índices, relações e fatores de tenacidade segundo os critérios propostos pela ASTM C1018 (1994) e JCSE-SF4 (1984b). Além da determinação do índice de tenacidade, os corpos-de-prova prismáticos possibilitaram a determinação da resistência à compressão (Anexo IV) e os valores da absorção de água por imersão e fervura, do volume de vazios e da massa específica saturada e insaturada (NBR 9778).

4.3.5 Resultados

4.3.5.1 Consistência e reconstituição de traço

Os resultados obtidos para a consistência se encontram apresentados na Tabela 4.2 em conjunto com um painel geral das condições básicas de projeção, incluindo aí a temperatura ambiente e a umidade relativas médias medidas ao longo do dia de projeção no laboratório de campo.

Os resultados obtidos para a reconstituição de traço de todas as placas projetadas bem como das suas respectivas reflexões se encontram apresentados nas Tabelas 4.12 e 4.13.

TABELA 4.2: Valores medidos para os traços de entrada do concreto projetado.

FIBRA E TELA	TEOR (kg/m^3)	PLACAS	CONSISTÊNCIA (MPa)	TEMPERATURA AMBIENTE (°C)	UMIDADE RELATIVA (%)
F1a	20	155 e 156	5,6	-	-
	40	157 e 158	5,8		
	60	159 e 160	5,2		
	80	161 e 162	4,9		
F1b	20	166 e 167	6,0	33	38
	40	168 e 169	6,4		
	60	170 e 171	4,8		
	80	172 e 173	6,7		
F2	20	174 e 175	6,0	20	90
	40	176 e 177	5,3		
	60	178 e 179	6,7		
	80	180 e 181	7,4		
F3	20	182 e 183	6,2	27	63
	40	184 e 185	5,7		
	60	186 e 187	5,7		
	80	188 e 189	5,5		
F4	20	191 e 192	5,3	27	51
	40	193 e 194	5,2		
	60	195 e 196	3,8		
	80	197 e 198	5,0		
Tela T1	15	205	3,8	18	84
Tela T2	30	206	3,6	18	84

4.3.5.2 Resistência inicial

A resistência inicial foi acompanhada através dos penetrômetros de profundidade constante e de energia constante, segundo a metodologia apresentada nos Anexos I e II. Os resultados obtidos para cada uma das séries se encontram apresentados nas Figuras 4.1 a 4.5. Na Figura 4.6 estão apresentados os resultados médios obtidos em todas as séries.

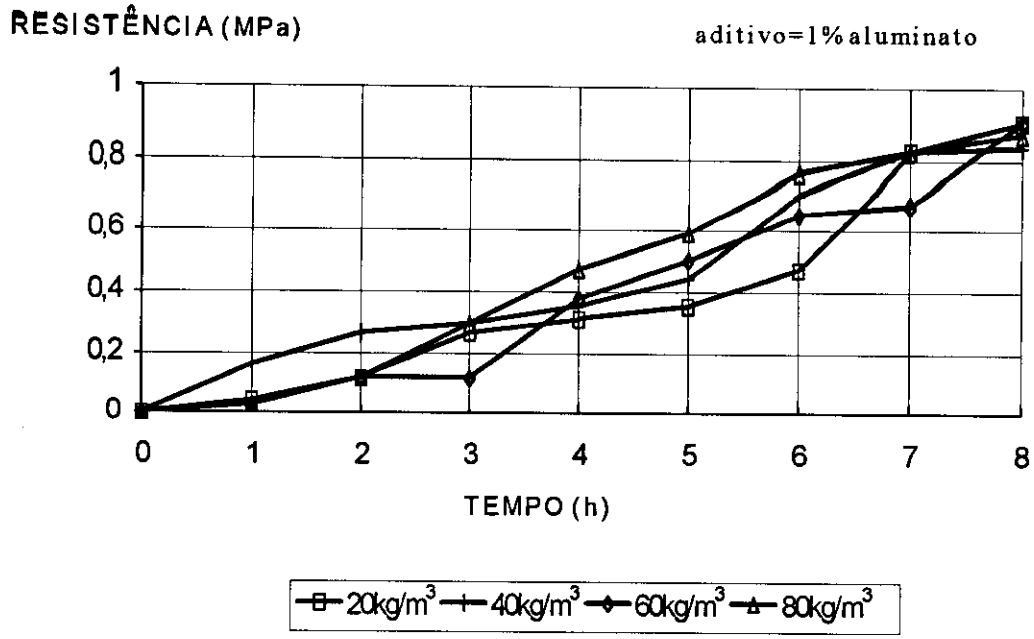


FIGURA 4.1: Evolução da resistência inicial para as placas moldadas com a Fibra F1a.

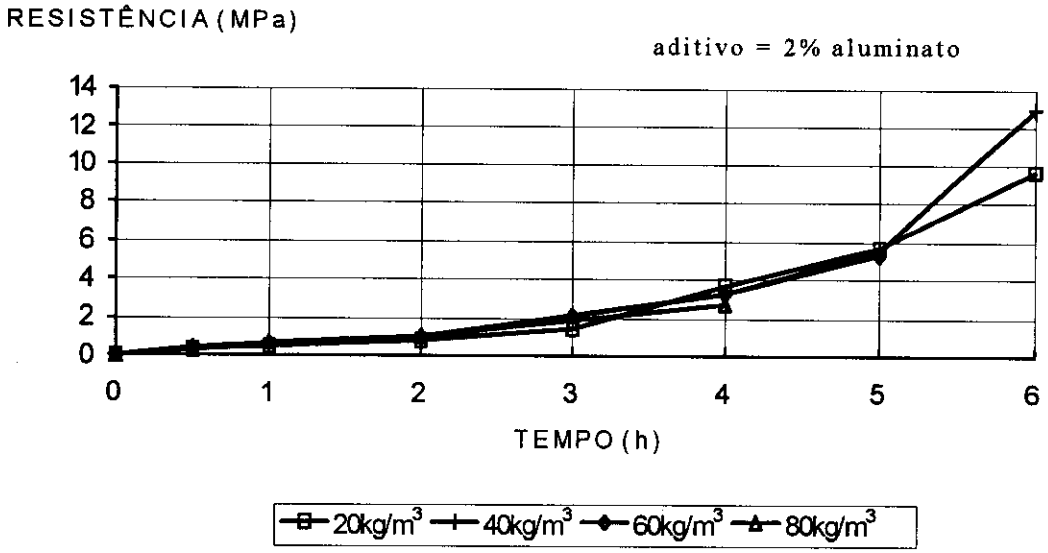


FIGURA 4.2: Evolução da resistência inicial para as placas moldadas com a Fibra F1b.

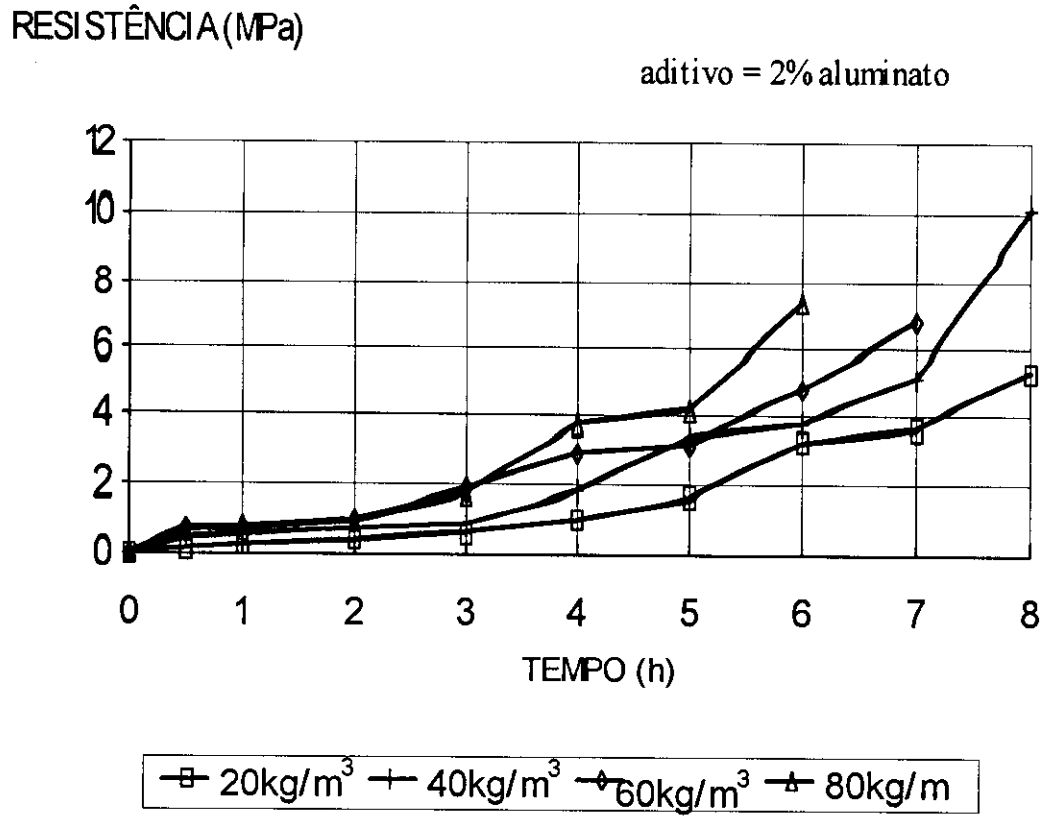


FIGURA 4.3: Evolução da resistência inicial para as placas moldadas com a Fibra F2.

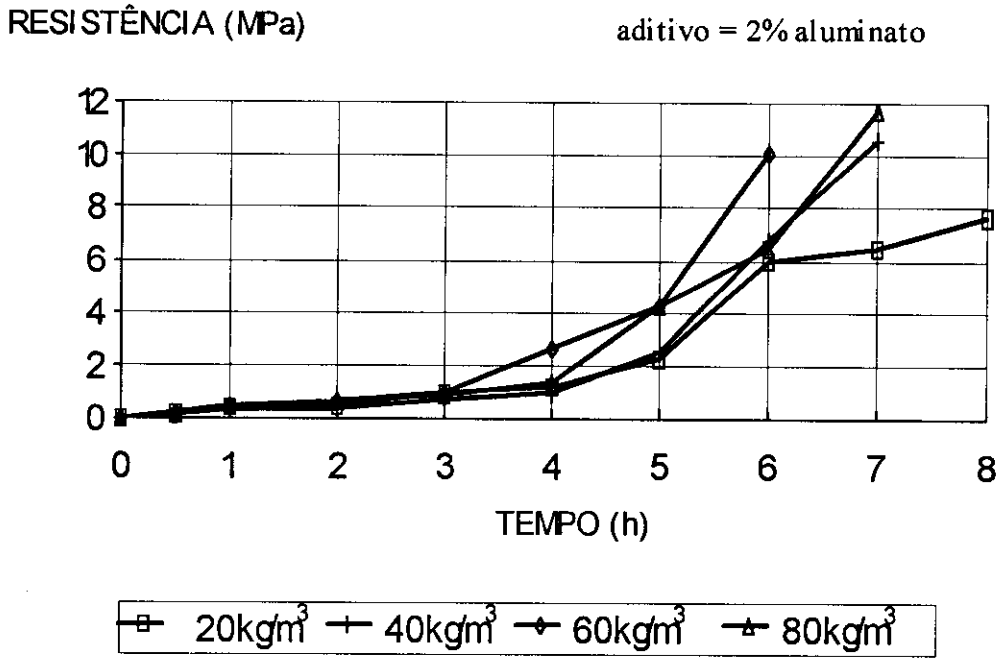


FIGURA 4.4: Evolução da resistência inicial para as placas moldadas com a Fibra F3.

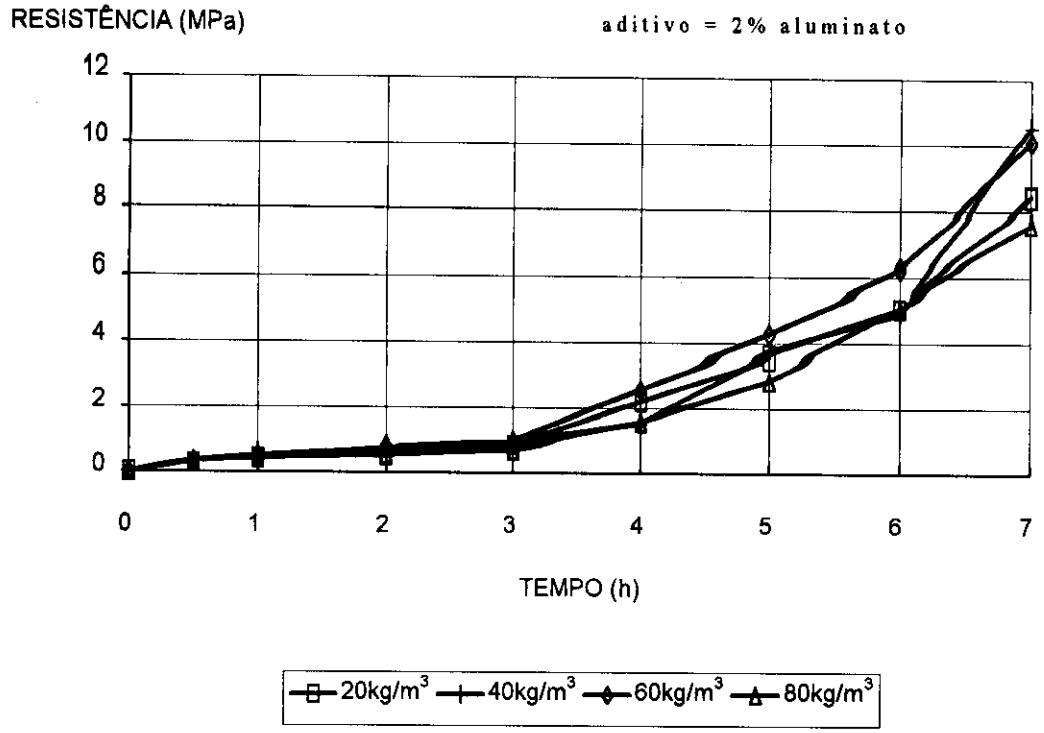


FIGURA 4.5: Evolução da resistência inicial para as placas moldadas com a Fibra F4.

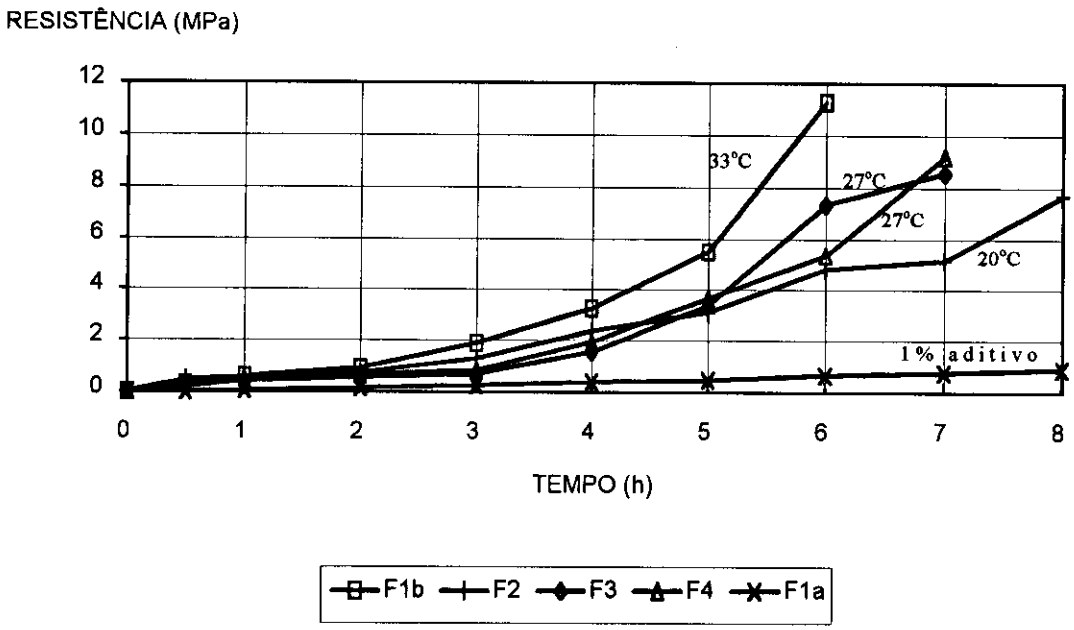


FIGURA 4.6: Evolução da resistência inicial para a todas as fibras.

4.3.5.3 Propriedades físicas e mecânicas

Na Tabela 4.3 se encontram apresentados os resultados de resistência à compressão e tração na flexão obtidas com a utilização das fibras. Os valores de resistência à compressão foram obtidos a partir das extremidades dos testemunhos prismáticos, conforme a metodologia apresentada no Anexo IV. Os valores foram corrigidos em 6,5% conforme os resultados apresentados no CAPÍTULO V para a correlação entre corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos.

Na Tabela 4.3 se encontram apresentados, também, os valores do número de fibras na seção de ruptura, obtidos através de contagem simples na seção de ruptura.

TABELA 4.3: Resumo dos resultados obtidos para resistência à compressão e tração na flexão aos 28 dias de idade para todas as fibras.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m^3)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (MPa)	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO (MPa)	Nº DE FIBRAS NA SEÇÃO DE RUPTURA
F1a	20	44,8±3,8	7,7±2,1	
	40	45,2±4,0	7,4±0,8	
	60	47,2±2,1	8,7±2,6	
	80	54,2±0,8	8,3±0,6	
F1b	20	31,3±3,2	6,0±1,2	33,8±9,0
	40	36,2±2,1	6,7±0,8	57,3±7,7
	60	35,5±1,7	6,5±1,2	70,3±11,7
	80	44,1±5,2	6,1±0,5	76,0±6,7
F2	20	27,1±1,9	7,7±0,7	48,8±2,5
	40	37,0±2,8	7,2±1,2	84,5±3,6
	60	34,7±0,7	7,4±0,2	110,5±13,8
	80	41,0±1,6	8,4±1,2	157,0±12,2
F3	20	36,5±5,3	8,0±0,5	25,8±7,0
	40	48,9±3,7	8,0±1,0	49,8±5,2
	60	42,8±1,5	7,3±0,6	70,5±5,9
	80	44,6±1,4	9,0±0,8	95,8±8,2
F4	20	39,2±1,9	8,4±1,7	10,3±3,1
	40	37,9±2,4	8,1±0,5	21,8±5,5
	60	34,9±7,0	7,3±1,5	28,0±4,2
	80	33,1±5,9	8,8±1,0	39,5±8,6

Na Tabela 4.4 se encontram resumidos os resultados obtidos na análise da porosidade do material, quais sejam a absorção de água por imersão e fervura, volume de vazios e massa específica (NBR 9778).

TABELA 4.4: Resumo dos resultados de absorção de água, volume de vazios permeáveis e massa específica para todas as fibras.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m^3)	ABSORÇÃO POR IMERSÃO E FERVURA (%)	VOLUME DE VAZIOS PERMEÁVEIS (%)	MASSA ESPECÍFICA (kg/dm^3)
F1b	20	5,2±0,6	11,1±1,1	2,3±0,1
	40	6,1±0,1	13,2±0,1	2,3±0,1
	60	6,1±0,1	13,2±0,2	2,3±0,1
	80	6,2±0,2	13,3±0,2	2,3±0,1
F2	20	7,6±1,0	15,9±1,8	2,3±0,0
	40	5,9±0,8	12,5±1,6	2,3±0,0
	60	5,6±0,7	11,8±1,2	2,2±0,1
	80	5,1±0,4	11,1±0,9	2,3±0,1
F3	20	5,6±0,4	12,2±0,9	2,3±0,1
	40	6,4±0,7	14,2±1,4	2,4±0,0
	60	5,0±0,4	11,3±0,7	2,4±0,1
	80	6,2±0,2	13,7±0,4	2,4±0,0
F4	20	5,5±0,2	12,2±0,5	2,4±0,0
	40	6,6±0,5	14,3±1,1	2,4±0,1
	60	6,0±0,5	13,2±0,9	2,3±0,0
	80	6,6±0,7	14,3±1,5	2,4±0,1

4.3.5.4 Tenacidade em prismas

As curvas de carga por deflexão, obtidas através do método de ensaio descrito no Anexo VI, obtidas neste estudo se encontram apresentadas nas Figuras 4.7 a 4.11 Não se tratam de curvas médias, mas sim de alguns exemplos mostrados com finalidade ilustrativa.

Na Tabela 4.5 estão apresentados os resultados dos índices de tenacidade obtidos com o material segundo os critérios recomendados pela norma ASTM C1018 (1994). Em conjunto estão apresentados os valores obtidos para os fatores de tenacidade, obtidos segundo o critério recomendado pela norma JSCE-SF4 (1984b).

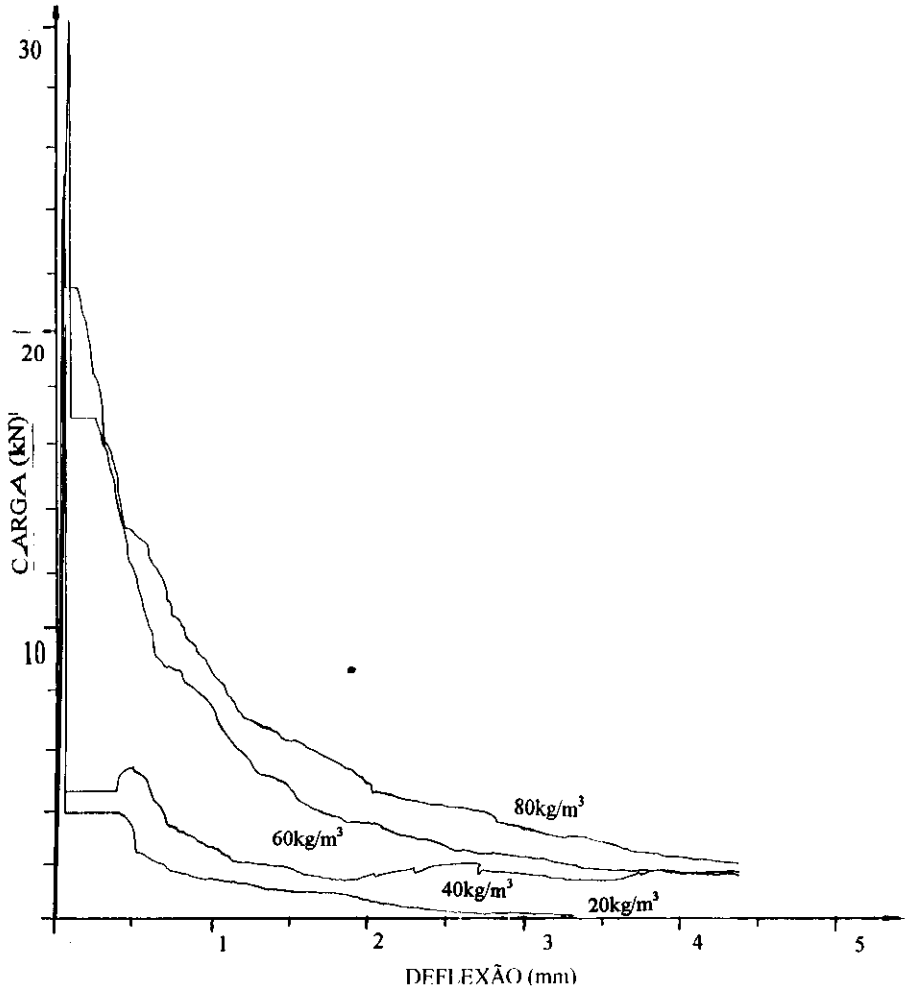


FIGURA 4.7: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F1a.

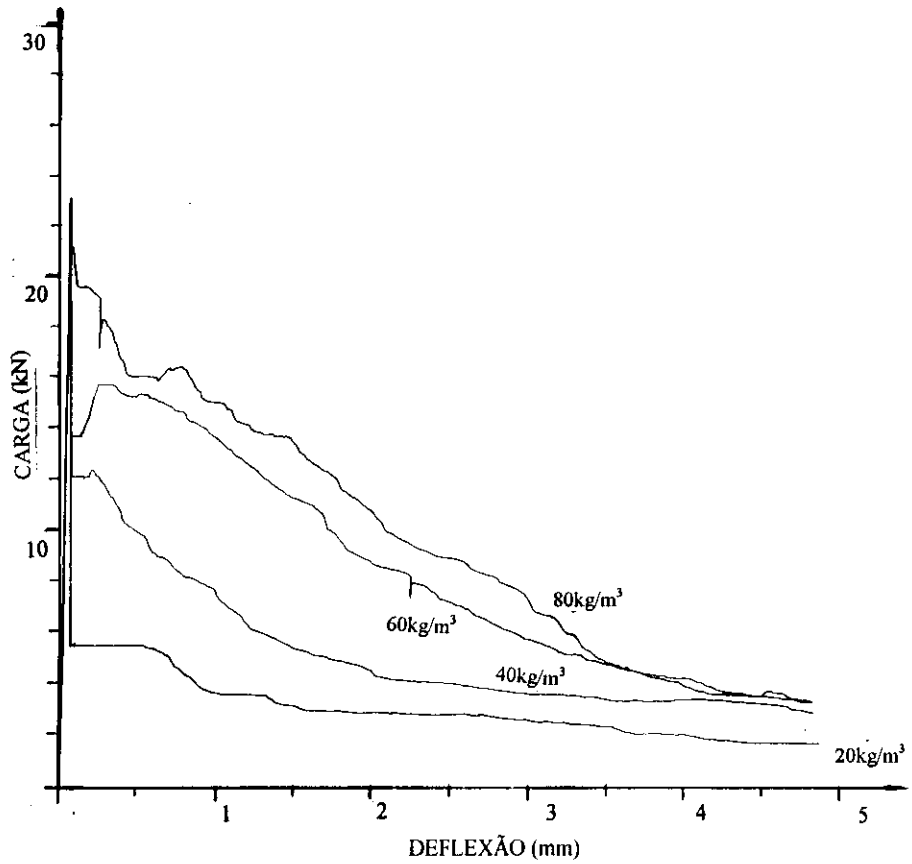


FIGURA 4.8: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F1b.

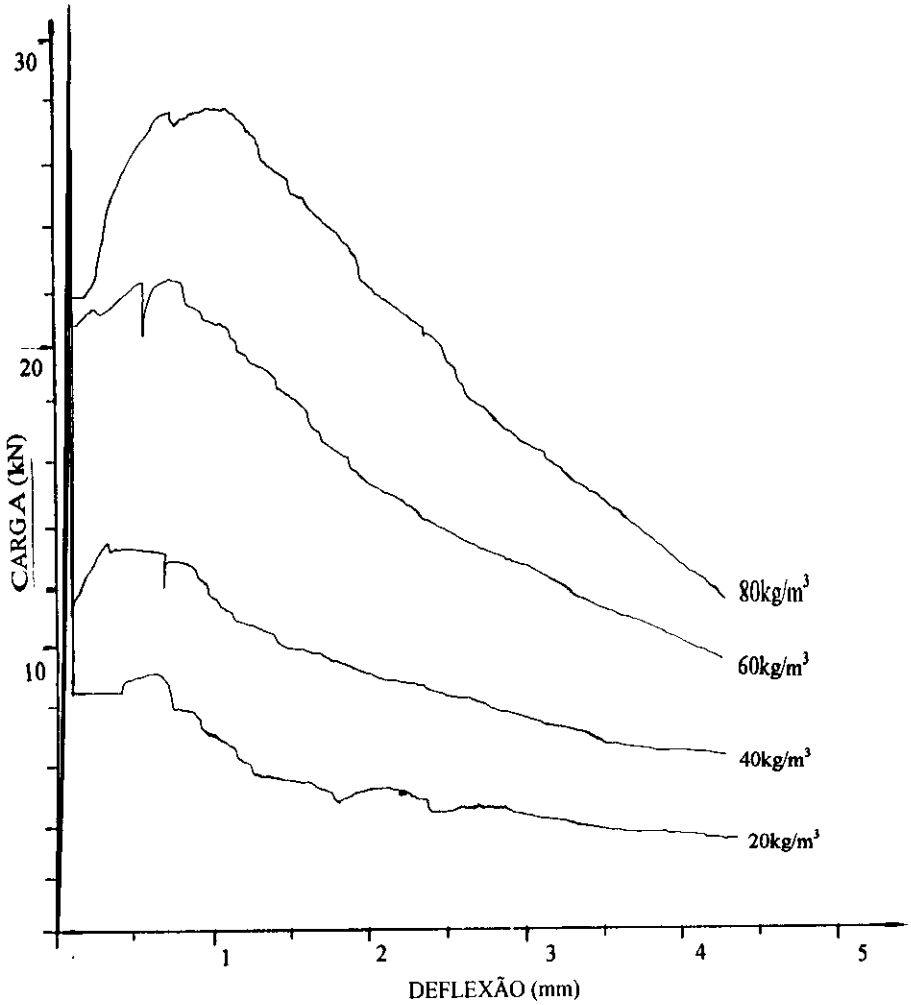


FIGURA 4.9: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F2.

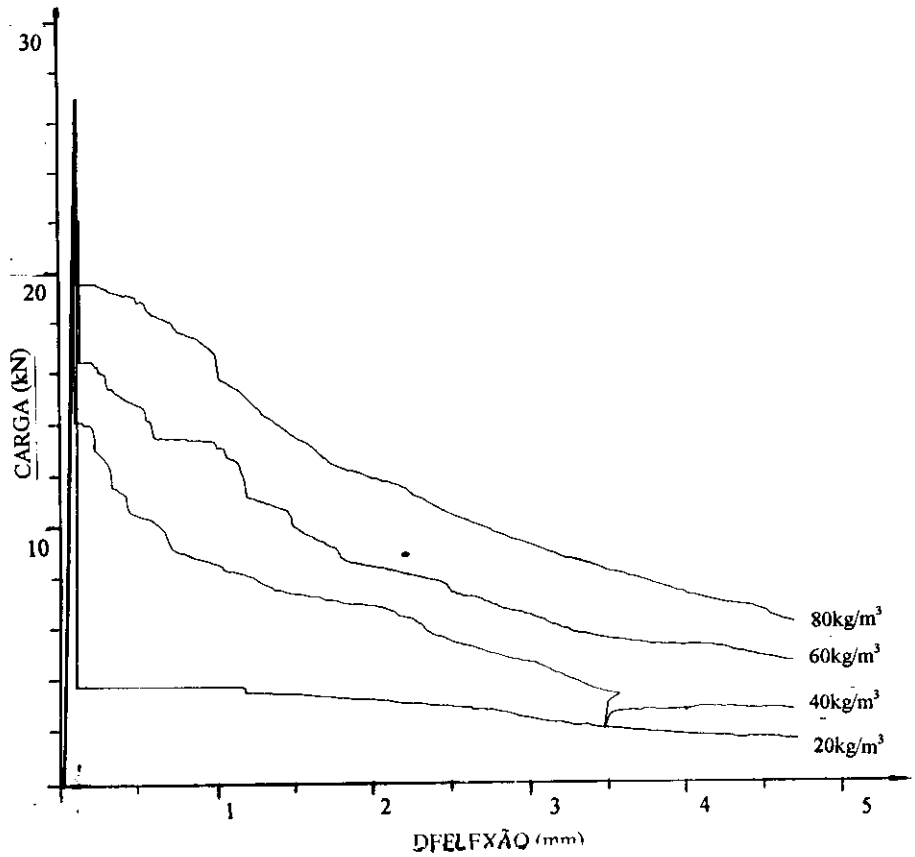


FIGURA 4.10: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F3.

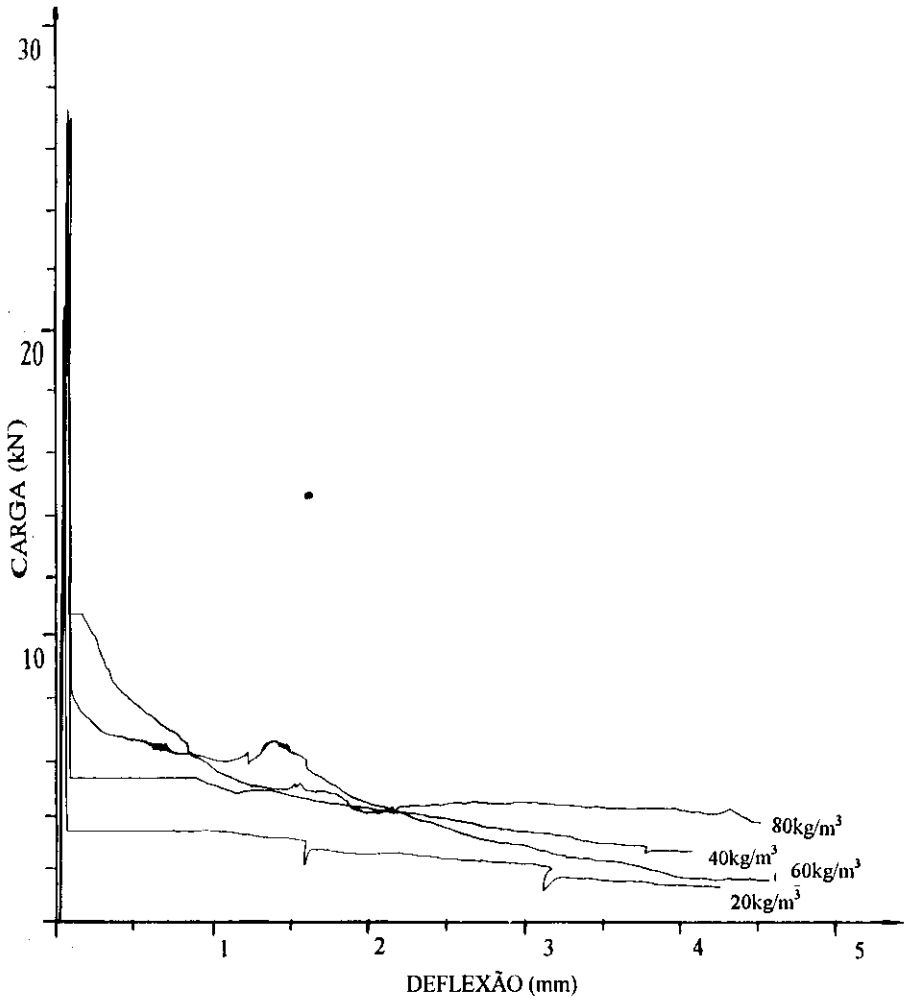


FIGURA 4.11: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F4.

A partir dos resultados obtidos para os índices de tenacidade, que estão listados na Tabela 4.5, foi possível determinar as relações de tenacidade (ASTM C1018, 1994) conforme a seguinte equação:

$$R_{a,b} = \frac{100}{b-a} *(I_b - I_a)$$

onde,

$R_{a,b}$ = relação de tenacidade entre os índices com referência "a" e "b".

I_b e I_a = índices de tenacidade com referência "a" e "b".

Como exemplo apresenta-se abaixo o caso específico do cálculo de $R_{10,30}$:

$$R_{10,30} = \frac{100}{30-10} *(I_{30} - I_{10}) = 5 * (I_{30} - I_{10})$$

TABELA 4.5: Resumo dos resultados de índices de tenacidade obtidos.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m^3)	ÍNDICES DE TENACIDADE (ASTM C1018)				FATOR DE TENACI. NA FLEXÃO (MPa) JSCE-SF4
		I_5	I_{10}	I_{20}	I_{30}	
F1a	20	1,4±0,3	1,8±0,7	2,4±1,1	2,8±1,3	0,6±0,1
	40	2,1±0,4	3,4±0,7	5,2±0,8	6,3±0,8	1,5±0,3
	60	3,0±0,2	4,9±0,5	7,6±1,1	9,5±1,6	2,7±0,3
	80	3,5±0,2	5,8±0,6	8,8±1,0	10,9±1,5	2,8±0,2
F1b	20	2,4±0,6	4,0±1,3	6,8±2,5	9,1±3,7	1,7±0,7
	40	2,8±0,4	4,9±0,9	8,3±1,8	10,9±2,5	2,5±0,4
	60	3,2±0,4	5,8±0,7	10,9±1,4	15,8±2,2	3,1±0,6
	80	3,3±0,4	6,0±0,6	10,8±1,2	14,9±1,4	3,7±0,7
F2	20	1,8±0,2	2,7±0,3	4,6±0,7	6,3±1,0	1,8±0,3
	40	2,6±0,3	4,5±0,7	8,5±1,5	12,3±2,5	3,3±0,4
	60	3,7±0,5	7,0±1,1	13,6±2,5	19,5±3,9	4,8±0,7
	80	3,8±0,4	7,3±0,9	14,3±2,3	20,8±3,9	6,1±0,9
F3	20	1,7±0,1	2,5±0,1	4,1±0,3	5,7±0,3	1,5±2,8
	40	2,7±0,2	4,8±0,5	8,5±0,9	11,6±1,4	3,3±0,6
	60	3,2±0,3	5,7±0,9	10,5±2,1	15,0±3,2	3,9±0,5
	80	3,2±0,3	5,8±0,8	10,6±1,7	14,9±2,5	4,7±0,2
F4	20	1,4±0,2	2,0±0,4	3,0±0,9	4,1±1,4	1,2±0,4
	40	2,0±0,3	3,3±0,6	5,7±1,2	8,0±1,7	2,3±0,4
	60	2,4±0,4	4,0±0,8	6,8±1,4	9,2±1,8	2,3±0,5
	80	2,6±0,3	4,4±0,6	7,4±1,3	10,0±1,9	3,1±0,7

Os resultados obtidos com este cálculo se encontram apresentados na Tabela 4.6.

TABELA 4.6: Resultados obtidos para as relações de tenacidade.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m^3)	RELAÇÕES DE TENACIDADE (ASTM C1018) R_{5-10}	R_{10-20}	R_{10-30}
F1a	20	8,9	5,9	5,1
	40	24,5	18,0	14,6
	60	38,5	27,0	22,7
	80	45,5	29,9	25,6
F1b	20	32,1	28,4	25,9
	40	41,8	33,5	29,8
	60	53,0	51,3	49,9
	80	55,5	44,7	44,4
F2	20	18,7	19,1	18,1
	40	39,8	39,9	38,7
	60	66,2	66,0	62,5
	80	70,4	70,4	67,8
F3	20	16,3	16,2	15,9
	40	41,2	36,7	34,0
	60	51,0	47,5	46,0
	80	52,1	48,8	45,9
F4	20	10,7	10,7	10,5
	40	25,9	23,9	23,4
	60	33,1	27,7	25,9
	80	35,3	30,3	28,2

4.3.5.5 Tenacidade em placas

Além dos ensaios de tenacidade e caracterização do material, apresentados nos itens anteriores, também foram realizados ensaios de punção de placas, de modo a se obter uma avaliação comparativa de desempenho entre as fibras, nos diversos teores, e as telas metálicas.

Os resultados são aqui apresentados como uma curva de absorção de energia até um deslocamento de 7mm. Este ensaio foi modificado em relação ao proposto pela EFNARC (1996) de acordo com o discutido no Capítulo II e apresentado no Anexo VIII.

Todas as placas foram ensaiadas utilizando-se o mesmo sistema de apoio. Foram ensaiadas duas placas com tela metálica posicionadas a 1cm da base (Tabela 4.2). Os resultados se encontram apresentados nos gráficos das Figuras 4.12 a 4.16.

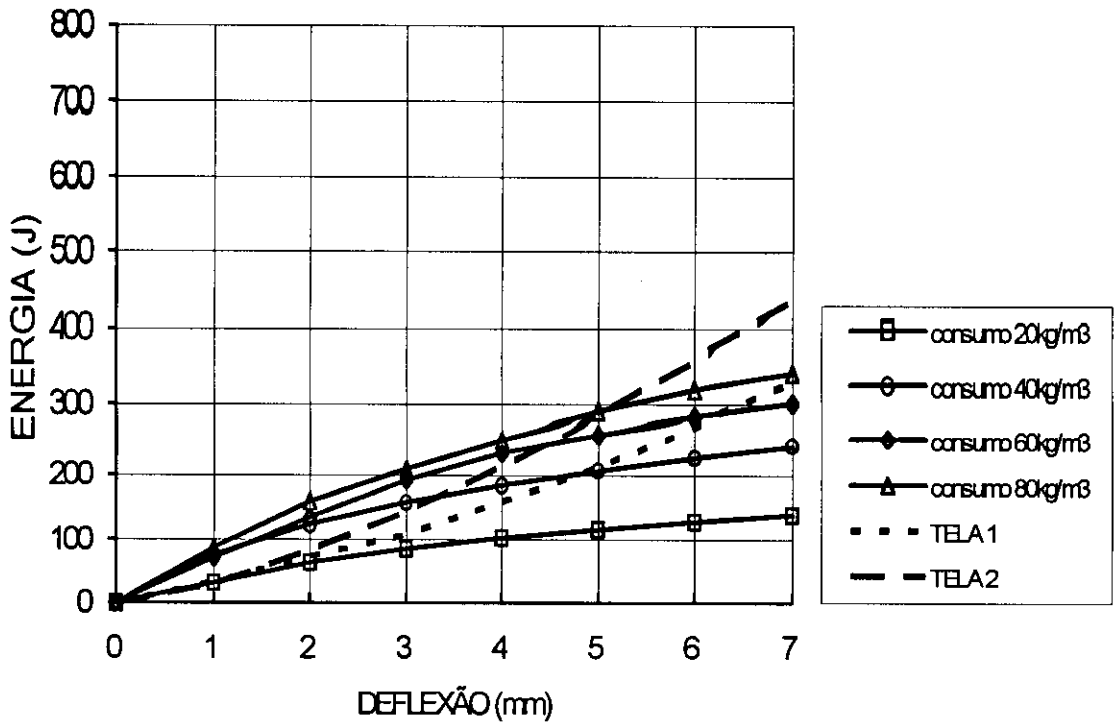


FIGURA 4.12: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F1a.

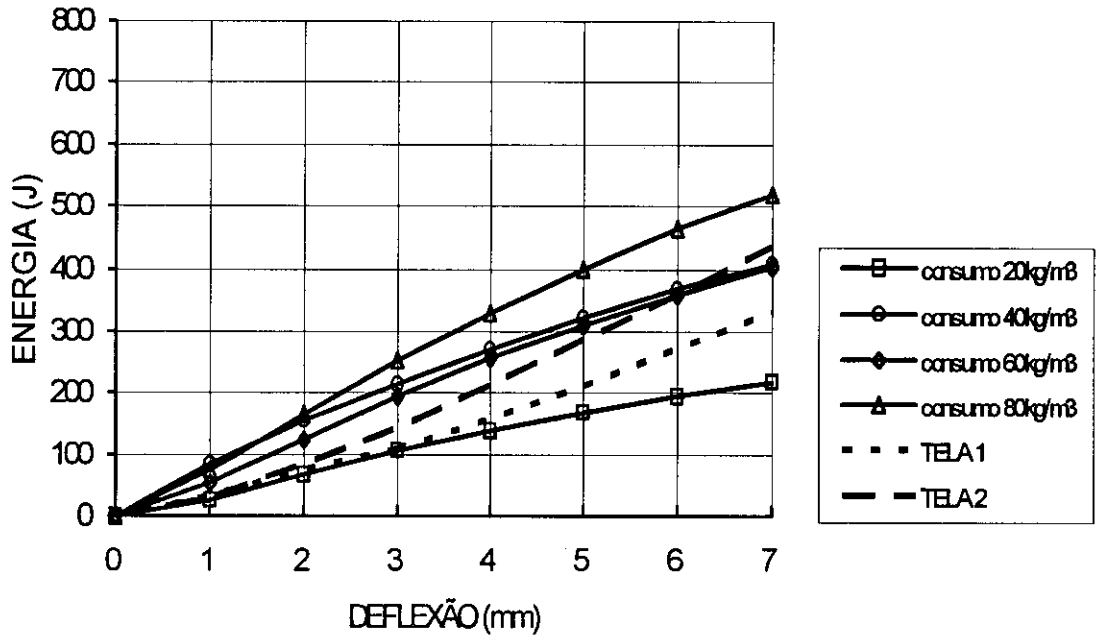


FIGURA 4.13: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F1b.

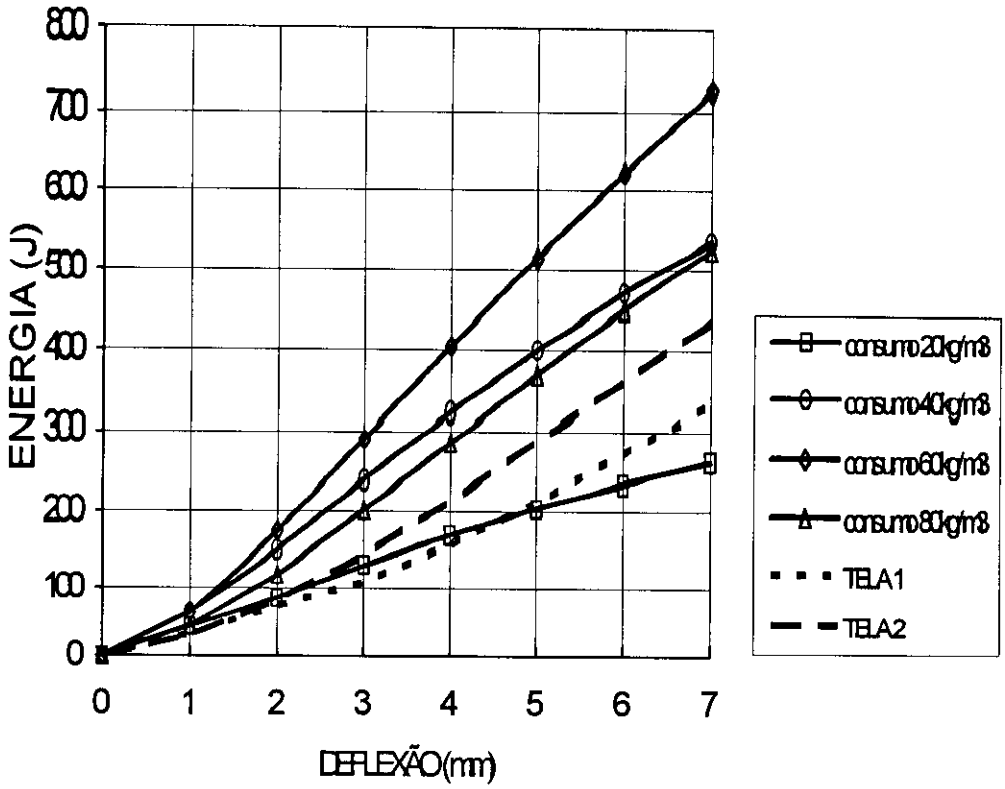


FIGURA 4.14: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F2.

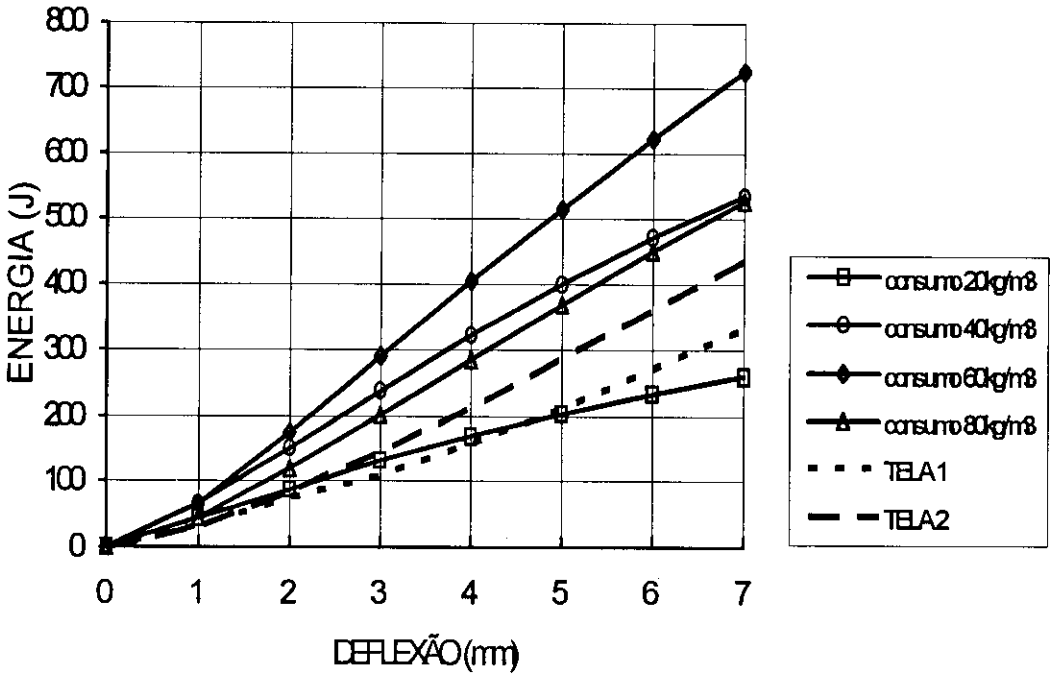


FIGURA 4.15: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F3.

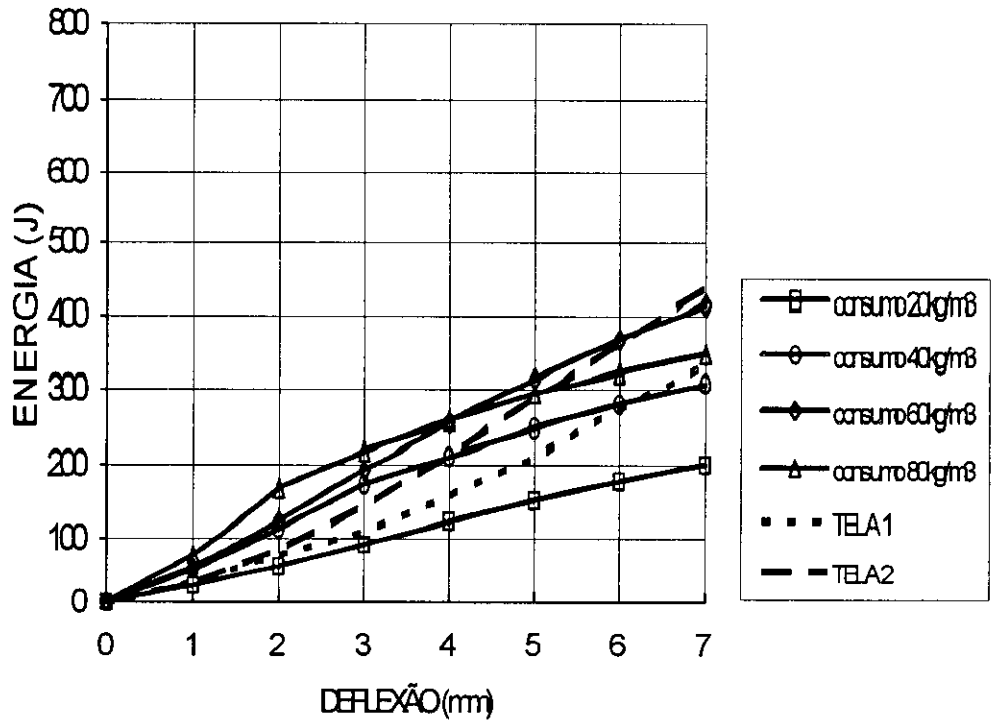


FIGURA 4.16: Absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F4.

4.3.6 Análise dos resultados

4.3.6.1 Consistência

Nota-se que a consistência permaneceu em um nível constante em torno de 5,5±0,9MPa, medida segundo o método descrito no Anexo VI. Ficou um pouco acima do nível de consistência esperado para um concreto projetado não aditivado, devido ao efeito do aditivo acelerador (CAPÍTULO III).

4.3.6.2 Resistência inicial

Observa-se pelos gráficos das Figuras 4.1 a 4.6 uma nítida diferença de desempenho entre a fibra F1a e as demais. Isto advém, obviamente, do menor teor de aditivo utilizado nesta série (1% em relação à massa de cimento). As demais fibras demonstraram uma ligeira variação de resultados associados à variação da temperatura ambiente, uma vez que, as maiores velocidades de endurecimento foram obtidas em dias mais quentes. As

séries das fibras F3 e F4 apresentaram resultado muito semelhante devido às temperaturas médias dos dias terem sido as mesmas.

Pelo método utilizado (penetrômetro) não se pode concluir se as fibras não produziram diferenças significativas na resistência inicial do material, uma vez que não avalia o conjunto (compósito) como um todo. No caso de se avaliar a resistência por compressão direta de testemunhos poderia haver um aumento da capacidade portante pelo fato da fibra poder trabalhar como ponte de transferência de tensão nas fissuras, o que deverá ser avaliado em futuros estudos.

As pequenas diferenças apresentadas nos gráficos das Figuras 4.1 a 4.6 podem ser creditadas à variação térmica diária, o que afetou diretamente a matriz, uma vez que as placas foram moldadas na ordem correspondente ao crescimento do teor da fibra. Assim, as placas com 20 kg de fibra por m^3 de concreto foram moldadas no início da manhã enquanto a de 80 kg acabou por ser moldada no final da manhã ou início da tarde. Com isso o desempenho do concreto com relação à resistência inicial parece aumentar com o teor de fibra.

Pode-se constatar pelo gráfico da Figura 4.6 que em todas as séries foi atendida a exigência de 5 MPa a 6 horas de idade do concreto, correspondendo ao critério austríaco (ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN, 1990) à curva J3.

4.3.6.3 Propriedades físicas e mecânicas

Na análise de resultados de resistência à compressão e tração na flexão não ocorreu qualquer influência produzida pelo teor de fibra nestas propriedades. Isto se deve ao fato das fibras não interferirem no nível de porosidade do material, como se pode observar pelos resultados apresentados na Tabela 4.3, o que acabou por não prejudicar a resistência à compressão do concreto. Por outro lado, como os teores utilizados estão abaixo do volume crítico não houve aumento na resistência à tração na flexão do material.

As variações de resistência mecânica estão associadas ao maior ou menor ganho de resistência inicial e/ou porosidade.

Pode-se concluir que o concreto projetado com fibras de aço não tem as suas propriedades físicas e mecânicas alteradas em função do consumo de fibras, numa confirmação dos resultados anteriormente obtidos por ARMELIN e HELENE (1995). A única exceção ocorreu com a fibra F4.

4.3.6.4 Tenacidade em prismas

As curvas de carga por deflexão obtidas neste estudo foram muito semelhantes àquelas obtidas por BANTHIA et al. (1992). Os índices de tenacidade obtidos através do método proposto pela ASTM apresentaram uma boa correlação com o consumo de fibra da mistura, qualquer que seja a fibra analisada. Ao contrário do que ocorreu com os resultados obtidos para a via úmida (CAPÍTULO V), não houve uma boa aderência ao modelo linear (FIGUEIREDO e HELENE, 1996a). Devido ao fenômeno da reflexão ser mais intensa para a via seca, ocorre uma maior perda de fibras durante o processo de projeção, a qual é tão maior quanto maior for a dosagem de fibra na mistura seca.

No entanto pôde-se estabelecer, pelo método dos mínimos quadrados uma correspondência entre os índices de tenacidade e o teor de fibra dosado ao concreto, a partir do seguinte modelo:

$$I_a = \frac{A}{(0,1*CF)^{-1/2}} + 1$$

$$B$$

onde,

I_a = Índice de tenacidade com referência "a";

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção;

À medida que se aumentou o consumo de fibra não se obteve um ganho de desempenho proporcional quanto à tenacidade. A adoção de tal modelo se justifica por representar o caráter assintótico da curva de tenacidade em função do consumo de fibra. Além disso, este modelo fornece o valor unitário para o consumo nulo de fibra, conforme o esperado pelo modelo teórico.

Na Tabela 4.7 pode-se observar os valores obtidos para as constantes "A" e "B", bem como os valores do coeficiente de correlação. Estas correlações podem ser observadas nas Figuras 4.17 a 4.21.

As relações de tenacidade apresentaram uma certa constância com o tipo de fibra da mesma forma como ocorreu para a via úmida (CAPÍTULO V), onde os valores de $R_{a.b}$, quaisquer que sejam os valores de "a" e de "b". A série F1a, apresentou a maior variação para os valores de relação de tenacidade. Tal fato pode ser atribuído à elevada resistência mecânica da matriz que induziu o compósito a um comportamento típico de amolecimento, com a ruptura de algumas fibras, o que foi constatado visualmente. Como são produtos dos índices de tenacidade, também acabaram por apresentar uma boa correlação com o seguinte modelo:

$$R_{a.b} = \frac{A}{B^{(0,1*CF)^{-1/2}}}$$

onde,

$R_{a.b}$ = relação de tenacidade entre os índices com referência "a" e "b".

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção;

As mudanças deste modelo foram adotadas para que o mesmo fornecesse o valor nulo quando da não utilização da fibra, conforme o esperado teoricamente. Os resultados obtidos com as correlações estão apresentados na Tabela 4.8. Estas correlações podem ser observadas nos gráficos apresentados nas Figuras 4.22 a 4.26, individualmente para cada fibra, e na Figura 4.27 onde as correlações estão apresentadas em conjunto para todas as fibras.

O fator de tenacidade determinado pelo método da JSCE-SF4 (1984b) apresentou excelente correlação com o consumo de fibra, pois o mesmo não é afetado tão intensamente pela parcela de energia resiliente. O modelo utilizado para a regressão linear das relações de tenacidade da ASTM C1018 foi mantido conforme a seguinte equação:

$$FT = \frac{A}{(0,1*CF)^{-1/2}} \quad B$$

onde,

FT = fator de tenacidade obtido segundo o método JSCE-SF4 (MPa).

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção;

Os resultados obtidos com as correlações pelo método dos mínimos quadrados estão apresentados na Tabela 4.9.

Da mesma forma com que foram tratados os índices da ASTM (1994), estas curvas foram colocadas em conjunto no gráfico da Figura 4.28 para as séries F1a e F1b. de maneira a facilitar a visualização da correlação. Observa-se que o ganho de desempenho da fibra F1b é maior para os baixos teores. Isto pode ser explicado pela maior região de instabilidade pós pico apresentada pela série F1a. Esta série, de maior resistência mecânica, apresenta um grande nível de tensão transferido para a fibra no momento da ruptura. Neste instante ocorre um deslizamento da fibra em relação à matriz, que reduz o nível de energia absorvido pelo compósito após a fissuração da mesma. Com o aumento do teor de fibra há uma redução do nível de tensão que cada fibra recebe após a fissuração e minimiza o escorregamento. Isto acaba por aproximar o nível de desempenho das duas séries para os maiores teores. Soma-se a isso o fato de se ter uma grande elevação da linha neutra (no caso da fibra F1b) com grande acomodação plástica do trecho comprimido da parte superior do corpo-de-prova, conforme o modelo proposto por ARMELIN e BANTHIA (a ser publicado). Com isto, o concreto de menor resistência acaba por apresentar um elevado nível de deformação da matriz na borda comprimida, que reduz a energia absorvida após a fissuração, quando da utilização de elevados teores.

Nos gráficos apresentados na Figura 4.29, comprovasse a grande influência do fator de forma da fibra. Quanto maior ele for, maior será a energia consumida após a fissuração da matriz, conforme já havia apontado BANTHIA et al. (1992). Fibras de menor fator de forma, como é o caso da fibra F4, irão demandar um teor maior para igualar o comportamento de fibras de elevado fator de forma, como é o caso da F2 e F3.

Na Figura 4.30 se encontram apresentadas as curvas de correlação obtidas para todas as fibras em conjunto. Com exceção da fibra F1a, constata-se uma forte dependência entre o nível de desempenho e o fator de forma da fibra de aço.

Ao contrário da via úmida, aqui se tem a vantagem do fator de forma não prejudicar a trabalhabilidade do material que alimenta a máquina de projeção. Com isto, não há o risco de entupimentos ou grande redução da velocidade de carreamento do material, no caso do equipamento não apresentar restrições de fluxo e estar em boas condições de manutenção.

TABELA 4.7: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os índices de tenacidade da ASTM C1018.

FIBRA	CORRELAÇÕES DO ÍNDICE DE TENACIDADE (ASTM C1018)			
	ÍNDICE	CONSTANTE "A"	CONSTANTE "B"	r^2
F1a	I_5	16,2	192,5	0,996
	I_{10}	30,8	171,2	0,998
	I_{20}	48,0	143,0	0,995
	I_{30}	60,6	140,0	0,995
F1b	I_5	3,9	4,3	0,984
	I_{10}	8,5	4,5	0,984
	I_{20}	17,6	4,9	0,933
	I_{30}	26,3	5,5	0,868
F2	I_5	11,1	41,7	0,980
	I_{10}	26,3	48,8	0,982
	I_{20}	55,1	48,0	0,984
	I_{30}	82,5	48,8	0,988
F3	I_5	8,3	30,6	0,958
	I_{10}	18,4	31,4	0,952
	I_{20}	35,5	28,9	0,957
	I_{30}	49,2	25,8	0,964
F4	I_5	7,0	54,8	0,993
	I_{10}	12,5	33,9	0,990
	I_{20}	22,7	29,0	0,976
	I_{30}	28,8	21,7	0,966

TABELA 4.8: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para as relações de tenacidade da ASTM C1018.

FIBRA	CORRELAÇÕES DAS RELAÇÕES DE TENACIDADE (ASTM C1018)		
	CONSTANTE "A"	CONSTANTE "B"	r^2
F1a	186,7	112,0	0,880
F1b	90,9	5,4	0,753
F2	288,5	48,6	0,986
F3	174,4	27,0	0,953
F4	101,8	22,6	0,936

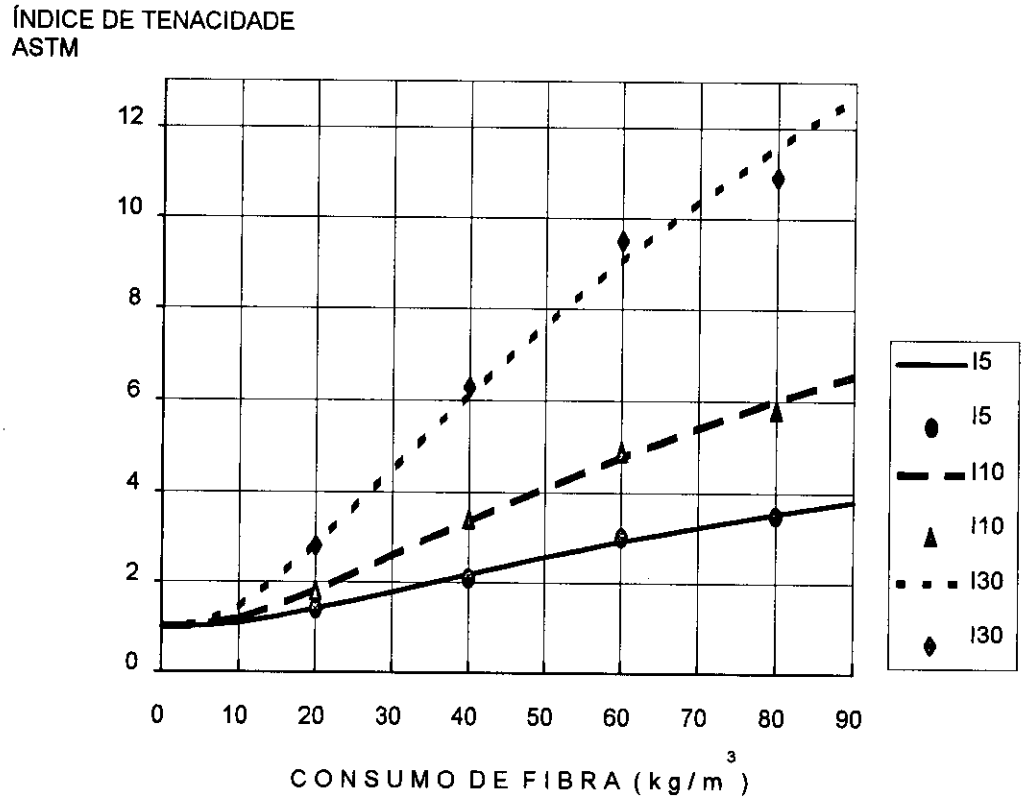


FIGURA 4.17: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1a.

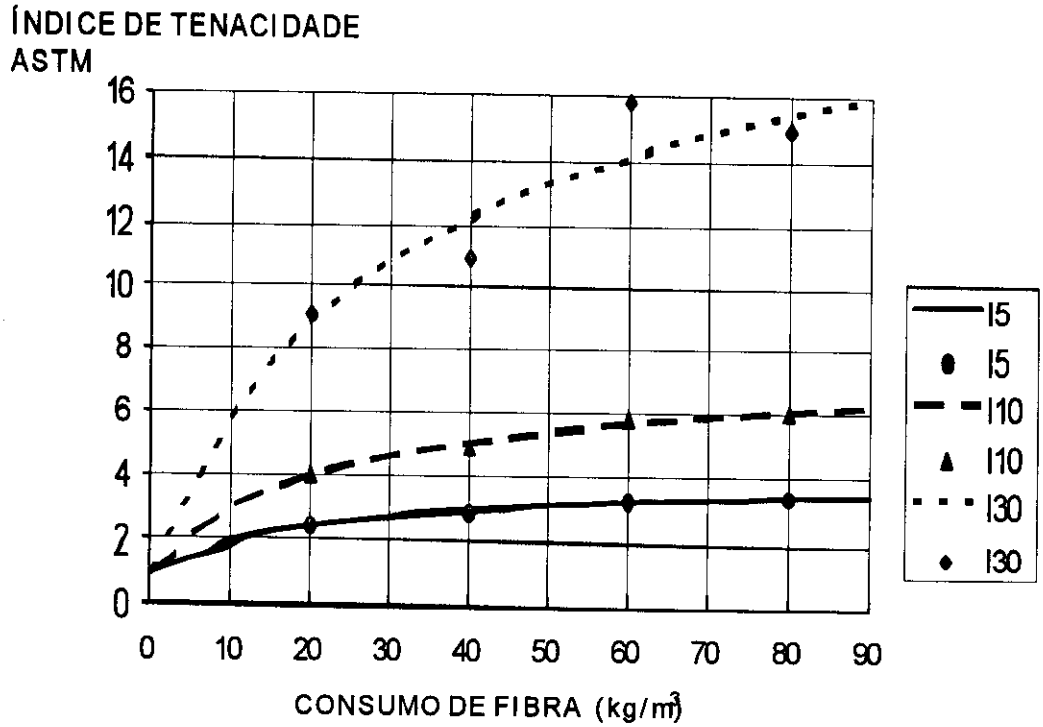


FIGURA 4.18: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1b.

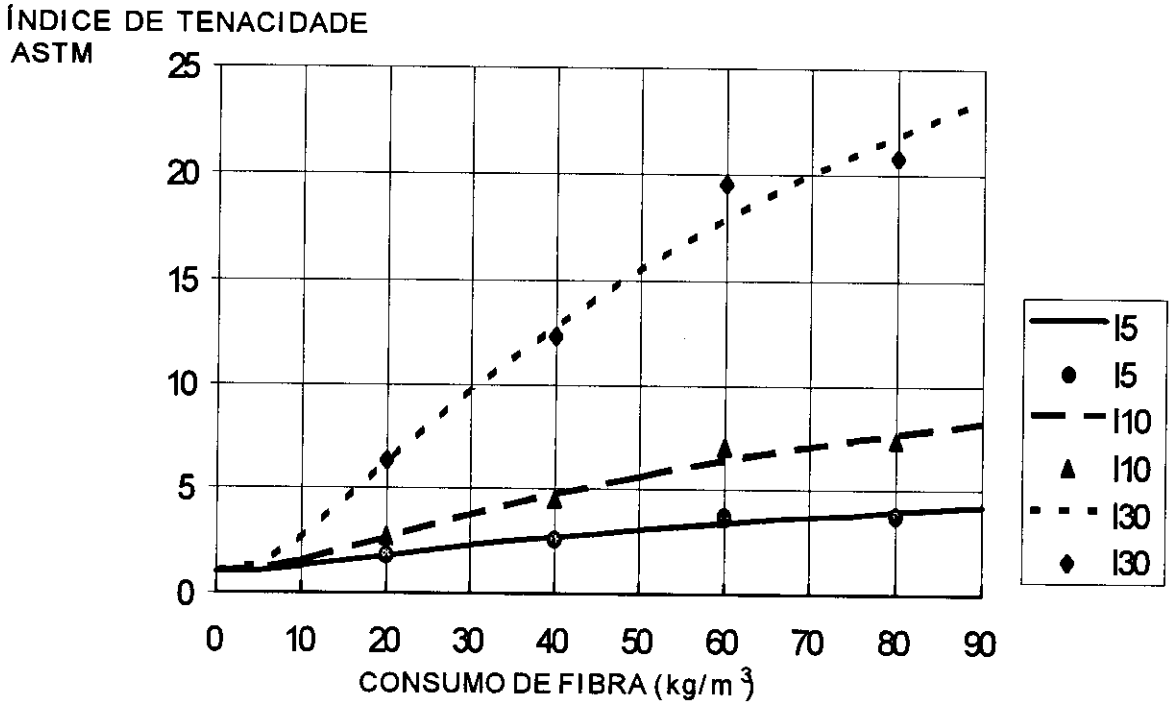


FIGURA 4.19: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F2.

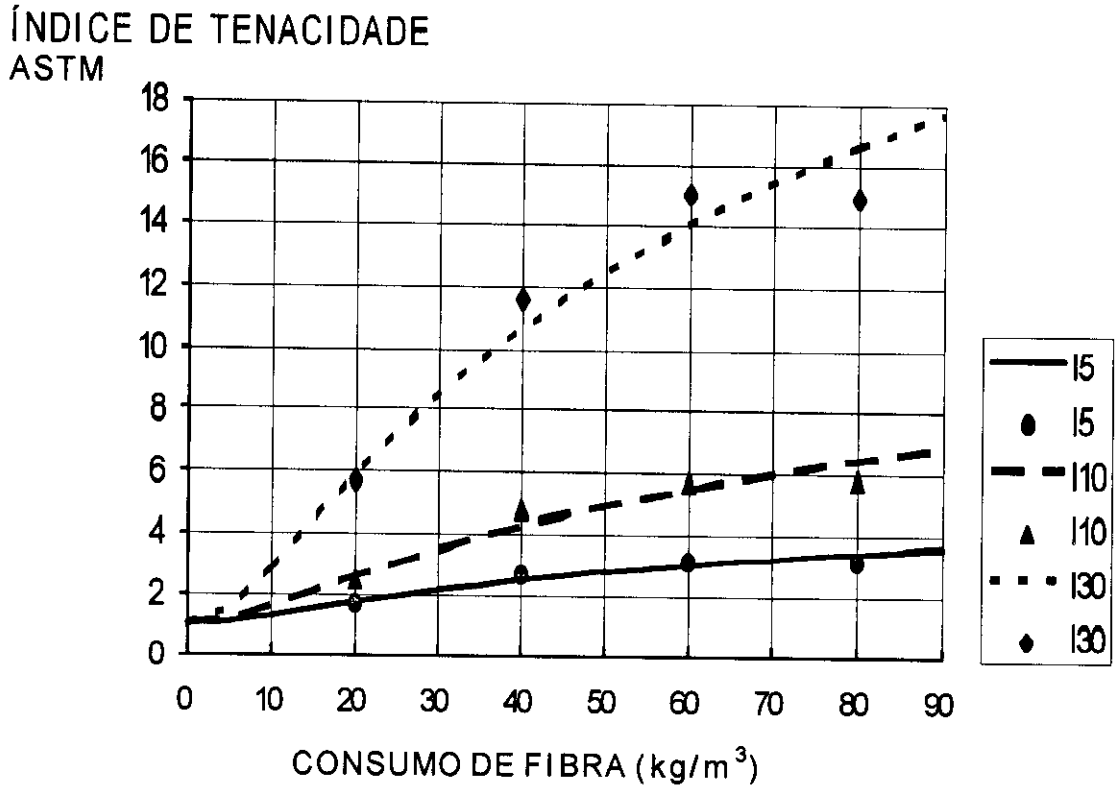


FIGURA 4.20: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F3.

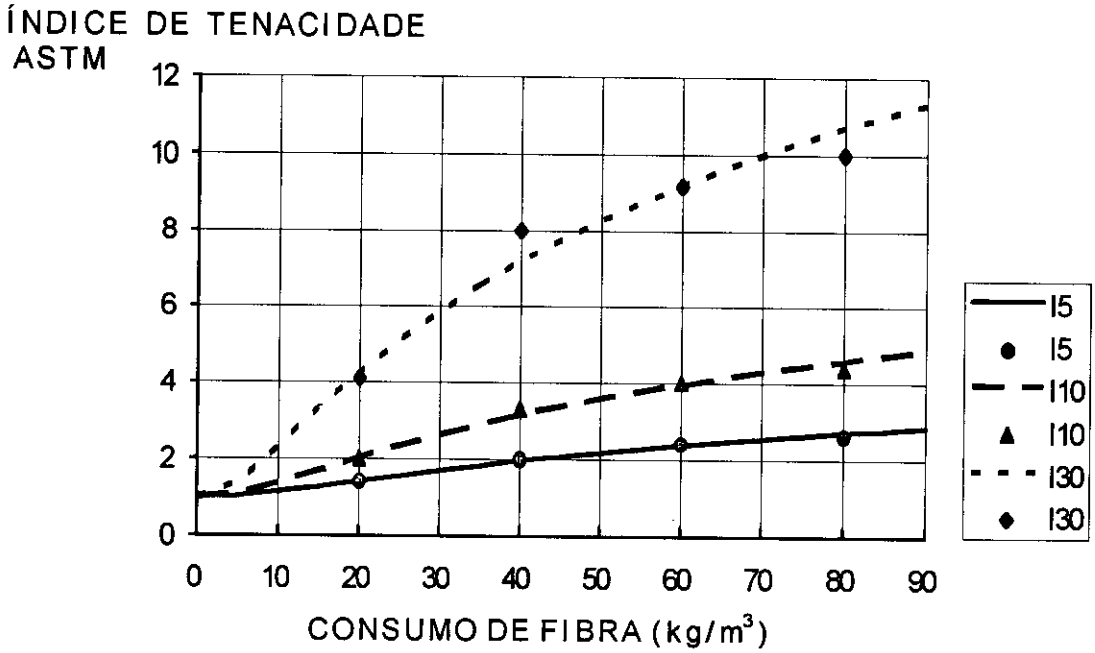


FIGURA 4.21: Curvas de correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F4.

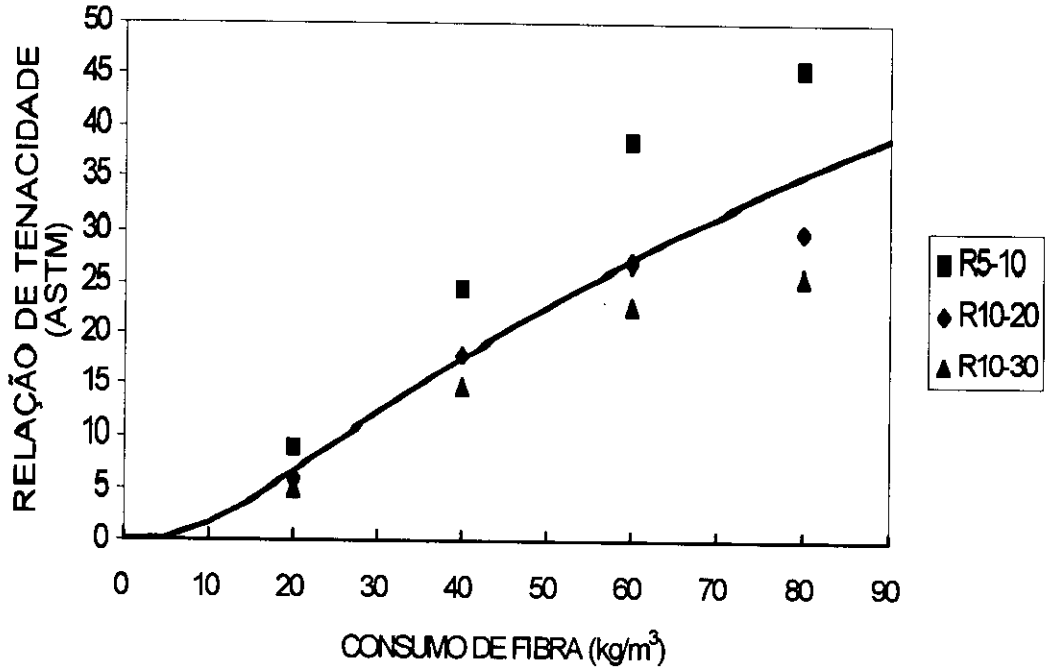


FIGURA 4.22: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1a.

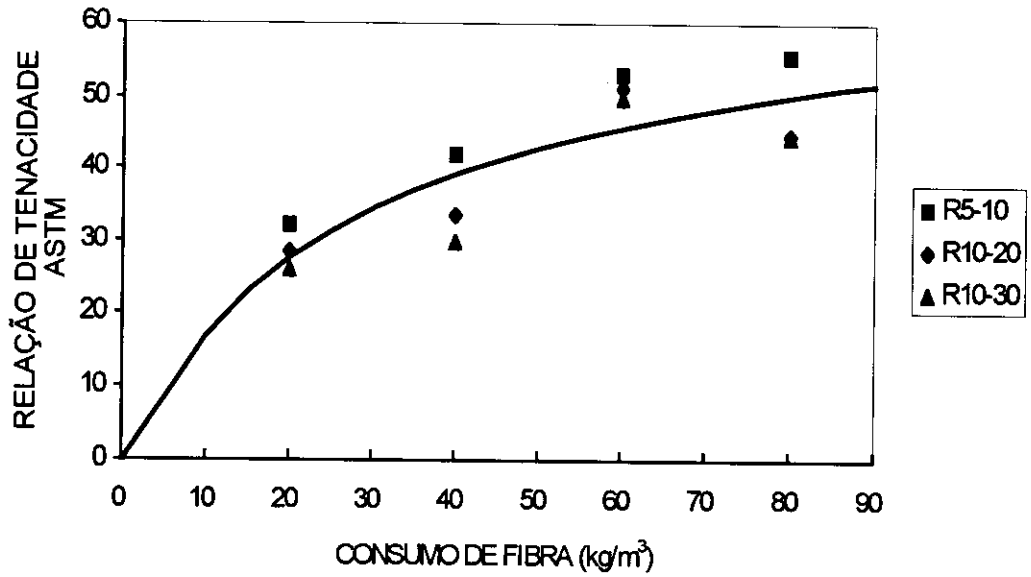


FIGURA 4.23: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F1b.

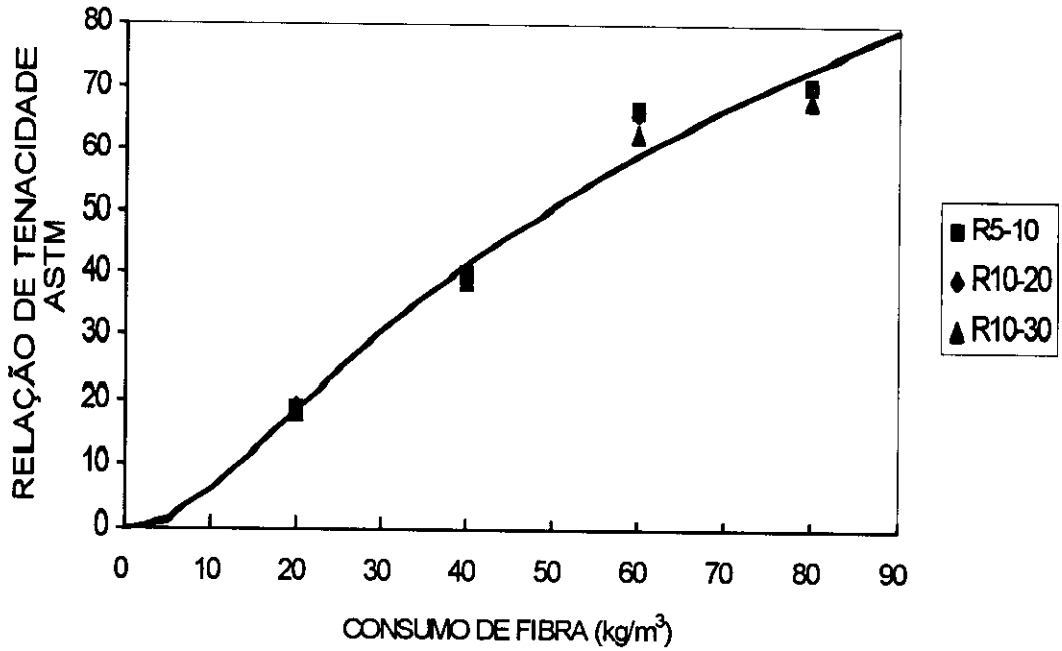


FIGURA 4.24: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F2.

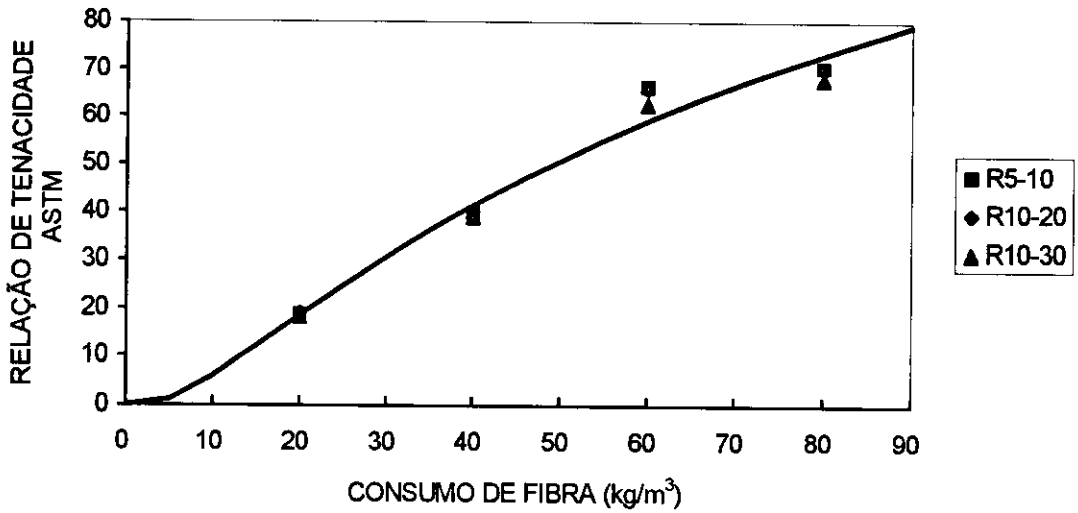


FIGURA 4.25: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F3.

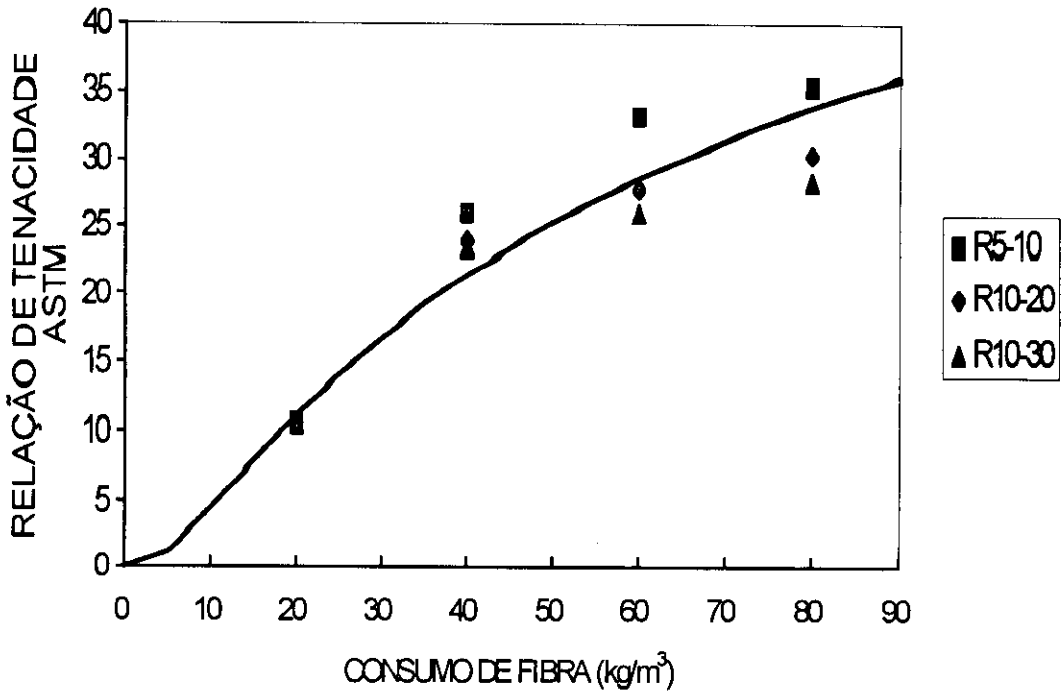


FIGURA 4.26: Curva de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de fibra F4.

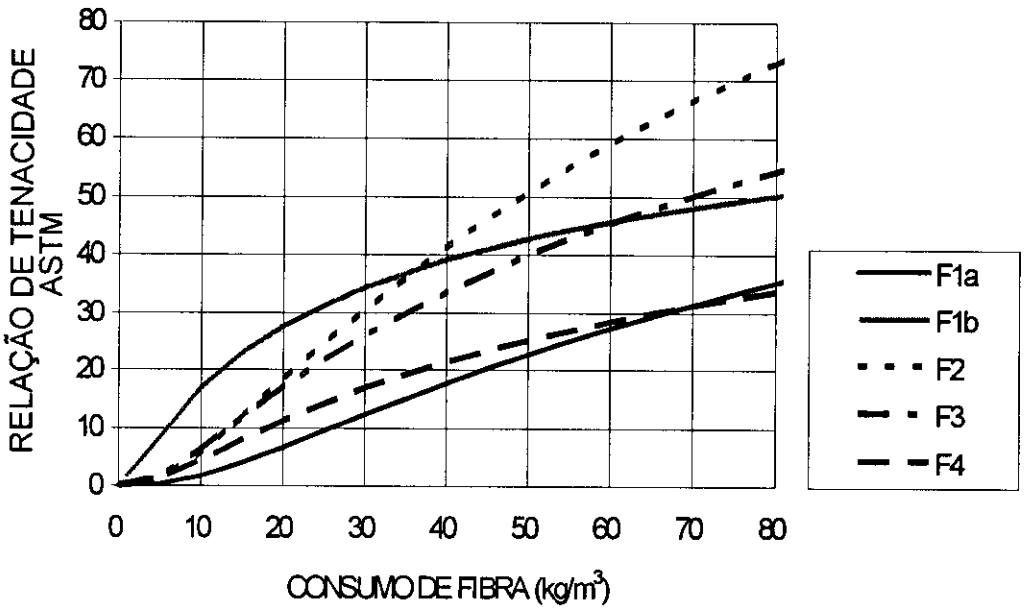


FIGURA 4.27: Curvas de correlação entre as relações de tenacidade (ASTM C1018) e o consumo de todas as fibras.

TABELA 4.9: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os fatores de tenacidade da JSCE-SF4.

FIBRA	CORRELAÇÕES DAS FATORES DE TENACIDADE (JSCE-SF4)		
	CONSTANTE "A"	CONSTANTE "B"	r^2
F1a	16,53	114,9	0,981
F1b	7,45	8,1	0,986
F2	19,09	29,2	0,986
F3	14,39	22,6	0,982
F4	6,98	11,4	0,953

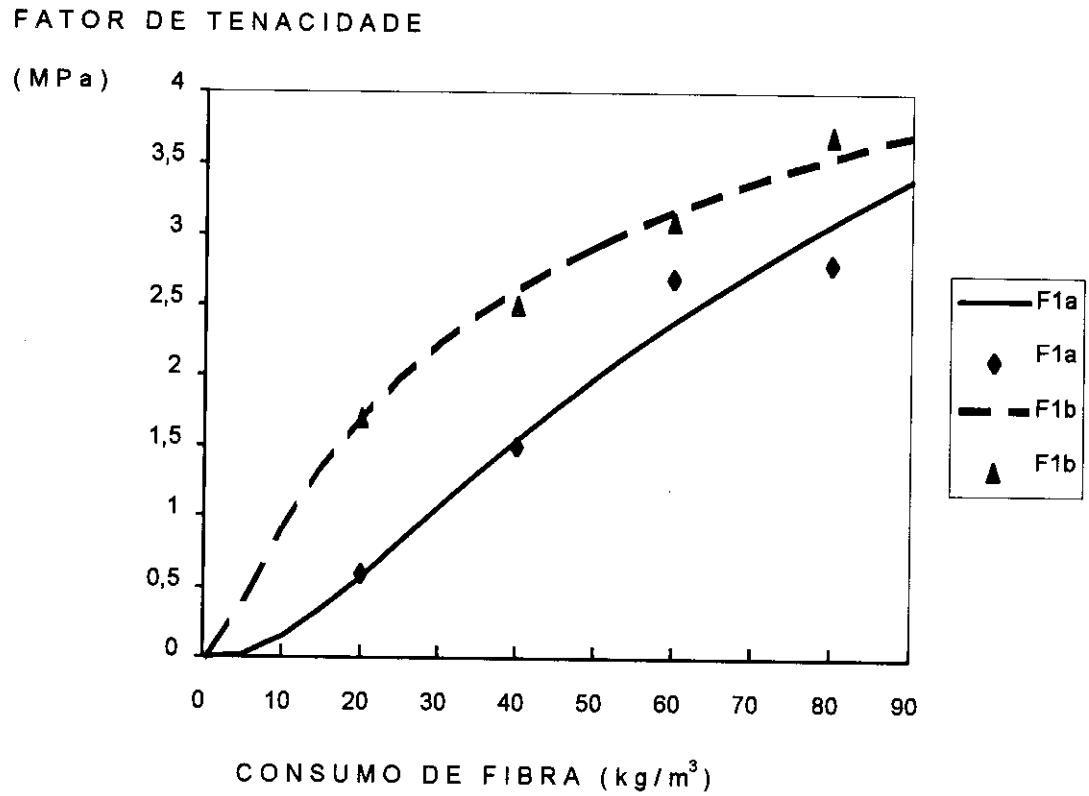


FIGURA 4.28: Curvas de correlação entre os fatores de tenacidade (JSCE-SF4) e o consumo de fibra F1.

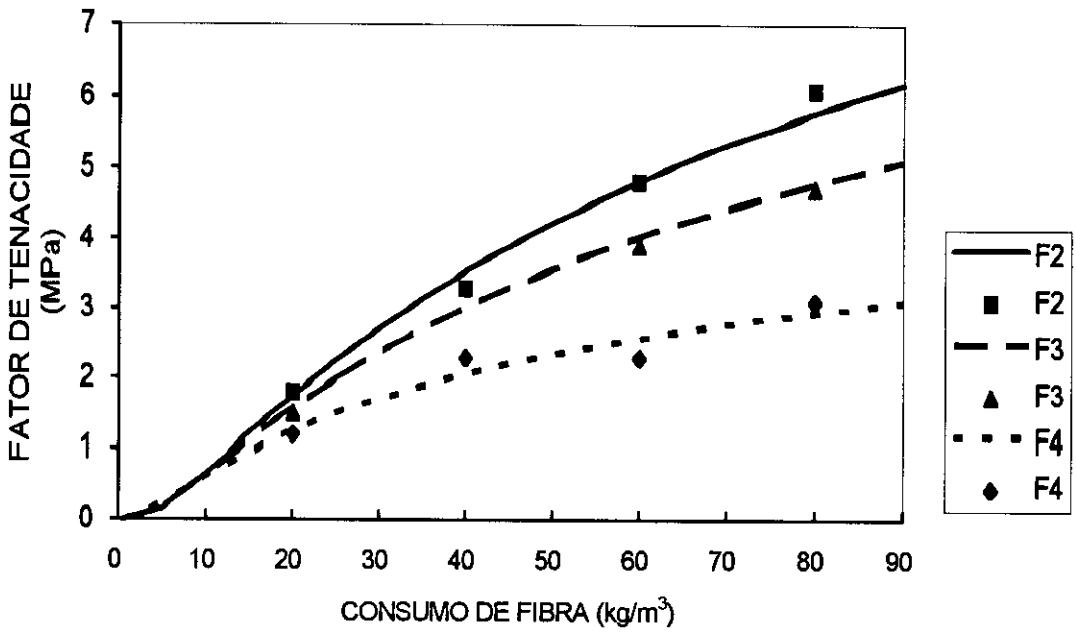


FIGURA 4.29: Curvas de correlação entre os fatores de tenacidade (JSCE-SF4) e o consumo de fibra F2 a F4.

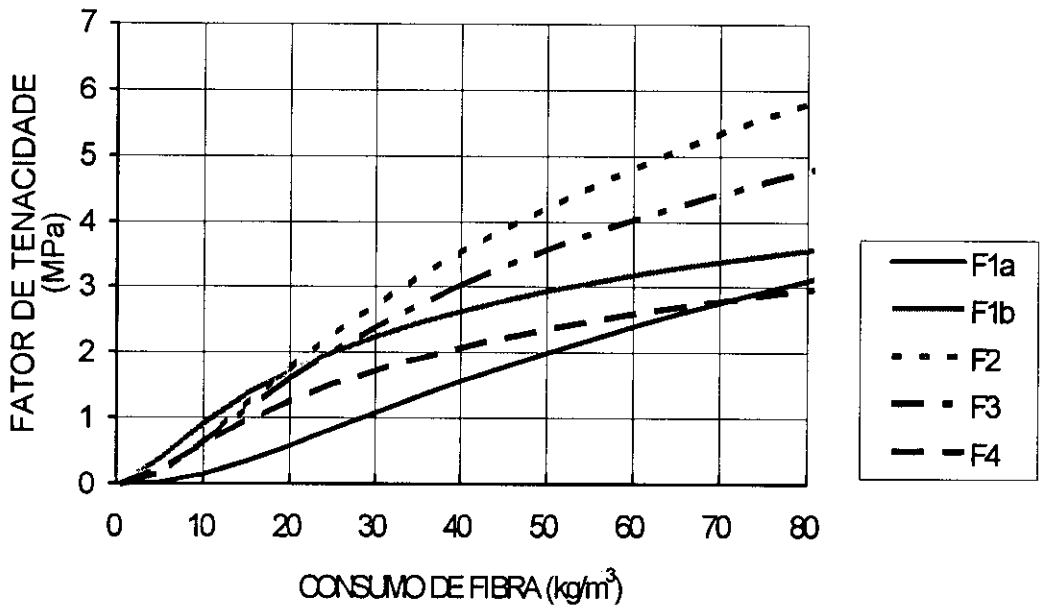


FIGURA 4.30: Curvas de correlação entre os fatores de tenacidade (JSCE-SF4) e o consumo de todas as fibras.

A correlação exponencial mostrou melhor aderência mesmo quando se utilizou o número de fibras presentes na seção de ruptura transversal do corpo de prova prismático. Na Tabela 4.10 se encontram apresentados os valores obtidos com as correlações adotando-se os seguintes modelos:

Exponencial,

$$FT = \frac{A}{10*NF^{-1/2}}$$
$$B$$

Linear,

$$FT = C*NF$$

onde,
FT = fator de tenacidade obtido segundo o método JSCE-SF4 (MPa).
A, B e C = constantes e
NF = número de fibras contadas na seção de ruptura do corpo de prova;

TABELA 4.10: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os fatores de tenacidade correlacionados com o número de fibras na seção de ruptura.

FIBRA	CORRELAÇÕES DAS FATORES DE TENACIDADE (JSCE-SF4)		
	CONSTANTE "A"	CONSTANTE "B"	r^2
F1	14,197	3,489	0,955
F2	29,393	7,093	0,980
F3	16,720	3,420	0,889
F4	7,743	1,814	0,790
	CONSTANTE "C"		r^2
F1	0,0462		0,950
F2	0,0400		0,993
F3	0,0537		0,986
F4	0,0853		0,973

Constata-se uma melhor aderência do modelo exponencial quando comparado ao linear, representando melhor o fenômeno. Esta constatação reforça a idéia de que, apesar de se ter um maior número de fibras na seção transversal quando do aumento do teor o desempenho não aumenta linearmente, devido à maior deformação plástica da banda comprimida da seção como apontou ARMELIN e BANTHIA (a ser publicado). Tais correlações se encontram apresentadas nas Figuras 4.31 a 4.35.

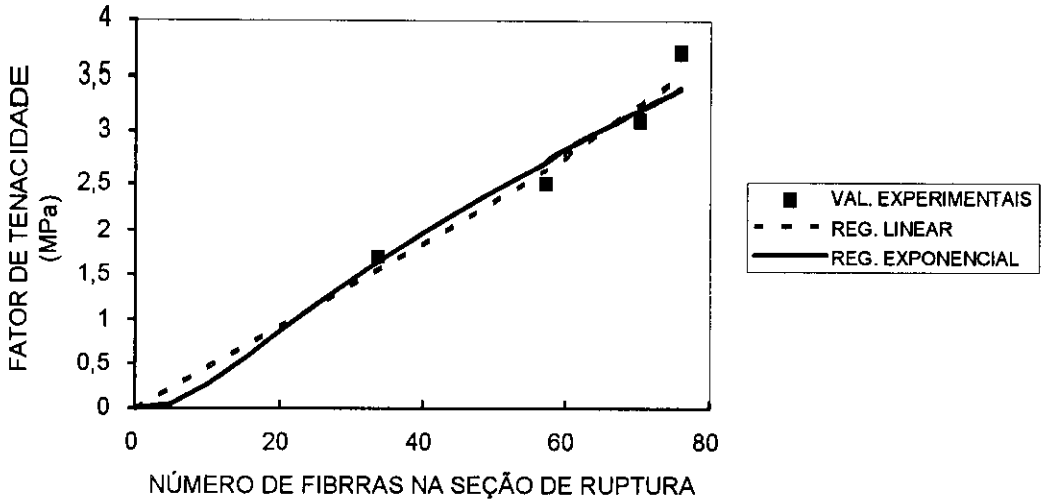


FIGURA 4.31: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F1b na seção transversal do prisma.

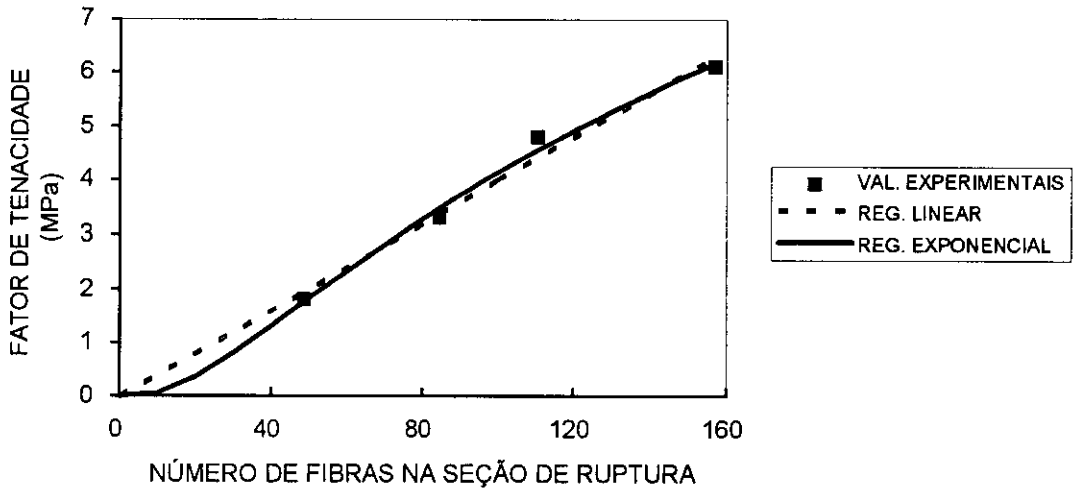


FIGURA 4.32: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F2 na seção transversal do prisma.

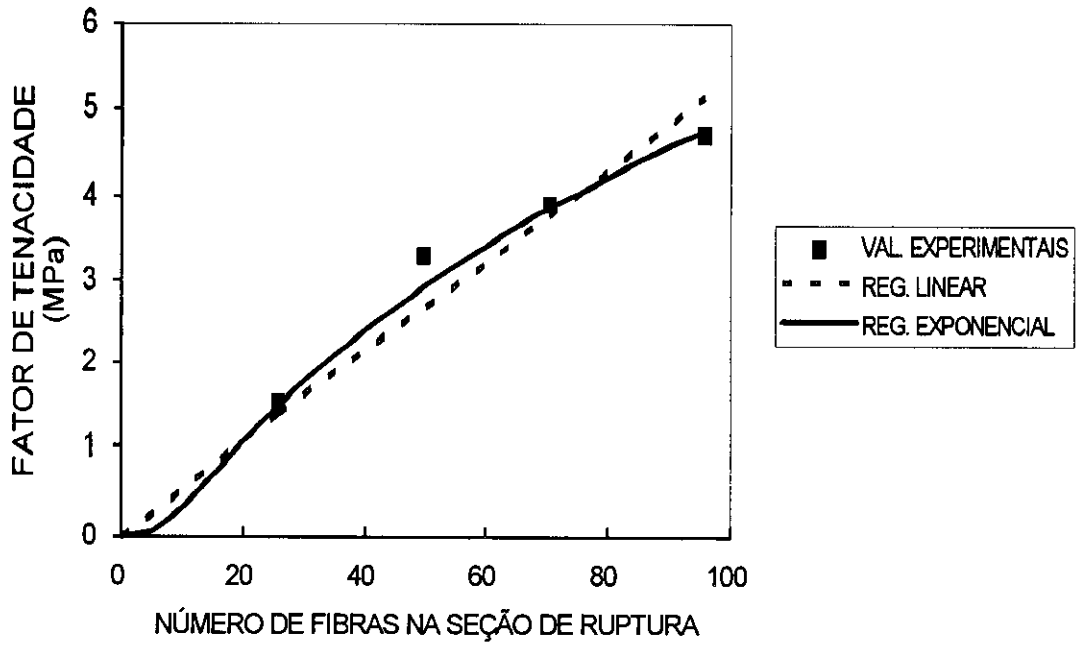


FIGURA 4.33: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F3 na seção transversal do prisma.

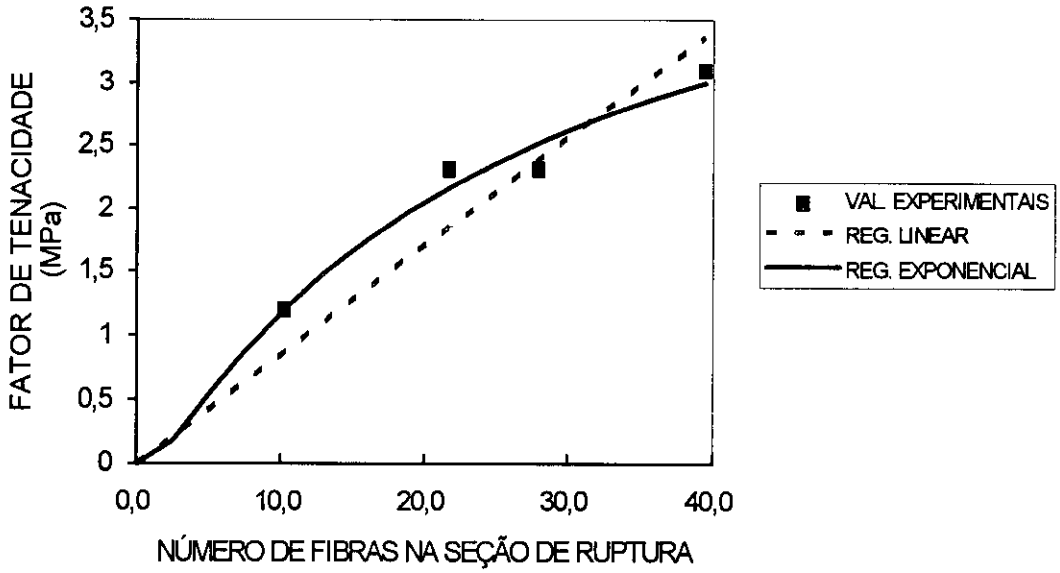


FIGURA 4.34: Correlação entre o fator de tenacidade e o número de fibras F4 na seção transversal do prisma.

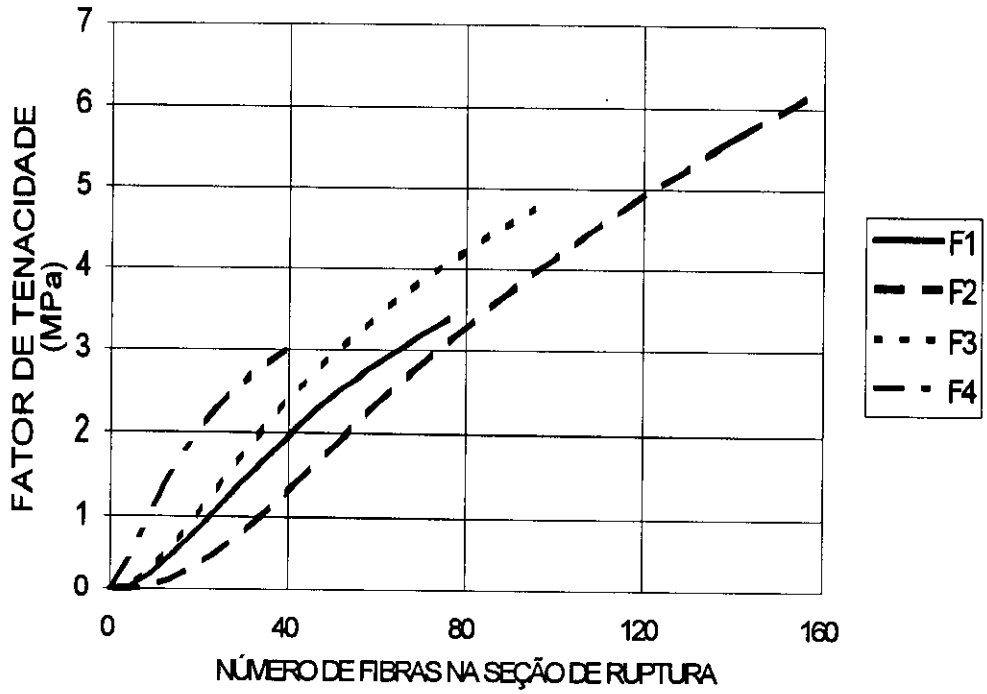


FIGURA 4.35: Correlações entre o fator de tenacidade e o número de fibras na seção transversal para todas as fibras.

Observa-se pelo gráfico da Figura 4.35 que o nível de tenacidade obtido por fibra é diferenciado e é maior para fibras de menor relação de aspecto. Isto pode ser justificado pelo fato de fibras de menor relação de aspecto suportarem uma maior carga individual. No entanto, a menor relação de aspecto, para um comprimento relativamente constante, irá proporcionar um número muito menor de fibras na seção de ruptura e, assim, diminuir a tenacidade do compósito.

Como a dosagem da fibra é feita em massa, adota-se aqui os modelos anteriores para realização de tal dosagem em função do índice especificado. Normalmente, tais índices especificados tradicionalmente levam em conta a área pós pico de instabilidade, uma vez que a sugestão para sua desconsideração nos cálculos é recente (BANTHIA e TROTTIER, 1995; MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995). Um exemplo de recomendação quanto ao nível de desempenho é dada pela norma americana ASTM C1116 (1991). Nela as recomendações são gerais, não dependendo do tipo de fibra utilizado e mesmo da aplicação. As recomendações desta norma se encontram apresentadas na Tabela 4.11. Os valores apresentados como resultados de ensaio, são aqueles equivalentes ao valor característico para um quantil de 10% (ASTM C1116, 1991). No entanto, a variabilidade prevista para o resultado de ensaio não é declarada,

mas sabe-se que pode chegar facilmente a apresentar um coeficiente de variação da ordem de 20% (MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995).

Um exemplo mais próximo do caso específico do concreto projetado é fornecido por ROBINS (1995b), que recomendam os valores correspondentes a $I_5 = 3,5$, $I_{10} = 5$ e $I_{30} = 14$. Cabe ressaltar que esta recomendação é absolutamente geral e até questionável, uma vez que não leva em conta a aplicação específica do concreto projetado.

TABELA 4.11: Valores de índice de tenacidade apresentados na norma ASTM C1116.

NÍVEL DE DESEM-PENHO	ÍNDICE DE TENACIDADE (ASTM C1018)			
	I_5		I_{10}	
	VALOR ESPE-CIFICADO	RESULTADO DE ENSAIO	VALOR ESPE-CIFICADO	RESULTADO DE ENSAIO
I	2,7	3,0	5,4	6,0
II	3,6	4,0	7,2	8,0
III	4,5	5,0	9,0	10,0
IV	5,4	6,0	10,8	12,0

Adotando-se os índices apontados por ROBINS (1995b), pode-se apontar as seguintes dosagens para as fibras analisadas:

Para a fibra F1a, com $f_{c28} = 48$ MPa, obtem-se:
Para I_5, CF = 80 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 68 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 106 kg/m^3

Para a fibra F1b, com $f_{c28} = 37$ MPa, obtem-se:
Para I_5, CF = 24 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 38 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 60 kg/m^3

Para a fibra F2, com f_{c28} = 35 MPa, obtem-se:
Para I_5, CF = 16 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 42 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 44 kg/m^3

Para a fibra F3, com f_{c28} = 43 MPa, obtem-se:
Para I_5, CF = 82 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 50 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 60 kg/m^3

Para a fibra F4, com f_{c28} = 36 MPa, obtem-se:
Para I_5, CF = 150 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 96 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 150 kg/m^3

Observa-se que os valores obtidos de consumo de fibra para o concreto projetado com baixo teor de aditivo (F1a) são maiores que para os de maior teor (F1b). Isto ocorre pelo fato de se produzir uma redução destes índices devido ao aumento da parcela resiliente da energia, além da perda de desempenho pós-fissuração já explicada anteriormente. Desta forma pode-se afirmar que a dosagem da fibra não pode ser feita de maneira independente da matriz.

Ao contrário do ocorrido com a dosagem do concreto projetado via úmida (CAPÍTULO V), aqui os valores requeridos para I_5 foram bem menores, não mostrando um efeito intenso da supressão da área pós-pico. Comparando-se as fibras dosadas para matrizes de resistência equivalente obteve-se um melhor desempenho para a fibra F2 (44kg/m^3), seguida da F1b (60kg/m^3), F3 (82kg/m^3) e F4 (150kg/m^3). Se desconsiderarmos I_5 as fibras F1b e F3 teriam a mesma dosagem, o que é mais plausível uma vez que ambas apresentam um fator de forma muito semelhante. A fibra F4, que apresenta o menor fator de forma apresentou, naturalmente o menor nível de desempenho.

Pelo fato de não haver um consenso sobre a confiabilidade e adequação destes índices (MORGAN, MINDESS E CHEN, 1995), torna-se mais importante a avaliação comparativa de desempenho fornecida pelo ensaio de punção em placas analisado a seguir.

4.3.6.5 Ensaio de punção de placas

Observou-se uma grande variabilidade no ensaio de punção em placas. Isto se deve, principalmente, às dificuldades de se garantir que a placa de concreto projetado permaneça plana durante a projeção. Caso haja um empenamento da mesma, as condições de encunhamento tornam-se difíceis prejudicando o desempenho do material.

A série de placas da fibra F1a apresentou um comportamento dos mais uniformes. Nesta série a fibra apresenta um desempenho inferior á Tela T1, cujo consumo de aço é de 15kg/m^3, apenas para o teor de 20kg/m^3. Para um teor de 40kg/m^3 o desempenho é superior até um deslocamento de 5mm e de pouco mais de 6mm para o teor de 60kg/m^3. O teor de 80kg/m^3 é sempre superior. Para a tela T2, cujo consumo de aço é de 30kg/m^3, a fibra apresenta desempenho superior até 3,3mm de deslocamento para uma dosagem de 40kg/m^3, 4,5mm para 60kg/m^3 e 5mm para 80kg/m^3.

Adota-se aqui a análise para um nível de deslocamento que corresponde a uma abertura de fissura de 4mm como padrão no referido critério. A tela T1 teria um desempenho intermediário entre os 20 e os 40kg/m^3 de consumo e a tela T2 entre 40 e 60kg/m^3. Com isso teríamos um teor equivalente de fibra da ordem de 30kg/m^3 para a tela T1 e cerca de 50kg/m^3 para a tela T2. Ou seja, o consumo de aço praticamente dobraria.

No caso da Fibra F1b, o teor de 20kg/m^3 foi equivalente a T1 e T2 ficou numa posição intermediária entre 20 e 40kg/m^3, o que corresponderia a uma certa manutenção do teor de aço. Cabe ressaltar que o teor de 60kg/m^3 não apresentou um bom desempenho devido a problemas no apoio da placa. Para a Fibra F2, o teor de 20kg/m^3 foi superior à tela T1 e a tela T2 apresentou um desempenho equivalente a cerca de 25kg/m^3. A placa correspondente ao teor de 80kg/m^3 apresentou uma espessura reduzida (8cm) o que prejudicou o seu desempenho. As séries correspondentes às fibras F3 e F4 apresentaram um grande nível de variação de resultados, o que prejudicou a sua análise. Adotando-se sempre a ordem crescente de desempenho da placa com o aumento do teor de fibras e desprezando-se os valores de queda creditados a falhas na placa obteve-se um resumo dos teores equivalentes na Tabela 4.12.

Observa-se que os valores do coeficiente de variação não são muito elevados, mostrando uma certa correspondência entre os índices.

Os valores do fator de tenacidade, medidos segundo a norma japonesa JSCE-SF4 (1984b), apresentaram os resultados mais uniformes. Isto pode ser creditado em parte ao fato dos métodos adotarem índices que seguem um princípio semelhante, qual seja o de se tomar a energia absorvida a um certo nível de deslocamento como referência. O índice

final da JSCE-SF4, acaba por representar uma capacidade resistente residual equivalente, correspondente a um nível de tensão obtido para um deslocamento imposto ao corpo-de-prova, e vem a fortalecer sua representatividade qualificando-o para a dosagem da fibra de aço no concreto e, mais especificamente no concreto projetado.

Algumas especificações propõem 2,4MPa (VANDEWALLE, 1990) como critério de desempenho segundo o método JCSE-SF4, o que é muito próximo do valor obtido como equivalente para a tela T2. Adotando-se este critério de dosagem teremos os seguintes valores: para F1a 60kg/m^3, para F1b 34kg/m^3, para F2 26kg/m^3, para F3 30kg/m^3 e para F4 50kg/m^3. Que são valores até inferiores aos 60kg/m^3 normalmente recomendados (AUSTIN, 1995 e MORGAN, 1995).

TABELA 4.12: Consumos e índices equivalentes entre telas e fibras de aço.

FIBRA	TEOR EQUIVALENTE (kg/m^3)		ÍNDICE EQUIVALENTE					
	TELA	TEOR	I_5	I_{10}	I_{20}	I_{30}	$R_{a.b}$	FT (MPa)
F1a	T1	30	1,8	2,6	3,7	4,5	12,2	1,07
	T2	50	2,5	4,1	6,2	7,6	22,6	1,98
F1b	T1	20	2,4	3,9	6,7	8,9	27,6	1,69
	T2	30	2,7	4,6	8,0	10,8	34,3	2,23
F2	T1	18	1,7	2,5	4,1	5,5	16,0	1,54
	T2	25	2,0	3,2	5,8	8,0	24,7	2,26
F3	T1	22	1,8	2,8	4,7	6,5	18,9	1,76
	T2	27	1,9	3,3	5,6	7,8	23,5	2,16
F4	T1	24	1,5	2,3	3,6	5,0	13,6	1,45
	T2	40	1,9	3,1	5,2	7,2	21,4	2,07
MÉDIA (DESVIO) (C.V.)*	T1		1,8 (0,3) (17)	2,8 (0,6) (21)	4,6 (1,3) (28)	6,1 (1,7) (28)	17,7 (6,1) (34)	1,50 (0,27) (18)
	T2		2,2 (0,4) (18)	3,7 (0,7) (19)	6,2 (1,1) (18)	8,3 (1,4) (17)	25,3 (5,2) (21)	2,14 (0,12) (6)

*Coeficiente de variação

4.3.6.6 Traço incorporado e reflexão

Através dos resultados obtidos com o ensaio de reconstituição de traço, foi possível o estabelecimento dos traços e consumos apresentados nas Tabelas 4.13 e 4.14. A determinação do índice de reflexão a partir dos dados da reconstituição de traço se encontra apresentada no Anexo V. Os consumos estimados, apresentados nas Tabelas 4.13 e 4.14 foram calculados segundo as seguintes expressões:

Para o concreto projetado,

$$C = \frac{Đ_p}{1+m+x+f}$$

Para a reflexão,

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{Đ_c} + \frac{m}{Đ_m} + x + \frac{f}{Đ_f}}$$

$$CF' = C*f$$

onde,

C = consumo de cimento por metro cúbico de concreto
CF'= consumo de fibra incorporado por metro cúbico de concreto projetado
$Đ_p$ = massa específica do concreto projetado
$Đ_c$ = massa específica do cimento
$Đ_m$ = massa específica dos agregados
$Đ_f$ = massa específica da fibra
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento
f = relação fibra/cimento

Pela análise dos resultados se observa uma nítida perda de conteúdo de fibra no concreto projetado da placa em relação ao que entrou na máquina de projeção com a mistura seca. Para correlacionar o teor dosado na mistura seca com o efetivamente incorporado no concreto projetado utilizou-se o modelo linear, o qual já foi demonstrado anteriormente (ARMELIN, 1992a). Para se avaliar o incorporação da fibra durante a projeção realizou-se um estudo de regressão linear pelo método dos mínimos quadrados. Isto é importante porque a fibra apresenta um elevado nível de reflexão, comparada aos demais constituintes, superando até o agregado graúdo (ARMELIN e HELENE, 1995), o que pode ser observado pelo conteúdo elevado de fibra no material refletido apresentado nas Tabelas 4.13 e 4.14. A equação seguiu o seguinte padrão:

$CF' = T*CF$

onde,

CF'= consumo de fibra por metro cúbico de concreto projetado na placa.

T = Constante que fornece a taxa de incorporação da fibra

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção;

Os resultados obtidos com as correlações pelo método dos mínimos quadrados estão apresentados na Tabela 4.15. Não se observou uma grande influência do tipo de fibra. Mesmo a ação do aditivo acelerador líquido na maior incorporação do material, conforme o observado por ARMELIN (1992a). No entanto, estes valores elevados de incorporação (pouco mais de 80%) podem ter sido favorecidos pela utilização do aditivo líquido diluído na água de alimentação do bico em todas as placas. Estudos específicos se fazem necessários, uma vez que o desenvolvimento de um tipo de fibra ou da matriz que proporcione um maior nível de incorporação, conduzirá a um concreto projetado bem mais econômico. A correlação entre os consumos de alimentação e incorporados para todas as fibras, pode ser visualizada na Figura 4.36.

TABELA 4.13: Reflexão, traços e consumos incorporados para a fibra F1.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m^3)	TRAÇO INCORPORADO 1:m:x:f* PLACA (1:m:x:f*) REFLEXÃO	REFLEXÃO (%)	CONSUMO (kg/m^3) CIMENTO	FIBRA
F1a	20	1:2,88:0,29:0,04	44	546	22
		1:8,98:0,37:0,12		240	29
	40	1:3,19:0,34:0,07	35	500	35
		1:9,75:0,39:0,29		222	64
	60	1:3,59:0,43:0,12	23	447	53
		1:10,32:0,52:0,50		205	103
	80	1:3,43:0,39:0,13	28	464	60
		1:10,01:0,47:0,72		211	152
F1b	20	1:3,53:0,45:0,04	26	458	18
		1:9,87:0,50:0,17		215	37
	40	1:3,49:0,38:0,08	29	464	37
		1:10,27:0,36:0,34		203	69
	60	1:3,60:0,48:0,12	28	442	53
		1:8,56:0,50:0,29		241	70
	80	1:3,29:0,38:0,13	32	479	62
		1:9,39:0,48:0,46		223	103

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento
f = relação fibra/cimento

TABELA 4.14: Reflexão, traços e consumos incorporados para as fibras F2, F3 e F4.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m^3)	TRAÇO INCORPORADO 1:m:x:f* PLACA (1:m:x:f*) REFLEXÃO	REFLEXÃO (%)	CONSUMO (kg/m^3) CIMENTO	FIBRA
F2	20	1:3,43:0,39:0,04	31	473	19
		1:7,51:0,35:0,10		280	28
	40	1:4,04:0,53:0,08	9	407	32
		1:10,05:0,64:0,32		205	66
	60	1:3,53:0,48:0,13	26	447	58
		1:11,72:0,66:0,81		179	145
	80	1:3,78:0,52:0,15	15	422	63
		1:12,96:0,59:1,25		165	206
F3	20	1:3,65:0,40:0,03	20	453	13
		1:10,58:0,57:0,18		200	36
	40	1:3,38:0,40:0,07	29	474	33
		1:10,36:0,48:0,34		207	70
	60	1:3,59:0,47:0,10	18	445	44
		1:10,61:0,72:0,44		193	85
	80	1:3,50:0,40:0,16	24	454	73
		1:11,01:0,50:0,78		193	150
F4	20	1:3,32:0,47:0,05	29	475	23
		1:10,70:0,55:0,24		199	48
	40	1:3,55:0,47:0,08	24	451	36
		1:9,71:0,51:0,30		217	65
	60	1:3,69:0,55:0,13	23	428	55
		1:9,08:0,61:0,44		223	98
	80	1:3,29:0,48:0,13	35	469	61
		1:9,22:0,50:0,60		225	135

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento
f = relação fibra/cimento

TABELA 4.15: Resultados obtidos para as correlações pelo método dos mínimos quadrados para os consumos de fibra incorporados ao concreto.

FIBRA	FATORES DA CORRELAÇÃO DO CONSUMO DE FIBRA NO CONCRETO	
	CONSTANTE "T"	r^2
F1a	0,818	0,908
F1b	0,832	0,959
F2	0,848	0,938
F3	0,838	0,952
F4	0,840	0,887
TODAS	0,835	0,933

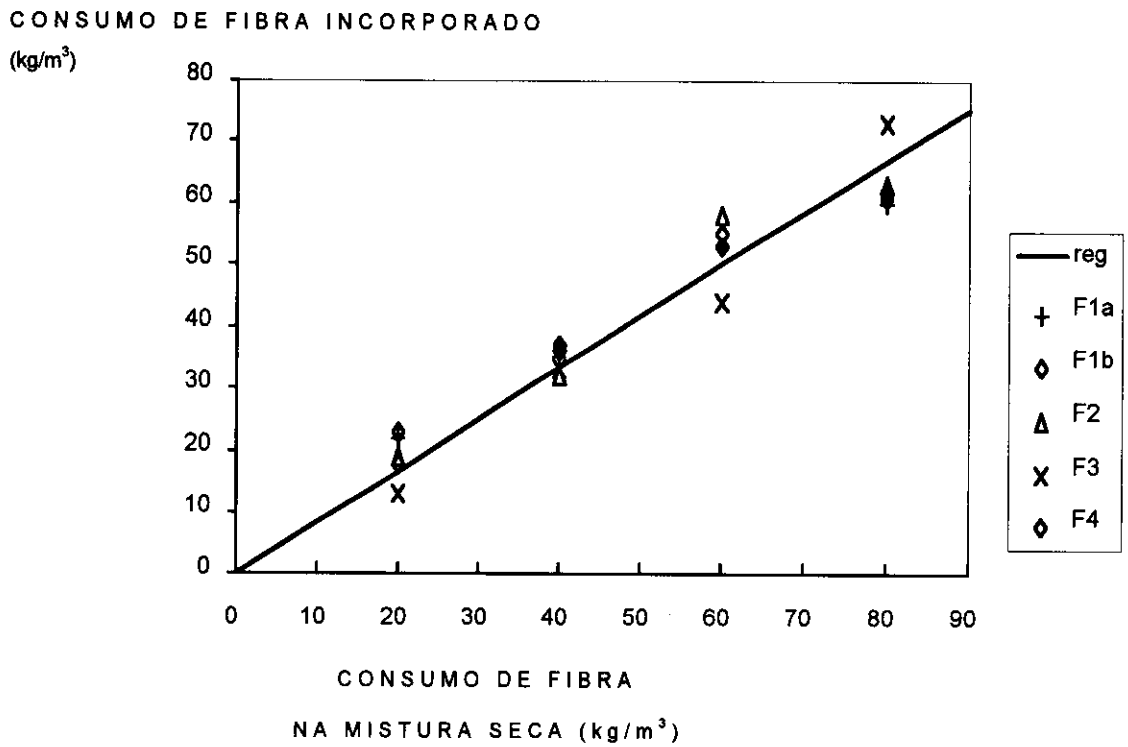


FIGURA 4.36: Correlação entre o consumo de fibra do concreto projetado e o da mistura seca.

Em estudo feito no túnel do Complexo Viário Ayrton Senna, durante o preenchimento de cambotas, foi feita a determinação da reflexão pelo método NBR 13317 (Concreto Projetado - Determinação do índice de reflexão por medição direta). O traço do concreto utilizado foi 1:2,16:1,73 com cerca de 435 Kg de cimento por metro cúbico de concreto.

Obteve-se, uma sensível redução no valor da reflexão com o aumento do consumo de fibra. Tal constatação é importante pelo fato de se verificar o desempenho do material em condições de campo e através de uma medida muito mais precisa. Sem a utilização das fibras a reflexão foi de 21,7%, com 20kg/m^3 a reflexão foi de 17%, com 40kg/m^3 18,5%, com 60kg/m^3 17% e com 80kg/m^3 foi de 14,9%, semelhante aos valores normalmente obtidos com a via úmida. O valor de 17% obtido para o consumo de 20kg/m^3 pode ter sido influenciado por uma série de fatores: como foi o primeiro, a equipe não estava treinada o suficiente e demorou-se muito tempo para recolher o material refletido, com isto, ocorreu a pega devido à presença do aditivo acelerador e uma parte do material, simplesmente não pode ser coletada.

Através do método dos mínimos quadrados pôde-se estabelecer uma correlação entre o consumo de fibra e a reflexão, a qual esta representada na Figura 4.37. O resultado obtido, sem considerar o valor medido para o consumo de 20kg/m^3, foi o seguinte:

REFLEXÃO = 21,7 - 0,08*CF, com r^2 = 0,996

onde,
REFLEXÃO = Índice de reflexão do concreto projetado obtida por medição direta (%),
CF = Consumo de fibra (kg/m^3).

Os valores muito baixos obtidos para a reflexão (próximos da via úmida), só se tornaram possíveis devido a outros fatores entrarem em jogo. Um deles foi a possibilidade de uma maior umidificação do material pelo mangoteiro, uma vez que as fibras impediram a ocorrência de desplacamentos por evitar a propagação da fissura que o origina. Outro fator muito importante, foi no bom controle do processo utilizado na obra: utilização de aditivo à base de aluminato (na dosagem de 3% em relação à massa de cimento) e um sistema de pré-umidificação.

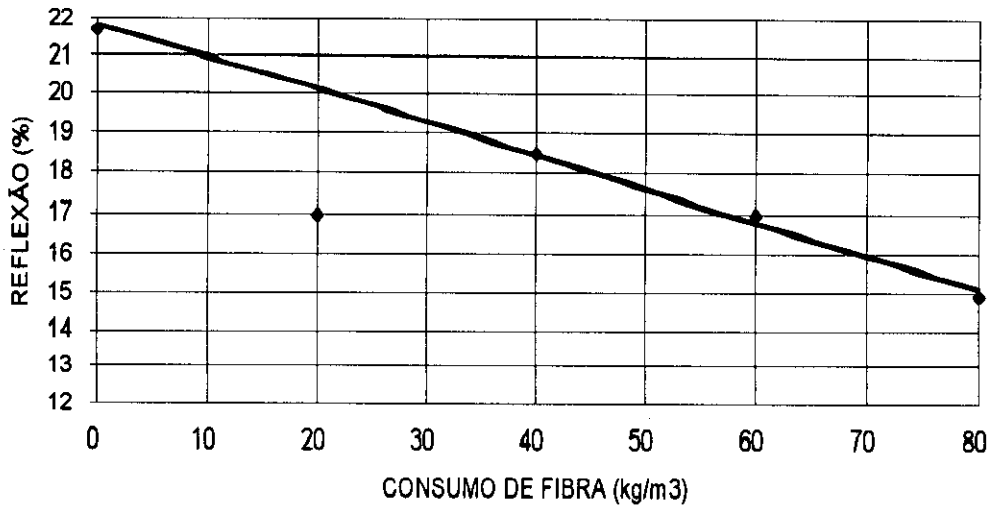


FIGURA 4.37: Correlação entre o consumo de fibra e o índice de reflexão.

4.3.7 Conclusões

Como primeiro ponto a ser destacado está o fato das fibras não interferirem nas propriedades físicas e mecânicas do concreto projetado em sua maioria. Maiores influências foram proporcionadas por condições ambientais como a temperatura, que acabou por interferir na evolução da resistência inicial, catalisando-a à medida que se elevava. Apenas uma fibra induziu a uma perda de resistência final, sem no entanto ter prejudicado o nível de porosidade, suscitando estudos mais aprofundados no futuro para explicação do fenômeno.

As fibras também não incidiram sobre a reflexão, quando medida em placas. A redução do índice de reflexão constatado em obra pode ser atribuído a alterações nas condições de projeção, como um maior nível de umidificação que ela pode vir a possibilitar.

O nível de incorporação de fibra foi elevado (maior que 80%). O modelo linear, anteriormente proposto (ARMELIN, 1992a) representou bem o fenômeno e mostrou que o teor real de fibras incorporado é inferior ao crítico, o que confirma a análise feita no Capítulo II, para o controle do mesmo.

Fibras de maior fator de forma proporcionaram um melhor comportamento pós-fissuração do material sem prejudicar sua trabalhabilidade, como acontece com o concreto convencional e projetado por via úmida (Capítulo V). Este melhor desempenho pode ser atribuído ao maior número de fibras que se posicionaram na região da fissura, uma vez

que o comprimento da fibra se manteve relativamente constante. Fibras de menor fator de forma, apesar de apresentarem um melhor desempenho quando analisadas individualmente, apresentam um número muito reduzido de fibras por seção, o que reduz o desempenho global obtido a partir da somatória das fibras individuais.

É também fundamental que a fibra seja dosada levando-se em conta as propriedades mecânicas da matriz. Concretos projetados mais resistentes irão demandar um maior volume de fibras para atender as exigências quanto à tenacidade. Este aspecto é mais relevante quando se trata dos índices de tenacidade definidos pela norma ASTM C1018 (1994). Não é possível estabelecer dosagens de fibras independentemente da matriz de concreto. A dosagem do compósito deve ser sempre executada em conjunto.

A relação exponencial entre o consumo de fibra e a tenacidade mostrou-se adequada e passível de ser utilizada na dosagem do material. Ela representa bem o ganho não proporcional que se tem na tenacidade com o aumento do teor de fibra.

Numa análise global, pode-se concluir que se possui, através dos estudos realizados, uma ferramenta confiável de dosagem inicial da fibra, para os tipos analisados. A dosagem pode ser feita de acordo com as exigências especificadas para o material seguindo os índices já estabelecidos (ASTM C1018, 1994 e JSCE-SF4, 1984b) ou mesmo aqueles que vêm se consolidando no meio técnico, os quais merecerão estudos futuros.

A adoção dos índices de tenacidade tradicionalmente apresentados nas referências como valores especificados também não se mostrou compatível com os atuais critérios de avaliação dos mesmos, que sugerem a exclusão da área de instabilidade pós-pico. Dentre os índices analisados, o fator de tenacidade (JSCE-SF4) apresentou as melhores condições para dosagem e para a correlação com o ensaio de punção de placas, uma vez que o mesmo é o menos afetado pela referida região de instabilidade. Outra vantagem deste critério está no fato do ensaio de punção fornecer uma certa equivalência entre o desempenho da fibra e o da tela metálica. Este poderá ser um dos caminhos utilizados no projeto de revestimento de túneis uma vez que as metodologias de dimensionamento de revestimento de concreto projetado reforçado com fibras de aço ainda não estão consolidadas (CASANOVA e ROSSI, 1995).

No entanto, a utilização do ensaio de punção de placas não se mostrou adequada para controle da qualidade do concreto projetado reforçado com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis. Isto devido à complexidade do sistema de carregamento e dificuldades de realização do mesmo (Capítulo II). Além disso, o sistema de puncionamento só será representativo das condições a que estará submetido o concreto nos túneis no caso da utilização de chumbadores e tirantes, o que compromete sua utilização mesmo para a verificação da viabilidade do uso da fibra.

4.4 EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA E TENACIDADE

4.4.1 Introdução

Em São Paulo, pelo fato dos túneis serem normalmente construídos em solos argilosos e argilo-arenosos, as exigências quanto ao comportamento nas primeiras idades são normalmente grandes. Este nível de exigência pode ser ainda maior com a utilização de fibras, uma vez que as mesmas propiciam uma maior velocidade de avanço do túnel, e consequentemente de maior demanda de resistência inicial (CELESTINO, 1996). Desta forma as questões mais freqüentes recaem sobre o comportamento do material nas primeiras idades. Aqui se procura fazer uma análise experimental no sentido de se conhecer o comportamento do material nas primeiras idades quanto à resistência mecânica e os índices de tenacidade. O principal objetivo é determinar os pontos em que o comportamento do material se diferencia daquele obtido aos 28 dias quando é normalmente controlado. Apresenta-se uma análise mais aprofundada dos resultados do que aquela apresentada anteriormente (FIGUEIREDO e HELENE, 1996b). Outras análises, abordando a influência da idade nos índices de tenacidade, avaliando o comportamento do material acima dos 28 dias não encontraram influência significativa da idade na tenacidade (JOHNSTON, 1993).

4.4.2 Materiais e traço

Apresenta-se uma análise da evolução da resistência mecânica e da tenacidade do concreto projetado via seca reforçado com fibras de aço. Apenas um traço foi analisado (1:2,82:1,58 - cimento:areia:pedrisco). Os materiais utilizados foram os mesmos do estudo anterior e o aditivo à base de aluminato foi empregado no mesmo teor. Foi utilizada a fibra F1, nos teores de 40 e 60kg/m^3.

4.4.3 Metodologia

Para cada consumo de fibra foram moldados quatro placas conforme o procedimento proposto no Capítulo I. Os prismas foram cortados e analisados apenas no sentido ortogonal ao da direção do jato de projeção. Esta é a situação mais favorável de

comportamento das fibras (ARMELIN, 1992b) mas, quanto ao ensaio de flexão teria uma maior proximidade com o do revestimento do túnel. Como não foi feito o controle do nível de tenacidade na compressão, já analisado por ARMELIN e HELENE em 1995, optou-se por ensaiar à compressão os corpos-de-prova no sentido paralelo ao da direção de projeção por facilidade executiva, uma vez que a principal diferença de comportamento em relação ao sentido ortogonal (muito mais próximo à realidade do túnel) só se dá no que se refere á energia consumida após a fissuração.

As placas tiveram seus traços reconstituídos (NBR 13044) e a resistência inicial foi estimada através dos penetrômetros de profundidade constante e de energia constante até a idade de 10 horas (sobre os métodos de ensaio vide Anexos I e II).

Quando o concreto projetado atingiu a idade de 5 horas e resistência compatível, uma placa foi removida para o corte dos corpos-de-prova prismáticos (10x10x40)cm^3. Estes corpos-de-prova foram submetidos aos ensaios de tração na flexão com deformação controlada (vide métodos de ensaio no Anexo VII) uma hora mais tarde. As extremidades dos corpos-de-prova foram submetidas ao ensaio de compressão direta (vide métodos de ensaio no Anexo IV) e, concomitantemente, a placa foi submetida ao ensaio com o penetrômetro de profundidade constante (vide métodos de ensaio no Anexo II).

4.4.4 Resultados

O traço na placa foi obtido por reconstituição (NBR 13044) obtendo-se o traço 1:3,37:0,39 (cimento:agregados:água) quando o consumo de fibra foi de 40 kg/m^3 e 1:3,53:0,46 quando o consumo de fibra utilizado foi de 60 kg/m^3.

A resistência à compressão foi avaliada pelos penetrômetros de profundidade constante e de energia constante até a idade de 10 horas e os resultados estão apresentados na Figura 4.38. Os valores médios e os desvios padrão correspondentes à resistência à compressão, obtida a partir do ensaio com a extremidade dos corpos-de-prova prismáticos, estão apresentados na Tabela 4.16, em conjunto com a resistência à tração na flexão. Na Tabela 4.17 estão apresentados os resultados relativos aos índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) e aos fatores de tenacidade (JSCE-SF4, 1984b).

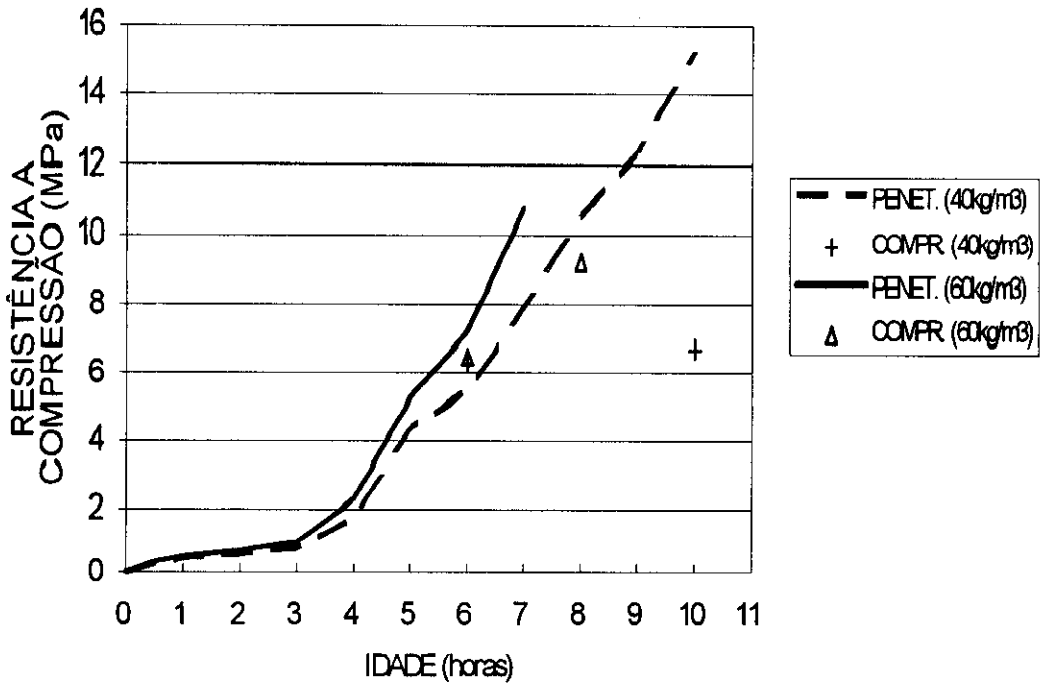


FIGURA 4.38: Resistência à compressão do concreto projetado reforçado com fibras de aço até 10 horas.

TABELA 4.16: Resistência à tração na flexão e à compressão obtida em corpos-de-prova prismáticos.

IDADE (dias)	CONSUMO DE FIBRA			
	40kg/m^3		60kg/m^3	
	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)
0,25	6,3±1,1	1,14±0,03	6,5±0,5	2,05±0,04
0,33			9,2±0,4	2,08±0,34
0,42	6,7±0,3	1,72±0,12		
1	21,2±2,9	4,71±0,22	21,5±1,5	5,07±1,11
4	26,3±4,3	5,72±0,56		
5			28,9±1,8	5,79±0,35
7	28,3±4,6	5,61±0,67		
28	31,2±3,0	6,15±0,87	35,0±1,2	8,91±0,77

TABELA 4.17: Índices de tenacidade (ASTM C1018) e fatores de tenacidade (JSCE-SF4).

CONSUMO DE FIBRA (kg/m^3)	IDADE (dias)	ÍNDICES ASTM C1018			FATOR JSCE-SF4 (MPa)
		I_5	I_{10}	I_{30}	
40	0,25	3,0±0,3	5,2±0,1	13,5±1,2	0,6±0,1
	0,42	2,7±0,1	4,3±0,5	10,2±2,9	0,6±0,1
	1	2,6±0,4	4,4±0,8	11.5±2,1	2,0±0,3
	4	2,3±0,1	3,9±0,1	8,2±0,2	1,2±0,2
	7	2,4±0,2	3,9±0,2	9,7±0,4	1,8±0,2
	28	1,9±0,1	2,9±0,4	5,4±0,1	0,9±0,1
60	0,25	2,9±0,1	4,4±0,1	9,7±0,5	0,6±0,1
	0,33	2,8±0,1	4,7±0,3	11,5±1,2	0,8±0,1
	1	3,6±0,2	6,1±0,5	14,3±1,5	2,1±0,4
	5	3,2±0,5	5,5±0,9	13,3±2,9	2,6±0,4
	28	2,7±0,2	4,8±0,3	11,5±1,0	3,6±0,3

4.4.5 Análise dos resultados

Os valores obtidos para a resistência à compressão através do uso de penetrômetro de energia constante e por ensaios de compressão direta resultaram muito próximos. Este fato corrobora a aplicação dos penetrômetros porque estes ensaios não destrutivos são também aplicáveis ao controle do concreto projetado do revestimento do túnel. Ainda mais, tais tipos de testes permitem uma avaliação da homogeneidade do concreto projetado assim que o mesmo foi aplicado na frente de escavação, onde os riscos de acidentes são maiores.

A correlação entre a resistência média à compressão, determinada em prismas (Tabela 4.16) e a idade do concreto projetado reforçado com fibras de aço foi estudada pelo método dos mínimos quadrados. A expressão matemática usada foi a seguinte:

$$f_c = \frac{A}{B^{t^{-1/2}}}$$

Onde:

f_c = resistência à compressão (MPa)

A e B = constantes

t = tempo (dias)

A expressão obtida para o concreto projetado com consumo de fibra de 40 kg/m^3 foi:

$$f_c = \frac{41,8}{2,69^{t^{-1/2}}}$$

E para o concreto com consumo de 60 kg/m^3 obteve-se:

$$f_c = \frac{45,0}{2,51^{t^{-1/2}}}$$

Ambas expressões matemáticas levaram a uma boa aderência (r^2 = 0.923 para 40 kg/m^3 e r^2 = 0.977 para 60 kg/m^3). As pequenas diferenças entre as duas expressões podem ter sido causadas pelo fato das duas séries de placas terem sido moldadas em dias diferentes. Pequenas diferenças nas condições ambientais, como a temperatura, podem ter causado estas mudanças. Estas correlações podem ser observadas nos gráficos da Figura 4.39.

O mesmo enfoque foi utilizado para a resistência à tração na flexão. A expressão obtida pelo método dos mínimos quadrados foi:

$$f_{tf} = \frac{8,7}{2,7^{t^{-1/2}}} \quad (r^2 = 0,929) \text{ para } 40 \text{ kg/m}^3 \text{ e}$$

$$f_{tf} = \frac{9.7}{2.2^{t^{-1/2}}} \quad (r^2 = 0,956) \text{ para } 60 \text{ kg/m}^3$$

Onde:

f_{tf} = resistência à tração na flexão (MPa)

t = tempo (dias).

Os resultados obtidos para a resistência à tração na flexão foram muito similares aos relativos à resistência à compressão. Mesmo as pequenas diferenças obtidas nas expressões podem ser creditadas aos mesmos fatores, uma vez que se utilizou uma quantidade de fibras abaixo do volume crítico (cerca de 1% em volume), que não causam aumento na resistência à tração do concreto projetado (SHAH, 1991). Estas correlações podem ser observadas nos gráficos da Figura 4.40.

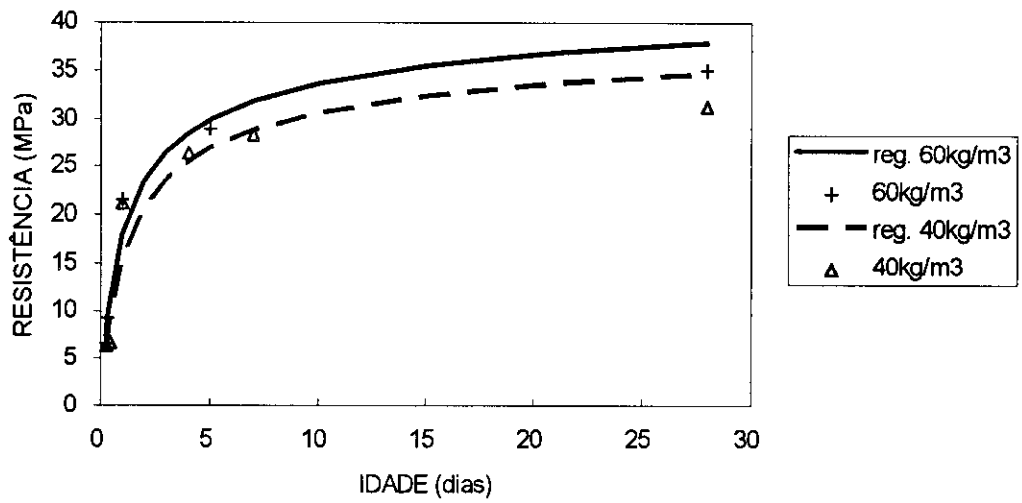


FIGURA 4.39: Correlação da evolução da resistência à compressão com a idade.

Os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) obtidos para o consumo de fibra de 40 kg/m^3 mostraram uma diminuição constante ao longo do tempo. Por outro lado, o consumo de 60kg/m^3 mostrou um comportamento diferente: os índices de tenacidade aumentaram até um dia de idade quando passaram a diminuir progressivamente. Um comportamento similar foi apresentado para os valores de fator de tenacidade (JSCE-SF4) para o consumo de fibra de 40 kg/m^3. Finalmente, o fator de tenacidade apresentou um crescimento com a idade para o consumo de fibra de 60kg/m^3.

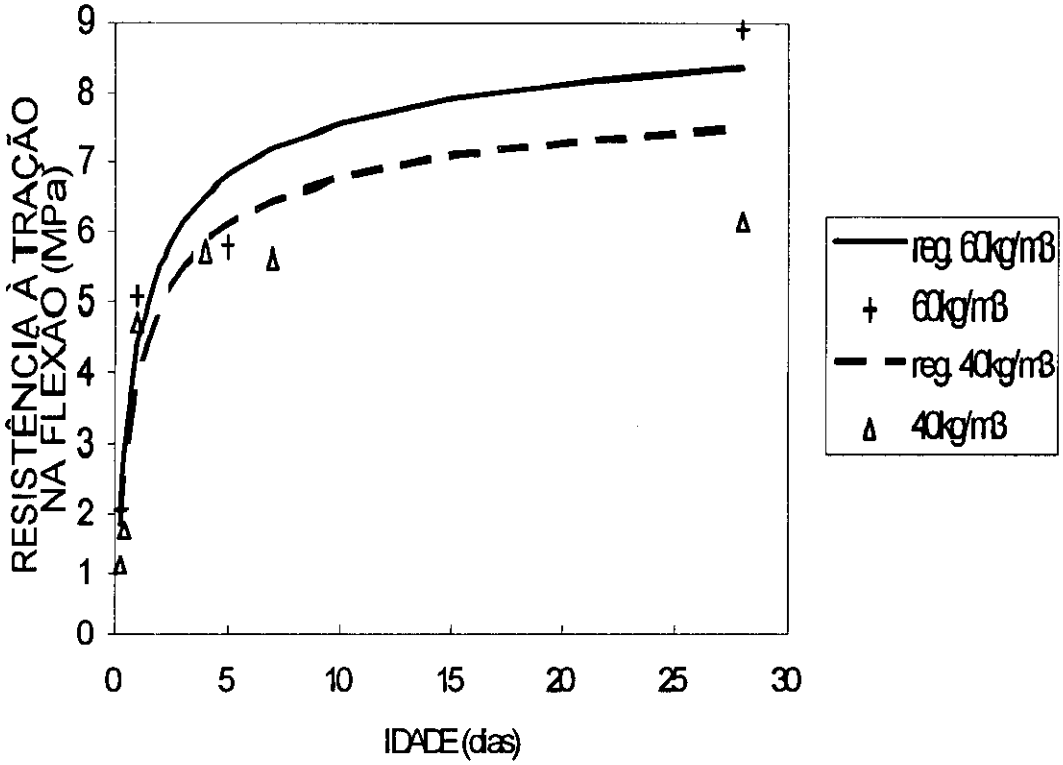


FIGURA 4.40: Correlação da evolução da resistência à tração na flexão com a idade.

A redução dos índices de tenacidade para o menor consumo de fibra está associado às diferentes taxas de crescimento da resistência à tração na flexão e da capacidade de carga pós-fissuração. Assim, a energia resiliente cresce numa velocidade maior que total (relativa à tenacidade medida). Então, como os índices de tenacidade são obtidos pela divisão da área sob a curva até uma determinada deflexão pela área obtida até o ponto da primeira fissura, o resultado da divisão cai necessariamente. Isto pode ser visualizado no gráfico apresentado na Figura 4.41. Em outras palavras, o concreto projetado com um baixo teor de fibras apresentará um comportamento mais próximo do elasto-plástico perfeito quanto menor for a resistência mecânica da matriz ou a sua idade.

No caso do maior consumo (Figura 4.42), os índices ainda crescem até um dia de idade, sendo muito semelhante ao menor nas primeiras horas. Este crescimento pode ter sido produzido por uma melhor aderência entre a fibra e a matriz obtida ao longo do tempo, pelo ganho de resistência mecânica da matriz. Como a fibra estava num maior volume, o nível de tensão transferido para cada fibra no momento da ruptura foi menor, evitando o escorregamento da mesma, o que acabou por aumentar o nível de energia consumida no trecho pós-fissuração do gráfico.

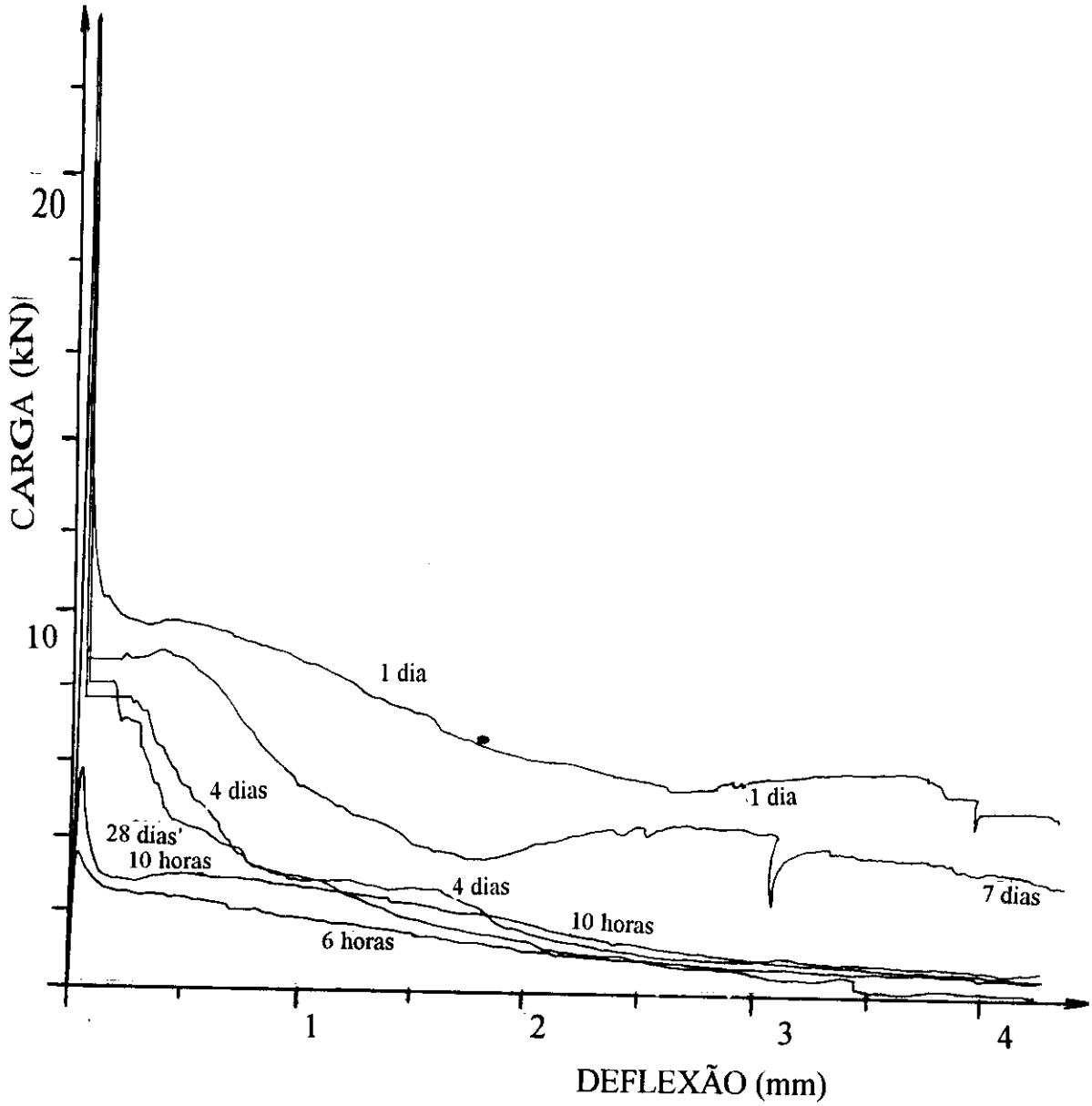


FIGURA 4.41: Curvas de carga por deflexão obtidas nas várias idades com um consumo de fibra de 40kg/m^3 de concreto.

Outra explicação para este comportamento é a possibilidade da transferência de tensão entre a matriz e a fibra poder provocar um efeito de escorregamento entre a matriz e a fibra causando perda de aderência e, consequentemente, da energia absorvida após a fissuração da matriz. Tal efeito será tão maior quanto menor for o conteúdo de fibras. Quando um elevado consumo de fibra é utilizado se obtém um desempenho melhor após a fissuração da matriz. Por este fato, uma maior área sob a curva de carga por deflexão é obtida. Este fato provoca um constante aumento no fator de tenacidade e adia a redução dos índices de tenacidade, o que só aconteceu após um dia de idade.

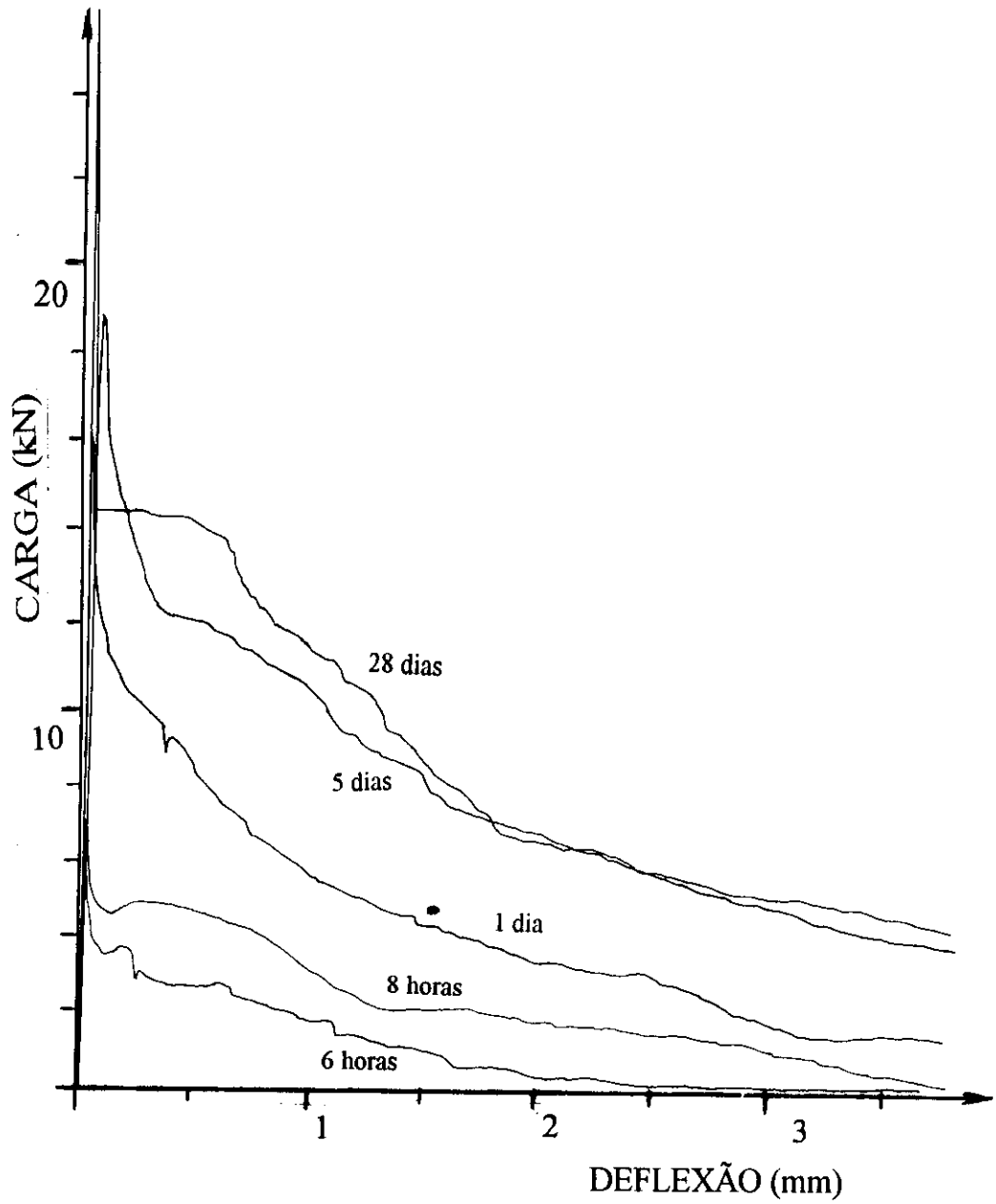


FIGURA 4.42: Curvas de carga por deflexão obtidas nas várias idades com um consumo de fibra de 60kg/m^3 de concreto.

4.4.6 Conclusões

Pode-se dizer que os resultados mostraram uma grande adequabilidade dos penetrômetros para o controle da resistência inicial. A evolução da resistência à compressão e da tração na flexão observada para o concreto projetado reforçado com fibras de aço foi bem similar ao normalmente encontrado para o concreto convencional, como era de se esperar para os baixos teores de fibra. Por outro lado, o controle da tenacidade do concreto projetado reforçado com fibras de aço aos 28 dias de idade não é suficiente para explicar o comportamento do material em outras idades, especialmente as menores quando, em alguns casos como a construção de túneis, são muito importantes. Um fator positivo

reside no fato de se constatar que a fibra proporciona um aumento da tenacidade nas baixas idades e, no caso da utilização dos índices preconizados pela ASTM (1994), a avaliação a 28 dias de idade acaba por ser a favor da segurança uma vez que a tendência observada é a redução dos mesmos à medida em que aumenta a idade do concreto. Este desempenho está correlacionado com o aumento da resistência da matriz ser mais intenso que o da capacidade portante pós-fissuração. Se no momento da ruptura da matriz, este aumento é tal que na transferência de tensões para a fibra, se induza ao escorregamento desta, haverá uma perda de capacidade portante pós-fissuração que reduzirá até mesmo os valores do fator de tenacidade.

4.5 COMENTÁRIOS FINAIS

4.5.1 Conclusões

Como parâmetro fundamental para a dosagem da fibra de aço com vistas à obtenção de um certo nível de tenacidade para o concreto projetado via seca está a relação exponencial entre os índices, relações e fatores de tenacidade com o consumo de fibra na mistura seca. Esta correlação vem a representar o ganho não proporcional no nível de tenacidade apresentado pelo material com o aumento do teor de fibras incorporado. Tais correlações dependem do tipo de fibra e da matriz. Fibras de maior fator de forma, apesar de apresentarem uma capacidade de transferência de tensão na região de ruptura menor quando avaliada individualmente, fornecem um melhor desempenho quando avaliadas pelo conteúdo em massa por metro cúbico de concreto. Matrizes de concreto de maior resistência mecânica irão demandar um maior consumo de fibra para se garantir um mesmo nível de desempenho pós fissuração, principalmente quando este é avaliado pelos índices de tenacidade da ASTM (1994). Da mesma forma, a evolução da resistência mecânica da matriz com a idade irá implicar num menor nível de desempenho pós-fissuração, conduzindo a uma fragilização do material. Isto provoca a necessidade de se vincular a exigência da tenacidade com a idade de avaliação.

De maneira geral pode-se realizar a dosagem da fibra objetivando apenas o aumento do nível de tenacidade conferido ao material com a sua adição. A definição das propriedades mecânicas deve ser feita através da dosagem da matriz conforme o analisado no Capítulo III. Isto ocorre porque a fibra não proporcionou alterações significativas nas propriedades do concreto projetado, à exceção de um dos tipos analisados.

Para um dado comprimento fixo, fibras de maior fator de forma, apesar de apresentarem um menor resistência ao arrancamento na região de ruptura quando analisadas individualmente, proporcionam melhor desempenho pós-fissuração quando analisadas em conjunto, devido ao elevado número de fibras que estarão presentes na seção de ruptura.

4.5.2 Recomendações para futuros estudos

O desenvolvimento de fibras ou matrizes que possibilitem um nível de incorporação maior durante o processo de projeção por via seca é um dos pontos importantes a serem pesquisados no sentido de se viabilizar o sistema tanto a nível técnico como econômico. A elevação do fator de forma forneceu um ganho de desempenho que merece estudos específicos que abordem as condições de mistura e projetabilidade.

A avaliação aqui apresentada foi basicamente tecnológica. Estudos que possibilitem uma melhor modelagem do comportamento do material devem ser desenvolvidos, além de outros critérios para a medição do comportamento pós-fissuração do compósito. Neste caso, índices que meçam a capacidade portante residual, ao invés da energia absorvida, parecem ser mais indicados e promissores (ARMELIN e BANTHIA, a ser publicado). Tais índices devem estar bem concatenados com uma metodologia de ensaio adequada, a qual deve merecer uma atenção especial, no sentido de se desenvolver procedimentos que eliminem incertezas como a região de instabilidade pós-pico e a redução da variabilidade dos resultados. Desta forma, ter-se-á melhores condições para o desenvolvimento de critérios probabilísticos de projeto e controle que levem em conta o nível de segurança da obra.

A evolução da tenacidade com a idade deve ser melhor avaliada. A utilização de outros tipos e teores de fibras, além da avaliação do material a idades elevadas parece interessante, uma vez que se constatou uma fragilização do material com a idade. Como no revestimento primário o concreto projetado, por ter a evolução de resistência acelerada, atinge mais cedo uma certa estabilização da resistência mecânica e pelo fato das principais exigências se concentrarem nas menores idades, isto não parece ser tão importante como no revestimento secundário. Neste último caso, por não se ter a necessidade de uma elevada resistência inicial, pode-se ter um grande aumento da resistência mecânica após os 28 dias, o que pode implicar numa maior fragilização do material.

Outro ponto importante é a avaliação do comportamento do material na estrutura, através do monitoramento da mesma. Esta avaliação também contribuirá para a obtenção de um melhor entendimento da interação entre o revestimento de concreto projetado e o maciço, fundamental no processo de dimensionamento dos túneis. Desta forma, seria possível obter a parametrização das exigências de desempenho que partem do projeto de execução do túnel. Um exemplo é a maior velocidade de escavação exigindo uma evolução de resistência inicial mais acentuada do concreto projetado apontada por CELESTINO (1996). No caso da utilização da fibra isto merecerá um estudo específico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGOPYAN, V. **Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento: o uso de fibras vegetais**. São Paulo, 1991. 204p. Tese (Livre-docência) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** State-of-the-art report on fiber reinforced shotcrete. (ACI 506.1R). ACI Committee 506. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1984. 13p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete**. ASTM C1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete and Shotcrete**. ASTM C1116. Separata ASTM. ASTM, Philadelphia. 1995.

AMTSBÜCHLER, R. Steelfibre shotcrete in mining and tunnelling. SANCOT Seminar. Nov. 1990. **Proceedings**. p.23-4.

ARMELIN, H.S. Concreto projetado com fibras. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.100-13.

ARMELIN, H.S. **Contribuição ao estudo do concreto projetado por via seca com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis NATM**. São Paulo, 1992a. 145p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ARMELIN, H.S. Steel Fibre Reinforced Dry-Mix Shotcrete - A Study of Fibre Orientation and its Effects on Mechanical Properties In: RILEM 4th Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete. Procidings. Shefield, England, jul. 1992b. **Proceedings**. 14p.

ARMELIN, H.S. et al. Shotcrete permeability - Considerations on the durability of tunnel linnings. In: Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete. **Proceedings.** May 21-6, 1994, Nice, France, 1994.

ARMELIN, H.S.; BANTHIA, N. Predicting the Flexural Post-Cracking Performance of Steel-fiber Reinforced Concrete from the Pull-out of Single Fibers. **ACI Materials Journal**, Detroit, USA, aceito para publicação em novembro de 1995.

ARMELIN, H.S.; HAMASSAKI, L.T. Avaliação do concreto projetado reforçado com fibras de aço e polipropileno na construção de túneis - NATM. 32ª Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 1990. **Anais**. 12p.

ARMELIN, H.S.; HELENE, P.R.L. Physical and mechanical properties of steel fiber reinforced dry-mix shotcrete. **ACI Materials Journal**. v.92. N°3, may-june 1995. p.258-67.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica** - NBR 9778. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada** - NBR 13044. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados**. NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto Projeto - Determinação do índice de reflexão por medição direta**. NBR 13317, ABNT, Rio de Janeiro.

AUSTIN, S.A. Materials Selection, Specification and Quality Control. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995. p.87-112.

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.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; WOOD, D.; BEAUPRÉ. Influence of fiber geometry in steel feiber reinforced dry-mix shotcrete. **Concrete International**, Detroit, USA, may, 1992. p.24-8.

BEAUPRÉ, D.; PIGEON, M.; MORGAN, D.R.; McASKILL. Le béton projeté renforcé de fibres d'amiante. In.: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, Canada, 1991. **Proceedings**. p.197-211.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdon. Barking, Elsevier. 1990.

CASANOVA, P.; ROSSI, P. Characterization and design of steel fibre reinforced shotcrete in tunnelling In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings.** p.217-26.

CELESTINO, T.B. Early-age shotcrete performance at excavation faces of underground works. In.: International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions, São Paulo, Brazil, 1996. **Proceedings.** p.77-88.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

FERNANDEZ, A. Fibre reinforced concrete and shotcrete technology: fact, myth or magic? In.: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, Canada, 1991. **Proceedings**. p.140-54.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo.** São Paulo, 1992. 284p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Estudo de Dosagem do Concreto Projetado Via Úmida Reforçado com Fibras de Aço. In.: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Florianópolis, jun. 1996a. **Anais**. p.248-59.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Evolution of strength and toughness in steel fiber reinforced shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. Edinburgh, Scotland, 1996b. **Proceedings**. p.99-106.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. and AGOPYAN, V. Fiber Reinforced shotcrete for tunnelling for NATM Brazilian conditions. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.263-72.

GOLAPARATNAM, V.S.; GETTU, R. On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes. **Cement & Concrete Composites**, v.17, N° 3, 1995. p.239-54.

HENAGER, C.H. Steel fibrous shotcrete: a summary of the state of the art. Application and Use of Shotcrete. ACI Compilation n.6. s.d. From **Concrete International**, v.3, N° 1. Jan. 1981. p.30-8.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF4. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984b. p.58-61.

JOHNSTON, C.D. Effects of testing rate and age on ASTM C 1018 toughness parameters and their precision for steel fiber-reinforced concrete. **Cement, Concrete, and Agregates.** CCAGDP, v.15, n.1, Summer 1993. p.50-8.

KADEN, R.A. Fiber-reinforced shotcrete: Ririe Dam and Little Goose (CPRR) Relocation. In: Proceedings of the Engineering Foundation Conference: Shotcrete for Ground Support. ACI Publication SP-54. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1976. **Proceedings**. p.66-88.

LAMONTAGNE, A.; PIGEON, M.; PLEAU, R.; BEAUPRÉ, D. Use of air-entraining admixtures in dry-mix shotcrete. **ACI Materials Journal**, v.93, N°1, jan-fev., 1996. p69-74.

MORGAN, D.R. Steel fiber shotcrete: a laboratory study. Application and Use of Shotcrete. ACI Compilation n.6. s.d. From **Concrete International**, v.3, N° 1. Jan. 1981. p.50-4.

MORGAN, D.R. Dry-mix silica fume shotcrete in Western Canada. **Concrete International**. American Concrete Institute ACI, Detroit, USA, jan. 1988. p.24-32

MORGAN, D.R. Steel Fiber Reinforced Shotcrete for Support of Underground Openings in Canada. **Concrete International**. v.13, N° 11. American Concrete Institute - ACI. Detroit, USA, Nov. 1991. p.56-64.

MORGAN, D.R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland, McGraw-Hill. Inc. 1995. p.229-65.

MORGAN, D.R.; McASKILL, N.; GARETTE, G.G.; MALHOTRA, V.M. Evaluation of polypropylene fiber reinforced high-volume fly ash shotcrete. **ACI Materials Journal**, v.89, N°. 2, March-April. Detroit, USA. 1992. p.146-54.

MORGAN, D.R.; MINDESS, S.; CHEN, L. Testing and Specifying Toughness for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.29-50.

RAMAKRISHNAM, V.; COYLE, W.V.; DAHL, L.F.; SCHRADER, E.K. A comparative evaluation of fiber shotcretes. **Concrete International**, v.3, N° 1. Jan. 1981.

ROBINS, P.J. Physical properties. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995b. p 52-86.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A. Sprayed steel fibre concrete. **Concrete**, mar. 1985a. p 17-9.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A. Sprayed steel fibre concrete. **Concrete**, abr. 1985b. p 18-20.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A. Melt extract fibre - A new impetus for steel fibre sprayed concrete. In.: Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, RILEM SYMPOSIUM, v.1. jul. 1986. **Proceedings**. 8p.

SHAH, S.P. Do fibers improve the tensile strength of concrete? In: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, 1991. **Proceedings**. p.10-30.

VANDEWALLE, M. **Tunnelling the World.** Belgium. N. V. BEKAERT S. A. Zwevegem, 1990.

WOOD, D.F. Applications of fibre reinforced shotcrete in tunnelling. In.: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, Canada, 1991. **Proceedings**. p.183-96.

CAPÍTULO 5.

DOSAGEM DA FIBRA DE AÇO NO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA

CAPÍTULO 5. DOSAGEM DA FIBRA DE AÇO NO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo da tese se objetiva parametrizar a tenacidade proporcionada pela fibra de aço quando atua como reforço no concreto projetado via úmida, em função do tipo e do teor da fibra. Em paralelo se faz uma análise da sua influência nas propriedades mecânicas do material. Os métodos de ensaio utilizados para caracterização da matriz e do comportamento pós-fissuração seguiram as alterações propostas nos Capítulos I e II, respectivamente.

5.2 A FIBRA NO CONCRETO PROJETADO VIA ÚMIDA

O estudo de dosagem do concreto projetado via úmida com adição de fibras de aço foi viabilizado no Túnel Norte do Complexo Viário Ayrton Senna em São Paulo. Ao contrário do concreto projetado via seca, o concreto projetado via úmida, que utiliza equipamentos de grande capacidade de produção, inviabiliza a moldagem de placas em laboratório. Este estudo permitiu a avaliação do material na exata situação de obra o que, se por um lado apresenta dificuldades para a obtenção de resultados uniformes, serve também como instrumento para comprovação a viabilidade do processo. Da mesma forma que o concreto projetado por via seca, não se consegue estudar o projetado por via úmida através de corpos-de-prova moldados. Isto já foi comprovado experimentalmente no estudo de BANTHIA, TROTTIER e BEAUPRÉ (1994), que demonstrou não haver um perfeito paralelismo o concreto moldado e projetado de mesmo traço. Isto, reforçou a necessidade de se avaliar o material em conjunto com o processo, cujas variações intervém no resultado final.

O concreto projetado via úmida apresenta, no entanto, a vantagem de possuir uma reologia plástica (PRUDÊNCIO, 1993). Em outras palavras, a lei de Abrams é aplicável ao concreto projetado via úmida e, com isto, obtém-se maiores resistências para menores valores da relação água/cimento. Além disso, o estudo de sua reologia em laboratório fica

facilitado e tentativas de correlacionar a reologia da pasta ou concreto com a projetabilidade e propriedades finais do material na estrutura vêm apresentando bons resultados, seja com aparelhos convencionais (GHIO, 1993) ou com outros especialmente desenvolvidos para tal (BEAUPRÉ, 1994). Com isto, a metodologia proposta por PRUDÊNCIO (1993), onde há a dosagem do material em laboratório e ajuste em testes de campo, pode ser indicada como satisfatória. Portando, não se tratará aqui da dosagem da matriz, a qual já conta com métodos de dosagem racional (ARIOGLU e YÜKSEL, 1986; PRUDÊNCIO, 1993; PRUDÊNCIO, ARMELIN e DANTAS, 1996).

A utilização do concreto projetado via úmida com o reforço de fibras de aço apresenta uma história mais recente que o de via seca. Enquanto, as primeiras notícias de aplicação em via seca datam do início da década de 70, tanto para a América (KADEN, 1976) como para a Europa (ALBERTS e KRAMERS, 1976), as relativas à via úmida ocorreram no final dessa década e início da seguinte (OPSAHL, 1982). No entanto, a utilização das fibras em concreto projetado via seca é considerada rara atualmente, quando comparada ao via úmida, devido ao nível elevado de reflexão que aumenta muito o custo do processo (MELBYE, OPSAHL e HOLTMON, 1995). Vale ressaltar que o nível de reflexão também está associada ao tipo de fluxo. No caso de se ter um fluxo aerado (típico do concreto projetado via seca e da via úmida a rotor) o nível da reflexão sobe devido à maior velocidade de jateamento (MAIDL e SOMMAVILLA, 1995). Esta vem sendo uma opção mais frequentemente adotada no Brasil (ARMELIN, TELLES e PRUDÊNCIO Jr., 1991) e a utilizada neste estudo.

A utilização do concreto projetado via úmida para o revestimento de túneis no Brasil é recente, datando do final da década de 80 (ARMELIN, TELLES e PRUDÊNCIO Jr., 1991). Normalmente sua aplicação se restringe ao revestimento secundário. Isto se justifica pelo fato da maioria dos túneis no Brasil ser executada em solos argilosos e às vezes, com baixo nível de recobrimento (NEGRO, GONÇALVES e GUARANÁ, 1996). Nesta situação, deixa-se uma grande quantidade de solo para estabilização da frente de escavação, chamada núcleo, que em muito dificulta a movimentação de braços mecânicos, essenciais na projeção por via úmida. No caso de túneis de pequenas dimensões, nem mesmo no revestimento secundário a sua aplicação é facilitada. Tal fato não se repete em países europeus como a Noruega, onde os túneis são escavados em rocha e a quase totalidade dos túneis são executados com o concreto projetado via úmida, quer para o revestimento primário, quer para o secundário (GARSHOL, 1995).

Ainda não foram publicados, no Brasil, resultados de estudos sobre a aplicação do concreto projetado via úmida com fibras de aço, sendo este o primeiro a caracterizá-lo. Experiências e aplicações práticas vêm sendo executadas desde o início desta década.

Aqui se objetivou prioritariamente verificar a influência do teor de fibras de aço nas propriedades do concreto projetado via úmida, com especial atenção para os índices de tenacidade. Normalmente a dosagem da fibra é feita simplesmente adotando-se valores para o consumo de fibras por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção. MORGAN (1991), aponta como "conceito" para a dosagem da fibra a faixa de 50-80 kg/m^3 de concreto, sendo a definição do exato teor dependente da tenacidade requerida. No entanto, tal dependência não é definida. Tal faixa foi corroborada posteriormente (AUSTIN, 1995 e MORGAN, 1995) e vem sendo adotada quando da realização de estudos experimentais (BANTHIA et al., 1994) e como recomendação dos fabricantes (VANDEWALLE, 1990).

Estudos mais recentes vêm abordando o efeito do tipo de fibras (BANTHIA et al., 1994), e se demonstrou uma forte influência da fibra no desempenho do material. Por tal motivo, variou-se aqui também o tipo de fibra, de modo a analisar o efeito do teor em conjunto com a geometria da fibra. Quatro tipos diferentes foram analisados conforme o apresentado no próximo item.

Da mesma forma que para o concreto projetado via seca não se encontram resultados publicados a respeito da avaliação comparativa entre a tela metálica e as fibras de aço com a utilização do ensaio de punção de placas (EFNARC, 1996). Na verdade, o estudo comparativo entre tela e fibra é ainda menos comum na via úmida que na via seca, pois a via seca proporciona melhores condições de moldagem de placas em laboratório. Dos poucos estudos publicados a respeito, dois deles foram desenvolvidos por pesquisadores noruegueses (OPSAHL, 1982; SKATUN e SPIGERVERK, 1986). Nestes estudos adotaram-se sistemas que representassem o comportamento estrutural do concreto projetado no revestimento do túnel em rocha, notadamente o cisalhamento. As placas deste estudo foram submetidas ao puncionamento conforme já mencionado. Tal esforço reproduz a ação de tirantes ou chumbadores no revestimento do túnel e tem a vantagem de contar com uma referência normalizada (EFNARC, 1996)

5.3 A INFLUÊNCIA DO TEOR E DO TIPO DE FIBRA

5.3.1 Materiais

Foram analisados quatro tipos diferentes de fibras de aço em quatro diferentes teores. As fibras analisadas têm suas características apresentadas na Tabela 5.1, e são aquelas que se encontram disponíveis no mercado nacional. O fator de forma ali apresentado é definido pela relação entre o comprimento da fibra e o diâmetro do círculo com área equivalente à da seção transversal. A matriz de concreto foi fixada como constante, sendo o seu traço em massa 1 : 1,885 : 1,850 : 0,43 (cimento:areia:pedrisco:água). Os consumos de material por metro cúbico foram os seguintes:

Cimento CPII E-32 : 452kg/m^3
Areia: 852kg/m^3
Pedrisco: 836kg/m^3
água: 194l/m^3
Aditivo superfluidificante com dosagem variável em função do abatimento medido
Aditivo acelerador de pega líquido à base de aluminato de potássio (2,0% em relação à massa de cimento): 9,04l

Para a fibra F1 com o consumo de 80 kg/m^3 de concreto, houve um problema no sistema de alimentação do aditivo e o teor real foi de 0,8% em relação à massa de cimento.

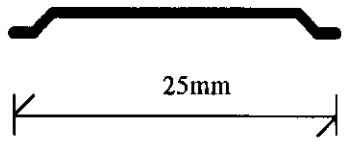
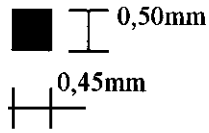
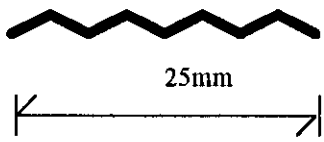
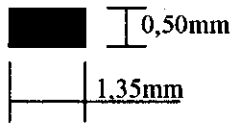
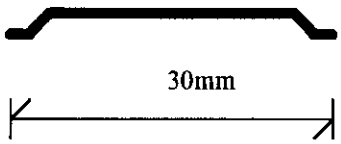
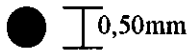
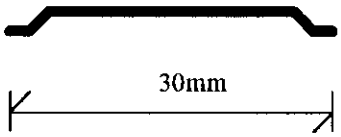
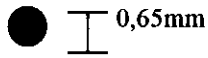
5.3.2 Metodologia

A moldagem das placas foi feita segundo o procedimento prescrito em NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados (ABNT, 1994), utilizando-se de um braço mecânico para a projeção. Procurou-se manter o posicionamento do bico o mais perpendicular possível à placa.

Para cada teor de fibra foram moldadas três placas, sendo uma destinada ao controle ao controle da resistência à compressão com corpos-de-prova cilíndricos (Anexo III), outra destinada ao corte de prismas para o ensaio de tração na flexão com deformação controlada (Anexo VII) e resistência à compressão em prismas (Anexo IV) e

a última destinada ao ensaio de punção com deformação controlada (Anexo VIII). Estes ensaios foram feitos de acordo com o analisado nos Capítulos I e II. A análise comparativa dos testemunhos cilíndricos e prismáticos para a obtenção da resistência à compressão do material se encontra apresentada no Capítulo I. Assim, cada série foi composta por doze placas.

TABELA 5.1: Características básicas das fibras analisadas.

FIBRA	FORMATO LONGITUDINAL	SEÇÃO TRANSVERSAL	FATOR DE FORMA
F1			46,7
F2			27,3
F3			60,0
F4			46,2

O abatimento de tronco de cone (NBR 07223) foi medido em três circunstâncias. A primeira no momento da chegada do caminhão à obra ainda sem a adição da fibra, após a adição da fibra diretamente no caminhão betoneira e com a adição do aditivo superfluidificante.

O equipamento de projeção utilizado foi o Aliva-DUPLO 285 de projeção por via úmida com fluxo aerado e produção regulada para aproximadamente 10 m^3/h. O jateamento era executado com o auxílio de um braço mecânico operado por controle remoto e dotado de movimento circular automático do bico de projeção.

A alimentação da máquina de projeção era feita por pequenos caminhões betoneira que operavam exclusivamente dentro do túnel com capacidade para cerca de $2,5m^3$. O fornecimento do concreto na obra era feito por um caminhão betoneira de grande capacidade ($7m^3$), o qual alimentava diretamente, através de um duto, os dois menores. A dosagem da fibra e a sua homogeneização era feita sempre no caminhão betoneira que fornecia o material para a obra.

A moldagem das placas ocorreu no período noturno das 21:00 horas às 3:00 horas do dia seguinte. Isto teve por objetivo facilitar a chegada dos caminhões à obra e diminuir a perda de trabalhabilidade acarretada pelas altas temperaturas do dia e pelo tempo prolongado de exposição do caminhão ao sol. Isto garantiu uma certa uniformidade nas condições ambientais de moldagem.

No caso específico da fibra F1, cada teor de fibra foi dosado em um caminhão betoneira. Com isto tornou-se possível o controle da reflexão, tanto por reconstituição de traço (Anexo V) como por medição direta (NBR 13317). Este procedimento só foi possível para a fibra F1 pelo fato da região do túnel onde estava se executando o revestimento já contar com a pavimentação concluída. Isto permitiu a coleta e pesagem do todo o material refletido.

Como o concreto era destinado ao revestimento secundário e os estudos feitos no túnel durante a sua execução, não se realizou o controle da evolução da resistência inicial. O traço da concreto do caminhão betoneira, do concreto incorporado à placa e refletido foi obtido por reconstituição (NBR 13044 Concreto Projetado - Reconstituição de misturas recém projetadas) de amostras extraídas das placas e do material refletido, quando isto foi possível.

O comportamento pós-fissuração e a tenacidade, mais relacionado com o papel da fibra (Capítulo II), foi controlado através dos ensaios de tração na flexão com deformação controlada em prismas (Anexo VII) e o de punção de placas (Anexo VIII) aos 28 dias de idade.

Com as extremidades dos prismas utilizados no ensaio de tração na flexão foram realizados os ensaios de determinação das condições de porosidade (NBR 9778 Argamassa e Concreto Endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica) e da resistência à compressão (Anexo IV).

Foi moldada também uma placa com reforço de tela metálica, no sentido de se avaliar comparativamente o seu comportamento com o da fibra. A tela metálica utilizada possuía 1cm de diâmetro de fio soldado em malha quadrada de 10 cm de lado.

5.3.3 Variáveis independentes e intervenientes

Como variáveis independentes adotou-se o tipo e o teor de fibra empregado no concreto projetado. As variáveis intervenientes foram reduzidas pelo fato de se moldar o concreto à noite, o que conferiu uma maior constância quanto à temperatura e a umidade relativa, ao contrário do que ocorreu no Capítulo IV. As fibras incidiram no abatimento obtido com o concreto fresco, o qual foi mantido constante com o auxílio de um aditivo superfluidificante. No entanto, houve variações no fluxo do material pelo equipamento de projeção, o que acabou por alterar a dosagem do aditivo acelerador. Tal fato só foi constatado posteriormente. Além disso, pequenas defeitos no equipamento dificultaram a regulagem do dosador de aditivo acelerador, produziam variações na evolução da resistência inicial e na final.

5.3.4 Variáveis dependentes

Da placa foi destinada ao ensaio de punção em placas (conforme descrito no Anexo VIII) foi obtida a curva de energia absorvida em função da deflexão. Dos primas extraídos da segunda placa para a realização de ensaios de tração na flexão com deformação controlada obtiveram-se as curvas de carga por deflexão que permitiram a determinação dos índices, relações e fatores de tenacidade segundo os critérios propostos pela ASTM C1018 (1994) e JCSE-SF4 (1984b). Além da determinação do índice de tenacidade, os corpos-de-prova prismáticos possibilitaram a determinação da resistência à compressão (Anexo IV) e os valores da absorção de água por imersão e fervura, do volume de vazios permeáveis e da massa específica saturada e insaturada (NBR 9778). Para a fibra F1 foi determinado o índice de reflexão por medição direta (NBR 13317).

5.3.5.2 Reconstituição de traço

Os resultados obtidos para a reconstituição de traço de todas as placas projetadas bem com das suas respectivas reflexões se encontram apresentados na Tabela 5.14. Os traços incorporados foram obtidos segundo o método NBR 13044 Concreto projetado - Reconstituição de traço de misturas recém projetadas.

5.3.5.3 Propriedades mecânicas

Na Tabela 5.3 se encontram apresentados os resultados de resistência à compressão, determinada a partir de testemunhos cilíndricos (Anexo III) e prismáticos (Anexo IV). Os testemunhos cilíndricos foram extraídos das placas convencionais e daquelas destinadas à extração de testemunhos prismáticos.

Nessa tabela se encontram apresentados os valores obtidos na determinação da resistência á tração (ASTM C1018, 1994 ou JSCE-SF4, 1984b) obtidos no ensaio com os corpos-de-prova prismáticos.

5.3.5.4 Índices de tenacidade

De modo a propiciar a visualização das curvas de carga por deflexão resultantes dos ensaios, se encontram apresentadas nas Figuras 5.1 a 5.4, algumas das curvas obtidas para cada tipo e teor de fibra.

Na Tabela 5.4 estão apresentados os resultados dos índices de tenacidade obtidos com o material segundo os mesmos métodos utilizados na determinação da resistência à tração na flexão. Na determinação destes índices, a região de instabilidade pós-pico foi desconsiderada, adotando-se o critério apontado por (BANTHIA e TROTTIER, 1995a) e discutido no Capítulo II.

A partir destes resultados foi possível determinar as relações de tenacidade (ASTM C1018, 1994) conforme a seguinte equação:

$$R_{a,b} = \frac{100}{b-a} * (I_b - I_a)$$

5.3.5 Resultados

5.3.5.1 Abatimento

Um painel geral das condições básicas de projeção se encontra apresentado na Tabela 5.2. Nota-se que, quanto maior o fator de forma da fibra, tanto maior foi a perda de abatimento com a adição da mesma. Portanto, tal fato ocorreu de maneira mais intensa com as fibras F3 e F4, enquanto a fibra F1 só apresentou alguma alteração de trabalhabilidade mais significativa quando da utilização do consumo de 80kg/m^3. Já a fibra F2 não apresentou nenhuma influência no abatimento, qualquer que fosse o teor utilizado.

TABELA 5.2: Valores medidos para os traços de entrada do concreto projetado.

FIBRA OU TELA	TEOR (kg/m^3)	PLACAS	VOLUME DE CONCRETO (m^3)	ABATIMENTO (mm)			ADITIVO (%)*
				CHEGADA	COM FIBRA	FINAL	
F1	20	P1	4,5	40	35	60	0,64
	40	P2	4,5	40	35	80	0,69
	60	P3	4,5	40	40	80	-
	80	P4	4,5	40	28	75	0,69
F2	20	P5	2,5	-	-	-	-
	40	P6	2,5	-	-	-	-
	60	P7	2,5	40	40	90	0,53
	80	P8	2,5	-	65	90	0,62
TELA	120	P9	4,5	40	-	80	0,62
F3	20	P10	2,5	65	60	90	0,40
	40	P11	2,5	-	60	-	-
	60	P12	2,5	40	25	90	0,58
	80	P13	2,5	-	-	-	-
F4	20	P14	2,5	40	40	95	0,58
	40	P15	2,5	-	-	98	0,66

* Porcentagem em relação à massa de cimento.

onde,

$R_{a.b}$ = relação de tenacidade entre os índices com referência "a" e "b".

I_b e I_a = índices de tenacidade com referência "a" e "b".

Como exemplo apresenta-se abaixo o caso específico do cálculo de $R_{10.30}$:

$$R_{10,30} = \frac{100}{30-10} * (I_{30}-I_{10}) = 5 * (I_{30}-I_{10})$$

Os resultados obtidos com este cálculo se encontram apresentados na Tabela 5.5.

TABELA 5.3: Resultados obtidos para resistência à compressão e resistência à tração.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m³)	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL (MPa)			RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)
		C. P. Prismático	C. P. Cilíndrico Placa convencional	C. P. Cilíndrico Placa para fibra	
F1	20	24,2±1,8	28,2±3,4	25,1±4,4	4,2±0,9
	40	30,5±1,2	31,4±2,6	27,7±5,2	6,3±0,5
	60	33,8±2,2	37,1±1,6	38,4±4,3	7,4±0,3
	80	37,6±2,4	35,9±2,4	44,1±1,6	7,5±1,1
F2	20	24,3±2,6	27,2±1,8	24,5±2,0	6,8±0,6
	40	26,4±2,0	28,3±2,2	25,9±4,0	8,3±0,6
	60	24,6±1,0	29,7±1,5	28,5±3,1	8,4±0,7
	80	25,4±1,3	29,1±1,8	29,2±1,4	8,3±0,7
F3	20	27,0±0,4	33,0±2,3	21,8±1,8	6,6±0,6
	40	21,6±1,6	24,9±0,7	21,8±1,8	6,5±1,3
	60	17,1±1,0	18,4±1,3	17,0±1,9	6,2±0,7
	80	20,8±1,6	18,6±2,5	25,7±5,4	6,1±0,8
F4	20	24,9±1,3	35,7±1,6	27,4±1,0	6,7±0,9
	40	28,9±3,6	34,1±1,2	30,6±7,1	4,8±0,9

TABELA 5.4: Resultados obtidos para os índices de tenacidade.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m3)	ÍNDICES DE TENACIDADE (ASTM C1018)				FATOR DE TENACIDADE JSCE-SF4 (MPa)
		I_5	I_{10}	I_{20}	I_{30}	
F1	20	2,1±0,4	3,3±0,8	5,6±1,5	7,5±2,2	1,2±0,5
	40	2,6±0,4	4,5±0,9	8,3±2,0	12,1±3,3	2,7±0,8
	60	2,5±0,2	4,4±0,4	7,8±0,9	11,2±1,5	3,6±0,4
	80	3,3±0,3	6,0±0,7	11,1±1,2	15,3±1,5	4,0±0,5
F2	20	1,4±0,1	1,8±0,1	2,7±0,1	3,6±0,1	0,8±0,1
	40	1,7±0,3	2,5±0,6	4,0±1,2	5,5±1,7	1,8±0,6
	60	2,0±0,2	3,4±0,6	6,0±1,3	8,3±2,0	2,7±0,6
	80	2,4±0,3	4,0±0,6	6,9±1,1	9,4±1,5	2,6±0,3
F3	20	1,7±0,2	2,6±0,5	4,5±1,1	6,4±1,6	1,6±0,3
	40	2,0±0,2	3,4±0,3	6,1±0,6	8,7±0,8	2,4±0,5
	60	2,4±0,2	4,3±0,4	8,0±0,6	11,9±1,1	3,2±0,5
	80	2,6±0,3	4,9±0,6	9,3±1,0	13,7±1,2	3,5±0,7
F4	20	1,6±0,1	2,3±0,3	3,7±0,6	5,1±0,8	1,3±0,3
	40	2,5±0,6	4,2±1,4	7,7±2,7	11,1±3,9	2,4±0,7

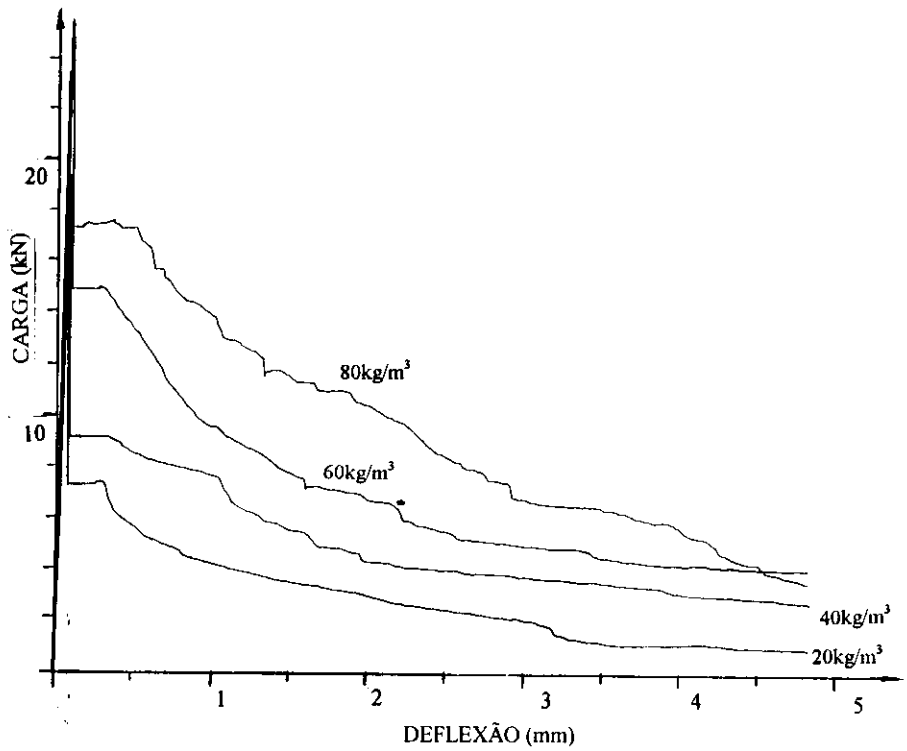


FIGURA 5.1: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F1 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada.

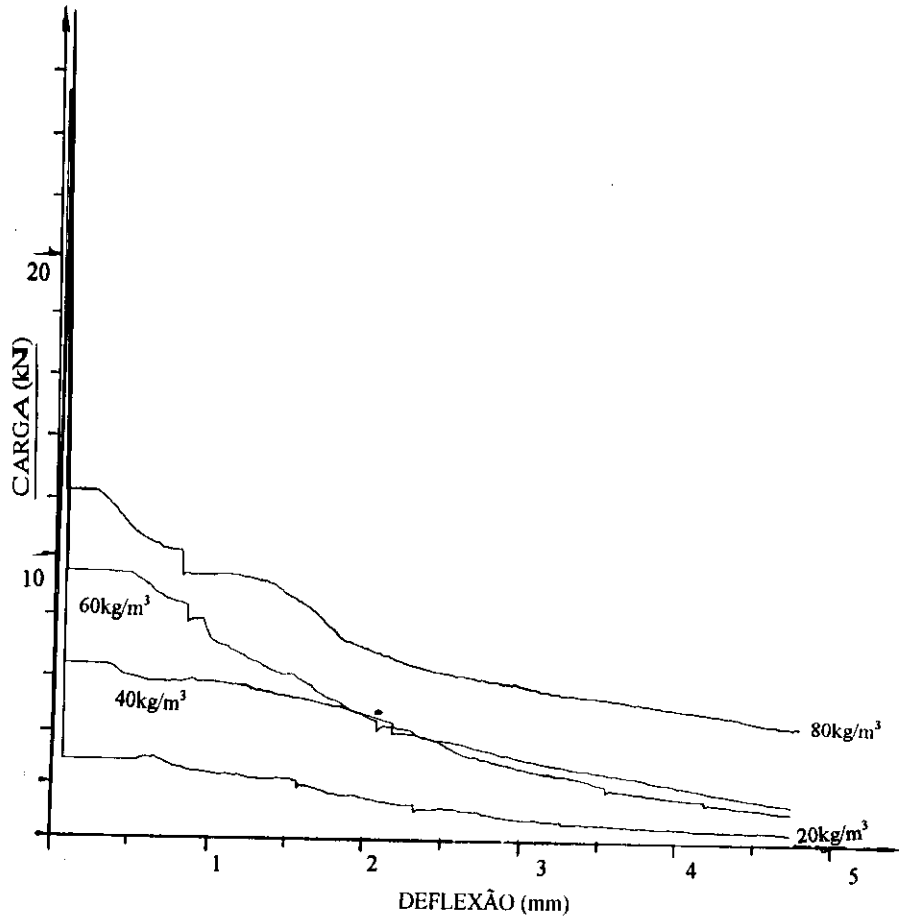


FIGURA 5.2: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F2 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada.

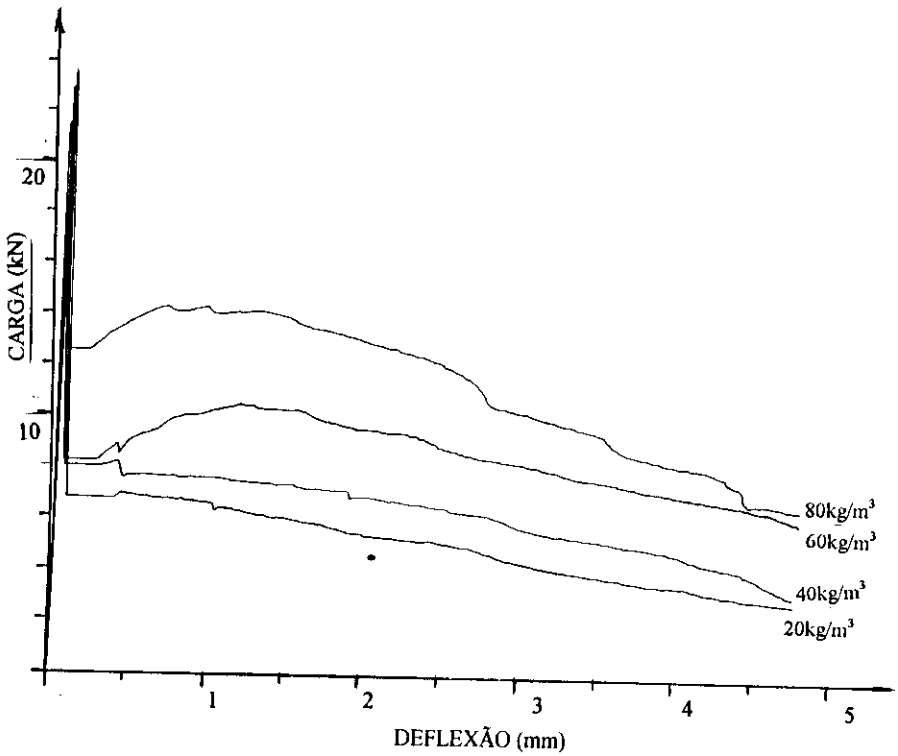


FIGURA 5.3: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F3 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada.

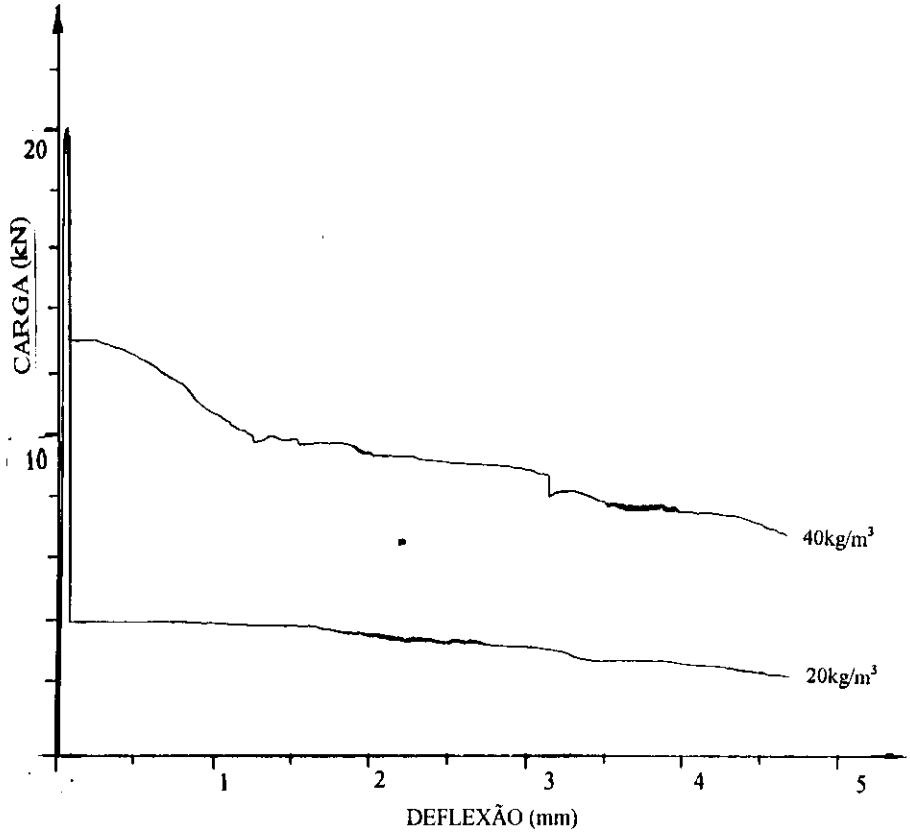


FIGURA 5.4: Curvas de carga por deflexão obtidas com a fibra F4 no ensaio de tração na flexão com deformação controlada.

TABELA 5.5: Resultados obtidos para as relações de tenacidade.

FIBRA	TEOR DE FIBRA (kg/m^3)	RELAÇÕES DE TENACIDADE (ASTM C1018)		
		R_{5-10}	R_{10-20}	R_{10-30}
F1	20	24,9	22,3	21,0
	40	38,8	38,2	37,7
	60	36,9	34,7	34,2
	80	53,9	50,5	46,4
F2	20	9,5	9,0	8,9
	40	16,1	15,5	15,4
	60	26,8	25,8	24,8
	80	32,3	29,0	27,3
F3	20	18,6	19,0	18,7
	40	27,0	27,0	26,5
	60	37,0	37,3	38,2
	80	45,5	44,2	44,0
F4	20	14,8	14,0	13,7
	40	34,7	35,0	34,7

5.3.5.5 Absorção de energia na punção de placas

Além dos ensaios de caracterização do material, apresentados nos itens anteriores, também foram realizados ensaios de punção em placas (Anexo VIII), com o objetivo de avaliar comparativamente o desempenho entre o reforço de fibras de aço e de tela metálica.

As placas foram puncionadas e a energia absorvida foi medida até um deslocamento de 7mm, segundo o descrito no Anexo VIII. Os resultados obtidos neste tipo de ensaio são apresentados pelas curvas de absorção de energia em função do deslocamento imposto apresentadas nos gráficos das Figuras 5.5 a 5.8. Os resultados obtidos com a fibra F1 não podem ser comparados com as demais uma vez que utilizou o sistema de apoio direto no suporte prejudicando as condições de apoio e reduzindo o nível de energia absorvida. Foi ensaiada uma placa com tela colocada a 1cm da base, a qual serve de referência para as demais fibras.

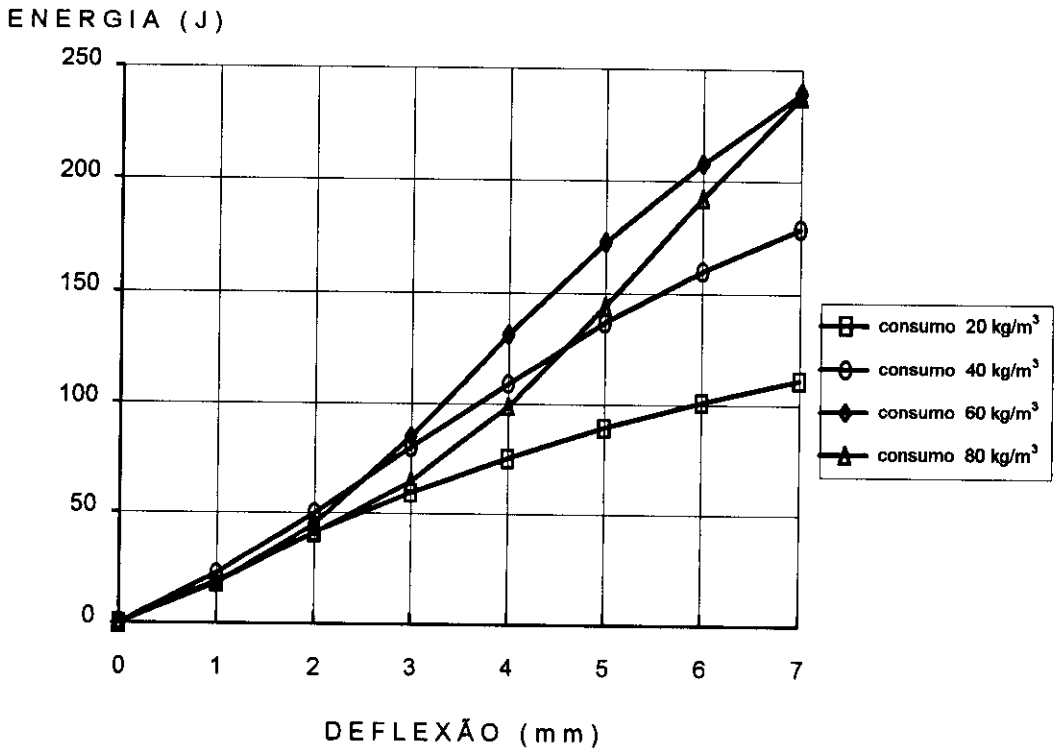


FIGURA 5.5: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F1.

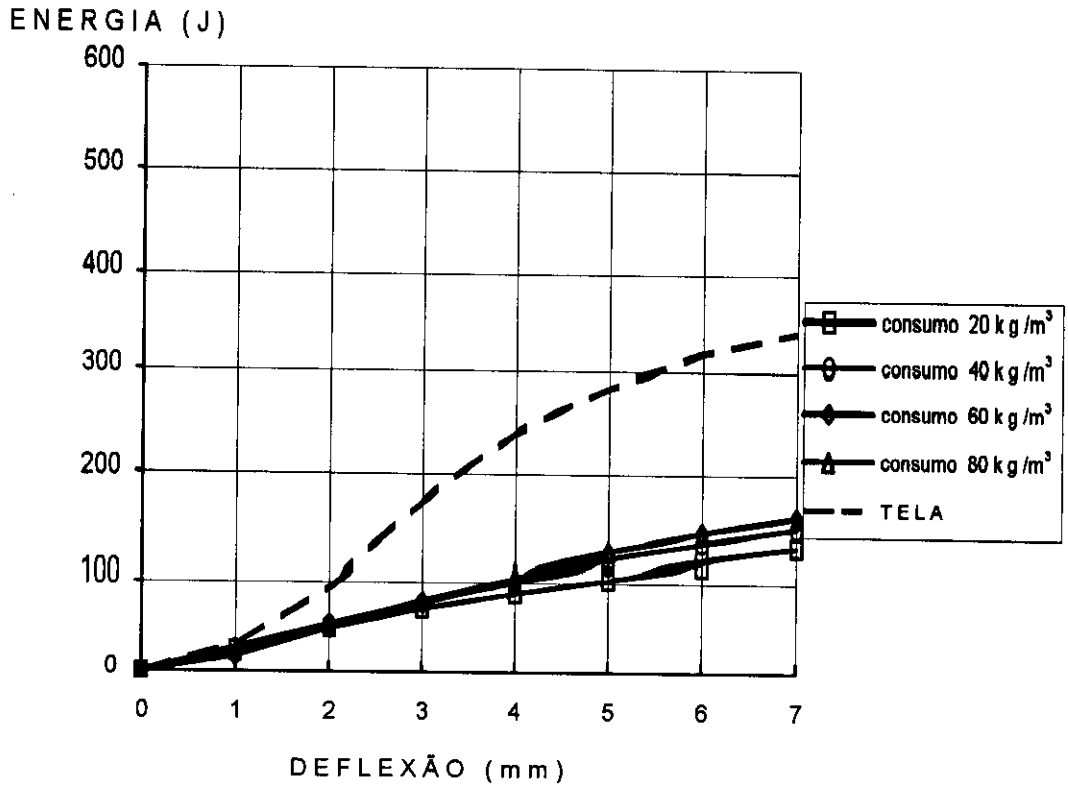


FIGURA 5.6: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F2.

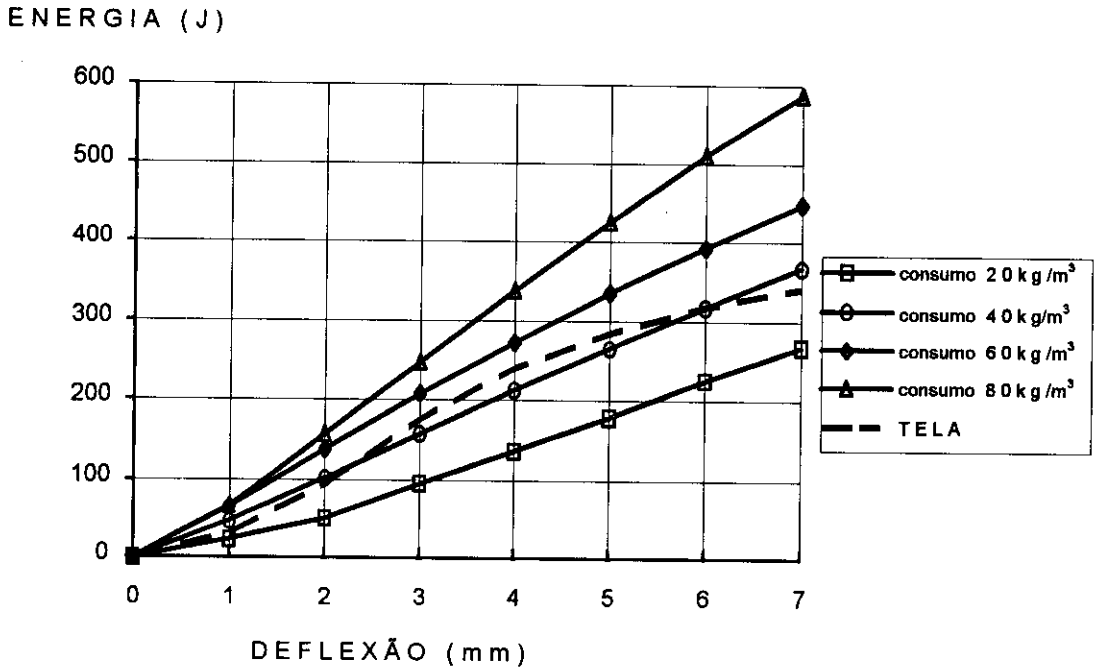


FIGURA 5.7: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F3.

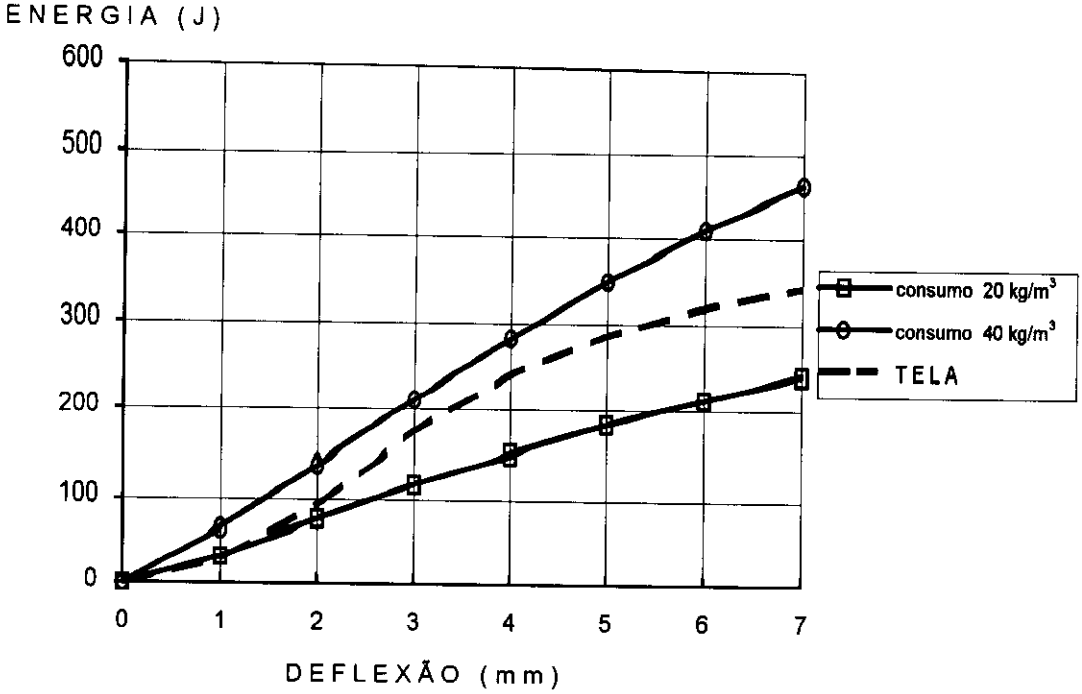


FIGURA 5.8: Evolução da absorção de energia em ensaio de punção de placa para a fibra F4.

5.3.6 Análise dos resultados

5.3.6.1 Propriedades mecânicas

Não foi encontrada correlação entre a resistência á compressão e à tração na flexão do concreto projetado. Isto ocorreu devido ao fato da resistência à tração ter-se apresentado relativamente constante, ao contrário da resistência à compressão. Por outro lado, o ensaio de tração na flexão apresentou uma grande variabilidade intrínseca, o que lhe é característico (MORGAN, MINDESS e CHEN, 1995; DAL MOLIN, 1995) e acaba por dificultar a apreciação de seus resultados.

Analisando-se os valores obtidos para a resistência à compressão, nota-se uma grande variação de placa para placa, qualquer que seja a forma do corpo-de-prova utilizado. Tal variação não pode ser imputada diretamente às fibras. No caso da série de placas moldadas com as fibras F1 e F3 houve uma variação no teor de aditivo acelerador quando da moldagem das mesmas. No caso da primeira, devido ao entupimento ocorrido na mangueira de alimentação, reduziu-se o teor para as placas de consumo de 60 e

80kg/m^3, o que fez com que estas placas fornecessem maiores valores de resistência à compressão. No caso da fibra F3 houve uma diminuição sensível na capacidade de produção do equipamento, pois a fibra, com seu elevado fator de forma, dificultou o processo de bombeamento ao contrário das demais. Com isso, a velocidade de projeção diminuiu e, ao mesmo tempo, aumentou-se o teor de aditivo incorporado ao material. Com isto houve uma redução na resistência mecânica do concreto com o aumento do consumo de fibra.

Para os mesmos teores de aditivos, ou seja os dois primeiros e os dois últimos teores da fibra F1 e todos os teores das fibras F2 e F4, houve uma tendência de aumento da resistência mecânica com a adição de maiores quantidades de fibra, o que vem a contradizer a normalmente esperada redução da resistência do material. Tal conceito está associado à diminuição da trabalhabilidade produzida pela fibra para concretos convencionais, o que dificulta o adensamento do material. Isto pode ser justificado pelo fato da trabalhabilidade do concreto projetado não seguir exatamente os mesmos parâmetros do concreto convencional e o sua compactação estar ligada a fatores inerentes ao processo de projeção, como a velocidade e a direção do jato. Tal comportamento já havia sido constatado por outros pesquisadores (ROBINS e AUSTIN, 1985a) para o concreto projetado via seca e se repete para a via úmida.

5.3.6.2 Tenacidade em prismas

Nesta etapa da tese se adotou o mesmo modelo exponencial de correlação que foi utilizado para a via seca (Capítulo IV). Em outro trabalho (FIGUEIREDO e HELENE, 1996a), já se apresentou a análise de correlação dos índices de tenacidade com modelos lineares, os quais não representaram tão precisamente o fenômeno, mas apresentam grande facilidade para a aplicação prática. Os índices de tenacidade obtidos através do proposto pela ASTM apresentaram uma correlação apenas razoável com o teor de fibra da mistura, no que diz respeito à fibra F1. Isto se deve á própria susceptibilidade do critério: qualquer que seja a fibra, se a carga difere muito para o ponto de aparecimento da primeira fissura haverá, consequentemente, uma variação nos índices que a tomam como referência. Se o concreto apresenta um elevado nível de resistência para a primeira fissura, ocorrerá uma maior área sob o gráfico de carga por deflexão em seu trecho elástico, diminuindo-se assim os valores dos índices de tenacidade. Isto acaba por prejudicar a avaliação do desempenho da fibra no que diz respeito aos maiores teores (60 e 80kg/m^3), uma vez que, concretos de maior resistência mecânica, produzem menores índices de tenacidade (CAPÍTULO IV).

No entanto pôde-se estabelecer, pelo método dos mínimos quadrados uma correspondência entre os índices de tenacidade e o teor de fibra dosado ao concreto, a partir do seguinte modelo:

$$I_a = \frac{A}{(0,1*CF)^{-1/2}} + 1$$

B

onde,

I_a = Índice de tenacidade com referência "a";

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção;

Na Tabela 5.6 pode-se observar os valores obtidos para as constantes "A" e "B", bem como os valores do coeficiente de correlação. Estas regressões podem ser visualizadas nos gráficos apresentados nas Figuras 5.11 a 5.13.

Observa-se pelos resultados que o coeficiente de correlação é melhor para as fibras que não sofreram com a variação nas condições de projeção. A adoção deste modelo é justificada pelo fato dele fornecer o valor unitário, quando da adoção do teor nulo de fibras, o que corresponde ao valor esperado teoricamente. Além disso, aproxima bem ao comportamento assintótico do material que não apresentou ganho de desempenho proporcional ao aumento do teor de fibra. Um ganho proporcional ao aumento do teor de fibras no desempenho pós-fissuração, não é obtido mesmo para o concreto moldado convencionalmente (BALAGURU, RAMESH e PATEL, 1992). Tal fenômeno foi atribuído por ARMELIN e BANTHIA (a ser publicado) ao fato de se ter uma grande deformação plástica da faixa comprimido do concreto, acima da linha neutra, que reduz o nível de energia absorvido após a fissuração do material.

O modelo adotado para se obter a correlação entre a relação de tenacidade e o consumo de fibras é similar ao adotado para os índices de tenacidade:

$$R_{a.b} = \frac{A}{(0,1*CF)^{-1/2}}$$

B

onde,

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção;

$R_{a.b}$ = relação de tenacidade entre os índices com referência "a" e "b".

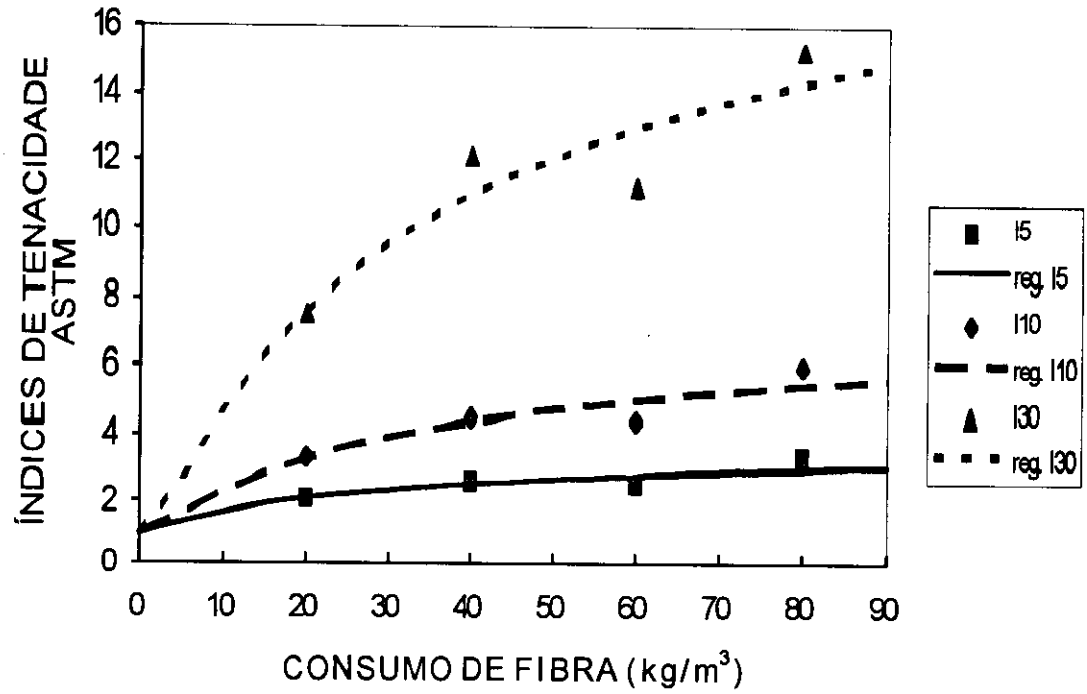


FIGURA 5.11: Correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) para a fibra F1.

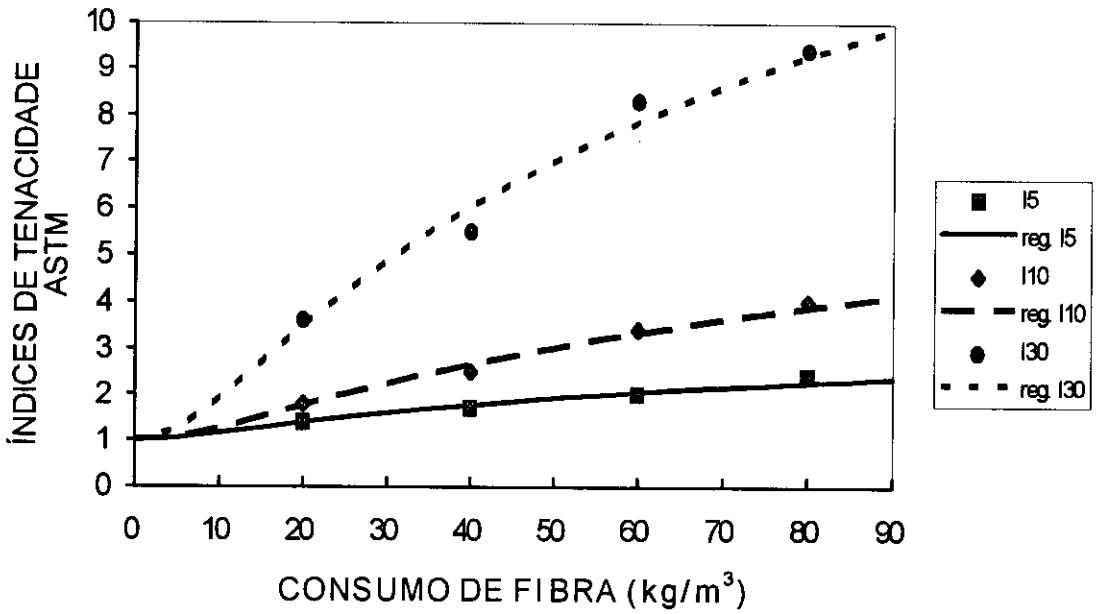


FIGURA 5.12: Correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) para a fibra F2.

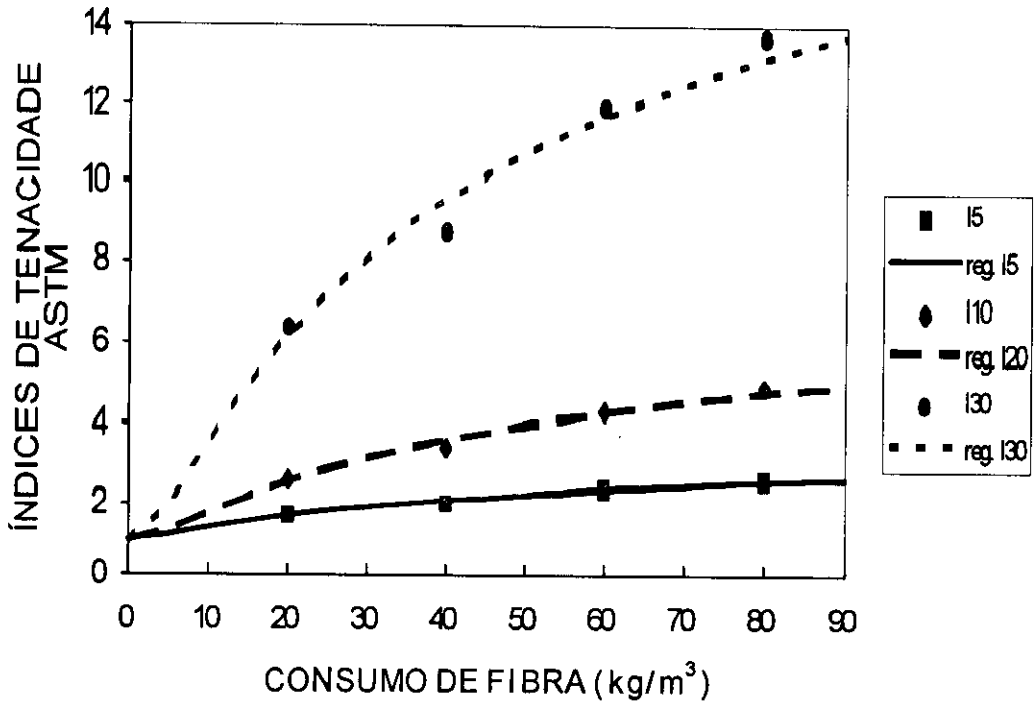


FIGURA 5.13: Correlação entre os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994) para a fibra F3.

Na Tabela 5.7 os valores obtidos para as constantes "A" e "B", bem como os valores do coeficiente da correlação entre o consumo de fibra (CF) e a relação de tenacidade ($R_{a.b}$) podem ser observados. Estas regressões podem ser visualizadas nos gráficos apresentados na Figura 5.14.

Deve-se ressaltar que os valores de $R_{a.b}$ apresentaram boa correlação com o teor de fibra, quaisquer que fossem os valores de "a" e de "b" associados, os quais se mantiveram relativamente constantes para cada dosagem de fibra. Tal fato pode ser justificado pelo formato típico apresentado na curva de carga por deflexão nos ensaios, quando se procede à eliminação da região de instabilidade pós-pico (Figuras 5.1 a 5.4). Nesta situação, o concreto projetado reforçado com fibras de aço apresenta um patamar de escoamento relativamente horizontal, similar ao proposto por BARR e EVANS (1986). Como a relação de tenacidade representa a porcentagem entre a capacidade de carga residual pós-fissuração e a capacidade de carga de primeira fissura (ASTM C1018, 1994 e VANDEWALLE, 1990), a mesma permaneceria constante.

TABELA 5.6: Resultados obtidos para as correlações entre o consumo de fibra e os índices de tenacidade da ASTM C1018.

FIBRA	INDICE	CONSTANTE "A"	CONSTANTE "B"	r^2
F1	I_5	3,68	5,64	0,789
	I_{10}	8,68	6,64	0,860
	I_{20}	17,72	6,73	0,843
	I_{30}	26,74	7,79	0,870
F2	I_5	4,21	29,87	0,972
	I_{10}	10,77	41,78	0,986
	I_{20}	20,28	35,44	0,977
	I_{30}	27,31	29,35	0,979
F3	I_5	3,54	10,44	0,971
	I_{10}	9,07	12,17	0,980
	I_{20}	18,61	11,17	0,974
	I_{30}	28,54	11,21	0,966

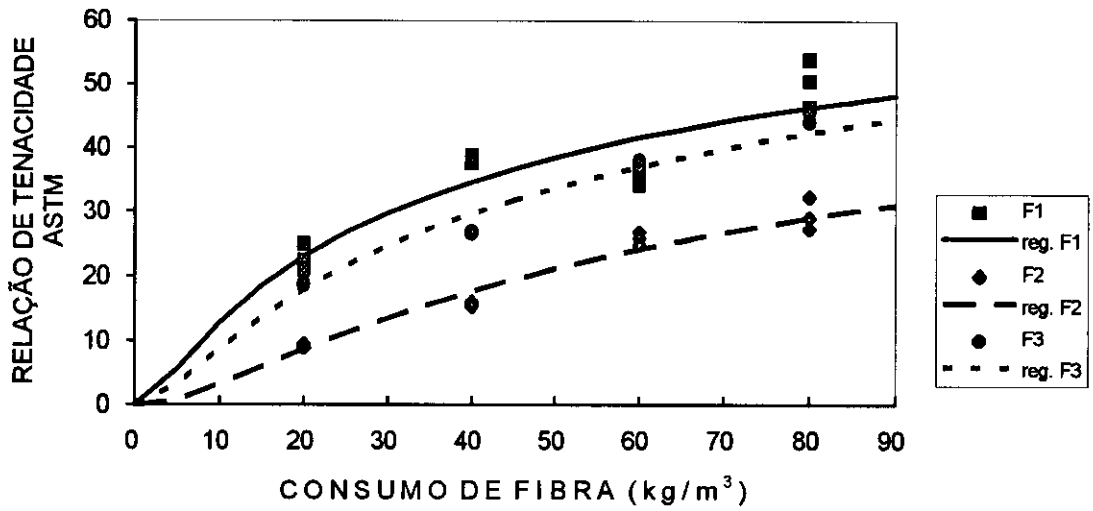


FIGURA 5.14: Correlações obtidas entre as relações de tenacidade e o consumo de fibra.

TABELA 5.7: Resultados obtidos para as correlações entre as relações de tenacidade e o consumo de fibra.

FIBRA	CONSTANTE "A"	CONSTANTE "B"	r^2
F1	92,95	7,20	0,941
F2	96,08	29,52	0,967
F3	99,53	11,21	0,964

Desta forma, torna-se possível a dosagem simples da fibra, em função do índice especificado, através das equações fornecidas. Como exemplo de índices de referência serão utilizados os recomendados por AUSTIN (1995), quais sejam os valores médios correspondentes a $I_5 = 3,5$, $I_{10} = 5$ e $I_{30} = 14$. Tal recomendação é absolutamente geral, não levando em conta o tipo de sistema de projeção. Assim como resultados os seguintes:

Para a fibra F1 temos:
Para I_5, CF = 200 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 60 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 75 kg/m^3

Para a fibra F2 temos:
Para I_5, CF = 424 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 143 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 207 kg/m^3

Para a fibra F3 temos:
Para I_5, CF = 449 kg/m^3
Para I_{10}, CF = 93 kg/m^3
Para I_{30}, CF = 94 kg/m^3

Observa-se que os consumos de fibras obtidos são elevados. Tal fato pode ser atribuído à adoção do critério de eliminação da região de instabilidade pós-pico, que acaba por reduzir a área sob a curva de carga por deflexão. Como o valor de I_5 é o mais influenciado pela desconsideração da região de instabilidade pós-pico, os seus valores apresentam-se aqui grandemente majorados. Segundo VANDEWALLE (1990),

recomenda-se um índice de 60 para o valor de R_{10-30}. Para atender tal exigência deveríamos ter 204 kg/m^3 para a fibra F1, 515 kg/m^3 para a fibra F2 e 228 kg/m^3 para a fibra F3, os quais são todos inviáveis. A falta de sensibilidade dos índices ASTM já fora constatado para o concreto convencional (BALAGURU, NARAHARI, PATEL, 1992), e aqui se confirmou para o concreto projetado.

Por outro lado, o método da JSCE-SF4 apresentou muito boa correlação com os teores de fibra adicionados ao material, pois o mesmo não é afetado tão intensamente pela parcela de energia resiliente correspondente a energia consumida até a primeira fissura, conforme já havia sido constatado por BANTHIA e TROTTIER (1995). O modelo utilizado para a regressão linear das relações de tenacidade da ASTM C1018 e a equação utilizada permaneceu no seguinte padrão:

$$FT = \frac{A}{(0,1*CF)^{-1/2}}$$

B

onde,

FT = fator de tenacidade obtido segundo o método JSCE-SF4 (MPa).

A e B = Constantes e

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção;

Os resultados obtidos com as correlações pelo método dos mínimos quadrados estão apresentados na Tabela 5.8, e a mesma pode ser visualizada no gráfico apresentado na Figura 5.15.

TABELA 5.8: Resultados obtidos para as correlações entre o consumo de fibra e os fatores de tenacidade da JSCE-SF4.

FIBRA	CONSTANTE "A"	CONSTANTE "B"	r^2
F1	14,55	32,71	0,990
F2	10,36	35,72	0,969
F3	7,77	9,55	0,990

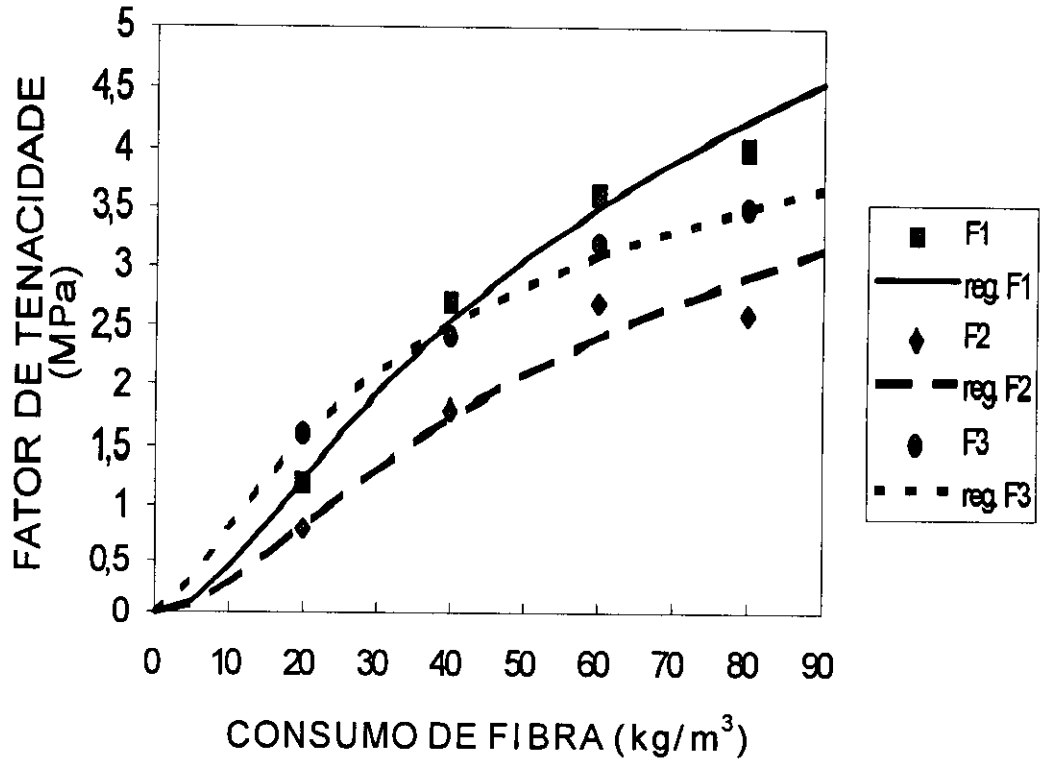


FIGURA 5.15: Correlação entre o consumo de fibra e os fatores de tenacidade JSCE-SF4.

Desta forma, fica possível dosar a fibra de acordo com o índice JSCE especificado e, da mesma forma que para a via seca (CAPÍTULO IV), a dificuldade reside em encontrar valores de referência para os mesmos. Se adotarmos, também neste caso, o valor de 2,4MPa (VANDEWALLE, 1990), obteríamos uma dosagem de 37kg/m^3 para a fibra F1, 60kg/m^3 para a fibra F2 e 37kg/m^3 para a fibra F3, os quais são valores muito coerentes com os usuais do que aqueles obtidos para os índices da ASTM C1018 (1994).

Para se analisar tais critérios torna-se difícil uma vez que não há um consenso sobre a confiabilidade e adequação destes índices (JOHNSTON, 1992; MORGAN, MINDESS E CHEN, 1995; BANTHIA e TROTTIER, 1995a). Com isso, cresce em importância a avaliação comparativa de desempenho fornecida pelo ensaio de punção em placas analisado a seguir.

5.3.6.3 Absorção de energia na punção de placas

Observou-se uma grande variabilidade no ensaio de punção de placas. Isto se deve, principalmente, às dificuldades de se garantir que a placa de concreto projetado permaneça plana durante a projeção (CAPÍTULO II). Caso haja um empenamento da mesma, as condições de encunhamento tornam-se difíceis prejudicando o desempenho do material.

As placas moldadas com o concreto projetado via úmida apresentaram uma grande dificuldade para o ensaio, principalmente no que se refere às condições de apoio. Já haviam sido ensaiadas placas moldadas em laboratório apenas para verificação da metodologia. No entanto, as condições de apoio das placas no túnel eram bem mais flexíveis que aquelas produzidas no laboratório onde se garantia melhores condições de moldagem. Além disso, as condições de projeção por via úmida, de grande capacidade, não permitem um acabamento muito rente ao topo da forma, fazendo com que a espessura da placa viesse a aumentar muito durante a projeção.

Neste aspecto, a fibra que teve sua análise mais prejudicada foi a F1, uma vez que não se tinha desenvolvido uma metodologia de encunhamento adequada, como a utilizada com as placas posteriores referente às demais fibras.

A série de placas da fibra F1 foi analisada em separado da placa moldada com tela, uma vez que as condições de apoio foram muito mais favoráveis para esta última. Tais condições de apoio acabaram por reduzir a energia absorvida pela placa durante o ensaio. A placa que teve seu desempenho mais prejudicado foi a de 80kg/m^3, que ficou com um nível de absorção de energia abaixo da de 40kg/m^3 até um deslocamento de cerca de 4,5mm e se equiparou com a de 60kg/m^3 apenas quando se atingiu 7mm de deslocamento. As telas com consumo de 20kg/m^3 a 60kg/m^3 apresentaram um comportamento bem uniforme tendo um aumento de energia proporcional ao consumo.

A fibra F2 não apresentou um desempenho significativamente diferente para os vários teores utilizados. No entanto, a tela permaneceu num nível muito superior de desempenho absorvendo mais que o dobro da energia para um deslocamento de 7mm.

A fibra F3 teve o desempenho da sua placa com teor de 60kg/m^3 prejudicado por ter sido produzida uma fissura na mesma durante o transporte da obra para o laboratório de ensaio. O desempenho da fibra neste caso, ao contrário da fibra F2, acabou por superar o desempenho da tela mesmo com um teor de 40kg/m^3. O mesmo ocorreu para a fibra F4.

Adotando-se a análise para um nível de deslocamento correspondente a 4mm como padrão, foi possível fazer o levantamento de índices equivalentes apresentados na Tabela 5.9. Estes índices foram determinados por interpolação do nível de energia absorvido pela tela até este deslocamento.

TABELA 5.9: Consumos e índices equivalentes entre tela e fibras de aço.

FIBRA	Teor equivalente (kg/m^3)	Indice equivalente					
		ASTM					JSCE
		I_5	I_{10}	I_{20}	I_{30}	$R_{a.b}$	FT(MPa)
F2	170	3,9	7,4	13,6	18,8	62,9	4,4
F3	35	1,9	3,2	5,8	8,3	25,3	2,3
F4	33	2,2	3,5	6,3	9,0	27,6	2,0
MÉDIA	(Para F3 e F4)	2,1	3,4	6,1	8,7	26,5	2,15
(DESVIO)		(0,2)	(0,2)	(0,4)	(0,5)	(1,6)	(0,21)
(C.V.)*		(10)	(6)	(7)	(6)	(6)	(10)

*Coeficiente de variação

Observa-se que os valores de F2 se distanciaram em muito de F3 e F4. Isto pode ser creditado ao fato da tela não ter apresentado um desempenho intermediário entre os teores utilizados para a dosagem de tal fibra. Com isto, a utilização dos índices de equivalência para esta fibra foram descartados. Para as fibras F3 e F4 os valores se apresentaram acima dos obtidos para a via seca (CAPÍTULO IV). Tal comportamento já era esperado, uma vez que a tela utilizada possuía uma espessura de fios maior, aumentando o consumo da aço por metro cúbico de concreto ($120kg/m^3$).

Mesmo com a utilização de uma tela muito pesada, houve uma nítida superioridade da fibra, no que se refere ás fibras F3 e F4.

Na Tabela 5.10 se encontram apresentados os valores obtidos para equivalência de fibra e tela metálica tanto para via seca como para via úmida. Nota-se que não há um aumento de desempenho proporcional para a tela com um consumo de $120kg/m^3$, num comportamento muito semelhante ao apresentado pela fibra.

Pode-se afirmar que o comportamento quase estrutural do ensaio de punção de placas (GOPALARATNAM e GETTU, 1995), indica uma equivalência e até mesmo uma certa superioridade quanto ao comportamento mecânico da fibra em relação à tela metálica. No entanto, o nível de confiabilidade desta equivalência é reduzido em função da própria variabilidade do ensaio e de sua especificidade: representa o revestimento delgado de um túnel atirantado, o que nem sempre ocorre na prática.

Fica clara a necessidade de um estudo específico de equivalência entre tela metálica e fibras, pois o ensaio de punção apresentou uma grande suscetibilidade a condições de apoio e de moldagem que acabaram por comprometer a obtenção de valores equivalentes com precisão. Melhores ensaios deverão ser desenvolvidos para tal.

A adoção do ensaio de punção de placas como instrumento de controle da qualidade do concreto projetado reforçado com fibras de aço (VANDEWALLE, 1990) fica severamente comprometida pois, além dos fatos já apresentados, a sua execução é difícil, cara e demorada, sendo bem poucos os equipamentos disponíveis para execução do mesmo.

TABELA 5.10: Resumo dos consumos e índices equivalentes entre as diversas telas utilizadas no projeto e as fibras de aço.

TELA	Teor equivalente (kg/ m^3)	INDICE EQUIVALENTE (DESVIO) (C.V.)*					
		ASTM					JSCE
		I_5	I_{10}	I_{20}	I_{30}	$R_{a.b}$	FT (MPa)
T1		1,8	2,8	4,6	6,1	17,7	1,50
	15	(0,3)	(0,6)	(1,3)	(1,7)	(6,1)	(0,27)
		(17)	(21)	(28)	(28)	(34)	(18)
T2		2,2	3,7	6,2	8,3	25,3	2,14
	30	(0,4)	(0,7)	(1,1)	(1,4)	(5,2)	(0,12)
		(18)	(19)	(18)	(17)	(21)	(6)
TELA		2,1	3,4	6,1	8,7	26,5	2,15
VIA	120	(0,2)	(0,2)	(0,4)	(0,5)	(1,6)	(0,21)
ÚMIDA		(10)	(6)	(7)	(6)	(6)	(10)

*Coeficiente de variação

5.3.6.4 Reconstituição de traço e reflexão

Através dos resultados obtidos com o ensaio de reconstituição de traço, foi possível o estabelecimento dos traços e consumos apresentados na Tabela 5.11. Os consumos estimados foram calculados segundo as seguintes expressões:

Para o concreto projetado,

$$CC = \frac{Đ_p}{1+m+x+f}$$

Para o material refletido,

$$CC = \frac{1000}{\frac{1}{Đ_c} + \frac{m}{Đ_m} + x + \frac{f}{Đ_f}}$$

$$CF' = CC*f$$

onde,

CC = consumo de cimento por metro cúbico de concreto

CF'= consumo de fibra por metro cúbico de concreto projetado

$Đ_p$ = massa específica do concreto projetado

$Đ_c$ = massa específica do cimento

$Đ_m$ = massa específica dos agregados

$Đ_f$ = massa específica da fibra

a = agregado miúdo

b = agregado graúdo

m = a + b = teor de agregados

x = relação água/cimento

f = relação fibra/cimento

Na Figura 5.16, se encontra apresentada a correlação entre o teor de fibra do concreto que alimentava a máquina de projeção e o incorporado às placas. Tal correlação foi obtida pelo método dos mínimos quadrados, respeitando o modelo linear proposto por ARMELIN (1992a), como mostra a equação abaixo:

$CF' = 0,75*CF$ com $r^2 = 0,848$.

onde,

CF'= consumo de fibra por metro cúbico de concreto projetado na placa.

CF = Consumo de fibra por metro cúbico de concreto que alimenta a máquina de projeção.

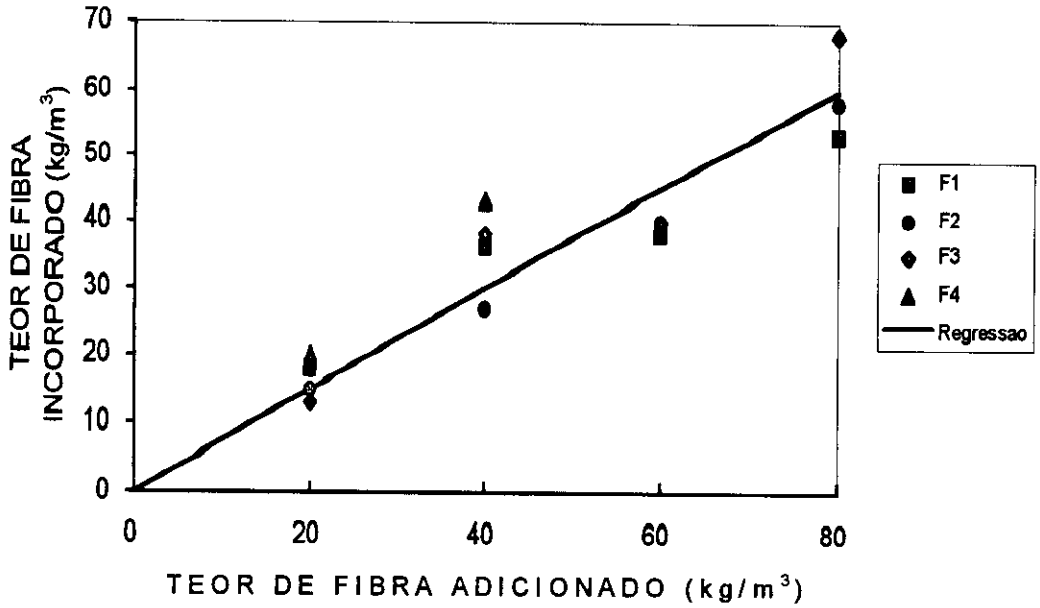


FIGURA 5.16: Correlação entre o teor de fibra adicionado e o incorporado no concreto projetado via úmida.

Pela análise dos resultados se observa uma maior perda de conteúdo de fibra no concreto projetado via úmida quando comparado ao de via seca (CAPÍTULO IV), o que contraria o que já havia sido apontado em outros estudos (MELBYE, OPSAHL e HOLTMON, 1995). Aqui a incorporação do material foi da ordem de 75%, sendo que para a via seca ultrapassou os 85%. No entanto, isto pode, em parte, ser creditado à variabilidade do resultado do ensaio devido à utilização de aditivo acelerador de pega a base de aluminato e da inexistência de melhores condições para a execução do mesmo dentro do túnel, o que impediu a melhor apreciação dos resultados. Nesta situação alguns erros podem ter sido cometidos, principalmente no que se refere à determinação da relação água/materiais secos. De qualquer forma, o desempenho pós-fissuração das fibras aqui se apresentou um pouco aquém daquele encontrado para a via seca no Capítulo IV, o que está compatível com os resultados obtidos para a incorporação da fibra.

No caso da fibra F1 determinou-se a reflexão pelo método NBR 13.317 Concreto Projetado - Determinação do índice de reflexão por medição direta. Sem a utilização das fibras a reflexão média estava em torno de 14%. Com a adição de 20kg/m^3 a reflexão foi de 12%, com 40kg/m^3 11%, com 60kg/m^3 14% e com 80kg/m^3 foi de 15%. No entanto, só é possível comparar os índices de reflexão para os três primeiros teores (zero a 40 kg/m^3), que foram projetados com o mesmo teor de aditivo acelerador.

TABELA 5.11: Reflexão, traços e consumos incorporados para os concretos projetados por via úmida.

FIBRA E TEOR (kg/m^3)		LOCAL DA AMOSTRA	TRAÇO INCORPORADO 1:m:x:f*	CONSUMO(kg/m^3) CIMENTO	FIBRA
F1	20	PLACA	1:2,54:0,35:0,03	586	18
		REFLEX.	1:9,07:0,50:0,14	231	32
	40	PLACA	1:2,42:0,36:0,06	599	36
		REFLEX.	1:7,65:0,43:0,16	269	43
	60	PLACA	1:3,31:0,45:0,08	477	38
		REFLEX.	1:7,87:0,44:0,37	261	96
	80	PLACA	1:3,62:0,48:0,12	440	53
		REFLEX.	1:7,67:0,43:0,29	267	78
F2	20	PLACA	1:3,03:0,46:0,03	509	15
	40	PLACA	1:2,76:0,43:0,05	542	27
	60	PLACA	1:3,12:0,38:0,08	502	40
	80	PLACA	1:3,22:0,44:0,12	481	58
F3	20	PLACA	1:2,04:0,35:0,02	674	13
	40	PLACA	1:2,23:0,36:0,06	630	38
	60	PLACA	1:2,53:0,38:0,07	578	40
	80	PLACA	1:1,94:0,32:0,10	684	68
F4	20	PLACA	1:2,10:0,33:0,03	665	20
	40	PLACA	1:2,37:0,33:0,07	610	43

*Nos traços temos:
a = agregado miúdo
b = agregado graúdo
m = a + b = teor de agregados
x = relação água/cimento
f = relação fibra/cimento

Para os teores de 60 e 80kg/m^3, houve uma significativa redução involuntária do aditivo acelerador de pega, para 0,8%. Isto fez com que o nível de desplacamento aumentasse intensamente. Como na medida da reflexão por medição direta não é possível a separação do material refletido do desplacamento, houve a constatação de um nível de perda maior do material. Pode-se concluir que a fibra, por si só, não interfere na reflexão. Ela pode interferir em fatores outros que influem na reflexão, como um maior nível de umidificação ou uma redução na velocidade de projeção, o que justifica o comportamento diferenciado obtido para a via seca (Capítulo IV).

No entanto, isto só vem a corroborar o efeito positivo da fibra quanto à aplicabilidade do material. Não se pode ignorar o fato do aditivo acelerador colaborar na aplicabilidade do material (PRUDÊNCIO, 1993) compensando a falta de coesão produzida pelo grande abatimento necessário para o bombeamento. Assim, a fibra compensou a falta de coesão gerada pela redução do consumo de aditivo, o que tornou possível executar aquela camada de revestimento. Isto porque, com 0,8% não se constatou início de pega do concreto até a idade de 4 horas (através do penetrômetro de profundidade constante - Anexo I). Como comparação, a dosagem de 1% de aditivo na via seca (cujo efeito é facilitado pela baixa relação a/c) não se ultrapassou a resistência de 1MPa até 8 horas de idade (CAPÍTULO IV). Com isso, a fixação do concreto no teto só foi possível graças ao aumento de coesão e redução da propagação das fissuras produzida pala adição da fibra.

No caso de se executar o revestimento secundário de um túnel sem exigências quanto à resistência inicial, uma vez que nesta situação o túnel já está estabilizado (ARMELIN et al., 1994), poderia-se reduzir intensamente o teor de aditivo acelerador de pega. Isto, diminuiria a perda de resistência final e, consequentemente, reduziria o consumo de cimento da matriz.

5.4 COMENTÁRIOS FINAIS

5.4.1. Conclusões

Da mesma forma como ocorreu para a via seca, na via úmida o parâmetro fundamental para a dosagem da fibra de aço com vistas à obtenção de um certo nível de tenacidade é a relação exponencial entre os índices, relações e fatores de tenacidade com o consumo de fibra no concreto que alimenta a máquina de projeção. Esta correlação representa o fato de não se ter um ganho não proporcional no nível de tenacidade com o aumento do consumo de fibras. De igual modo, tais correlações dependem do tipo de fibra e da matriz, servindo como uma ferramenta de dosagem da mesma. O fato de não ter sido possível a obtenção de resultados com a uniformidade ideal para o estabelecimento de correlações mais precisas não inviabiliza a possibilidade de utilização destes resultados como referência. Deve-se, obviamente, sempre que utilizá-los fornecer as informações pertinentes, como o exato teor de aditivo ou mesmo o desconhecimento do seu valor com precisão, como ocorreu para a fibra F3, cuja redução no fluxo do material produziu um aumento não quantificável do acelerador na mistura.

A qualidade dos resultados obtidos para a projeção por via úmida não apresentou o mesmo nível do exibido pela via seca (CAPÍTULO IV). Tal aconteceu unicamente pelo fato de se ter trabalhado nas condições exatas da obra, impedindo uma melhor precisão dos ensaios. No entanto, pode-se concluir que se possui, através dos estudos realizados neste estudo, comprovação da viabilidade do processo para condições nacionais, incluindo aí suas condições de projetabilidade. Neste aspecto, especial destaque deve ser dado às fibras F1 e F2, que não prejudicaram as condições de bombeamento e, no caso da primeira, apresentou um excelente comportamento pós-fissuração. Na análise da fibra F3, deve-se prever um reajuste do traço de entrada e uma forma de avaliação mais precisa da trabalhabilidade onde se leve em conta as restrições, que a mesma impõe, ao fluxo do material.

As fibras de maior relação de aspecto, F3 e F4, que apresentaram o melhor comportamento pós-fissuração na via seca, deveriam aqui manter o mesmo desempenho. No entanto, este fato foi prejudicado pelas dificuldades apresentadas por estas fibras quanto à bombeabilidade, o que não foi observado para a via seca (Capítulo IV), exigindo condições especiais de projeção como adequação do traço de entrada e dosagem do aditivo superfluidificante. No entanto, estas mesmas fibras apresentaram um desempenho

superior ao da tela metálica quando avaliadas pelo ensaio de punção de placas, mesmo tendo sido utilizada uma tela pesada. Tal analise foi prejudicada pelas dificuldades inerentes ao ensaio o que veio a confirmar as conclusões do Capítulo IV, quanto à sua inadequabilidade para o controle corriqueiro do material.

Da mesma forma que para a via seca a dosagem pode ser feita de acordo com as exigências especificadas para o material seguindo os índices médios já estabelecidos (ASTM C1018 e JSCE-SF4). Dentre os índices analisados, o fator de tenacidade (JSCE-SF4) apresentou as melhores condições para dosagem e correlação com o ensaio de punção de placas fornecendo teores mais próximos do economicamente viáveis (WALLIS, 1995).

A adoção do critério de eliminação da região de instabilidade pós-pico no diagrama de carga por deflexão, vem a atuar a favor da segurança, mas inviabiliza a adoção dos valores tradicionalmente especificados para os índices de tenacidade (ASTM C1018, 1994). Tal fato contribui para a valorização de índices que não sofram tanto a influência desta região, como é o caso do critério japonês (JSCE-SF4, 1984b).

Outro ponto importante, é a influência da resistência mecânica da matriz nos índices de tenacidade. Matrizes de resistência mecânica elevada, demandam maiores teores de fibra para se obter o mesmo nível de desempenho pós-fissuração quando analisados pelo método ASTM C1018 (1994), ou seja, o atendimento aos índices de tenacidade especificados. Tal fato foi comprovado através da redução acidental do teor de aditivo para os maiores teores da fibra F1 e confirma o obtido para a via seca (CAPÍTULO IV).

5.4.2. Recomendações para futuros estudos

Devido às grandes dificuldades associadas ao estudo da via úmida muito deve ser feito em matéria de pesquisa. Sua reologia, permite uma avaliação do comportamento do material em laboratório, uma vez que é um concreto plástico e, em muito se assemelha aos concretos bombeados. Por isso, métodos de análise de consistência e trabalhabilidade devem ser estudados e correlacionados com as condições de obra. Isto deve ocorrer principalmente para o concreto com o reforço das fibras de aço, o que não foi abordado nos estudos anteriores (GHIO, 1993 e BEAUPRÉ, 1994), da mesma forma que a utilização de aditivos aceleradores.

Um dos grandes campos de estudo futuro para o concreto projetado via úmida trata da utilização de novos aditivos. Neste aspecto, deve-se ressaltar o surgimento de novos produtos como os aceleradores não alcalinos (MELBYE, 1994; BRACHER, 1995;

GARSHOL, 1996; MAI, 1996) e os inibidores de endurecimento (MELBYE, 1994). Tais produtos possibilitarão uma grande economia de cimento, uma vez que, estes aceleradores não produzem perda de resistência a maiores idades, e os inibidores evitam a perda de trabalhabilidade que ocorre quando da ação prolongada dos aditivos superfluidificantes tradicionais. Estes aspectos eram normalmente compensados pela majoração do consumo de cimento e aditivos (PRUDÊNCIO Jr.; ARMELIN, H. e DANTAS, F. A. S., 1996) e, futuramente, exigirão uma reformulação dos métodos de dosagem.

A adoção de critérios de dosagem onde se leva apenas em consideração as especificações em termos de valores médios dos índices de tenacidade, vêm a encobrir falhas da própria forma de medição da tenacidade (ASTM C1018, 1994 e JSCE-SF4, 1984b) e da falta de critérios para se trabalhar com métodos de ensaio de grande variabilidade. Isto dificulta a adoção de parâmetros estatísticos que estabeleçam o nível de confiabilidade dos resultados. Deverá haver uma compatibilização entre estes índices e o próprio método de ensaio. Este último deve passar por um desenvolvimento que permita a determinação precisa da curva de carga por deflexão para valores de deslocamento abaixo de 0,5mm, correspondente à região de instabilidade pós-pico, mesmo quando se ensaiam concretos com baixos teores de fibra. A avaliação do material com baixo nível de fissuração é de grande importância para que no projeto do túnel não se utilizem valores que ultrapassem o estado limite último do material. Não basta contornar o problema aumentando o nível de deslocamento imposto aos corpos-de-prova, para medição da tenacidade, como é proposto para o ensaio de punção de placas (EFNARC, 1996) e pelo critério JSCE-SF4 (1984b).

O desenvolvimento de uma modelagem teórica para o concreto reforçado com fibras de aço, levando consigo as características básicas de matriz e fibra que intervém no processo, é fundamental. Uma linha que apresenta grandes condições de gerar bons resultados é aquela apresentada por ARMELIN e BANTHIA (a ser publicado) e ROBINS, AUSTIN e JONES (1996), onde se parte do trabalho apresentado no arrancamento de fibras unitárias para se estimar o do compósito como um todo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBERTS, C.; KRAMERS, M. Swedishi shotcrete equipament and developments in fibrous shotcrete. In: Proceedings of the Engineering Foundation Conference: Shotcrete for Ground Support. ACI Publication SP-54. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1976. **Proceedings**. p.254-68.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete**. ASTM C1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1994.

ARIOGLU, E.; YÜKSEL, A. Mix design of shotcrete for underground structural support. Journal of Mines, Metals & Fuels. Recent Developments in Underground Mining Technology - Special Number. Calcutta, India, Jan.-Feb., 1986. **Proceedings**. p.84-7.

ARMELIN, H.S. **Contribuição ao estudo do concreto projetado por via seca com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis NATM**. São Paulo, 1992a. 145p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ARMELIN, H.S. et al. Shotcrete permeability - Considerations on the durability of tunnel linnings. In: Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete. **Proceedings.** May 21-6, 1994, Nice, France, 1994.

ARMELIN, H.S.; BANTHIA, N. Predicting the Flexural Post-Cracking Performance of Steel-fiber Reinforced Concrete from the Pull-out of Single Fibers. **ACI Materials Journal**, Detroit, USA, aceito para publicação em novembro de 1995.

ARMELIN, H.S.; TELLES, R.C.D.; PRUDÊNCIO Jr., L.R. Concreto projetado via úmida: Experiências práticas. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.66-83.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto**. NBR 5738, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concreto - Determinação de resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. NBR 7222, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação de resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos**. NBR 12142, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada** - NBR 13044. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados**. NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto Projeto - Determinação do índice de reflexão por medição direta**. NBR 13317, ABNT, Rio de Janeiro.

AUSTIN, S.A. Materials Selection, Specification and Quality Control. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995. p.87-112.

BALAGURU, P.N.; RAMESH, N.; PATEL, M., Flexural toughness os steel fiber reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v.89, N° 6, 1992, p.541-6.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F. Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: Some concerns and a proposition. **ACI Materials Journal**, v.92, n.1, Detroit, USA, jan-feb., 1995a. p.48-57.

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.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; BEAUPRÉ, D. Steel-fiber-reinforced wet-mix shotcrete: comparisons with cast concrete. ASCE. **Journal of Materials in Civil Engineering**. American Society of Civil Engineers. v.6. N° 3, USA, aug. 1994. p.430-7.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; BEAUPRE, D.; WOOD, D. Influence of fiber geometry in steel fiber reinforced wet-mix shotcrete. **Concrete International**, v.16, n.6, Detroit, USA, jun., 1994. p.27-32.

BARR, B.I.G.; EVANS, G.J. Fracture characteristics of fibre reinforced lightweight concrete. In: SWAMY, R.N.; WAGSTAFFE, R.L.; OAKLEY, D.R. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 86. **Proceedings**. v.2. 1986.

BEAUPRÉ, D. **Rheology of high performance shotcrete**. Vancouver, Canada. 1994. 250p. Tese (doutorado) University of British Columbia.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdon. Barking, Elsevier. 1990.

BRACHER, G. Wet Process Shotcrete: An Ecological and Economical Quality Pruduct for the Future. In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings.**. p.189-96.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Estudo de Dosagem do Concreto Projetado Via Úmida Reforçado com Fibras de Aço. In.: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Florianópolis, jun. 1996a. **Anais**. p.248-59.

GARSHOL, K.F. Practical Experience of Steelfibre Reinforced Wet Shotcrete in Large Underground Construction Projects In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings**. p.189-96.

GARSHOL, K.F. New Admixtures for High Performance Shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.26-38.

GHIO, V.A. **The Rheology of Fresh Concrete and Its Effect on the Shotcrete Process**. USA, 1993. 193p. Tese (doutorado). California University at Berkeley.

GOLAPARATNAM, V.S.; GETTU, R. On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes. **Cement & Concrete Composites**, v.17, N° 3, 1995. p.239-54.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF4. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984b. p.58-61.

JOHSNTON, C.D. Discussion. **ACI Materials Journal**, v.89, N° 3, 1992, p.304-7.

KADEN, R.A. Fiber-reinforced shotcrete: Ririe Dam and Little Goose (CPRR) Relocation. In: Proceedings of the Engineering Foundation Conference: Shotcrete for Ground Support. ACI Publication SP-54. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1976. **Proceedings**. p.66-88.

MAI, D. Advanced Experiences with High Performance Alkalifree Non-toxic Powder Accelerator for All Shotcrete Systems. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.39-46.

MAIDL, B.R.; SOMMAVILLA, P. Equipment for the Production of Sprayed Concrete. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. McGraw-Hill. Inc. UK, 1995. p.171-203.

MELBYE, T.A. **Sprayed Concrete for Rock Support**. Switzerland. MBT International Underground Construction Group. Suíça, 1994.

MELBYE, T.; OPSAHL, O.A.; HOLTMON, J. Shotcrete for rock support. In. AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: properties, design and application**. McGraw-Hill, Inc. UK, 1995. p.317-56.

MORGAN, D.R. Steel Fiber Reinforced Shotcrete for Support of Underground Openings in Canada. **Concrete International**. v.13, N° 11. American Concrete Institute - ACI. Detroit, USA, Nov. 1991. p.56-64.

MORGAN, D.R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland, McGraw-Hill. Inc. 1995. p.229-65.

MORGAN, D.R.; MINDESS, S.; CHEN, L. Testing and Specifying Toughness for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.29-50.

NEGRO Jr., A.; GONÇALVES, G.G.; GUARANÁ, C. Lessons from a Case Study: a Very Shallow Tunnel with Large Cross Section. In. International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions. São Paulo, fev. 1996. **Proceedings**. p.35-52.

OPSAHL, O.A. **Steel fiber reinforced concrete for rock suport**. NTNF, Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research, 1982.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. São Paulo, 1993. 224p. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

PRUDÊNCIO Jr., L.R.; ARMELIN, H.S.; DANTAS, F.A.S. Concreto Projetado Via Úmida: Metodologia de Dosagem. In.: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Florianópolis, jun. 1996. **Anais**. p.237-47.

ROBINS, P.J. Physical properties. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995b. p 52-86.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A. Sprayed steel fibre concrete. **Concrete**, mar. 1985a. p 17-9.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A.; JONES, P.A. Flexural strength modelling of steel fibre reinforced sprayed concrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.107-14.

SKATUN, O.; SPIGERVERK, C. Applications of Wet Process Steel Fibre Reinforced Shotcrete in Scandinavia. In. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete - RILEM SYMPOSIUM, v.II. Sheffield, Inglaterra, jul. 1986. **Proceedings**.

VANDEWALLE, M. **Tunnelling the World.** Belgium. N. V. BEKAERT S. A. Zwevegem, 1990.

WALLIS, S. Steel Fibre Developments in South Africa. **Tunnels & Tunnelling**, mar. 1995. p22-4.

COMENTÁRIOS FINAIS

COMENTÁRIOS FINAIS

O objetivo destes comentários é fazer uma resenha das conclusões obtidas nos cinco capítulos desta tese, de acordo com o que havia sido apontado nos objetivos descritos na introdução. Em seguida se descreverá a forma como está e continuará sendo transferida esta informação ao meio técnico e, finalmente, como se dará a continuidade das pesquisas.

CONCLUSÕES

Controle da qualidade

Concreto projetado simples

Conforme havia sido definido nos objetivos desta tese relatados na sua introdução, pode-se afirmar que os métodos de ensaio hoje disponíveis para o controle da qualidade do concreto projetado sem e com o reforço de fibras de aço necessitava de uma otimização, através de ajustes na sua metodologia.

A moldagem de placas pode gerar defeitos na mesma, caso não se especifique o posicionamento do mangote por sobre o ombro do mangoteiro, o que não ocorre na norma NBR 13070. Tal procedimento é fundamental uma vez que ainda não se dispõe de uma forma de análise do concreto projetado que elimine a necessidade da moldagem de placas.

A determinação do índice de consistência através da agulha de Proctor, ainda não normalizado no Brasil, se mostrou adequado para controle da trabalhabilidade do concreto projetado. Caso o operador seja treinado e o equipamento esteja calibrado se garantirá um ensaio reprodutível. Valores em torno de 3MPa a 4MPa como índice de consistência são representativos do concreto projetado aplicável no túnel, caso não seja utilizado aditivos aceleradores de pega e endurecimento à base de aluminato. Este aditivo também produz a necessidade de correção dos valores obtidos por reconstituição de traço, quando estes são realizados de acordo com a norma NBR 13044, ou mesmo de acordo com o recomendado pelo ACI (1994). Tal correção se aplica na determinação do fator água/materiais secos, o qual é significativamente diminuído quando da realização da secagem em fogareiro, mesmo que obedecido o tempo de secagem prescrito na norma.

Os valores obtidos a partir da compressão axial em prismas se mostraram menores

no entanto, correlacionáveis. Isto pode ser atribuído às dificuldades de capeamento produzidas pelo corpo-de-prova prismático, o qual mostra-se mais aplicável quando da utilização de fibras de aço.

Concreto projetado com fibras de aço

Os dois ensaios básicos de determinação da tenacidade do concreto projetado, com a utilização de prismas e placas, se mostraram complexos e necessitam um refinamento para garantir uma melhor resposta para o controle do material. Paradoxalmente, a necessidade de se avaliar o material com maior precisão nos menores níveis de abertura de fissura para aproximar das condições de serviço esbarra no fenômeno da instabilidade pós-pico e nas dificuldades de apoio para os prismas e placas respectivamente.

A instabilidade pós-pico, caso seja tomada em conta na análise das curvas de carga por deflexão irá conduzir a um resultado fictício, e impossibilitará diferenciar o desempenho dos diferentes tipos ou teores de fibras. Isto, principalmente, quando se trabalha com volumes de fibra inferiores ao crítico, como é o caso normal do concreto projetado.

As dificuldades de apoio levaram a EFNARC (1996) a especificar um nível de deflexão elevado, para distanciar o resultados das variações produzidas por elas nas pequenas deformações. Este ensaio mostrou-se perfeitamente exequível para um menor nível de deflexão, até 7mm, sendo, com a utilização da curva de energia absorvida até este nível, possível prever o seu comportamento para valores especificados pela EFNARC (1996) de 25mm.

Dosagem da matriz de concreto projetado via seca

Por sua consistência marcadamente seca, o concreto projetado via seca, ao contrário da via úmida, deve ser dosado e controlado segundo a sua peculiar reologia. Como normalmente se trabalha abaixo do teor ótimo de água, que é aquele que proporcionará uma maior compactação do material, o nível de absorção determinado segundo o prescrito na norma NBR 9778 está relacionado com o volume de pasta por unidade de volume incorporada ao concreto. Assim, para um dado consumo de cimento na mistura seca, ter-se-á uma maior compactação para um maior nível de umidificação. Da mesma forma, a resistência mecânica, que é inversamente proporcional à porosidade do material, irá aumentar em concretos com maior teor água/materiais secos.

O controle da trabalhabilidade do concreto projetado é realizado pela determinação

consistência é função da relação água/cimento do concreto e não do fator água/materiais secos, como fora apontado anteriormente (FIGUEIREDO, 1992 e PRUDÊNCIO, 1993). Desta forma, durante a moldagem de placas para definição do consumo de cimento não deve ser mantida uma umidificação uniforme (PRUDÊNCIO, 1993) e sim uma consistência uniforme. Nesta definição já se deve contar com uma dosagem de aditivo acelerador, uma vez que este irá interferir na resistência final do material, o que produz uma incerteza na determinação do consumo de cimento. Além disso, ele pode prejudicar as condições de compactação e, consequentemente, evitar que requisitos especificados sejam atendidos.

A granulometria dos agregados não apresentaram qualquer influência nas propriedades mecânicas do concreto projetado. No entanto, têm um papel principal no processo da reflexão. Como o fator de argamassa incorporado ao concreto é elevado, devido à necessidade de se ter um colchão de amortecimento para as partículas de maior dimensão, a granulometria incorporada ao material é uniforme e contínua. Assim, a dosagem dos agregados que se aproximar mais daquela curva granulométrica que estará incorporada ao material na estrutura proporcionará um menor nível de perda por reflexão.

Desta forma, ficam propostas as seguintes alterações no método de dosagem proposto por PRUDÊNCIO (1993), no sentido de se obter uma otimização de sua aplicação:

a) Propõe-se estabelecer um traço piloto que inclua todos os constituintes do concreto e, em especial, os aditivos aceleradores de pega e endurecimento.

b) A definição da proporção entre os agregados pode ser realizada através da aproximação da granulometria da mistura a uma curva ótima como a definida no ACI (1990).

c) No procedimento para a definição do teor de agregados e do consumo de cimento, deve-se desdobrar o traço para três valores de teor de agregados (m; m-1,5 e m+1,5) e realizar a moldagem das placas com um nível de consistência o mais uniforme possível, normalmente em torno de 4MPa, em consonância com o valor mínimo de 3,5MPa proposto por MORGAN (1990) ou com a faixa de 2,5 a 5MPa proposta por PRUDÊNCIO (1993).

d) Utilizando um teor de aditivo o mais próximo possível daquele que atenderá as exigências de resistência inicial deve-se proceder ao controle da mesma durante a realização da moldagem das placas destinadas à definição do teor de agregados (item c) através do PPC e do PEC e, assim, minimizar os erros de ajuste do consumo de cimento devido às alterações impostas pelo aditivo nas propriedades do concreto endurecido.

Dosagem da fibra no concreto projetado

Concreto projetado via seca

A utilização de um modelo exponencial para correlacionar a tenacidade com o consumo de fibra se mostrou a mais adequada para o concreto projetado. Isto ocorreu para todos os índices de tenacidade utilizados, sendo o fator de tenacidade (JSCE-SF4, 1984b) aquele que apresentou melhores condições de ser correlacionado com o consumo de fibra e com os resultados obtidos a partir do ensaio de punção de placas (EFNARC, 1996). A escolha da relação exponencial está correlacionada com o fato de não se ter um ganho de desempenho pós-fissuração proporcional ao aumento do consumo de fibra, devido à plastificação do concreto na região superior da fissura no ensaio de tração na flexão (ARMELIN e BANTHIA, a ser publicado).

As fibras não mostraram nenhuma influência significativa nas propriedades mecânicas do concreto projetado. No entanto, a resistência mecânica da matriz e, consequentemente, a sua idade, tiveram uma forte influência sobre a tenacidade apresentada pelo compósito. Matrizes de maior resistência mecânica e maior idade demandarão uma maior quantidade de fibras para manter o mesmo nível de tenacidade, principalmente quando esta é medida segundo os índices propostos pela ASTM (1994). Desta forma, pode-se concluir que a matriz ser dosada de maneira independente da fibra mas não o contrário. A idade de controle da tenacidade deve ser especificada segundo a exigência estrutural e a eliminação da região de instabilidade pós-pico é de particular importância neste aspecto.

Quanto à avaliação comparativa de desempenho entre a fibra e a tela metálica através do ensaio de punção de placas pode-se afirmar que é viável. No entanto, este ensaio tem um aspecto restrito quanto à utilização pois está ligado ao esforço principal de revestimento de túneis que contem com tirantes ou chumbadores. Da mesma forma, dada a sua complexidade e dificuldades intrínsecas de execução, não é recomendado para o controle corriqueiro da qualidade.

Para um dado comprimento fixo das fibras, aquelas que tiverem maior fator de forma, apesar de apresentarem um menor resistência ao arrancamento na região de ruptura quando analisadas individualmente, proporcionarão um melhor desempenho pós-fissuração quando analisadas em conjunto, devido ao elevado número de fibras que estarão presentes na seção de ruptura.

Concreto projetado via úmida

Na análise da influência do teor e tipo da fibra no concreto projetado via úmida foram confirmadas a maioria das conclusões obtidas para a via seca. As diferenças básicas se encontram na dificuldade apresentada pelas fibras de maior fator de forma na projetabilidade, uma vez que elas reduzem a vazão do concreto pelo equipamento de projeção. Devido à esta influência e às dificuldades de execução da análise experimental no túnel, os resultados não apresentaram o mesmo nível de qualidade da via seca. No entanto, com isto foi possível comprovar a viabilidade do processo nas próprias condições de execução.

Como conclusão básica para a avaliação dos resultados obtidos nesta tese, pode-se dizer que, primeiramente, se dispõe hoje de uma metodologia de ensaios que possibilitem o controle e a dosagem do concreto projetado reforçado com fibras de aço para túneis. Além disso, foram fornecidos parâmetros que permitem compreender melhor o comportamento do material e orientar a dosagem do material segundo os índices de maior aceitação no meio técnico. Isto tanto para via seca, ainda muito utilizada no Brasil para o revestimento primário, como para a via úmida, cuja utilização, quando ocorre, se dá para o revestimento secundário exclusivamente.

TRANSFERÊNCIA DOS RESULTADOS AO MEIO TÉCNICO

Além da publicação deste trabalho, procurar-se-á divulgar os resultados desta tese através de artigos a serem publicados em revistas e congressos, tanto a nível nacional, como internacional.

Os oito métodos de ensaio constantes dos Anexos I a VIII farão parte do programa de trabalho da Comissão de Estudos de Métodos de Ensaio para Concreto Projetado (CE 18:306.02) do CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), de modo a serem normalizados e transformarem-se na melhor forma de transferência de tecnologia ao meio.

Será implantada uma disciplina sobre concreto projetado no programa de pós-graduação em engenharia civil na Sub-área de Engenharia de Construção Civil e Urbana da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), destinada aos alunos tanto de mestrado como de doutorado da Escola.

Um curso deverá ser implementado no Programa de Educação Continuada em Engenharia da EPUSP (PECE), o qual contará também com a participação de outros especialistas na área. Tal curso será parte do programa de extensão do Departamento de Engenharia de Construção Civil e Urbana (PCC), e se destinará a atualização dos profissionais que já atuam na área do concreto projetado.

Com a utilização do Laboratório de Concreto Projetado do Contro de Pesquisa e Desenvolvimento em Construção Civil (CPqDCC) do PCC, será viabilizado também o programa de formação e qualificação de mangoteiros para concreto projetado via seca em convênio com o SENAI.

CONTINUIDADE DAS PESQUISAS

Procurar-se-á dar continuidade à pesquisa sobre o concreto projetado e a utilização de fibras no mesmo, através da formação de uma linha de pesquisa sobre o tema no PCC. Com a complementação da infra-estrutura já existente poder-se-á realizar uma série de trabalhos experimentais sobre o tema. Tais trabalhos estarão vinculados a três tipos básicos de projetos de pesquisa. O primeiro tipo compreende os projetos conveniados com empresas privadas, onde existe um caráter de prestação de serviço em conjunto com o desenvolvimento tecnológico; tais projetos são fundamentais uma vez que permitem a avaliação das técnicas desenvolvidas nas condições de obra. Em paralelo a estes trabalhos se desenvolverão os projetos de pesquisa de pós-graduandos que darão origem a dissertações e teses de mestrado. O terceiro tipo consiste nos projetos de pesquisa que envolvem a participação de outras universidades e centros de pesquisa, como é o caso da Universidade Federal de Santa Catarina em Florianópolis com o patrocínio das diversas Agências de Fomento à Pesquisa do país.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** Guide for the evaluation of shotcrete. (ACI 506.4R-94). ACI Committee 506. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1994. 12p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete.** ASTM C1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1994.

ARMELIN, H.S.; BANTHIA, N. Predicting the Flexural Post-Cracking Performance of Steel-fiber Reinforced Concrete from the Pull-out of Single Fibers. **ACI Materials Journal**, Detroit, USA, aceito para publicação em novembro de 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada** - NBR 13044. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados.** NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo.** São Paulo, 1992. 284p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF4. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984b. p.58-61.

MORGAN, D.R. Shotcrete support for underground oppenings in Canada. In: Tunnelling in the 90's - Eighth Annual General Meeting - October 31 - November, 2, 1990. Tunnelling Association of Canada. Vancouver, 1990. **Proceedings**. p.121-39.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. São Paulo, 1993. 224p. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

LISTA GERAL DAS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

LISTA GERAL DAS REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGOPYAN, V. **Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento: o uso de fibras vegetais**. São Paulo, 1991. 204p. Tese (Livre-docência) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ALBERTS, C.; KRAMERS, M. Swedishi shotcrete equipament and developments in fibrous shotcrete. In: Proceedings of the Engineering Foundation Conference: Shotcrete for Ground Support. ACI Publication SP-54. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1976. **Proceedings**. p.254-68.

AMARAL, L.A.P.; DAVIDOVITSCH, A.D.; SERMAN, C. Controle de resistência do concreto projetado na execução de túneis. Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON. 1983. **Anais**. 33p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** State-of-the-art report on fiber reinforced shotcrete. (ACI 506.1R). ACI Committee 506. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1984. 13p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Design considerations for steel fiber reinforce concrete. ACI. **ACI Structural Journal**. Detroit, USA, september-october, 1988. p.563-80.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** ACI. Measurement of properties of fiber reinforced concrete. (ACI 544.2R-89). ACI Committee 544. Detroit, USA, 1989. 11p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concrete practice: part 5** Guide to Shotcrete (ACI 506R-90). ACI Committee 506. Detroit, USA, 1990. 41p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** ACI. Guide for specifying, proportioning, mixing, placing, and finishing steel fiber reinforced concrete. (ACI 544.3R-93). ACI Committee 544. Detroit, USA, 1993. 10p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Manual of concreto practice: part 5.** Guide for the evaluation of shotcrete. (ACI 506.4R-94). ACI Committee 506. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1994. 12p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete**. ASTM C78. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia. 1984.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Flexural Toughness and First Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete**. ASTM C1018. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Time of Flow of Fiber-Reinforced Concrete Through Inverted Cone Slump**. ASTM C995. Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia. 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete and Shotcrete**. ASTM C1116. Separata ASTM. ASTM, Philadelphia. 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Time of Setting of concrete Mixtures by Penetration Resistence**. ASTM C403/C403M .Book of ASTM Standards, Parte 04.02. ASTM, Philadelphia. 1995.

AMTSBÜCHLER, R. Steelfibre shotcrete in mining and tunnelling. SANCOT Seminar. Nov. 1990. **Proceedings**. p.23-4.

ARIOGLU, E.; YÜKSEL, A. Mix design of shotcrete for underground structural support. Journal of Mines, Metals & Fuels. Recent Developments in Underground Mining Technology - Special Number. Calcutta, India, Jan.-Feb., 1986. **Proceedings**. p.84-7.

ARMELIN, H.S. Concreto projetado com fibras. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.100-13.

ARMELIN, H.S. **Contribuição ao estudo do concreto projetado por via seca com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis NATM**. São Paulo, 1992a. 145p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

ARMELIN, H.S. Steel Fibre Reinforced Dry-Mix Shotcrete - A Study of Fibre Orientation and its Effects on Mechanical Properties In: RILEM 4th Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete. Procidings. Shefield, England, jul. 1992b. **Proceedings**. 14p.

ARMELIN, H.S. et al. Shotcrete permeability - Considerations on the durability of tunnel linnings. In: Third CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete. **Proceedings.** May 21-6, 1994, Nice, France, 1994.

ARMELIN, H.S.; BANTHIA, N. Predicting the Flexural Post-Cracking Performance of Steel-fiber Reinforced Concrete from the Pull-out of Single Fibers. **ACI Materials Journal**, Detroit, USA, aceito para publicação em novembro de 1995.

ARMELIN, H.S.; HAMASSAKI, L.T. Avaliação do concreto projetado reforçado com fibras de aço e polipropileno na construção de túneis - NATM. 32ª Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). 1990. **Anais**. 12p.

ARMELIN, H.S.; HELENE, P.R.L. Physical and mechanical properties of steel fiber reinforced dry-mix shotcrete. **ACI Materials Journal**. v.92. N°3, may-june 1995. p.258-67.

ARMELIN, H.S.; TELLES, R.C.D.; PRUDÊNCIO Jr., L.R. Concreto projetado via úmida: Experiências práticas. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

(EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.66-83.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Classificación y definiciones**. AENOR. UNE 83-600-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994a.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Determinación de la resistencia a compresión "in situ" por medio del penetrómetro**. AENOR. UNE 83-603-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994b.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Determinación de la resistencia a compresión "in situ" por medio del arrancamiento**. AENOR. UNE 83-604-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994c.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Recomendaciones de utilización**. AENOR. UNE 83-607-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994d.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **Hormigón y mortero proyectados - Determinación de la resistencia a compresión "in situ" - Ensayo de penetración/extracción**. AENOR. UNE 83-609-94. Madrid, Espanha. Setembro, 1994e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto**. NBR 5738, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto**. NBR 5739, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concreto - Determinação de resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos**. NBR 7222, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação de Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone.** NBR 07223, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto**. NBR 7680, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Argamassas e concretos endurecidos - Determinação da absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica** - NBR 9778. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação de resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos**. NBR 12142, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada** - NBR 13044. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Determinação dos tempos de pega em pasta de cimento Portland, com ou sem a utilização de aditivo acelerador de pega** - Método de Ensaio. NBR 13069. ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados**. NBR 13070, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto Projeto - Determinação do índice de reflexão por medição direta**. NBR 13317, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Determinação do índice de reflexão em placas**. NBR 13354, ABNT, Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto projetado - Procedimento para qualificação de mangoteiro (via seca)**. NBR 13597. ABNT. Rio de Janeiro.

ATTEWELL, P.B. **Tunnelling Contracts and Site Investigation**. United Kingdon, E & FN SPON, 1995.

AUSTIN, S.A. Materials Selection, Specification and Quality Control. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995. p.87-112.

AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995.

AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J.; SEYMOUR, J.; TURNER, N.J. Wet process sprayed concrete technology for repair. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sep. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.157-65.

AVESTON, J.; COOPER, G. A.; KELLY, A. Single and multiple fracture. In: Conference on the Properties of Fiber Composites, London, 1971. **Proceedings**. NPL. p.15-26.

BALAGURU, P.N.; RAMESH, N.; PATEL, M., Flexural toughness os steel fiber reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v.89, N° 6, 1992, p.541-6.

BALAGURU, P.N.; SHAH, S.P. **Fiber reinforced cement composites**. USA. McGraw-Hill. 1992.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F. Test methods for flexural toughness characterization of fiber reinforced concrete: Some concerns and a proposition. **ACI Materials Journal**, v.92, n.1, Detroit, USA, jan-feb., 1995a. p.48-57.

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.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; BEAUPRÉ, D. Steel-fiber-reinforced wet-mix shotcrete: comparisons with cast concrete. ASCE. **Journal of Materials in Civil Engineering**. American Society of Civil Engineers. v.6. N° 3, USA, aug. 1994. p.430-7.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; BEAUPRE, D.; WOOD, D. Influence of fiber geometry in steel fiber reinforced wet-mix shotcrete. **Concrete International**, v.16, n.6, Detroit, USA, jun., 1994. p.27-32.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J-F.; WOOD, D.; BEAUPRÉ. Influence of fiber geometry in steel feiber reinforced dry-mix shotcrete. **Concrete International**, Detroit, USA, may, 1992. p.24-8.

BARR, B.I.G.; EVANS, G.J. Fracture characteristics of fibre reinforced lightweight concrete. In: SWAMY, R.N.; WAGSTAFFE, R.L.; OAKLEY, D.R. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 86. **Proceedings**. v.2. 1986.

BARR, B.I.G.; THOMAS, W.F.A study of the fracture characteristics of glass reinforced cement. In: SWAMY, R.N.; WAGSTAFFE, R.L.; OAKLEY, D.R. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 86. **Proceedings**. v.2. 1986.

BEAUPRÉ, D. **Rheology of high performance shotcrete**. Vancouver, Canada. 1994. 250p. Tese (doutorado) University of British Columbia.

BEAUPRÉ, D.; LAMONTAGNE, A.; PIGEON, M.; DUFOUR, J.-F. Powdered air-entraining admixture in dry-mix shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.3-7.

BEAUPRÉ, D.; PIGEON, M.; MORGAN, D.R.; McASKILL. Le béton projeté renforcé de fibres d'amiante. In.: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, Canada, 1991. **Proceedings**. p.197-211.

BENTUR, A.; GRAY, R.J.; MINDESS, S. Cracking and pull-out processes in fibre reinforced cementitious materials. In: SWAMY, R.N.; WAGSTAFFE, R.L.; OAKLEY, D.R. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 86. **Proceedings**. v.2. 1986.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdon. Barking, Elsevier. 1990.

BRACHER, G. Wet Process Shotcrete: An Ecological and Economical Quality Pruduct for the Future. In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings.**. p.189-96.

CAMARGO, M.A. Túnel a céu aberto? **Revista CONSTRUÇÃO São Paulo**, n. 2391, São Paulo, dez. 1990.

CÁNOVAS, M.F. Ultimas tendencias en el hormigón proyectado. **Cemento-Hormigón**. Hormigones de Calidad en la Edificación. n. 722. Ago. 1993.

CASANOVA, P.; ROSSI, P. Characterization and design of steel fibre reinforced shotcrete in tunnelling In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings.** p.217-26.

CASARIN, C. Some recent urban road tunnels in São Paulo. In.: International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions. São Paulo, Brasil, fev. 1996. **Proceedings.** p53-60

CELESTINO, T.B. Requisitos de projeto do revestimento de concreto projetado. In.: Ciclo de Palestras: Concreto Projetado - Aplicações e Novas Tendências. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). EPUSP 09 de outubro de 1991. **Anais**. p.45-55.

CELESTINO, T.B. Early-age shotcrete performance at excavation faces of underground works. In.: International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions, São Paulo, Brazil, 1996. **Proceedings.** p.77-88.

CHEN, L.; MINDESS, S.; MORGAN, D.R. Specimen geometry and toughness of steel-fiber-reinforced concrete. ASCE **Journal of Materials in Civil Engineering** .American Society of Civil Engineers, v.6, N° 4, Nov., 1994. p. 529-41.

DANTAS, F.A.S.; TANGO, C.E.S. Estudo do Coeficiente de Permeabilidade em Concreto Projetado. In: 32ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto Fortaleza, CE. 27 a 31 de agosto de 1990. v.2. **Anais**. p.467-80.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. European Federation of Producers and Applicators of Specialist Products for Structures (EFNARC), Hampshire, UK, 1996. 30p.

FERNANDEZ, A. Fibre reinforced concrete and shotcrete technology: fact, myth or magic? In.: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, Canada, 1991. **Proceedings**. p.140-54.

FIASCO NETO, J. Problemas diversos na implatação de túneis. Anais do I Seminário DERSA - Rodovia dos Imigrantes. DERSA. **Anais**. São Paulo, 1976. p.72-7

FIGUEIREDO, A.D. et al. **Concreto projetado para túneis - Manual Técnico**. v.1. (Convênio EPUSP/IPT/CBPO). São Paulo, 1991. 132p.

FIGUEIREDO, A.D. Proyecto conjunto de investigacion de hormigon proyectado para tuneles: una experiencia brasilera. RILEM International Seminar - Direct Transfer of Resarch Results to Industry. Buenos Aires, Argentina, 1991. **Proceedings**. 10p.

FIGUEIREDO, A.D. **Concreto Projetado: Fatores Intervenientes no Controle da Qualidade do Processo.** São Paulo, 1992. 284p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, A.D.; DANTAS, F.A.S. Durabilidade do concreto projetado. In: 37ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Santos, 26 a 30 de Agosto de 1991. v.1. **Anais**. 12p.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Concreto projetado via seca: o controle do processo. In: 35ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto Brasília, DF. 21 a 25 de junho de 1993a. v.1. **Anais**. p.161-74.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Reflexões sobre a reflexão. **Téchne-Revista de Tecnologia da Construção**. Ed. PINI. Nº 5, jul/ago de 1993b. p.24-7.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Concreto Projetado: A normalização Brasileira para a Moldagem de Placas e a Medida do Índice de Reflexão. In: 36ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Porto Alegre, RS. 19 a 23 de setembro de 1994. v.2. **Anais**. p.659-71.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Estudo de Dosagem do Concreto Projetado Via Úmida Reforçado com Fibras de Aço. In.: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Florianópolis, jun. 1996a. **Anais**. p.248-59.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Evolution of strength and toughness in steel fiber reinforced shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. Edinburgh, Scotland, 1996b. **Proceedings**. p.99-106.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. Qualificação de mangoteiro de concreto projetado via seca. **Revista IBRACON** - Órgão Oficial do Instituto Brasileiro do Concreto. Ano V. Nº15. São Paulo, SP. Out./Nov. 1996c. p.30-2.

FIGUEIREDO, A.D.; HELENE, P.R.L. and AGOPYAN, V. Fiber Reinforced shotcrete for tunnelling for NATM Brazilian conditions. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.263-72.

FRANZÉN, T. Shotcrete for Underground Support: a State-of-the art Report with Focus on Steel-fibre Reinforcement. **Tunnelling and Underground Space Technology**. v.7, Nº 4. UK, oct. 1992. p.317-24.

GARSHOL, K.F. Practical Experience of Steelfibre Reinforced Wet Shotcrete in Large Underground Construction Projects In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings**. p.189-96.

GARSHOL, K.F. New Admixtures for High Performance Shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.26-38.

GHIO, V.A. **The Rheology of Fresh Concrete and Its Effect on the Shotcrete Process**. USA, 1993. 193p. Tese (doutorado). California University at Berkeley.

GOLAPARATNAM, V.S.; GETTU, R. On the characterization of flexural toughness in fiber reinforced concretes. **Cement & Concrete Composites**, v.17, N° 3, 1995. p.239-54.

GUIMARÃES FILHO, J.D.; GUIMARÃES NETO, J.D. Recent developments on shotcrete applications in Brazil. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.98-106.

HANNANT, D.J. **Fibre cements and fibre concretes**. Chichester, John Wiley. 1978.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland**. São Paulo, 1987. 278p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. PINI Editora. São Paulo, 1992.

HENAGER, C.H. Steel fibrous shotcrete: a summary of the state of the art. Application and Use of Shotcrete. ACI Compilation n.6. s.d. From **Concrete International**, v.3, N° 1. Jan. 1981. p.30-8.

HILLS, D.L. A review of sprayed concrete - Part 3. **Concrete**. v.14, n°4. London, April, 1980. p.32-4.

HILLS, D.L. Site-produced sprayed concrete. **Concrete**. London, December, 1982. p.44-50.

HUBER, H. Pratical experiences with shotcrete containing alkali-free accelerators. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.165-9.

IBRACON. Universitários: Grande participação. **Revista IBRACON**. Órgão Oficial do Instituto Brasileiro do Concreto. Ano V. N° 15. São Paulo, SP Outubro/novembro de 1996. p.17-20.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of making specimens for strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF2. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984a. p49-55.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete**. JSCE-SF4. Concrete Library of JSCE. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. N° 3 June 1984b. p.58-61.

JOHNSTON, C.D. Measures of the workability of steel fiber reinforced concrete and their precision. **Cement, Concrete, and Agregates**. CCAGDP, v.6 n.2, Winter 1984. p.74-83.

JOHSNTON, C.D. Discussion. **ACI Materials Journal**, v.89, N° 3, 1992, p.304-7.

JOHNSTON, C.D. Effects of testing rate and age on ASTM C 1018 toughness parameters and their precision for steel fiber-reinforced concrete. **Cement, Concrete, and Agregates.** CCAGDP, v.15, n.1, Summer 1993. p.50-8.

KADEN, R.A. Fiber-reinforced shotcrete: Ririe Dam and Little Goose (CPRR) Relocation. In: Proceedings of the Engineering Foundation Conference: Shotcrete for Ground Support. ACI Publication SP-54. American Concrete Institute. Detroit, USA, 1976. **Proceedings**. p.66-88.

KIRSTEN, H.A.D. Equivalence of mesh- and fibre-reinforced shotcrete at large defelctions. **Canadian Geotheenical Journal**, v.30, 1993. p.418-40.

LAMONTAGNE, A.; PIGEON, M.; PLEAU, R.; BEAUPRÉ, D. Use of air-entraining admixtures in dry-mix shotcrete. **ACI Materials Journal**, v.93, Nº1, jan-fev., 1996. p69-74.

LI, V.C. Performance driven design of fiber reinforced cementitious composites. In: SWAMY, R. N. Fourth Rilem International Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete. RILEM Symposium FRC 92. **Proceedings**. 1992.

LÖSCHNIG, P. Environmental compatible spray cement. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.276-80.

LUPIEN, C.; CHANVILLARD, G.; AITCIN, P.C.; GAGNÉ, R. Rehabilitating a road surface with a thin bonded overlay of steel-fiber-reinforced-concrete. In. XXth World Road Congress. Montreal, 3-9 sep., 1995. **Proceedings**. p.248-52.

MAI, D. Advanced Experiences with High Performance Alkalifree Non-toxic Powder Accelerator for All Shotcrete Systems. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.39-46.

MAIDL, B. **Stahlfaserbeton**. Berlin. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1991.

MAIDL, B.R.; SOMMAVILLA, P. Equipment for the Production of Sprayed Concrete. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. McGraw-Hill. Inc. UK, 1995. p.171-203.

MAIDL, B.; FEYERABEND, B. Technical and economical aspects concerning shotcreting in tunnels. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.1-18.

MARIKUNTE, S.; SHAH, S.P. Engineering of cement-based composites. In: International RILEM Workshop on Technology Transfer of the New Trends in Concrete - ConTech'94. Barcelona, Espanha, 7-9 nov., 1994. **Proceedings.** p.83-102.

MELBYE, T.A. **Sprayed Concrete for Rock Support**. Switzerland. MBT International Underground Construction Group. Suíça, 1994.

MELBYE, T.; OPSAHL, O.A.; HOLTMON, J. Shotcrete for rock support. In. AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: properties, design and application**. McGraw-Hill, Inc. UK, 1995. p.317-56.

MINDESS, S. Fibre reinforced concrete: challenges and prospects. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.1-12.

MORGAN, D.R. Steel fiber shotcrete: a laboratory study. Application and Use of Shotcrete. ACI Compilation n.6. s.d. From **Concrete International**, v.3, Nº 1. Jan. 1981. p.50-4.

MORGAN, D.R. Dry-mix silica fume shotcrete in Western Canada. **Concrete International**. American Concrete Institute ACI, Detroit, USA, jan. 1988. p.24-32

MORGAN, D.R. Shotcrete support for underground oppenings in Canada. In: Tunnelling in the 90's - Eighth Annual General Meeting - October 31 - November, 2, 1990. Tunnelling Association of Canada. Vancouver, 1990. **Proceedings**. p.121-39.

MORGAN, D.R. Steel Fiber Reinforced Shotcrete for Support of Underground Openings in Canada. **Concrete International**. v.13, Nº 11. American Concrete Institute - ACI. Detroit, USA, Nov. 1991. p.56-64.

MORGAN, D.R. Special Sprayed Concretes. In: AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland, McGraw-Hill. Inc. 1995. p.229-65.

MORGAN, D.R.; CHEN, L.; BEAUPRÉ, D. Toughness of Fibre Reinforced Shotcrete. In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings**. p-66-87.

MORGAN, D.R.; McASKILL, N.; GARETTE, G.G.; MALHOTRA, V.M. Evaluation of polypropylene fiber reinforced high-volume fly ash shotcrete. **ACI Materials Journal**, v.89, Nº. 2, March-April. Detroit, USA. 1992. p.146-54.

MORGAN, D.R.; MOWAT, D.N. A comparative evaluation of plain, mesh and steel fiber reinforced shotcrete. In. Fiber Reinforced Concrete - International Symposium. American Concrete Institute - ACI Publication SP-81. 1984. **Proceedings**. p.307-24.

MORGAN, D.R.; MINDESS, S.; CHEN, L. Testing and Specifying Toughness for Fiber Reinforced Concrete and Shotcrete. In: Second University-Industry Workshop on Fiber Reinforced Concrete and Other Advanced Materials. Toronto, Canada, 1995. **Proceedings.** p.29-50.

MORGAN, D.R.; RICH, L.D. Polyolefin fibre reinforced wet-mix shotcrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.127-38.

NEGRO Jr., A.; GONÇALVES, G.G.; GUARANÁ, C. Lessons from a Case Study: a Very Shallow Tunnel with Large Cross Section. In. International Seminar on Urban Problems and Underground Solutions. São Paulo, fev. 1996. **Proceedings**. p.35-52.

NEVILLE, A.M. **Properties of Concrete**. Great Britain. Third Edition. Pitman Publishing Limited. 1981.

OPSAHL, O.A. **Steel fiber reinforced concrete for rock suport**. NTNF, Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research, 1982.

ÖSTERREICHISCHER BETONVEREIN. **Guidelines on Shotcrete - Part 1: Application.** Austrian Concrete Society, january 1990. 35p.

PALERMO, G.; MARQUES, E.L. Controle e propriedades do concreto projetado empregado na Extensão Norte do Metropolitano de São Paulo. In: 23ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Colóquio sobre Concreto em Fundações Subterrâneas. São Paulo, julho de 1982. **Anais**. 28p.

PINTO Jr., N.O.; MORAES, A.A. Concreto reforçado com fibras de aço CRFA. In: 38ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Ribeirão Preto, SP. 19 a 23 de agosto de 1996. **Anais**. v.2. p.471-9.

POLAKOWSKI, N.H.; RIPLING, E.J. **Strength and structure of engineering materials**. USA. Prentice-Hall, Inc. 1966.

POWERS, T.C. **The Properties of Fresh Concrete**. John Wiley & Sons, Inc. USA, 1968. 664p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Avaliação do fator água/cimento e compacidade do concreto projetado. In: I Congresso Latinoamericano de Patologia de La Construccion y III de Control de Calidad. Córdoba, Argentina. 1991a. **Anais**. 8p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Strength Evaluation of Early Age Shotcrete. In.: Evaluation and Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. ACI International Conference. Hong Kong. ACI Publication SP-128.CT92. Detroit, USA, 1991b. **Proceedings.** 15p.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. **Contribuição à dosagem do concreto projetado**. São Paulo, 1993. 224p. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

PRUDÊNCIO Jr., L.R. Estado atual da normalização brasileira sobre a avaliação da resistência à compressão do concreto projetado a baixas idades. In: 36ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Porto Alegre, RS. 19 a 23 de setembro de 1994. v.2. **Anais**. p.757-67.

PRUDÊNCIO Jr., L.R.; ARMELIN, H.S.; HELENE, P.R.L. Pega acelerada no projetado - Compatibilidade cimento/aditivo acelerador de pega para concreto projetado. **Revista IBRACON**. Ano IV. nº11, dez. 1994.

PRUDÊNCIO Jr., L.R.; ARMELIN, H.S.; DANTAS, F.A.S. Concreto Projetado Via Úmida: Metodologia de Dosagem. In.: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Florianópolis, jun. 1996. **Anais**. p.237-47.

PRUDÊNCIO Jr., L.R.; HELENE, P.R.L. Concreto projetado por via seca: o controle da qualidade do produto. In: 35ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Brasília, DF. 21 a 25 de junho de 1993. v.1. **Anais**. p.175-88.

RABCEWICZ, L. The New Austrian Tunnelling Method, Part I. **Water Power**. Londres, nov. 1964a.

RABCEWICZ, L. The New Austrian Tunnelling Method, Parts II. **Water Power**. Londres, dec. 1964b.

RABCEWICZ, L. The New Austrian Tunnelling Method, Parts III. **Water Power**. Londres, nov. 1965.

RAMAKRISHNAM, V.; COYLE, W.V.; DAHL, L.F.; SCHRADER, E.K. A comparative evaluation of fiber shotcretes. **Concrete International**, v.3, N° 1. Jan. 1981.

REDFORD, M.S.; ALEXANDER, M. Evaluation of Comparative performance of Fibre and Mesh Reinforced Shotcrete Linings. SANCOT Seminar, nov. 1990. **Proceedings**. p.7-22.

REGATTIERI, C.E.X.; SILVA, M.G.; HELENE, P.; AGOPYAN, V. Estudo de algumas propriedades do concreto reforçado com fibras de aço e polipropileno destinado a pavimentos. In: 38ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Ribeirão Preto, SP. 19 a 23 de agosto de 1996. **Anais**. v.1. p.1-14.

ROBINS, P.J. Materials. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995a. p 7-15.

ROBINS, P.J. Physical properties. In: AUSTIN, S.A.; ROBINS, P.J. **Sprayed Concrete: Properties, design and application**. Scotland. McGraw-Hill. Inc. 1995b. p 52-86.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A. Sprayed steel fibre concrete. **Concrete**, mar. 1985a. p 17-9.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A. Sprayed steel fibre concrete. **Concrete**, abr. 1985b. p 18-20.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A. Melt extract fibre - A new impetus for steel fibre sprayed concrete. In.: Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, RILEM SYMPOSIUM, v.1. jul. 1986. **Proceedings**. 8p.

ROBINS, P.J.; AUSTIN, S.A.; JONES, P.A. Flexural strength modelling of steel fibre reinforced sprayed concrete. In: ACI/SCA International Conference on Sprayed Concrete/Shotcrete - "Sprayed Concrete Technology for the 21st Century", 10 a 11 sept. 1996. American Concrete Institute and Sprayed Concrete Association. **Proceedings**. p.107-14.

RYAN, T.F. **Gunite a handbook for engineers.** England. Cement and Concrete Association. 1973. 63p.

SCHMIDTH-SHCLEICHER, H. German guidelines for steel fibre reinforced shotcrete in tunnels with special consideration of design and statical aspects. In: Shotcrete for Underground Support VII. ASCE. Ed. H. Klapperich, R. Pöttler e J. Willocq. Telfs, Austria, June 11-15, 1995. **Proceedings**. p.19-28.

SCHMIDT, M. Research and Latest Development of Materials for Shotcreting. In: Proceedings of the 7th Engineering Foundation Conference on Shotcrete for Underground Support. American Society of Civil Engineers (ASCE). Austria, 1995. **Proceedings**. p.44-52.

SCHUTZ, R.J. Factors influencing dry-process accelerated shotcrete. ACI Compilation N° 6 Application and Use of SHOTCRETE. s.d. From **Concrete International**, v.3, N° 1. Jan. 1981. p.55-69.

SHAH, S.P. Do fibers improve the tensile strength of concrete? In: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, 1991. **Proceedings**. p.10-30.

SILVA, M.G. **Concreto projetado com adição de microssílica**. São Paulo, 1993. 212p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

SILVA, P.F.A.; MENTONE, F.J.; PITTA, A.C. Controle da qualidade de pavimentos de concreto contendo fibras: um caso real. In: 38ª Reunião do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto. Ribeirão Preto, SP. 19 a 23 de agosto de 1996. **Anais**. v.1. p.15-22.

SKATUN, O.; SPIGERVERK, C. Applications of Wet Process Steel Fibre Reinforced Shotcrete in Scandinavia. In. Third International Symposium on Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete - RILEM SYMPOSIUM, v.II. Sheffield, Inglaterra, jul. 1986. **Proceedings**.

TANGO, C.E.S. Fundamentos de dosagem de concreto para blocos estruturais. In: 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries. Florianópolis, Brasil. 21 a 24 de agosto de 1994. **Anais**. p.21-30.

TATNALL, P.C.; KUITENBROUWER, L. Steel fiber reinforced concrete in industrial floors. **Concrete International**, v.14, N° 12, dez., 1992, p.43-7.

TEICHERT, P.; LOICH, E. **Hormigón Proyectado**. Switzerland. Aliva td.S/A-Avegno. 1981.

VANDEWALLE, M. **Tunnelling the World.** Belgium. N. V. BEKAERT S. A. Zwevegem, 1990.

WALLIS, S. Shotcrete in Lesotho. **World Tunnelling**, April, 1993. p.111-3.

WALLIS, S. Steel Fibre Developments in South Africa. **Tunnels & Tunnelling**, mar. 1995. p22-4.

WOOD, D.F. Applications of fibre reinforced shotcrete in tunnelling. In.: First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete. Quebéc, Canada, 1991. **Proceedings**. p.183-96.

ZYNDA, S.G. Properties of sand-mix shotcrete. Shotcreting. ACI Publication SP-14. American Concrete Institute, Detroit, USA, 1966. **Proceedings**. p.155-64.

ANEXOS

ANEXO I

CONCRETO PROJETADO: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO À BAIXA IDADE ATRAVÉS DO PENETRÔMETRO DE PROFUNDIDADE CONSTANTE-MÉTODO DE ENSAIO

CONCRETO PROJETADO: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO À BAIXA IDADE ATRAVÉS DO PENETRÔMETRO DE PROFUNDIDADE CONSTANTE-MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Determinação indireta da resistência à compressão do concreto projetado, na faixa compreendida entre 0,2 e 0,8 MPa, através de correlação com a força de cravação da agulha do equipamento.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

Na aplicação desta norma é necessário consultar:

NBR 7217 Agregados - Determinação da composição granulométrica - Método de ensaio

NBR 7223 Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - Método de ensaio

NBR 13044 Concreto projetado - Reconstituição da mistura recém-projetada - Método de ensaio

NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados - Procedimento

3. APARELHAGEM

A aparelhagem utilizada é denominada penetrômetro de profundidade constante (PPC), que mede a resistência oferecida pelo concreto à penetração de uma agulha de aço padrão (Figura 1). O aparelho deve estar equipado de dispositivo que permita registrar a força necessária para penetrar 15mm da agulha na superfície do concreto (Figura 1). Para tal, a agulha deve ser dotada de um marcador de que permita visualizar a extensão de 15 mm.

O dispositivo de registro da força de cravação é composto por uma mola embutida coaxialmente num cilindro metálico, cuja deformação é transmitida, através de um êmbolo, a um marcador de arraste do tipo anel posicionado na haste graduada do êmbolo. A escala da haste deve principiar junto à face externa do anel, a qual deve ser utilizada como

referência para a leitura. Tal marcador não deve proporcionar resistência ao deslocamento do êmbolo e permanecer na posição final após a remoção do esforço de cravação da agulha. A constante da mola deve ser K = 5200±500N/m. A escala da haste do êmbolo deve estar devidamente calibrada de maneira a se determinar a força de cravação com a sensibilidade mínima exigida de 50N.

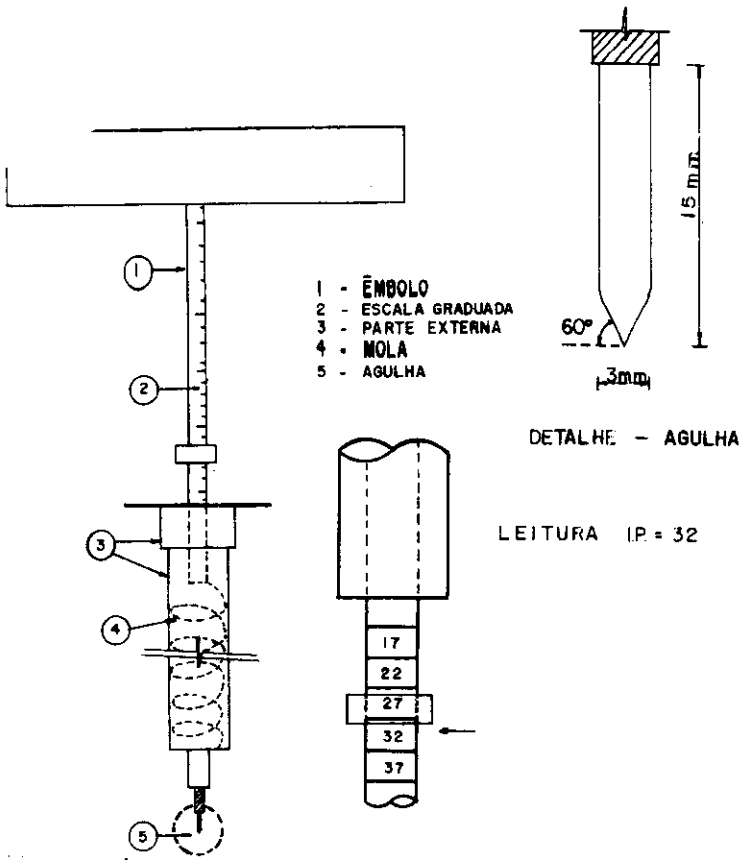


FIGURA 1: Penetrômetro de profundidade constante e detalhe da agulha e sistema de leitura.

4. EXECUÇÃO DO ENSAIO

No caso específico do controle do concreto projetado em placas para ensaio, a mesma deve ser moldada segundo o prescrito na norma NBR 13070.

A agulha deve ser apoiada na superfície do concreto onde não se observem agregados graúdos, evitando-se qualquer tipo de penetração inicial. O operador deve segurar o suporte da haste (Figura 1) com as duas mãos. A penetração deve ser executada num período de tempo de 1,0±0,3 segundos. Caso a penetração não atinja os 15mm ou a ultrapasse (segundo o observado pelo marcador da agulha) a mesma deve ser desconsiderada.

Devem ser realizadas dez penetrações na superfície do concreto projetado (em placa ou na estrutura), em pontos distanciados de no mínimo 4 cm. A cada penetração o índice de penetração deve ser lido na escala da haste do equipamento e devidamente registrado em planilha conforme o apresentado na Figura 2. Repetir o procedimento em intervalos de tempo pré-estabelecidos.

PENETROMETRO DE MEYNADIER | DATA: | HORARIO DA PROJECAO:

PENETR. No.	HORARIO DA PENETR.	INTERVALO DE TEMPO (mm)	INDICE DE PENETRACAO 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	MEDIA	S
1														
2														
3														
4														
5														
6														
7														
8														
9														
10														

Obs.:

FIGURA 2: Exemplo de planilha para tomada de resultados.

Os valores lidos na escala do aparelho (Figura 1) não devem ser interpolados. Os dois maiores e os dois menores valores devem ser eliminados para o cálculo das médias de cada determinação.

Os valores médios devem ser registrados associados à idade do concreto, a qual deve ser determinada a contar do instante em que se finalizou a projeção da placa ou na superfície da estrutura onde se fará o controle. Portanto, deve haver um espaço destinado ao registro

da idade do concreto na planilha onde são registrados os valores, conforme o apresentado na Figura 2.

As resistências à compressão, em MPa, devem ser estimadas em função de correlações obtidas com o próprio aparelho, a partir dos valores médios de força de penetração obtidos para cada idade de ensaio. Um exemplo de correlação obtida com este aparelho se encontra apresentada no apêndice.

As resistências á compressão obtidas devem ser apresentadas em um gráfico de resistência (MPa) pela idade em horas definindo a curva de evolução da resistência do concreto projetado.

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) curva de evolução da resistência do concreto projetado;

b) tipo de mistura: seca ou úmida;

c) operação: manual ou mecânica (robô);

d) equipamento de projeção utilizado;

e) pressões de ar e de água;

f) comprimento e diâmetro do mangote;

g) tipo e diâmetro interno do bico de projeção;

h) temperatura ambiente;

i) distância e ângulo do bico de projeção em relação à superfície de projeção;

j) teor e tipos de aditivos empregados;

k) traço em massa da mistura projetada;

l) umidade da mistura antes e após a projeção por via seca, conforme NBR 13044;

m) tipo, classe e marca do cimento utilizado;

n) granulometria dos agregados (conforme NBR 7217) e

o) abatimento pelo tronco de cone imediatamente antes da projeção (via úmida).

APÊNDICE

EXEMPLO DE CORRELAÇÃO PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PROJETADO ATRAVÉS DO PENETRÔMETRO DE PROFUNDIDADE CONSTANTE

Fonte: CONTRIBUIÇÃO À DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO

Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica

da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

Autor: LUIZ ROBERTO PRUDÊNCIO Jr.

No estudo foram analisadas três mistura diferentes, cujos traços em massa se encontram apresentados na Tabela 1. Os resultados obtidos para o estudo de correlação, pelo método dos mínimos quadrados, se encontram apresentados na Tabela 2. Neste estudo utilizou-se o modelo linear seguinte:

$$F = A + B x fc_j$$

onde,

F = Força de cravação (N);

fc_j = Resistência à compressão (MPa);

A e B = Constantes.

TABELA 1: Traços das mistura utilizadas nos ensaios com penetrômetro de profundidade constante.

MATERIAL	MISTURA A	MISTURA B	MISTURA C
CIMENTO	1	1	1
AREIA	2,19	1,68	3,02
PEDRISCO	0,81	1,32	1,98
ÁGUA	0,48	0,50	0,66

TABELA 2: Síntese dos resultados obtidos no estudo de correlação entre a força de cravação e a resistência à compressão.

PARÂMETRO	MISTURA A	MISTURA B	MISTURA C	TODOS OS PONTOS
n	4	5	5	14
A	-55,3785	-60,1975	-86,7097	-67,5196
SA	11,1094	23,8563	23,2564	12,1474
B	492,125	512,653	472,051	493,729
SB	20,4950	42,0425	40,7719	21,6386
r^2	0,99654	0,98022	0,97811	0,97747

ANEXO II

CONCRETO PROJETADO: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO À BAIXA IDADE ATRAVÉS DO PENETRÔMETRO DE ENERGIA CONSTANTE-MÉTODO DE ENSAIO

CONCRETO PROJETADO: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO À BAIXA IDADE ATRAVÉS DO PENETRÔMETRO DE ENERGIA CONSTANTE-MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Determinação da resistência à compressão do concreto projetado na faixa compreendida entre 1 e 10 MPa, através de correlação com a profundidade de cravação da agulha do equipamento.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

Na aplicação desta norma é necessário consultar:

NBR 7217 Agregados - Determinação da composição granulométrica - Método de ensaio

NBR 7223 Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - Método de ensaio

NBR 13044 Concreto projetado - Reconstituição da mistura recém-projetada - Método de ensaio

NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados - Procedimento

Concreto projetado - Determinação da resistência à baixa idade através do penetrômetro de profundidade constante - Método de ensaio

3. APARELHAGEM

O equipamento utilizado é o penetrômetro de energia constante. O elemento principal do equipamento consiste numa agulha de penetração cujo diâmetro deve ser 3,9mm, comprimento 50mm e o ângulo da extremidade 60°, conforme se encontram apresentadas na Figura 1. Essa agulha deve estar acoplada na parte inferior de um equipamento que consiste, basicamente, de um soquete metálico dotado de uma haste guia e de um batente superior que fixe a altura de queda em 448mm. Coaxialmente à haste, deve haver uma

peça cilíndrica metálica, com massa de 2,27kg, que possa deslizar sem atrito pela mesma sem sofrer inclinações de nenhuma ordem durante a queda de 448mm. Este equipamento se encontra apresentado na Figura 1. A aparelhagem se completa com um paquimetro de 300mm e um pórtico de apoio da haste, que permita o posicionamento do equipamento e a leitura da profundidade de penetração.

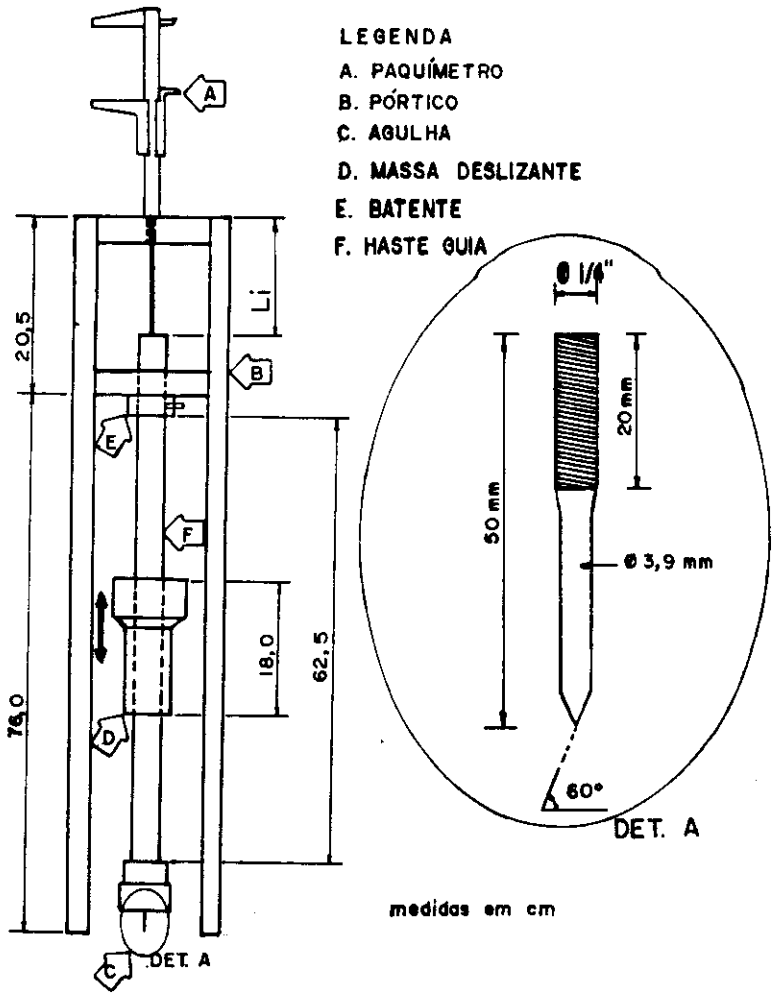


FIGURA 1: Penetrômetro de energia constante para ensaio em placas.

4. EXECUÇÃO DO ENSAIO

As placas destinadas ao ensaio aqui apresentado devem ser moldadas segundo o prescrito na norma NBR 13070. A mesma deve ser posta na posição horizontal assim que se atingir 1MPa de resistência do concreto, determinada através do ensaio com penetrômetro de profundidade constante. Deve-se garantir o perfeito apoio da placa sem que haja qualquer tipo de deslocamentos da mesma.

A agulha deve ser apoiada na superfície do concreto onde não se observem agregados graúdos, evitando-se qualquer tipo de penetração inicial. A haste do equipamento deve ser introduzida no orifício de apoio do pórtico, garantindo-se que o conjunto esteja bem apoiado. O mesmo não deve sofrer nenhum tipo de deslocamento em relação à placa até o final da medição da profundidade de penetração. Caso contrário o ensaio deve ser descartado. Fixado o conjunto deve-se proceder à leitura da distância do topo da haste até o topo do pórtico de referência, a qual será denominada leitura inicial L_i. Deve-se erguer o cilindro de massa 2,27kg até o batente da haste guia e deixá-lo cair em queda livre de uma altura de 448mm. Repetir o procedimento de medida da distância entre os topos da haste e do pórtico de maneira a se obter a leitura final L_f. A profundidade de penetração (P) será dada por:

$$P = L_f - L_i$$

Repetir o procedimento por mais nove vezes de maneira que os pontos de penetração estejam distanciados de no mínimo 40mm.

Os dois maiores e os dois menores valores devem ser eliminados para o cálculo da média de cada profundidade de penetração.

Os valores médios devem ser registrados associados à idade do concreto, a qual deve ser determinada a contar do instante em que se finalizou a projeção da placa. Portanto, deve haver um espaço destinado ao registro da idade do concreto na planilha onde são registrados os valores, conforme o exemplo apresentado na Figura 2.

As resistências à compressão, em MPa, devem ser estimadas através de correlações obtidas com o próprio aparelho, a partir dos valores médios de profundidade de penetração obtidos para cada idade de ensaio. Um exemplo de correlação obtida com este aparelho se encontra apresentada no apêndice.

As resistências á compressão obtidas devem ser apresentadas em um gráfico de resistência (MPa) pela idade em horas definindo a curva de evolução da resistência do concreto projetado.

PENETROMETRO DE ENERGIA CONSTANTE (PEC) | DATA: | HORARIO DA PROJECAO:

PENETR. No.	HORARIO DA PENETR.	INTERVALO DE TEMPO (min)	PENETRACAO (mm) 1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		MEDIA	S
			Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf	Li	Lf		
			Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit	Dif.	Leit		
1																								
2																								
3																								
4																								
5																								
6																								
7																								
8																								
9																								
10																								

Obs.:

FIGURA 2: Planilha para tomada de dados do ensaio com penetrômetro de energia constante.

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) curva de evolução da resistência do concreto projetado;

b) tipo de mistura: seca ou úmida;

c) operação: manual ou mecânica (robô);

d) equipamento de projeção utilizado;

e) pressões de ar e de água;

f) comprimento e diâmetro do mangote;

g) tipo e diâmetro interno do bico de projeção;

h) temperatura ambiente;

i) distância e ângulo do bico de projeção em relação à superfície de projeção;

j) teor e tipos de aditivos empregados;

k) traço em massa da mistura projetada;

l) umidade da mistura antes e após a projeção por via seca, conforme NBR 13044;

m) tipo, classe e marca do cimento utilizado;

n) granulometria dos agregados (conforme NBR 7217) e

o) abatimento pelo tronco de cone imediatamente antes da projeção (via úmida).

APÊNDICE

EXEMPLO DE CORRELAÇÃO PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PROJETADO ATRAVÉS DO PENETRÔMETRO DE ENERGIA CONSTANTE

Fonte: CONTRIBUIÇÃO À DOSAGEM DO CONCRETO PROJETADO

Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica

da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

Autor: LUIZ ROBERTO PRUDÊNCIO Jr.

No estudo foram analisadas três mistura diferentes, cujos traços em massa se encontram apresentados na Tabela 1. Os resultados obtidos para o estudo de correlação, pelo método dos mínimos quadrados, se encontram apresentados na Tabela 2. Neste estudo utilizou-se o modelo exponencial seguinte:

$$P = A / fc_j^B$$

onde,

P = Profundidade de penetração (mm);

fc_j = Resistência à compressão (MPa);

A e B = Constantes.

Tendo sido linearizado da seguinte forma:

$$p = a + bx$$

onde,

$p = \log(P)$;

$x = \log(fc_j)$;

$a = \log(A)$ e

$b = -B$.

TABELA 1: Traços das mistura utilizadas nos ensaios com penetrômetro de profundidade constante.

MATERIAL	MISTURA A	MISTURA B	MISTURA C
CIMENTO	1	1	1
AREIA	1,68	1,97	2,11
PEDRISCO	1,32	1,39	1,39
ÁGUA	0,44	0,60	0,73

TABELA 2: Síntese dos resultados obtidos no estudo de correlação entre a profundidade de penetração e a resistência à compressão.

PARÂMETRO	MISTURA A	MISTURA B	MISTURA C	TODOS OS PONTOS
n	4	4	4	12
a	1,12929	1,13043	1,10813	1,12051
Sa	0,02504	0,01881	0,02416	0,01258
b	-0,35865	-0,39624	-0,37640	-0,37112
Sb	0,03625	0,03141	0,04450	0,02049
r^2	0,97998	0,98759	0,97281	0,97040
A	13,4677	13,5029	12,8272	13,1980
B	0,35866	0,39624	0,37640	0,37113

ANEXO III

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PROJETADO A PARTIR DE TESTEMUNHOS CILÍNDRICOS EXTRAÍDOS-MÉTODO DE ENSAIO

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PROJETADO A PARTIR DE TESTEMUNHOS CILÍNDRICOS EXTRAÍDOS-MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Obter os valores de resistência à compressão do concreto projetado através do ensaio de compressão axial em corpos-de-prova preparados a partir de testemunhos extraídos.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

NBR 5738 Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto.

NBR 7223 Concreto - Determinação de Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone.

NBR 7680 Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto.

NBR 13044 Concreto projetado - Reconstituição de mistura recém projetada.

NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados.

3. APARELHAGEM

Para a realização deste ensaio é necessário contar com os seguintes equipamentos:

- extratora de testemunhos de concreto, dotada de serras copo com coroa diamantada com os diâmetros de 5cm, 7,5cm e 10cm;

- serra circular com disco diamantado para corte do concreto;

- câmara úmida que garanta umidade relativa superior a 95% e temperatura de 23±2°C;

- base para capeamento de corpos-de-prova cilíndricos com diâmetros de 5cm, 7,5cm e 10cm;

- prensa com capacidade mínima de 30tf e resolução de 10kgf.

4. METODOLOGIA

4.1 Extração de testemunhos de placas

No caso específico do controle do concreto projetado em placas para ensaio, a mesma deve ser moldada segundo o prescrito na norma NBR 13070.

Os corpos-de-prova devem ser extraídos segundo o especificado na norma NBR 7680, contando ainda com as seguintes orientações:

- a placa deve ser posicionada horizontalmente de modo a ter sua base totalmente apoiada;

- a extração deve ser feita com, no mínimo, 22 horas de idade do concreto, quando a idade especificada para realização do ensaio for de 1 dia ou maior.

- a extração deve ser feita quando o concreto apresentar resistência superior a 5MPa, quando a idade especificada para realização do ensaio for menor que 1 dia.

- atender ao espaçamento mínimo de 1 diâmetro entre os furos;

- só se realizará extração de testemunhos perpendiculares à direção de projeção quando isto estiver claramente especificado.

4.2 Extração de testemunhos da estrutura

Posicionar firmemente a extratora de forma que a direção de penetração da serra-copo seja perpendicular à superfície do concreto.

O espaçamento entre os furos deve ser de no mínimo um diâmetro e, para que seja caraterizado um lote, todos os testemunhos devem ser extraídos de pontos da estrutura com a mesma direção de projeção, a qual deve ser previamente especificada, em conjunto com a idade de extração.

4.3 Preparação dos corpos-de-prova e ensaio

A preparação dos corpos-de-prova deve ser feita de acordo com o especificado na norma NBR 7680, contando ainda com as seguintes observações:

- os testemunhos devem ter seus topos serrados de modo a torná-los planos e perpendiculares ao eixo de extração;

- é conveniente a utilização de um sistema de fixação dos testemunhos dotado de cinta metálica, que impeça o deslocamento de seu eixo da direção perpendicular ao plano da serra circular;

- logo após ao seu preparo os corpos-de-prova devem ser levados à câmara úmida e lá permanecer até a data de preparação dos corpos-de-prova.

O ensaio deve ser realizado de acordo com o prescrito na norma NBR 7680.

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) os valores obtidos para a resistência do concreto projetado em MPa;

b) tipo de mistura: seca ou úmida;

c) operação: manual ou mecânica (robô);

d) equipamento de projeção utilizado;

e) pressões de ar e de água;

f) comprimento e diâmetro do mangote;

g) tipo e diâmetro interno do bico de projeção;

h) temperatura ambiente;

i) distância e ângulo do bico de projeção em relação à superfície de projeção;

j) teor e tipos de aditivos empregados;

k) traço em massa da mistura projetada;

l) umidade da mistura antes e após a projeção por via seca, conforme NBR 13044;

m) tipo, classe e marca do cimento utilizado;

n) abatimento pelo tronco de cone (NBR 7223) imediatamente antes da projeção (via úmida).

ANEXO IV

DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO EM EXTREMIDADES DE CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS-MÉTODO DE ENSAIO

DETERMINAÇÃO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO EM EXTREMIDADES DE CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS-MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Este método de ensaio tem por objetivo determinar a resistência à compressão do concreto projetado reforçado com fibras de aço a partir de corpos-de-porva prismáticos obtidos a partir de prismas serrados de placas.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

ASTM C 1018-92 Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading.
JSCE-SF4 Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete.

3. APARELHAGEM

A aparelhagem necessária para a execução do ensaio é a seguinte:

a) Duas placas de aço carbono com $10x10x1cm^3$
b) Prensa hidráulica dotada de sistema de controle de velocidade de carregamento.

4. EXECUÇÃO DO ENSAIO

A metade do corpo-de-prova proveniente do ensaio de tração na flexão com deformação controlada segundo os métodos ASTM C1018-92 e JSCE-SF4 deve ser levada à prensa e posicionada segundo o esquematizado na Figura 1. Deve-se lançar mão de um esquadro

de maneira a se garantir a simetria no posicionamento das placas de aço superior e inferior. Na seleção do corpo-de-prova deve-se observar as condições superficiais de maneira a se evitar a utilização daqueles que por ventura apresentaram grandes irregularidades provenientes da operação de corte em serra diamantada.

O corpo-de-prova deve ser medido em sua altura e largura antes de ser levado a ensaio. Tais dimensões devem obedecer a limitação de 100±5mm.

Deve-se providenciar a colocação de papelão denso de no mínimo 1cm de espessura entre as placas de aço e o corpo-de-prova de maneira a se proporcionar uma melhor distribuição de tensão.

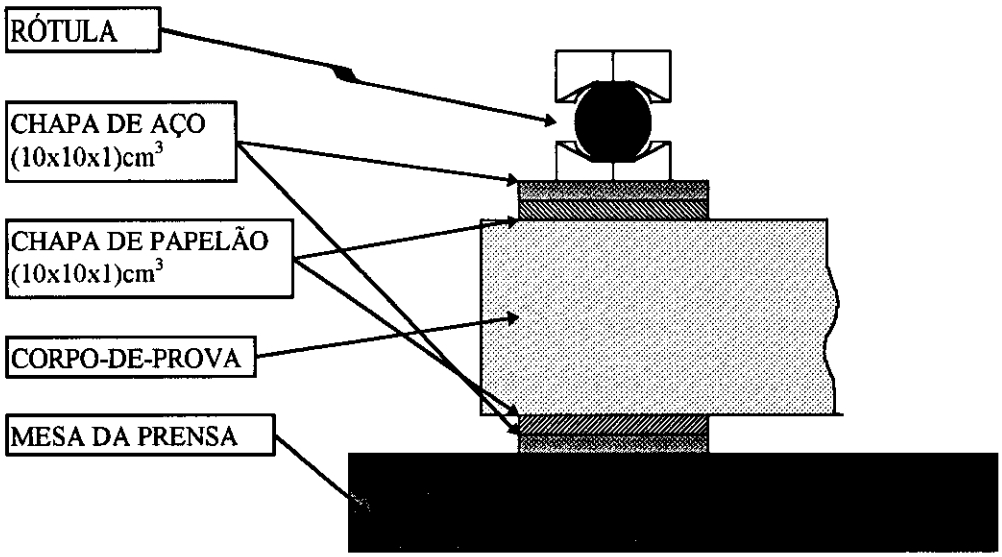


FIGURA 1: Esquema de ensaio de compressão de extremidade corpo-de-prova prismático.

A velocidade de carregamento tal que proporcione um aumento de tensão de 12 a 15 MPa por minuto.

A tensão de ruptura deve ser calculada pela seguinte equação:

$$fc = \frac{Pm}{a \times b}$$

onde,

Pm = carga máxima obtida durante o ensaio (kgf) [N]

fc = tensão de ruptura (kgf/cm^2) [N/mm^2]

a = comprimento da placa metálica (10cm) [100mm]

b = largura do corpo-de-prova (cm) [mm]

No caso de se proceder ao ensaio de corpo-de-prova saturado deve-se mante-lô imerso em água saturada de cal por no mínimo 3 dias antes da realização do ensaio.

Caso se note a ruptura em falha localizada como em um plano de laminação, por exemplo, o que gera uma diminuição da tensão máxima atingida durante o ensaio, o resultado deverá ser desconsiderado.

O número mínimo de corpos-de-prova a serem ensaiados para uma determinada condição fixa de variáveis independentes é quatro, podendo ser aceita a média de três valores no caso de se ter desprezado um resultado por ruptura em falha localizada.

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) a tensão de ruptura em kgf/cm^2 ou em N/mm^2;

b) tipo e características da máquina de ensaio;

c) identificação do corpo-de-prova;

d) dimensões do corpo-de-prova;

e) condições de cura e idade do concreto;

f) condições de umidade do corpo-de-prova durante o ensaio (se saturado ou seco);

g) posição de aplicação da carga se paralela ou ortogonal á direção de projeção;

h) curva de energia por deflexão calculada a partir de g);

i) número e abertura média das fissuras.

ANEXO V

DETERMINAÇÃO DE REFLEXÃO POR MEIO DA RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO DO CONCRETO PROJETADO-MÉTODO DE ENSAIO

DETERMINAÇÃO DE REFLEXÃO POR MEIO DA RECONSTITUIÇÃO DE TRAÇO DO CONCRETO PROJETADO-MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Este método de ensaio tem por objetivo determinar o índice de reflexão do concreto projetado reforçado ou não com fibras de aço a partir da reconstitução do traço da mistura de entrada, do concreto projetado e da sua reflexão.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

NBR 13044 Concreto projetado - Reconstituição de traço de misturas recém projetadas

3. EXECUÇÃO DO ENSAIO

Deve-se proceder a reconstituição dos traços das amostras colhidas da placa ou estrutura e da sua reflexão, segundo o método NBR 13044 da ABNT. No caso do traço de entrada deve-se utilizar o valor de dosagem.

Deve-se calcular os novos valores da relação agregado/pasta de cimento da seguinte forma:

$$M = \frac{m}{(1+x)}$$

onde,

m = relação entre agregados e cimento nos traços reconstituídos.

M = relação entre agregados e pasta de cimento nos traços reconstituídos.

x = relação água/cimento

A partir dos traços reconstituídos deve-se calcular o índice de reflexão através da equação a seguir:

$$R = \frac{(M_{ms} - M_{cp})}{(M_r - M_{cp})} \times \frac{(1 + M_r)}{(1 + M_{ms})} \times 100\ (\%)$$

onde,

M_{ms} = proporção de agregados em relação à pasta no traço da mistura seca,

M_{cp} = proporção de agregados em relação à pasta de cimento no traço do concreto projetado,

M_r = proporção de agregados em relação à pasta de cimento no traço da reflexão.

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) o índice de reflexão (%);

b) tipo de obtenção: em placa ou na estrutura;

ANEXO VI

CONCRETO PROJETADO: DETERMINAÇÃO DA CONSISTÊNCIA ATRAVÉS DA AGULHA DE PROCTOR - MÉTODO DE ENSAIO

CONCRETO PROJETADO: DETERMINAÇÃO DA CONSISTÊNCIA ATRAVÉS DA AGULHA DE PROCTOR - MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Determinação da consistência do concreto projetado através da agulha de Proctor.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

Na aplicação desta norma é necessário consultar:

NBR 7223 Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - Método de ensaio

NBR 13044 Concreto projetado - Reconstituição da mistura recém-projetada - Método de ensaio

NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados - Procedimento

ASTM C403/C402M-95 Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistence

3. APARELHAGEM

A aparelhagem utilizada é denominada agulha de Proctor, utilizando-se de uma sonda cilíndrica de 9,05mm, que mede a resistência oferecida pelo concreto à penetração da mesma. O aparelho deve estar equipado de dispositivo que permita registrar a força necessária para penetrar 25mm da sonda na superfície do concreto. Para tal, a sonda deve ser dotada de um marcador de que permita visualizar a extensão de 25 mm.

O dispositivo de registro da força de cravação é composto por uma mola embutida coaxialmente num cilindro metálico, cuja deformação é transmitida, através de um êmbolo, a um marcador de arraste do tipo anel posicionado na haste graduada do êmbolo. A escala da haste deve principiar junto à face externa do anel, a qual deve ser utilizada como referência para a leitura. Tal marcador não deve proporcionar resistência ao deslocamento do êmbolo e permanecer na posição final após a remoção do esforço de cravação da sonda. A constante da mola deve ser K = 5200±500N/m. A escala da haste do êmbolo

deve estar devidamente calibrada de maneira a se determinar a força de cravação com a sensibilidade mínima exigida de 50N.

4. EXECUÇÃO DO ENSAIO

No caso específico do controle do concreto projetado em placas para ensaio, a mesma deve ser moldada segundo o prescrito na norma NBR 13070.

A sonda deve ser apoiada na superfície do concreto onde não se observem agregados graúdos, evitando-se qualquer tipo de penetração inicial. O operador deve segurar o suporte da haste com as duas mãos. A penetração deve ser executada num período de tempo de 1,0 segundo. Caso a penetração não atinja os 25mm ou a ultrapasse (segundo o observado pelo marcador da sonda) a mesma deve ser desconsiderada.

Devem ser realizadas no mínimo seis penetrações na superfície do concreto projetado (em placa ou na estrutura), em pontos distanciados de no mínimo 10 cm, imediatamente após o término da projeção. A cada penetração o índice de penetração deve ser lido na escala da haste do equipamento e devidamente registrado em planilha. Os valores lidos na escala do aparelho não devem ser interpolados. No cálculo do valor médio, devem ser desprezados os valores extremos obtidos (o máximo e o mínimo). O resultado deve ser expresso em tensão obtida pela divisão entre a força de cravaçõa (o equipamento deve estar calibrado e a constante da mola "K" determinada) e a área da seção transversal da sonda (64,3mm^2).

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) a tensão média de cravação da sonda;

b) tipo de mistura: seca ou úmida;

c) operação: manual ou mecânica (robô);

d) equipamento de projeção utilizado;

e) pressões de ar e de água;

f) comprimento e diâmetro do mangote;

g) tipo e diâmetro interno do bico de projeção;

h) temperatura ambiente;

i) distância e ângulo do bico de projeção em relação à superfície de projeção;

j) teor e tipo dos aditivos empregados;

k) traço em massa da mistura projetada;

l) umidade da mistura antes e após a projeção por via seca, conforme NBR 13044;

m) tipo, classe e marca do cimento utilizado;

n) abatimento pelo tronco de cone (NBR 7223) imediatamente antes da projeção (via úmida).

ANEXO VII

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RUPTURA NA PRIMEIRA FISSURA E DE ÍNDICES DE TENACIDADE EM CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS DE CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO-MÉTODO DE ENSAIO

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE RUPTURA NA PRIMEIRA FISSURA E DE ÍNDICES DE TENACIDADE EM CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS DE CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO-MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Este método de ensaio tem por objetivo determinar os valores do módulo de ruptura na primeira fissura e os índices de tenacidade do concreto projetado reforçado com fibras de aço a partir de corpos-de-prova prismáticos obtidos de prismas serrados de placas levados ao ensaio de tração na flexão com deformação controlada.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

ASTM C 1018-92 Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading).
JSCE-SF4 Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete.
NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados

3. APARELHAGEM

A aparelhagem necessária para a execução do ensaio é a seguinte:

a) Prensa hidráulica dotada de sistema de carregamento baseado na seleção e fixação de uma dada velocidade de deslocamento de cutelos.
b) Sistema de cutelos articulados segundo o esquematizado na Figura 1. Tais cutelos devem permitir a livre rotação de seus topos.
c) Transdutor eletrônico de deslocamento do tipo LVDT (Transdutor diferencial de voltagem linear) com capacidade de leitura de, no máximo, 7mm.
d) Sistema de suporte para o transdutor com apoio no corpo-de-prova segundo o apresentado na Figura 2.

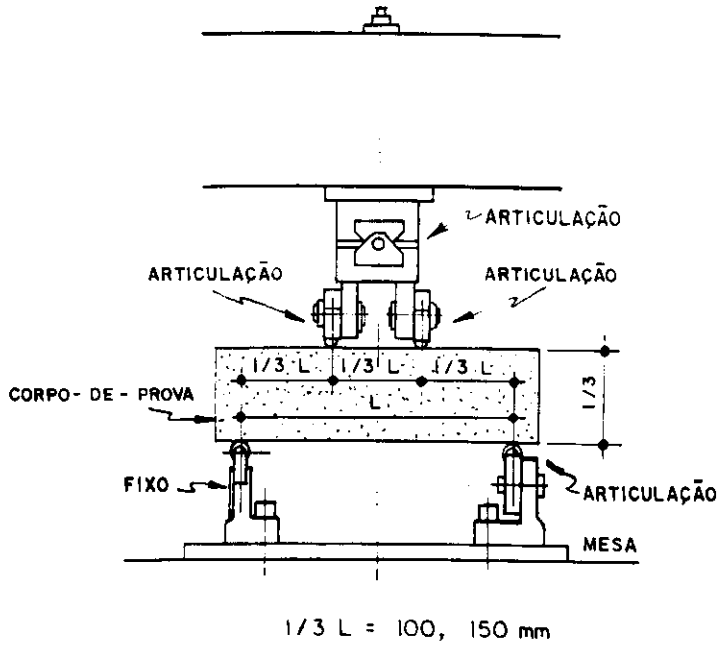


FIGURA 1: Cutelos articulados a serem utilizados como aplicadores da carga.

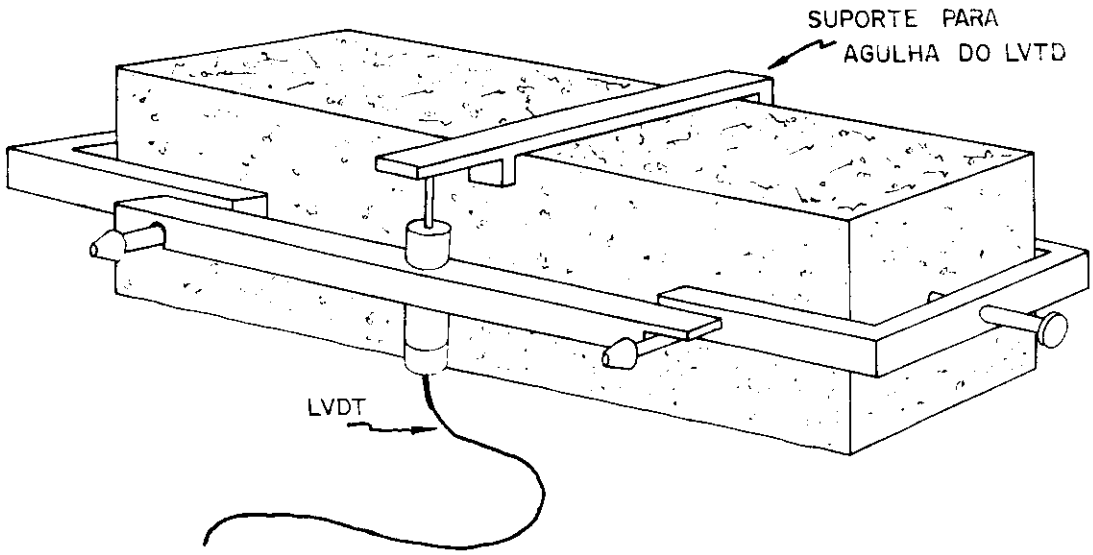


FIGURA 2: Sistema de suporte de LVDT para posicionamento e apoio no próprio corpo-de-prova.

e) Plotter tipo X-Y que permita a impressão de curva de carga por deslocamento com a seguinte relação mínima: 1mm deverá ser representado por no mínimo 40mm e 1000kgf por no mínimo 50mm.

f) Paquimetro.

g) Tiras de couro ou papelão maciço (mínimo de 1cm de espessura).

4. EXECUÇÃO DO ENSAIO

a) Os corpos-de-prova destinados a este ensaio deverão ser obtidos de placas moldadas segundo o método NBR 13070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados. As dimensões da placa estão definidas na Figura 3. Os corpos-de-prova deverão ser serrados nas seguintes dimensões: largura 10cm, altura 10cm e comprimento 40cm.

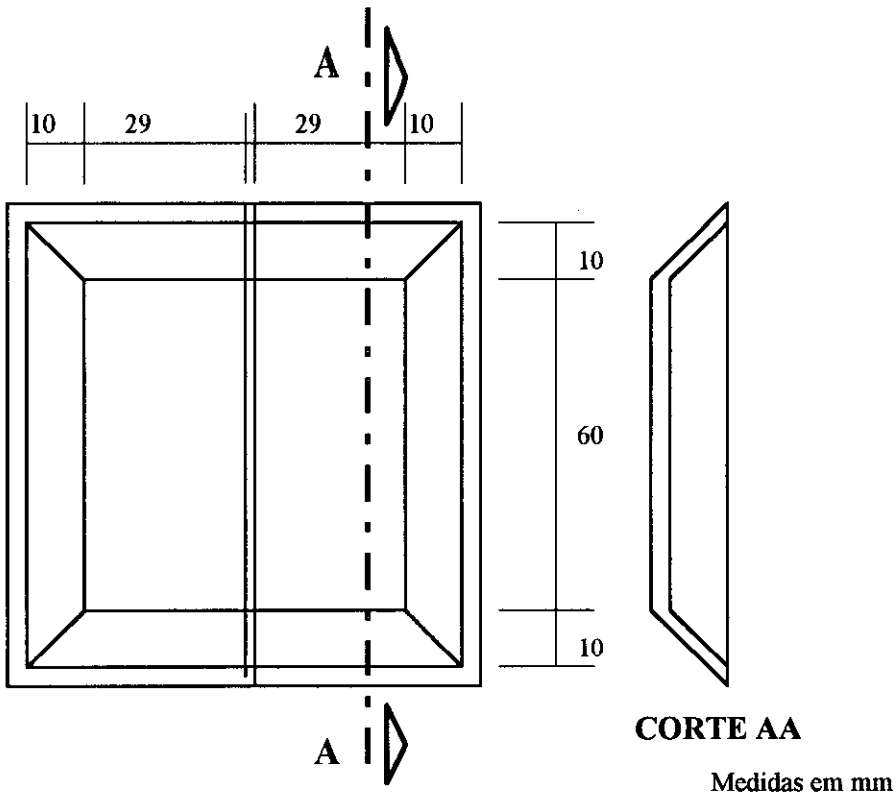


FIGURA 3: Forma para moldagem da placa para obtenção de testemunhos prismáticos de concreto projetado reforçado com fibras de aço.

b) No caso de se proceder ao ensaio de corpo-de-prova saturado deve-se mantê-lo imerso em água saturada de cal por no mínimo 3 dias antes da realização do ensaio.

c) Antes da realização do ensaio o corpo-de-prova deve ter sua altura e largura medidas no terço central de seu vão. Tais dimensões devem obedecer a limitação de 100±5mm.

d) O corpo-de-prova deve ser posicionado em relação aos cutelos segundo o apresentado na Figura 4. As tiras de couro ou papelão devem ser posicionados entre os cutelos e o corpo-de-prova de maneira a se regularizar o contato entre os mesmos.

e) O transdutor deve ser posicionado no meio do vão, conforme o apresentado na Figura 5, e deve-se garantir que o mesmo esteja com deslocamento de agulha dentro da faixa de leitura do mesmo, evitando-se os extremos onde sua precisão é reduzida.

f) Deve-se impor um deslocamento relativo entre cutelos superiores e inferiores constante de 0,5mm/minuto.

g) A curva cargaXdeslocamento deve ser impressa no plotter X-Y de maneira a se obter a curva de carga por deslocamento como exemplificado na Figura 6.

h) O ensaio será interrompido quando o deslocamento obtido for de, no mínimo, 3mm.

i) Devem ser utilizados, no mínimo, 4 corpos-de-prova por determinação. Caso a fissura ocorra fora do terço central do vão do mesmo o resultado obtido com tal corpo-de-prova deverá ser desprezado. Caso se note a ruptura em falha localizada como em um plano de laminação, por exemplo, o que gera uma diminuição da tensão máxima atingida durante o ensaio, o resultado deverá ser desconsiderado.

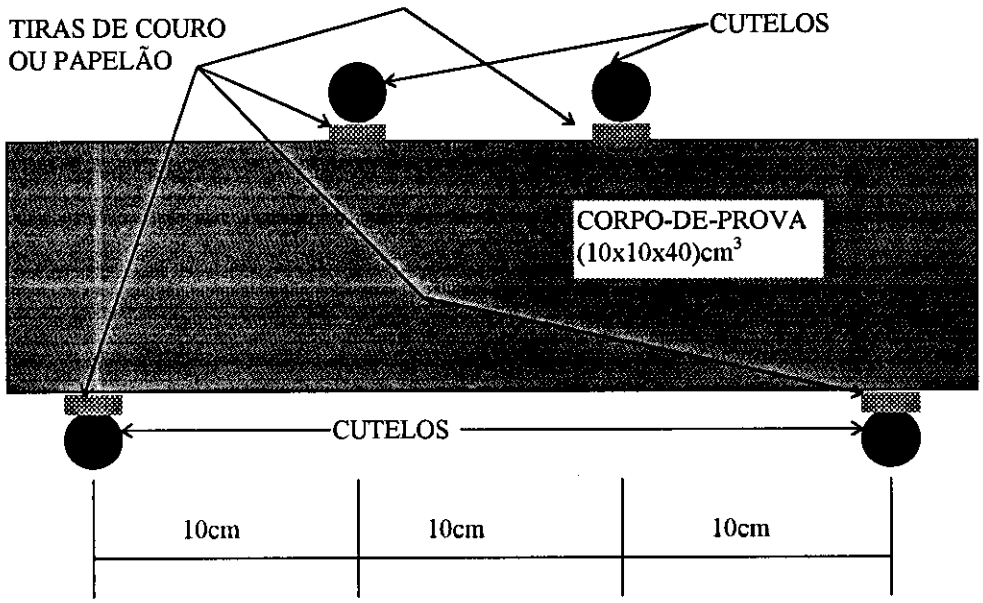


FIGURA 4: Esquema de ensaio de flexão utilizando prisma de (100 x 100 x 400)mm^3.

j) O número mínimo de corpos-de-prova a serem ensaiados para uma determinada condição fixa de variáveis independentes é quatro, podendo ser aceita a média de três valores no caso de se ter desprezado um resultado por ruptura em falha localizada. Os resultados devem ser obtidos como média aritmética de no mínimo três resultados, portanto.

l) Definição do ponto de primeira fissura: normalmente o ponto de primeira fissura pode ser definido a partir de duas situações básicas. A definição básica é aquela que associa o ponto de primeira fissura com o final do trecho elástico linear inicial da curva cargaXdeslocamento. Na segunda, que será a situação normal do concreto projetado, está se trabalhando abaixo do volume crítico, ou seja menos de 100 kg de fibra por metro cúbico de concreto, e se define o ponto de primeira fissura como aquele onde se atingiu a carga máxima no ensaio. Este ponto será utilizado como referência na determinação dos índices de tenacidade e sua respectiva carga na determinação do módulo de ruptura do material conforme apresentado a seguir:

$$MOR = \frac{P*L}{b*h^2}$$

onde,

MOR = módulo de ruptura em MPa.

P = carga no ponto de primeira fissura (N).

L = vão do corpo-de-prova (300mm).

b = largura da seção onde ocorreu a ruptura (mm).

h = altura da seção onde ocorreu a ruptura (mm).

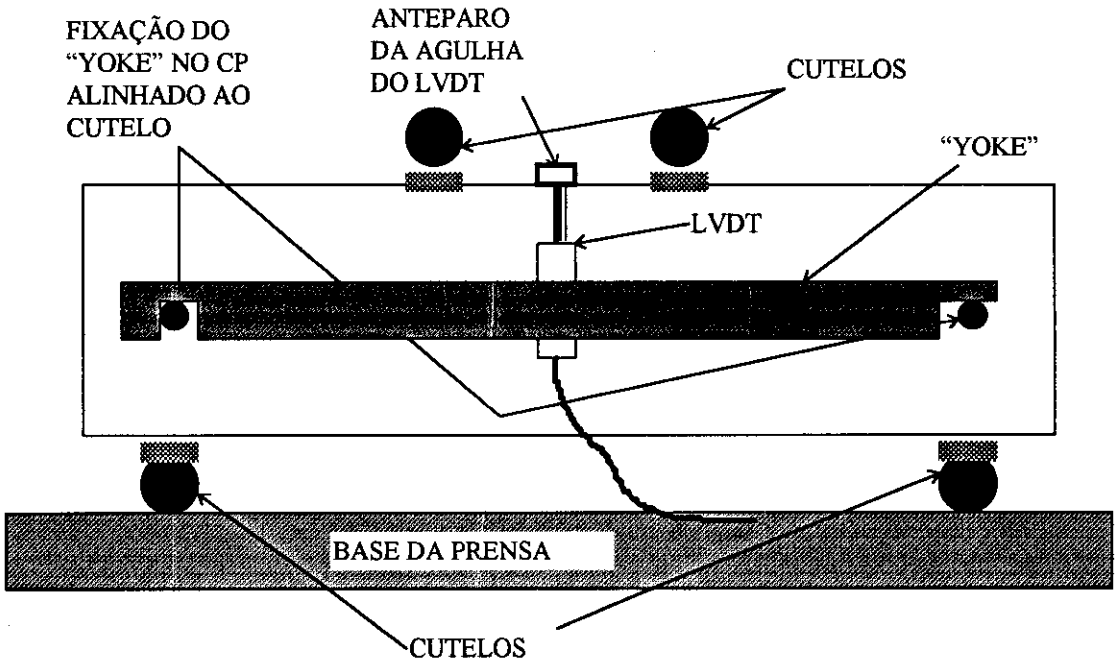


FIGURA 5: Posicionamento de corpo-de-prova, cutelos e transdutor no ensaio de tração na flexão com deslocamento controlado.

m) Cálculo dos índices de tenacidade: Os índices de tenacidade procuram verificar a proximidade do comportamento do material com o do elasto-plástico perfeito. Tais índices são os mesmos prescritos pela norma da ASTCM C1018-92.

- Determinação da deflexão correspondente ao ponto de primeira fissura correspondente ao ponto 0'B na Figura 6.
- Determinação da área sob a curva cargaXdeflexão até a deflexão correspondente ao ponto de primeira fissura correspondente à área triangular 0'AB na Figura 6.
- Determinação da área sob a curva cargaXdeflexão até a deflexão correspondente a três vezes a deflexão do ponto de primeira fissura correspondente à área trapezoidal 0'ACD na Figura 6. Dividindo-se o valor desta área pela anterior obtem-se o valor do índice de tenacidade I_5. No caso de um material elasto-plástico perfeito I_5 seria igual a 5.

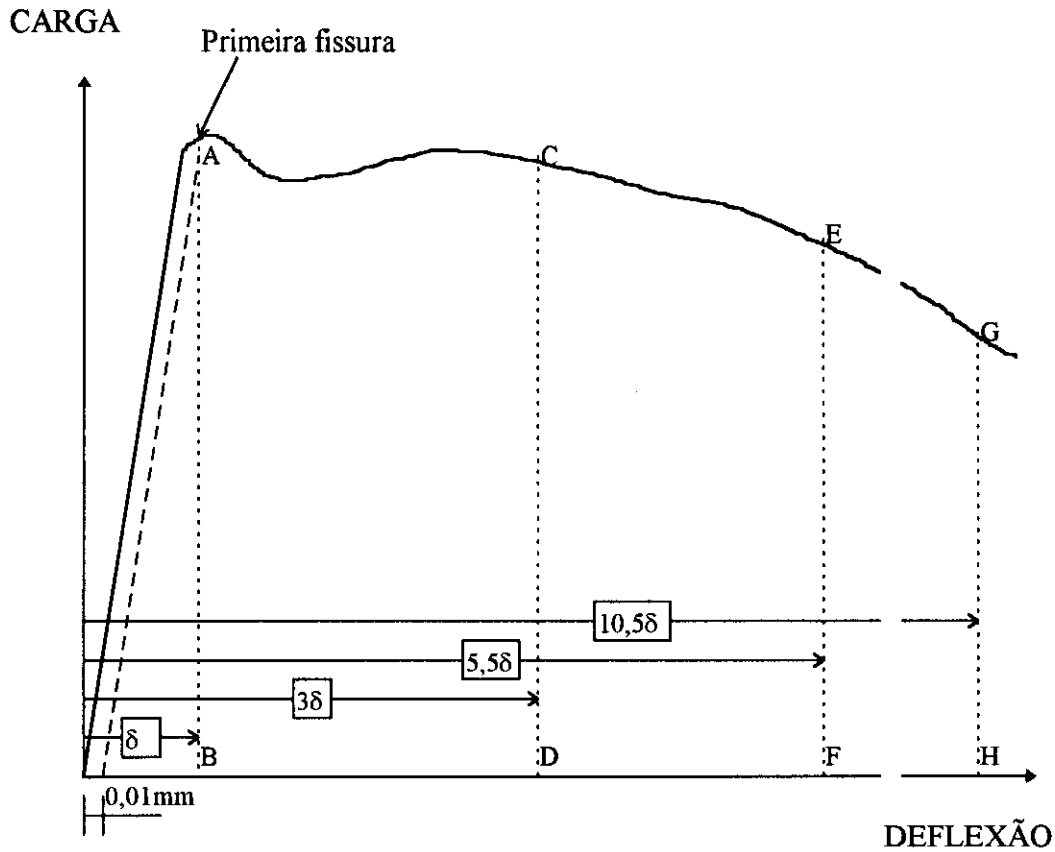


FIGURA 6: Pontos de referência para cálculo dos índices de tenacidade.

- Determinação da área sob a curva cargaXdeflexão até a deflexão correspondente a 5,5 vezes a deflexão do ponto de primeira fissura correspondente à área trapezoidal

0'AEF na Figura 6. Dividindo-se o valor desta área pela anterior obtem-se o valor do índice de tenacidade I_{10}. No caso de um material elasto-plástico perfeito I_{10} seria igual a 10.

- Determinação da área sob a curva cargaXdeflexão até a deflexão correspondente a 10,5 vezes a deflexão do ponto de primeira fissura correspondente à área trapezoidal 0'AGH na Figura 6. Dividindo-se o valor desta área pela anterior obtem-se o valor do índice de tenacidade I_{20}. No caso de um material elasto-plástico perfeito I_{20} seria igual a 20.
- Determinação da área sob a curva cargaXdeflexão até a deflexão correspondente a 15,5 vezes a deflexão do ponto de primeira fissura. Dividindo-se o valor desta área pela anterior obtem-se o valor do índice de tenacidade I_{30}. No caso de um material elasto-plástico perfeito I_{30} seria igual a 30.

n) Cálculo das relações de tenacidade. A partir dos resultados obtidos para os índices de tenacidade elasto-plásticos obtem-se as relações de tenacidade conforme a seguinte equação:

$$R_{a,b} = \frac{100}{b-a} * (I_b - I_a)$$

onde,

$R_{a.b}$ = relação de tenacidade entre os índices com referência "a" e "b".

I_a e I_b = índices de tenacidade com referência "a" e "b".

Como exemplo apresenta-se abaixo o caso específico do cálculo de $R_{10.30}$:

$$R_{10,30} = \frac{100}{30-10} * (I_{30} - I_{10}) = 5 * (I_{30} - I_{10})$$

o) Cálculo do fator de tenacidade. O fator de tenacidade deve ser cáculado segundo o seguinte procedimento:

- Determinação da área sob a curva cargaXdeflexão até a deflexão correspondente a 2mm.
- Determinação do fator de tenacidade de acordo com a seguinte equação:

$$FT = \frac{Tb}{2} * \frac{L}{b*h^2}$$

onde,

FT = Fator de tenacidade (N/mm^2).

Tb = Área sob a curva cargaXdeflexão até a deflexão de 2mm (J).

L = vão do corpo-de-prova (300mm).

b = largura da seção onde ocorreu a ruptura (mm).

h = altura da seção onde ocorreu a ruptura (mm).

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) os índices de tenacidade;

b) as relações de tenacidade;

c) o fator de tenacidade;

d) tipo e características da máquina de ensaio;

e) identificação do corpo-de-prova;

f) dimensões do corpo-de-prova;

g) condições de cura e idade do concreto;

h) condições de umidade do corpo-de-prova durante o ensaio (se saturado ou seco);

i) posição de aplicação da carga se paralela ou ortogonal á direção de projeção;

ANEXO VIII

DETERMINAÇÃO DA ENERGIA ABSORVIDA NA PUNÇÃO DE PLACAS DE CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO-MÉTODO DE ENSAIO

DETERMINAÇÃO DA ENERGIA ABSORVIDA NA PUNÇÃO DE PLACAS DE CONCRETO PROJETADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO-MÉTODO DE ENSAIO

1. OBJETIVO

Este método de ensaio tem por objetivo avaliar o comportamento pós-fissuração do concreto projetado reforçado com fibras de aço através de um ensaio de punção em placa com deformação controlada.

2. DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

NBR 13.070 Moldagem de placas para ensaio de argamassa e concreto projetados - Procedimento
Cabe aqui a ressalva de que as dimensões da placa definidas neste método de ensaio diferem dos prescritos na NBR 13.070.

3. APARELHAGEM

A aparelhagem necessária para a execução do ensaio é a seguinte:

a) Fôrmas para moldagem das placas segundo o procedimento prescrito na norma NBR 13.070 e nas dimensões definidas na Figura 1. A fôrma deve ser de madeira rígida ou aço de maneira a se evitar deformações da placa durante o processo de jateamento para a moldagem.
b) Prensa hidráulica dotada de sistema de controle de deslocamento para o carregamento à compressão e vão livre para corpo-de-prova de no mínimo 0,80m.
c) Suporte para placa rígido de aço conforme o apresentado na Figura 2.
e) LVDT (Transdutor diferenciais de voltagem linear) com capacidade de leitura de, no mínimo, 6mm.
f) Suporte plástico para ponta do LVDT com diâmetro não inferior a 30mm.
g) Leitora de deslocamentos que possibilite o traçado de diagramas de carga por deslocamento.
h) Suporte metálico para LVDT que possibilite deslocamentos verticais para ajuste do mesmo com apoios na aba superior do suporte de placa (Figura 3).

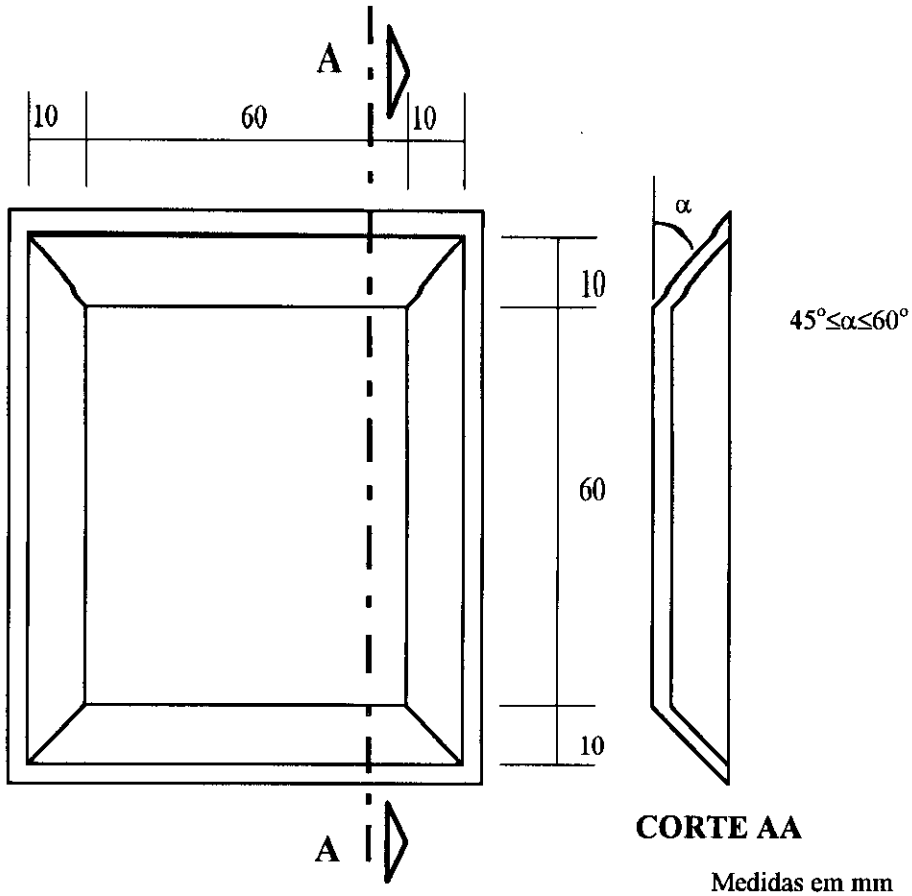


FIGURA 1: Fôrma de madeira rígida ou aço para moldagem da placa.

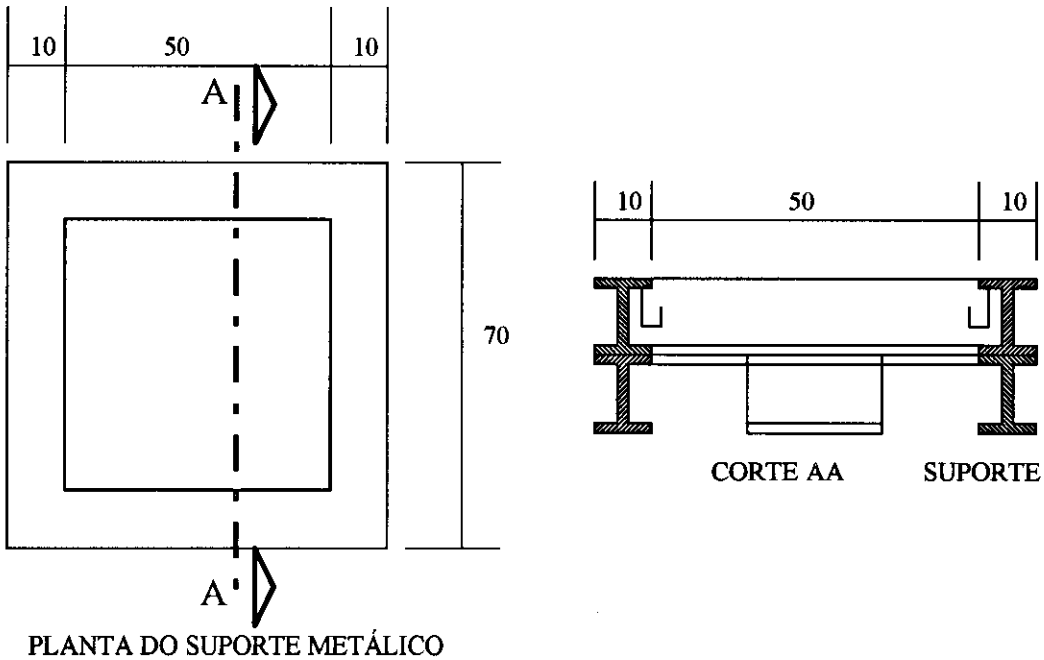


FIGURA 2: Suporte de placa para o carregamento de punção.

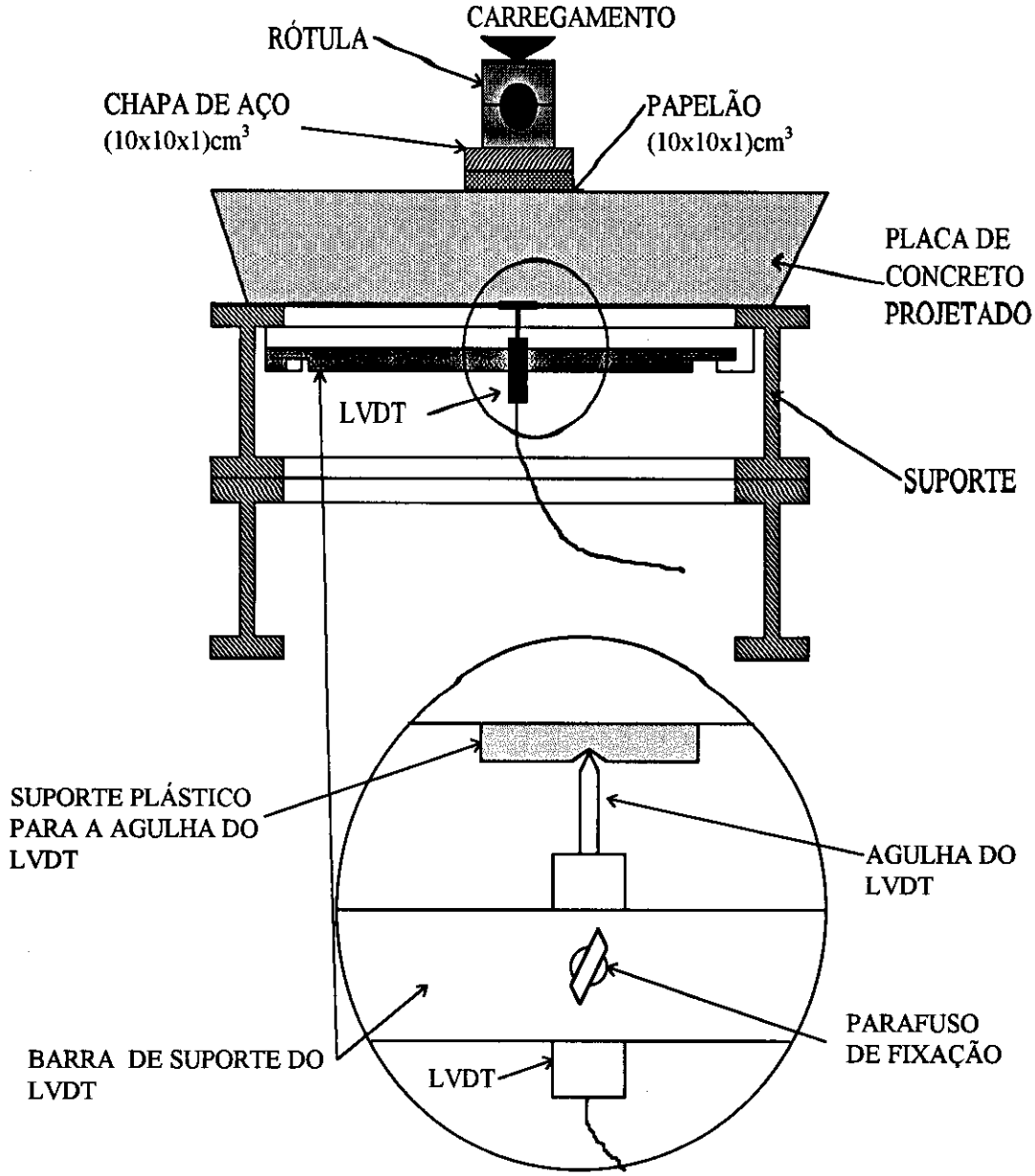


FIGURA 3: Suporte de LVDT.

4. EXECUÇÃO DO ENSAIO

4.1. Moldagem e preparação da placa para ensaio

A moldagem da placa de ensaio deve seguir os mesmos procedimentos prescritos na norma NBR 13.070 utilizando-se uma fôrma com as dimensões especificadas na Figura 1. Após a projeção a fôrma deve ser rasada de maneira a se remover todo o excesso produzido durante a moldagem e se garantir uma espessura uniforme de 10cm. Tal remoção deve ser cuidadosa de modo a não afetar o material da parte inferior da placa que constituirá o corpo-de-prova para o ensaio de punção.

A espessura final da placa deve ser de 105±5mm.

A placa deve ser protegida por uma lona plástica de modo a se evitar perdas de umidade por evaporação. A mesma deve ser marcada de maneira clara. A placa não deve ser removida antes de completar 18 horas de idade. Em seguida procede-se à cura da mesma conforme o especificado.

Durante o transporte a placa deve ser protegida contra danos de origem mecânica e perda de umidade.

No caso de ensaio de placa úmida, a mesma deve permanecer imersa em água saturada de cal por 3 dias antes da realização do ensaio.

4.2. Punção da placa de ensaio

A placa de ensaio deve ser posicionada na presença de modo a apoiar todas as bordas e deixar uma área quadrada central livre de 50x50cm^2 conforme o apresentado na Figura 3.

O carregamento deve ser feito pela parte superior bem ao centro da placa numa área quadrada de 10x10cm^2.

O fundo da placa (superfície que permaneceu em contato com a fôrma) deve ser posicionada para baixo e encunhada com cunhas metálicas caso não se consiga um apoio contínuo direto em todo o perímetro da mesma.

O dispositivo de carregamento de 10x10cm^2 deve ser apoiado na placa de ensaio e o contato deve ser garantido por meio de um papelão maciço de 1 cm de espessura no mínimo.

A velocidade de carregamento da placa deve ser de 0,5mm/minuto no centro da placa. O deslocamento deve ser mantido constante até uma deflexão de 5mm no centro da placa. Concomitantemente deve ser plotada a curva carga, em Newtons, por deflexão, em milímetros.

Deve-se determinar a energia absorvida durante o ensaio, em Joules, até uma definida deflexão através da medição da área sob a curva carga por deflexão anteriormente definida.

5. RESULTADOS

Na apresentação dos resultados devem constar as seguintes informações:

a) energia absorvida até um deslocamento de 5mm;

b) tipo e características da máquina de ensaio;

c) identificação do corpo-de-prova;

d) dimensões do corpo-de-prova;

e) condições de cura e idade do concreto;

f) condições de umidade da placa durante o ensaio (se saturada ou seca);

g) curva de carga por deflexão incluindo a máxima carga atingida durante a realização do ensaio;

h) curva de energia por deflexão calculada a partir de g);

i) número e abertura média das fissuras.

ANEXO IX
MATERIAIS

MATERIAIS

CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Na Tabela 1 se encontra apresentado um resumo das propriedades médias obtidas através da análise periódica do material.

TABELA 1: Características dos agregados.

ABERTURA	AREIA	PEDRISCO
(mm)	(% acumulada)	(% acumulada)
12,5	-	0
9,5	-	1
6,3	0	28
4,8	2	44
2,4	6	86
1,2	17	95
0,6	53	97
0,3	87	98
0,15	98	99
<0,15	100	100
TEOR DE PULVERULENTOS (%)	1,62	2,40
MASSA ESPECÍFICA (g/cm^3)	2,57	2,62

A caracterização dos cimentos empregados na tese se encontra apresentada na Tabela 2. A caracterização das fibras utilizadas se encontra apresentada na Tabela 2, enquanto os aditivos se encontram apresentados na Tabela 4.

TABELA 2: Propriedades fisicas, químicas e mecânicas dos cimentos utilizados na tese.

PROPRIEDADE	CPV ARI Plus	CPV ARI-RS	CPII E 32
Retido #200 (NBR 11579) (%)	0,16	0,10	2,19
Retido #325 (NBR 11579) (%)	2,2	1,3	
Blaine (NBR 7224) (m^2/kg)	454	475	363
Massa específica (g/cm^3)	3,1	3,1	3,1
Consistência normal (%)	31,0	31,0	26,9
Expansão a quente (NBR 11582)	0,5	0,4	0,3
Tempo de pega (min.)(NBR11581)			
Início	127	184	309
Fim	189	261	443
Resistência à compressão (Mpa) (NBR 7215)			
1 dia	28,1	20,4	
3 dias	42,2	33,5	23,1
7 dias	46,5	40,2	29,6
28 dias	55,1	51,8	37,1
CO_2 (NBR 11581) (%)	2,09		
Perda ao fogo (1000°C) (%) (NBR 5743)	2,86	2,58	4,86
Resíduo insolúvel (%) (NBR 5744)	0,44	0,83	0,89
SO_3 (%)	2,86	3,11	2,42
MgO (%)	0,62	2,08	1,94
Composição química (%)	CLÍNQUER	ESCÓRIA	
SiO_2	20,6	36,7	
Al_2O_3	5,6	11,9	
Fe_2O_3	4,22	1,1	
CaO	66,2	41,6	
MgO	0,4	5,7	
SO_3	0,4	0,5	
K_2O		0,6	
Na_2O		0,2	
Composição potencial (%)			
C_3S	60,5	43,6	51,9
C_2S	13,6	7,1	16,5
C_3A	7,8	5,6	8,0
C_4AF	12,8	6,7	8,6
$CaSO_4$	5,3	3,2	5,9
Escória		33,8	9,1

TABELA 3: Características das fibras analisadas.

FORMATO LONGITUDINAL	SEÇÃO TRANSVERSAL	FATOR DE FORMA	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)	MASSA ESPECÍFICA (g/cm^3)
25mm	0,50mm 0,45mm	46,7		7,7
30mm	0,50mm	60,0	1100	7,8
30mm	0,65mm	6,2	1100	7,8
25mm	0,50mm 1,35mm	27,3	-	7,8

TABELA 4: Características básicas dos aditivos empregados.

PROPRIEDADE	ADITIVO À BASE DE ALUMINATO	À BASE DE CARBONATO
FABRICANTE	Sika	Otto Baungart
MARCA	Sigunit	Vedacit
TIPO	L22	Rapidíssimo
COMPONENTE PRINCIPAL	Aluminato de Potássio	Carbonato de sódio
APARÊNCIA	Líquido amarelado transparente	Pó branco
DENSIDADE	$1,5kg/dm^3$	