UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
MECÂNICA DAS ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E ARMADURA:
Análise da influência das fibras de aço

Vol 01/01

Alice Ribeiro Danin

D0023C10

GOIÂNIA

2010

Alice Ribeiro Danin

ESTUDO DA ADERÊNCIA ENTRE CONCRETO E ARMADURA:
Análise da influência das fibras de aço

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre
Área de concentração: Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo

D0023C10

GOIÂNIA

2010

Para meu pai, João Danin.

Saudades eternas

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, sempre, por tudo que sou, por tudo que fui, por tudo que serei.

À minha mãe e à minha à irmã, pelo amor, pelo apoio, pelo carinho e pela paciência.

Ao meu noivo Germano, amor incondicional, a quem pertence o meu futuro.

Ao meu orientador e amigo Daniel, pelo incentivo constante, pela dedicação, pela sabedoria e pelos ensinamentos sobre os percalços da pesquisa.

À Matilde, pela ajuda com a modelagem, pelas conversas no laboratório de informática, às vezes cheias de risadas, às vezes mais parecendo um desabafo.

Aos amigos e companheiros do programa experimental, Vanessa, Marina, Luiz, Breno e Jorge. Foram tantas horas de convivência, momentos de alegria, momentos de estresse e, principalmente, momentos de amizade.

Aos professores do GECON, pela contribuição numa formação acadêmica completa e pelos desafios propostos.

À amiga Juliana e aos amigos da UFRGS, com quem convivi diariamente por três meses. A Ju virou minha irmã, o professor Carlos Formoso deixou de ser assustador para se tornar fonte de inspiração, o professor Miguel Sattler e sua esposa continuaram sendo pessoas adoráveis e as colegas de sala Mara, Eugênia, Ana Paula e Carol se tornaram amigas inesquecíveis.

À empresa Furnas Centrais Elétricas S. A. pela viabilização dos ensaios experimentais dentro do projeto de pesquisa “Pré-moldados e ligações em concreto empregados em estruturas de Usinas Hidrelétricas”, incluído no ciclo de pesquisas autorizadas pela ANEEL. Aos seus engenheiros e técnicos que me ajudaram de todas as formas possíveis.

Às empresas Mc-Bauchemie e Arcelor Mittal pela doação do aditivo e das fibras utilizados nas concretagens.

À Fundação de Apoio à Pesquisa da UFG (FUNAPE) pelo fornecimento da bolsa de estudo e pelo financiamento da pesquisa.

A todos que, direta ou indiretamente, colaboraram na realização deste trabalho.

RESUMO

A aderência entre a barra de aço e o concreto permite que haja a compatibilização entre os dois materiais, validando o seu uso como material de construção. Quanto melhor a aderência, menores são as aberturas das fissuras e mais protegida fica a armadura. Assim, busca-se neste trabalho investigar a influência das fibras de aço nas propriedades mecânicas do concreto e na aderência aço-concreto. Para tanto, foram ensaiados quarenta e oito corpos de prova prismáticos, com dimensões de 200 mm x 300 mm x 150 mm, dos quais foi arrancada uma barra de aço neles concretada. As variáveis analisadas foram o diâmetro da barra (10 mm, 12,5 mm, 16 mm e 20 mm), o comprimento de ancoragem (cinco e dez vezes o diâmetro da barra) e o volume de fibras de aço adicionadas ao concreto (0%, 1% e 2%). Foram utilizadas fibras de aço com ganchos nas extremidades, comprimento de 30 mm e relação de aspecto igual a 65. O concreto utilizado apresentava resistência à compressão média de 60 MPa aos 28 dias, tendo o mesmo sido previamente caracterizado por meio de ensaios de resistência à compressão, modulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral, compressão com controle de deslocamento, flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão (para determinação da energia no modo I de fratura do concreto sem fibras) e flexão sob quatro pontos de carga (para a determinação da tenacidade do concreto fibroso). Dos ensaios de arrancamento foi determinada a forma e a força de ruptura em cada um dos corpos-de-prova. Mantendo as dimensões do corpo de prova e alterando o diâmetro da barra, foi avaliada qual a relação cobrimento/diâmetro mudava a forma de ruptura de arrancamento da barra para fendilhamento do concreto. Adicionalmente, foram feitas simulações computacionais dos ensaios realizados com barra de 10 mm e 20 mm. Foram variados o tamanho do apoio do corpo de prova, o comprimento de ancoragem e o volume de fibras. Tanto os resultados dos ensaios experimentais quanto da modelagem mostraram que as fibras estudadas exercem pequena influência na resistência ao arrancamento para corpos de prova com barra de 10 mm. Por outro lado, a influência das mesmas na resistência ao fendilhamento do cobrimento de concreto é significativa.

Palavras-chave: Concreto. Fibras de aço. Aderência.

ABSTRACT

Bond between steel bars and concrete allows the use of reinforced concrete as a construction material. If the bond is appropriate, the cracks will be as little as possible, so the reinforcing bar will be protected by the surrounded concrete. Therefore, the aim of this research was to analyse the influence of steel fiber on mechanical properties of concrete and on bond strength. To this end, forty eight pull-out tests had been performed. A single 'test' bar was cast into the centre of a specimen, which measured 300 mm × 200 mm × 150 mm. It had been used four bars diameters: 10 mm, 12,5 mm, 16 mm and 20 mm. The test bars were pulled out of the concrete block using a 300 kN capacity universal testing machine (UTM) operated in displacement control. The tests were performed varying the length of mounting bar tested (for five and ten times the diameter) and the presence of steel fibers. The fiber content, as in volume, ranged from 0%, 1% and 2%. It was used coarse aggregate with maximum size of 12,5 mm and concrete with target compressive strength of 60 MPa at 28 days. It was previously characterized by tests of compressive strength, modulus of elasticity, tensile strength and diametrical compression strength with displacement control. For the concrete without fibers, it was determinate the fracture energy, and for the ones with steel fiber reinforcement the toughness was determinate. There were used short steel hooked fibers, which were 35 mm long. The tests determined the bond stress in the bar in each of the specimens, which concludes that the addition of fiber in the proposed amount had just a little influence on the results of the pull-out tests for the 10 mm diameter specimens.

Keywords: Concrete. Steel fibers. Bond.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1- Ligação por traspasse entre segmentos de laje pré-moldados (AL-TAMIMI, 2001) 32
Figura 2.1– Mecanismo de reforço das fibras atuando como ponte de transferência de tensões (NUNES; AGOPYAN, 1998) 36
Figura 2.2– Definição do fator de forma (NUNES; AGOPYAN, 1998) 37
Figura 2.3– Representação esquemática da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado (METHA; MONTEIRO, 1994) 39
Figura 2.4– Curva tensão-deformação na compressão uniaxial para concretos com fibras de aço (BALAGURU; SHAH, 1992) 40
Figura 2.5 – Aspecto geral da curva tensão-deformação para ensaios de tração direta em concretos com e sem adição de fibras (ARAÚJO, 2002) 41
Figura 2.6 – Corpo de prova ensaiado por Araújo (2002) 42
Figura 2.7 – Características geométricas e esquema de carregamento das vigas (NUNES, 2006) 43
Figura 2.8 – Força carga *versus* deslizamento para fibras (WEILER, 2002) 46
Figura 2.9 – Processo de arrancamento das fibras (MARKOVIC, 2006) 47
Figura 2.10 – Curva tensão de cisalhamento versus escorregamento (SILVA, 2006) 48
Figura 2.11 – Aderência por adesão (FUSCO, 1995) 48
Figura 2.12 – Aderência por atrito (FUSCO, 1995) 49
Figura 2.13 – Aderência mecânica (FUSCO, 1995) 50
Figura 2.14 – Possíveis áreas de ruptura dos consolos de concreto entre as nervuras em uma barra ideal com nervuras angulares (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977) 51
Figura 2.15 – Idealização do comportamento de barras solicitadas à força axial (AZIZINAMINI *et al.*, 1993) 53
Figura 2.16 – Efeito da posição da barra na aderência (LEONHARDT; MÖNNIG, 1982) 56
Figura 2.17 – Efeito do diâmetro na aderência (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983 *apud* SIMPLICIO, 2008) 57

Figura 2.18 – Comportamento das barras lisas e das nervuradas em ensaios de arrancamento (FUSCO, 1995) 59
Figura 2.19 – Prisma para ensaio de arrancamento e respectivas variações da tensão de aderência ao longo do comprimento (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977) 61
Figura 2.20 – Prisma para ensaio de arrancamento (RILEM-FIP-CEB, 1973) 62
Figura 2.21 – Prisma para ensaio de arrancamento com barra vertical – dimensões em mm (ASTM C-234, 1991 apud COUTO, 2007) 63
Figura 2.22 – Prismas para o ensaio de arrancamento com barras horizontais – dimensões em mm (ASTM C-234, 1991 *apud* COUTO, 2007) 64
Figura 2.23 – Prisma para ensaio de arrancamento (REHM; ELIGEHAUSEN, 1979) 65
Figura 2.24 – Ensaio de arrancamento com anel circular (RIBEIRO, 1985 *apud* BARBOSA, 2001) 66
Figura 2.25 – Esquema de ensaio proposto por Al-Tamini (2001) – dimensões em mm 67
Figura 2.26 – Viga para ensaio de aderência aço-concreto (RILEM-FIB-CEB, 1973) 69
Figura 2.27 – Ensaio de extremidade de viga (RIBEIRO, 1985 *apud* COUTO, 2007) 70
Figura 2.28 – Esquema geral do ensaio desenvolvido por Fusco (FUSCO, 1995) 70
Figura 2.29 – Ensaio de tirante – dimensões em mm (BARBOSA, 2001) 71
Figura 2.30 – Ensaio de duplo arrancamento (KANKAM, 1997 *apud* SIMPLÍCIO, 2008) 72
Figura 2.31 – Ensaio apresentado por Ezeldin (1989) 73
Figura 2.32 – Dimensões dos corpos de prova (HARAJLI *et al*, 2002) 74
Figura 2.33 – Esquema dos ensaios realizados (DANCYGIER, KATZ; 2008) 75
Figura 2.34 – Detalhes do corpo de prova (HARAJLI; GHARZEDDINE, 2007) 76
Figura 2.35 – Aderência aço-concreto (SIMPLÍCIO, 2008) 78
Figura 2.36 – Tensão de aderência *versus* Deslizamento (CEB, 1993) 80
Figura 2.37 – Curva tensão de aderência *versus* deliszamento (Harajli *et al*., 1995) 82
Figura 2.38 – Modelo proposto por Simplício (SIMPLÍCIO, 2008) 85
Figura 2.39 – Média dos deslizamentos δ_2 em função da altura e espaçamento das nervuras (SIMPLÍCIO, 2008) 87
Figura 2.40 – Modelos utilizados por Almeida Filho (2006) 88
Figura 3.1 – Delineamento da pesquisa 94

Figura 3.2 – Composição granulométrica dos agregados 98
Figura 3.3 – Fibras de aço empregadas 100
Figura 3.4 – Moldagem dos corpos de prova 106
Figura 3.5 – Corpos de prova na câmara úmida 108
Figura 3.6 – Ensaios de caracterização do concreto no estado fresco 109
Figura 3.7 – Ensaio de módulo de elasticidade (OLIVEIRA JUNIOR, 2007) 111
Figura 3.8 – Esquema do ensaio de tração por compressão diametral (adaptado de METHA; MONTEIRO, 2008) 112
Figura 3.9 – Ensaio de compressão com deslocamento controlado (OLIVEIRA JUNIOR, 2007) 113
Figura 3.10 – Ensaio de flexão sob três pontos de carga para quantificar a energia de fratura G_f (Petersson, 1980 *apud* BARROS, 1995) 114
Figura 3.11 – Ensaio de flexão sob três pontos de carga 116
Figura 3.12 – Quantificação da energia de fratura segundo o RILEM (1985) 117
Figura 3.13 – Método da JSCE SF4 (1984) para quantificação da tenacidade do concreto 118
Figura 3.14 – Ensaio de flexão sob quatro pontos de carga 119
Figura 3.15 – Modelo de corpo de prova usado no ensaio de arrancamento 122
Figura 3.16 – Formas para ensaio de arrancamento 123
Figura 3.17 – Chapas para apoio do corpo de prova 124
Figura 3.18 – Posição dos extensômetros nas barras 125
Figura 3.19 – Detalhe de fixação do transdutor de deslocamento e do relógio comparador ao corpo de prova. 126
Figura 3.20 – Esquema do aparato para fixação do corpo de prova durante o ensaio de arrancamento 127
Figura 3.21 – Visão geral do ensaio 128
Figura 3.22 – Visão dos corpos de prova após o ensaio 129
Figura 3.23 – Elemento CHX60 (TNO, 2008) 131
Figura 3.24 – Elemento de interface tridimensional CQ48I (TNO, 2008) 132
Figura 3.25 – Carregamento na face superior da peça lateral 134
Figura 3.26 – Curvas de amolecimento (TNO, 2009) 135

Figura 4.1 – Comparação entre módulo de elasticidade obtido experimentalmente e valores teóricos 151
Figura 4.2 – Curvas Tensão *versus* Deformação do ensaio de compressão com deslocamento controlado para dosagens sem adição de fibras 153
Figura 4.3 – Curvas Tensão *versus* Deformação do ensaio de compressão com deslocamento controlado para dosagens com 1% de fibras 154
Figura 4.4 Curvas Tensão *versus* Deformação do ensaio de compressão com deslocamento controlado para dosagens com 2% de fibras 155
Figura 4.5 – Curvas Tensão *versus* Deformação do ensaio de flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão 157
Figura 4.6 – Compósitos reforçados com fibras em fração volumétrica inferior (A), superior (B) ou igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração da flexão (FIGUEIREDO, 2000) 160
Figura 4.7 – Curvas Força *versus* Deslocamento para determinação do fator de tenacidade para dosagens com 1% de fibras 161
Figura 4.8 – Curvas Força *versus* Deslocamento para determinação do fator de tenacidade para dosagens com 2% de fibras 162
Figura 5.1 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras e com ancoragem de 5ϕ 169
Figura 5.2 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 1% de fibras e com ancoragem de 5ϕ 170
Figura 5.3 – Curva Força versus Deformação para corpos de prova com 2% de fibras e com ancoragem de 5ϕ 171
Figura 5.4 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras e com ancoragem de 10ϕ 174
Figura 5.5 – Curva Força versus Deformação para corpos de prova com 1% de fibras e com ancoragem de 10ϕ 175
Figura 5.6 – Rompimento da barra 176
Figura 5.7 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 2% de fibras e com ancoragem de 10ϕ 177

Figura 5.8 – Curvas Força versus Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ (sem adição de fibras) 179
Figura 5.9 – Curvas Força versus Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ (com adição de 1% de fibras) 180
Figura 5.10 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ (com adição de 2% de fibras) 181
Figura 5.11 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 10ϕ (sem adição de fibras) 183
Figura 5.12 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 10ϕ (com adição de 1% de fibras) 184
Figura 5.13 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 10ϕ (com adição de 2% de fibras) 185
Figura 5.14 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método do CEB-FIP 90 190
Figura 5.15 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com 1% de fibras pelo método do CEB-FIP 90 191
Figura 5.16 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com 2% de fibras pelo método do CEB-FIP 90 192
Figura 5.17 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método proposto por Harajli *et al* (1995) 194
Figura 5.18 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras pelo método proposto por Harajli *et al* (1995) 195
Figura 5.19 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova com adição de 2% de fibras pelo método proposto por Harajli *et al* (1995) 195
Figura 5.20 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método proposto por Barbosa (2001) 198
Figura 5.21 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras pelo método proposto por Barbosa (2001) 199
Figura 5.22 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova com adição de 2% de fibras pelo método proposto por Barbosa (2001) 199

Figura 5.23 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método proposto por Simplício (2008) 201
Figura 5.24 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras pelo método proposto por Simplício (2008) 202
Figura 5.25 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com adição de 2% de fibras pelo método proposto por Simplício (2008) 202
Figura 5.26 – Curva força *versus* deformação externa para corpos de prova sem fibras, barra de 12,5 mm e ancoragem de 10ϕ 205
Figura 5.27 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras, barras de 16 mm e ancoragem de 10ϕ 207
Figura 5.28 – Ruptura dos corpos de prova com barra de 16 mm 208
Figura 5.29 – Corpos de prova sem fibras e ancoragem de 5ϕ 210
Figura 5.30 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ 211
Figura 5.31 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ 212
Figura 5.32 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 2% de fibras, barra de 20 cm e ancoragem de 5ϕ 213
Figura 5.33 – Formação de fissura nos corpos de prova fibrosos (CP20.5.2.B) 214
Figura 5.34 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 10ϕ 216
Figura 5.35 – Corpos de prova sem fibras após ensaios de fendilhamento 217
Figura 5.36 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 1% de fibras, 20 cm e ancoragem de 10ϕ 218
Figura 5.37 – Corpos de prova com adição de 1% de fibras durante os ensaios de fendilhamento 219
Figura 5.38 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 2% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 10ϕ 220
Figura 5.39 – Corpo de prova CP20.10.2.A após o ensaio de arrancamento 221
Figura 5.40 – Corpo de prova CP20.10.2.B durante o ensaio de arrancamento 222

Figura 5.41 – Curva Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ 226
Figura 5.42 – Curva Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ 227
Figura 5.43 – Curva Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 10ϕ 227
Figura 6.1 – Condição de contorno 229
Figura 6.2 – Malhas de elementos finitos utilizadas nos corpos de prova com ancoragem de 5ϕ (10 cm) 230
Figura 6.3 – Malhas de elementos finitos utilizadas nos corpos de prova com ancoragem de 10ϕ (20 cm) 232
Figura 6.4 – Esquema de criação da região sem aderência (uso de espuma) 235
Figura 6.5 – Representação da ancoragem mecânica na barra (região elástica) no início do trecho com aderência 236
Figura 6.6 – Panorama de fissuração dos modelos M20AD10N3 e M20AD10N2 238
Figura 6.7 – Perfil de tensões no modelo M20AD10N3 239
Figura 6.8 – Perfil de tensões no modelo M20AD20N2 240
Figura 6.9 – Condições de contorno em deslocamento na direção z – Base do bloco de concreto 241
Figura 6.10– Malha de elementos finitos dos modelos com barra de 10 mm 243
Figura 6.11 – Malha de elementos finitos com a região elástica em destaque – Modelo com comprimento de aderência igual a 5ϕ 244
Figura 6.12 – Modelo constitutivo Hordijk (TNO, 2008) 244
Figura 6.13 – Distribuição de tensões no modelo sem adição de fibras – M10AD5N300F0 248
Figura 6.14 – Distribuição de tensões no modelo sem adição de fibras – M10AD5N300F1 249
Figura 6.15 – Distribuição de tensões no modelo sem adição de fibras – M10AD5N300F2 250
Figura 6.16 – Distribuição de tensões 251

Figura 6.17 – Distribuição de tensões no modelo com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ e sem adição de fibras 252
Figura 6.18 – Perfil de tensões no modelo M10AD10N300F0 253
Figura 6.19 – Perfil de tensões no modelo M10AD10N300F1 254
Figura 6.20 – Perfil de tensões no modelo M10AD10N300F2 256
Figura 6.21 – Perfil de tensões no modelo M10AD5N300F0 257
Figura 6.22 – Perfil de tensões no modelo M10AD5N300F1 258
Figura 6.23 – Perfil de tensões no modelo M10AD5N300F2 259
Figura A2.1 – Curvas força versus deformação para corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem igual a 5ϕ 276
Figura A2.2 – Curva força versus deformação para corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem de 10ϕ 277
Figura A2.3 – Curvas força versus deformação para corpos de prova com barra de 20 mm 277

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais características das fibras utilizadas como reforço em concretos (BENTUR; MINDESS, 1990) 36
Tabela 2.2– Fatores que influenciam a resistência de aderência (BARBOSA, 2001) 58
Tabela 2.3 - Parâmetros da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras rugosas (CEB, 1993) 80
Tabela 2.4 – Parâmetros da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras lisas (CEB, 1993) 81
Tabela 2.5 - Parâmetros da curva tensão de aderência *versus* deslizamento (HARAJLI et al, 1995) 83
Tabela 2.6 – Fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem 91
Tabela 3.1 – Características físicas e químicas do cimento 96
Tabela 3.2 – Características físicas e químicas da sílica ativa 99
Tabela 3.3 – Características do aditivo (MC-BAUCHEMIE, 2010) 100
Tabela 3.4 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 10 mm 101
Tabela 3.5 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 12,5 mm 102
Tabela 3.6 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 16 mm 103
Tabela 3.7 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 20 mm 103
Tabela 3.8 – Traço desenvolvido por Nunes (2006) e traço adaptado 104
Tabela 3.9 – Relação de corpos de prova por dosagem 107
Tabela 3.10 – Dimensões dos corpos de prova para ensaios de flexão sob três pontos de carga (RILEM, 1985) 115
Tabela 3.11 – Variáveis do ensaio de arrancamento 120
Tabela 3.12 – Variáveis do ensaio de fendilhamento 121
Tabela 3.13 – Posição dos extensômetros e comprimento do trecho sem aderência 125
Tabela 3.14 – Descrição dos modelos analisados e variáveis consideradas para modelos com barra de 10 mm 130
Tabela 3.15 – Descrição dos modelos analisados e variáveis consideradas para modelos com barra de 20 mm 130

Tabela 4.1 – Resistência à compressão do concreto 140
Tabela 4.2 – Resistência à tração por compressão diametral 143
Tabela 4.3 – Módulo de elasticidade 145
Tabela 4.4 – Formulações para previsão do módulo de elasticidade 146
Tabela 4.5 – Comparação entre módulo de elasticidade experimental e teórico para dosagens sem fibras 147
Tabela 4.6 – Comparação entre módulo de elasticidade experimental e teórico para dosagens com adição de 1% de fibras 148
Tabela 4.7 – Comparação entre módulo de elasticidade experimental e teórico para dosagens com adição de 2% de fibras 149
Tabela 4.8 – Tenacidade relativa 152
Tabela 4.9 – Energia de fratura 156
Tabela 4.10 – Valores de $Gf0$segundo o CEB-FIP 90 (CEB, 1999) 158
Tabela 4.11– Fator de tenacidade 159
Tabela 4.12 – Resistência à tração na flexão 163
Tabela 5.1 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 10 mm e ancoragem de 5ϕ 167
Tabela 5.2 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 10 mm e ancoragem de 10ϕ 172
Tabela 5.3 – Comprimento de ancoragem 187
Tabela 5.4 – Parâmetros para cálculo da tensão de aderência pelo modelo do CEB-FIP 90 189
Tabela 5.5 – Parâmetros para cálculo da tensão de aderência pelo modelo de Harajli *et al* (1995) 193
Tabela 5.6 – Relação entre tensão máxima de aderência teórica e valores experimentais segundo Barbosa (2001) 197
Tabela 5.7 – Parâmetros para cálculo da tensão de aderência pelo modelo de Simplício (2008) 200
Tabela 5.8 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 12,5 mm 204
Tabela 5.9 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 16 mm 206

Tabela 5.10 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 20 mm e ancoragem de 5ϕ 209
Tabela 5.11 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 20 mm e ancoragem de 10ϕ 215
Tabela 5.12 – Relação entre força de ruptura e resistência do concreto 224
Tabela 6.1 – Força última dos modelos com barra de 20 mm 233
Tabela 6.2 – Propriedades do concreto utilizado em cada modelo 245
Tabela 6.3 – Resultados dos modelos computacionais com barra de 10 mm 246
Tabela A1.1 – Propriedades do concreto no estado fresco 273
Tabela A2.1 – Dosagens instrumentadas internamente 275

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEB	Comité Euro-International Du Betón
CP	Cimento Portland
FUNAPE	Fundação de Apoio à Pesquisa da UFG
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial
ISO	International Organization for Standardization
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PPG-GECON	Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil
UFG	Universidade Federal de Goiás

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos romanos minúsculos

a comprimento da viga

b largura do corpo de prova

b_ℓ base de medida longitudinal do medidor de deformação

c distância entre as barras ou cobrimento

d diâmetro da fibra

d_{cp} diâmetro da seção transversal

f_{bd} resistência de aderência de cálculo

f_c resistência à compressão do concreto

f_{ck} resistência à compressão de cálculo do concreto

f_{cm} resistência média à compressão do concreto

$f_{ct,f}$ resistência à tração na flexão

$f_{ct,sp}$ resistência à tração por compressão diametral

$f_{ctm,f}$ resistência média à tração na flexão

$f_{ctm,sp}$ resistência média à tração por compressão diametral

f_y resistência ao escoamento de aço

g aceleração da gravidade

h altura do corpo de prova

h_r altura das nervuras

K_{tr} índice de armadura transversal

ℓ comprimento de ancoragem da barra

ℓ_b comprimento de ancoragem básico

l_d comprimento aderente nos ensaios de arrancamento e fendilhamento

ℓ_{db} comprimento de ancoragem básico de barras tracionadas

ℓ_{inf} deslocamento longitudinal correspondente ao limite inferior de tensão

ℓ_{sup} deslocamento longitudinal correspondente ao limite superior de tensão

m_1 massa do corpo de prova entre os apoios

m_2 massa do aparato

n número de fissuras

s_r espaçamento entre as nervuras

u perímetro da barra

z distância entre a resultante de tração e a resultante de compressão

Símbolos romanos maiúsculos

A_{lig} área da superfície de fratura acima do entalhe

A_s área de aço

A_c área de concreto

CV coeficiente de variação

DP desvio padrão

E energia dissipada

E_s módulo de elasticidade do aço

E_c módulo de elasticidade do concreto

$F_{máx}$ força máxima resistida pelo corpo de prova

F_{rup} força de arrancamento

F_t força de tração

FT fator de tenacidade na flexão

G_f energia de fratura do material

G_f^0 energia no modo I de fratura para o concreto sem adição de fibras

G_f^F energia de fratura para o concreto fibroso

I_R índice de reforço

L comprimento do corpo de prova

M média

R_A relação de aspecto

R_{st} força de tração na armadura

T_b área sob a curva Força *versus* Deslocamento

T_R tenacidade relativa

V_f Volume de fibras

$V_{f,crit}$ Volume crítico de fibras

W_0 trabalho produzido pela força do atuador durante a deformação do corpo de prova

Símbolos gregos minúsculos

α coeficiente de majoração do comprimento de ancoragem relativo à localização da armadura

β coeficiente de majoração do comprimento de ancoragem relativo ao revestimento

γ coeficiente de majoração do comprimento de ancoragem relativo ao revestimento

δ deslocamento

δ_{max} deslocamento máximo

δ_{tb} deslocamento limite

δ_u deslocamento vertical último

ε_s deformação do aço

ε_c deformação do concreto

η_1 coeficiente de conformação superficial da barra

η_2 coeficiente conforme a região onde a armadura se localiza no concreto

η_3 coeficiente que considera o diâmetro da armadura ($\emptyset$)

λ coeficiente de majoração do comprimento de ancoragem relativo à densidade do concreto

λ fator *bias*

σ_c tensão no concreto

σ_{inf} tensão limite inferior

σ_m resistência à tração da matriz

σ_s tensão no aço

σ_{sup} tensão limite superior

τ tensão de aderência para um determinado deslocamento δ

τ_b tensão de aderência média

τ_f valor final da tensão de aderência

τ_{fu} máxima tensão de aderência entre a fibra e a matriz

τ_{max} tensão máxima de aderência

Símbolos gregos maiúsculos

$\Delta L_{médio}$ distância média entre as nervuras considerando as quatro faces

$\emptyset$ diâmetro da barra

Sumário

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO **30**

1.1 Justificativa 31

1.2 Escopo da pesquisa e objetivos 32

1.3 Organização do trabalho 33

CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **35**

2.1 Concreto reforçado com fibras 35

2.1.1 Influência das fibras na resistência à compressão 39

2.1.2 Influência das fibras na resistência à tração 40

2.1.3 Influência das fibras na resistência ao cisalhamento 42

2.1.4 Influência das fibras na tenacidade 44

2.1.5 Aderência entre as fibras e a matriz de concreto 45

2.2 Aderência aço-concreto 47

2.2.1 Formas de ruptura da aderência 53

2.2.2 Fatores que influenciam a aderência 55

2.2.3 Ensaios para determinação da aderência aço-concreto 58

2.2.3.1 Ensaio de arrancamento 58

2.2.3.2 Ensaio de viga 67

2.2.3.3 Ensaio das quatro barras 70

2.2.3.4 Ensaio de tração direta 71

2.2.4 Aderência entre a matriz fibrosa e a armadura 73

2.3 Modelos para determinação da curva tensão de aderência *versus* deslizamento 77

2.4 Modelagem computacional da aderência aço-concreto 88

2.5 Recomendações de normas para cálculo da tensão de aderência 89

CAPÍTULO 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL 93

3.1 Delineamento da pesquisa 93

3.2 Materiais 95

3.2.1 Cimento 95

3.2.2. Agregados 97

3.2.3 Adições minerais 98

3.2.4 Aditivo 99

3.2.5 Fibras 100

3.2.6 Vergalhão de Aço 101

3.3 Traço e procedimento de mistura 104

3.4 Ensaios de caracterização do concreto 108

3.4.1 Ensaios de caracterização do concreto no estado fresco 108

3.4.2 Ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido 110

3.4.2.1 Ensaio de resistência à compressão 110

3.4.2.2 Módulo de elasticidade 110

3.4.2.3 Resistência à tração por compressão diametral 112

3.4.2.4 Compressão com deslocamento controlado 113

3.4.2.5 Flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão 114

3.4.2.6 Flexão sob quatro pontos de carga 118

3.5 Ensaios de arrancamento 119

3.5.1 Dimensões do corpo de prova e instrumentação 122

3.5.2 Procedimento de ensaio 127

3.6 Modelagem computacional 129

3.6.1 Elementos Finitos Utilizados 131

3.6.2 Malha, Vinculações e Carregamento 133

3.6.3 Modelo Constitutivo 134

3.6.4 Processamento dos Modelos 136

3.6.5 Perfil de distribuição de tensões de tração na armadura 136

CAPÍTULO 4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO 138

4.1 Critérios e parâmetros de análise dos resultados 138

4.2 propriedades mecânicas do concreto 139

4.2.1 Resistência à compressão 139

4.2.2 Resistência à tração por compressão diametral 142

4.2.3 Módulo de elasticidade 144

4.2.4 Tenacidade relativa 151

4.2.5 Energia de fratura 156

4.2.6 Fator de tenacidade 159

4.2.7 Resistência à tração na flexão 163

CAPÍTULO 5 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO 165

5.1 ensaios de arrancamento de barras de 10 mm 166

5.1.1 Força e forma de ruptura 166

5.1.2 Força *versus* Deslizamento 178

5.2 valores de normas para o comprimento básico de ancoragem 186

5.3 modelos teóricos para a curva tensão *versus* deslizamento 187

5.3.1 Modelo do CEB-FIP 90 188

5.3.2 Modelo de Harajli *et al* (1995) 192

5.3.3 Modelo de Barbosa (2001) 196

5.3.4 Modelo de SIMPLÍCIO (2008) 200

5.4 Ensaios de fendilhamento 203

5.4.1 Corpos de prova com barra de 12,5 mm 204

5.4.2 Corpos de prova com barras de 16 mm 206

5.4.3 Corpos de prova com barras de 20 mm 208

5.4.3.1 Força e forma de ruptura 209

5.4.3.2 Força *versus* Deslizamento 225

CAPÍTULO 6 MODELAGEM COMPUTACIONAL 228

6.1 Corpos de Prova com Barras de 20 mm – Ensaios de fendilhamento 228

6.1.1 Força última 233

6.1.2 Tensões principais e panorama de fissuração 236

6.1.3 Perfil de distribuição de tensões de tração na armadura 238

6.2 Corpos de Prova com Barras de 10 mm – Ensaios de arrancamento 241

6.2.1 Força última 244

6.2.2 Tensões principais 247

6.2.3 Perfil de tensões 252

CAPÍTULO 7 CONCLUSÕES 260

7.1 Conclusões 260

7.1.1 Propriedades mecânicas do concreto 260

7.1.2 Ensaios de arrancamento 262

7.1.3 Ensaios de fendilhamento 264

7.1.4 Modelagem computacional 265

7.2 Sugestões para trabalhos futuros 266

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 267

APÊNDICE 1 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO 273

APÊNDICE 2 DEFORMAÇÃO INTERNA DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO 275

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Com a evolução do setor da construção, as peças projetadas passaram a ser cada vez mais esbeltas. Com isso, houve um aumento de esforços nos materiais, que também sofreram melhorias. Dentre esses materiais, destacam-se os materiais compósitos, ou seja, constituídos por pelo menos duas fases distintas. Ao serem combinadas, as fases geram produtos com propriedades de engenharia mais avançadas.

Ao se combinar concreto e aço (na forma de armaduras), até que a resistência à tração do concreto seja atingida, ambos os materiais apresentam um comportamento elástico-linear. Com o início da fissuração, a capacidade resistente do concreto é reduzida e o aço passa a resistir aos esforços de tração que atuam na estrutura. O mecanismo de transferência de tensões entre a barra de aço e o concreto adjacente é denominado aderência e é responsável pelo uso do concreto armado como material de construção civil, pois permite que este material compósito se comporte como um só, dentro de certos limites de esforços e deformações.

O concreto reforçado com fibras é um exemplo de material compósito amplamente utilizado na construção civil. Seu emprego abrange restaurações, ligação entre estruturas pré-moldadas, telhas, painéis de vedação, revestimento de túneis, pisos industriais e diversas outras estruturas. Quando utilizadas na ligação entre estruturas pré-moldadas, as fibras conferem maior ductilidade às ligações. Em alguns casos, elas podem substituir parcialmente a armadura contínua, seja de cisalhamento ou de flexão (SIMPLÍCIO, 2008; NUNES, 2006; LOPES, 2005).

O emprego de fibras como forma de se melhorar as propriedades do concreto vem de longa data. Na década de 60 foram feitas pesquisas empregando fibras retas, tendo sido observado um desempenho superior das matrizes estudadas no que se refere à energia de fratura e ductilidade, assim como foi constatado um aumento na resistência à flexão (AL-TAMIMI, 2001). Além disso, o reforço do concreto com fibras de aço faz com que a peça apresente

melhor comportamento pós-fissuração, devido a sua capacidade de absorção de energia após o pico da resistência.

1.1 JUSTIFICATIVA

Um comprimento de ancoragem adequado é necessário para garantir que haja a transferência de tensões do aço para o concreto. Quando o trecho aderente entre os dois materiais é insuficiente, ocorre a ruptura da ligação entre os materiais antes que o aço atinja a sua capacidade máxima. Neste caso, a ruptura se dá de forma brusca e com valores de carregamento abaixo da capacidade resistente da estrutura. Um trecho aderente superior ao necessário, por outro lado, torna o dimensionamento anti-econômico, pois, nesse caso, haverá trechos da barra que não serão solicitados em nenhum momento quando da utilização do elemento estrutural.

Assim, saber o comprimento ideal da barra a ser ancorada no concreto traz benefícios tanto de ordem estrutural quanto econômica. Há diversas normas que trazem recomendações acerca do que seria o melhor comprimento de ancoragem de barras em concreto simples, mas nenhuma se refere ao concreto reforçado com fibras de aço. Esse tipo de concreto tem sido cada vez mais empregado nos diversos setores da construção civil, especialmente na execução de juntas entre os elementos pré-moldados, como forma de agilizar o processo construtivo e suportar níveis de carga superiores.

O desempenho das estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto está diretamente relacionado ao desempenho de suas ligações, pois se trata de regiões de comportamento complexo, onde ocorre concentração de tensões e redistribuição de esforços. No caso de lajes formadas por segmentos pré-moldados de concreto, a superfície de contato entre os diversos segmentos é extensa, o que implica no emprego de uma grande quantidade de concreto moldado no local. Segundo Al-Tamimi (2001), a largura dessa junta pode ser reduzida com o emprego de concreto reforçado com fibras, diminuindo, por conseguinte, o comprimento de traspasse da armadura (Figura 1.1).

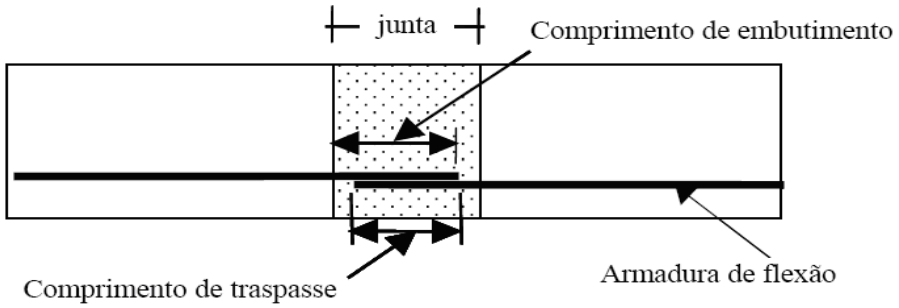


Figura 1.1- Ligação por traspasse entre segmentos de laje pré-moldados (AL-TAMIMI, 2001)

Portanto, ampliar o conhecimento nessa área, de modo a se ter uma idéia do que seria o comprimento de ancoragem ideal para o concreto reforçado com fibras de aço, pode trazer vantagens para o setor da construção civil, além de reduzir o consumo de materiais, diminuindo a geração de entulhos.

1.2 ESCOPO DA PESQUISA E OBJETIVOS

Avaliando-se a literatura, observa-se que, embora haja diversas pesquisas acerca da aderência entre o aço e o concreto, ainda há muito que se estudar sobre o assunto. No que se refere às recomendações do comprimento ideal de ancoragem para o concreto fibroso, ainda não há bases sólidas definidas. Assim, a questão principal da presente pesquisa é como melhorar a aderência entre a matriz cimentícea e a barra de aço utilizada como armadura de modo a reduzir o comprimento de ancoragem dessa última no concreto.

Além dessa questão principal, uma questão secundária abordada na presente pesquisa é como as fibras de aço influenciam o comportamento mecânico do concreto, principalmente a resistência à tração, e como ela se relaciona com a resistência ao fendilhamento do concreto no caso de ancoragens com pouco cobrimento de concreto.

O objetivo principal da presente pesquisa é verificar a possibilidade de redução no comprimento de ancoragem de barras de aço imersas no concreto devido à incorporação de fibras de aço ao concreto. Para tanto, foi realizada uma investigação experimental e numérica buscando-se alcançar os objetivos secundários a seguir:

- Avaliar a influência das fibras de aço nas propriedades mecânicas do concreto;
- Avaliar a influência das fibras de aço na resistência ao fendilhamento do concreto no caso de ancoragens com pouco cobrimento de concreto.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação encontra-se dividida em cinco capítulos. No Capítulo 1 é feita uma apresentação do trabalho desenvolvido, mostrando a importância do tema, os objetivos da pesquisa e as hipóteses elaboradas.

O Capítulo 2 traz uma breve revisão bibliográfica, ressaltando os pontos mais significativos para o entendimento do projeto desenvolvido. É dada especial atenção às características do concreto reforçado com fibras, bem como à aderência desenvolvida entre o concreto e o aço. São trazidas, ainda, algumas recomendações de normas para determinação do comprimento de ancoragem de barras imersas em concreto simples.

No Capítulo 3 é descrito o programa experimental. São descritos os métodos de ensaio, materiais utilizados, etc. É nesse capítulo que são detalhados os ensaios de arrancamento realizados, bem como as variáveis analisadas e os fatores controláveis.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos dos ensaios de caracterização do concreto, comparando-se os valores obtidos experimentalmente com valores recomendados por normas e trabalhos anteriores.

O Capítulo 5 apresenta os resultados dos ensaios experimentais (arrancamento e fendilhamento), sendo realizadas comparações com prescrições de normas e modelos númericos para previsão da aderência. São analisadas a forma da curva força versus deslizamento e a deformação externa da barra.

O Capítulo 6 traça um paralelo entre os resultados obtidos experimentalmente e aqueles provenientes da modelagem computacional, sendo analisada a influência do tamanho do apoio, da presença de fibras, do diâmetro da barra e do comprimento de ancoragem. São apresentadas as tensões principais de tração e compressão para os modelos e é traçado o perfil de tensões na barra de aço.

O Capítulo 7 mostra as conclusões retiradas após a análise dos dados apresentados nos Capítulos 4, 5 e 6, bem como algumas sugestões para trabalhos futuros que tratem do mesmo tema.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão sobre os principais assuntos relacionados a essa pesquisa, isto é, acerca do comportamento do concreto reforçado com fibras e da aderência entre o aço e o concreto. Além disso, são abordados os critérios recomendados por algumas normas para a determinação do comprimento de ancoragem de barras imersas no concreto.

2.1 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

O concreto é um material que apresenta boa resistência à compressão. Sua resistência à tração, por outro lado, é baixa. Assim, admite-se que, no caso de concreto armado, o aço resista a todo o esforço de tração. Reforçando a matriz com fibras, as mesmas passam a suportar parte das tensões de tração que atuam no concreto, ocasionando um aumento de sua resistência e de sua rigidez à tração.

Diversos tipos de fibras podem ser incorporados à matriz cimentícea, dependendo das propriedades que se deseja melhorar. Alguns exemplos de fibras utilizadas como reforço no concreto estão listados na Tabela 2.1. Para efeitos de comparação, acrescentaram-se, também, informações relativas às características da matriz de cimento.

As fibras exercem um efeito de ponte de transferência de esforços através das fissuras da matriz em estágio avançados de carregamento (Figura 2.1) (BENTUR; MINDESS, 1990), melhorando suas propriedades mecânicas como ductilidade, resistência à tração, tenacidade e características de deformação (ABRISHAMI; MITCHELL, 1997).

Tabela 2.1 - Principais características das fibras utilizadas como reforço em concretos (BENTUR; MINDESS, 1990)

Tipo de fibra	Diâmetro (µm)	Peso específico (g/cm³)	Módulo de deformação longitudinal (GPa)	Resistência à tração (GPa)	Alongamento na ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	200	0,5-2,0	0,5-3,5
Polipropileno fibrilada	20-200	0,9	5-77	0,5-0,75	8
Vidro	9-15	2-60	70-80	2-4	2-3,5
Amianto	0,02-0,4	2,6-3,4	164-196	3,1-3,5	2-3
Polietileno	-	0,95	0,3	0,0007	10
Sisal	10-50	1,5	-	0,8	3,0
Matriz de cimento	-	2,5	10-45	0,0004	0,02

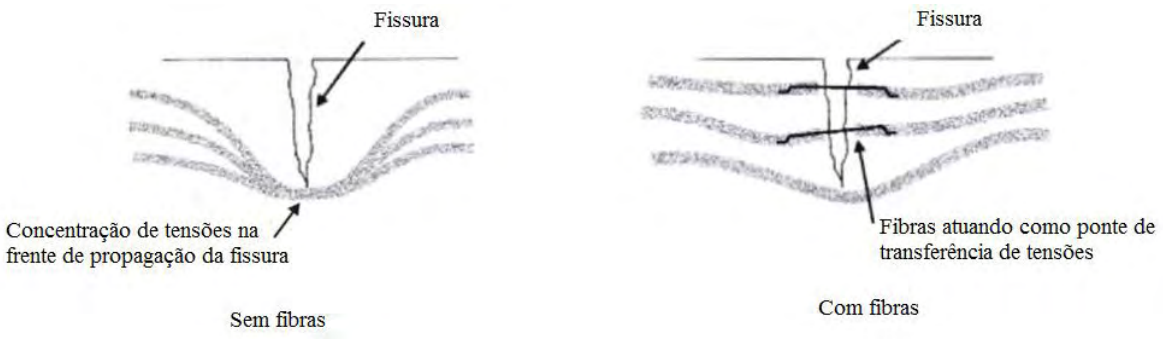


Figura 2.1– Mecanismo de reforço das fibras atuando como ponte de transferência de tensões (NUNES; AGOPYAN, 1998)

A diferença na capacidade de deformação das fibras e da matriz é responsável pelo mecanismo básico do reforço por fibras. Num primeiro momento, ambas se deformam conjuntamente, até que a matriz sofre ruptura, sendo a força resistida pela matriz transmitida às fibras. Assim, além das propriedades da fibra, a aderência na interface fibra-matriz é de suma importância para eficácia do reforço.

Essa aderência é medida em ensaios de arrancamento, em que se observa uma diferença no desempenho das fibras em função de suas características geométricas. Fibras lisas e retas perdem rapidamente a aderência, tão logo tenha início seu escorregamento, enquanto nas fibras que apresentam ganchos nas suas extremidades tende a haver uma retificação do gancho antes do escorregamento. Assim, há um acréscimo significativo de resistência e de energia dissipada durante o ensaio. Para fibras lisas, um aumento no fator de forma (relação entre o comprimento da fibra e o diâmetro da circunferência de área equivalente à seção transversal da fibra – Figura 2.2) provoca melhora na ductilidade do concreto, sendo o limite máximo definido pela capacidade de se misturar as fibras ao concreto. Para fibras com ganchos nas extremidades, o aumento do fator de forma não provoca melhora tão significativa na ductilidade, embora também seja importante (ARAÚJO, 2002).

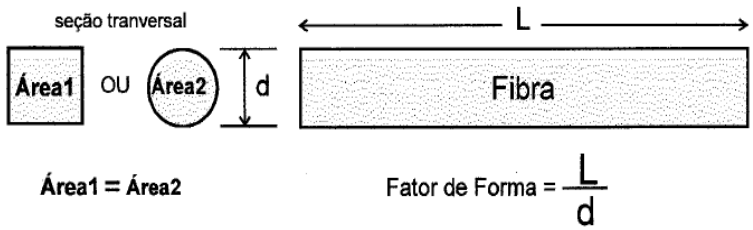


Figura 2.2– Definição do fator de forma (NUNES; AGOPYAN, 1998)

Entretanto, a incorporação de fibras reduz a trabalhabilidade da mistura resultante, podendo afetar a qualidade do concreto. Além disso, observa-se uma tendência na formação de grumos, especialmente quando são utilizadas fibras mais longas (AL-TAMIMI, 2001). Como formas de minimizar esse problema, podem-se utilizar fibras mais curtas, que não formam grumos se o tamanho das partículas do agregado graúdo for mantido inferior a 16 mm, não

ultrapassando 1/3 do comprimento da fibra (TEUTSCH, 1997[1] *apud* AL-TAMIMI, 2001). Aumentar a fração de argamassa usada na mistura também ajuda a minimizar o problema da formação de grumos.

A trabalhabilidade da mistura, por sua vez, pode ser melhorada com o uso de aditivos superplastificantes e com a substituição de parte do cimento por pozolanas. Pode-se, também, aumentar a relação água/cimento, embora haja perda na resistência e, acima de determinado valor, torne-se ineficiente (ARAÚJO, 2002).

Para fibras de aço, observa-se que os fatores que mais influenciam nas propriedades do compósito são o fator de forma (relação entre o comprimento da fibra e seu diâmetro equivalente) e sua fração em volume dentro da matriz. Para compósitos produzidos por meio de técnicas convencionais de mistura, com volumes reduzidos de fibras, somente se observa a influência das fibras após a ruptura da matriz, pois o comportamento pós-pico do material é função da força de costura das fibras e da abertura de fissuras, determinadas experimentalmente ou por análises micromecânicas. Já para aqueles compósitos com volumes acima de 3% e até 15%, produzidos com técnicas especiais, há uma alteração da natureza da matriz, com aumento significativo do módulo de deformação longitudinal e da resistência à tração, o que caracteriza uma nova classe de materiais cujo comportamento à flexão é semelhante ao comportamento do aço (ARAÚJO, 2002).

O concreto é um material de microestrutura complexa, devido a sua heterogeneidade: há a pasta de cimento endurecida, os agregados e a zona de transição (região da pasta de cimento em contato com o agregado graúdo e com as fibras, considerada separadamente por apresentar características diferentes do restante da pasta) (Figura 2.3). A alta porosidade da zona de transição é decorrente da elevação da relação água/cimento devida à exsudação interna, criando planos preferenciais de ruptura (METHA; MONTEIRO, 1994). É nessa interface que se desenvolve a microfissuração. Uma forma de se melhorar a aderência entre as fibras e a matriz é diminuindo o volume de vazios na zona de transição, pelo uso de sílica ativa, aditivo

[1] TEUTSCH, M. Uses of fibrous concrete in concrete and precasting plants. **Concrete Precasting Plat and Technology**, BFT 10/1997, p. 84-89

superplastificante, ou aumentando o consumo de cimento. Melhorando-se a aderência, há reflexos positivos na resistência à tração e na ductilidade.

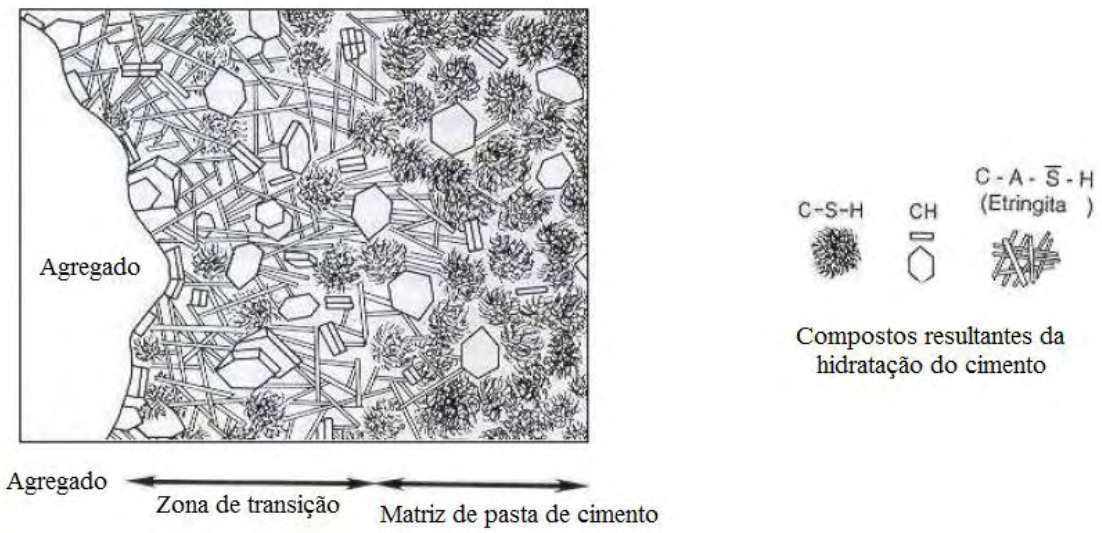


Figura 2.3– Representação esquemática da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado (METHA; MONTEIRO, 1994)

2.1.1 Influência das fibras na resistência à compressão

Segundo Araújo (2002), a resistência à compressão da matriz é pouco influenciada pela incorporação de fibras, sendo o aumento normalmente inferior a 25%. Nas aplicações mais comuns, em que a quantidade de fibras não ultrapassa 60 kg/m³, ou 0,75%, pode-se desprezar o aumento da resistência à compressão.

Observa-se aumento da resistência apenas quando a quantidade de fibras utilizada ultrapassa 120 kg/m³. Entretanto, em muitos casos pode haver uma diminuição da resistência à compressão quando se compara o concreto convencional e o reforçado com fibras, posto que as fibras provocam incorporação de vazios à matriz.

As fibras exercem grande influência na ductilidade do concreto à compressão, que sofre um aumento significativo quando se utilizam quantidades de fibras inferiores a 0,7%. Acima desse valor, o aumento da ductilidade não é pronunciado. Em concretos convencionais, 60 kg/m³ de fibras de aço com ganchos nas extremidades incorporadas à mistura são suficientes para proporcionar boa ductilidade ao material, enquanto em concretos de alta resistência são necessários 120 kg/m³ de adição de fibras para se obter desempenho semelhante (Figura 2.4).

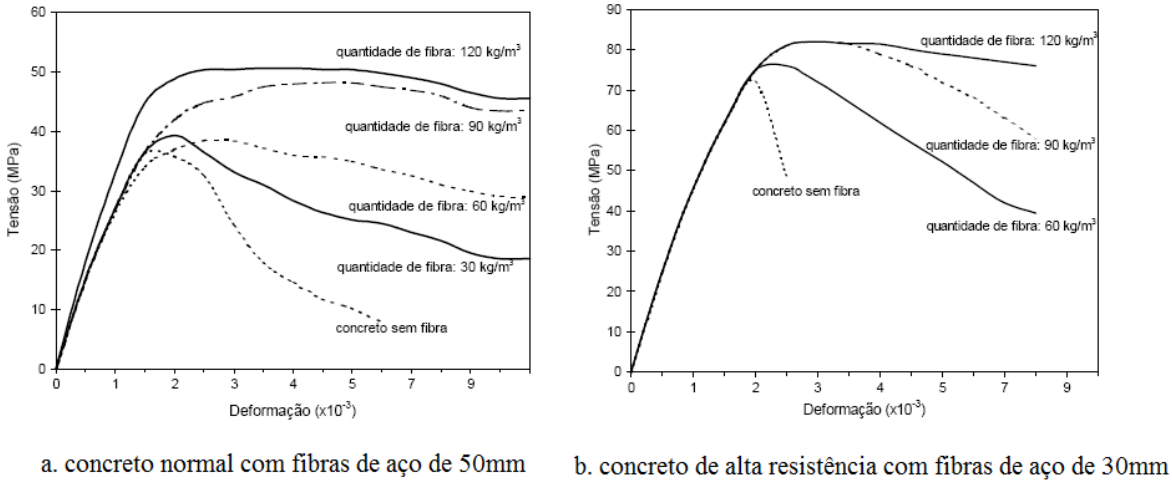


Figura 2.4– Curva tensão-deformação na compressão uniaxial para concretos com fibras de aço (BALAGURU; SHAH, 1992)

2.1.2 Influência das fibras na resistência à tração

A incorporação de fibras com os teores usuais (inferiores a 3%) não ocasiona aumento significativo na resistência à tração do concreto. Entretanto, para concretos de alta resistência, em que a aderência entre a fibra e a matriz é melhor, a adição de fibras pode provocar aumentos na resistência à tração de até 200%, como se confirma nos ensaios realizados com concreto leve por Balaguru e Shah (1992).

Para que as fibras contribuam de forma significativa na resistência à tração do compósito, é necessário que o volume de fibras seja superior ao seu volume crítico, de acordo com a equação (2.1).

$$V_f > \mathrm{V_{f,crit}} \approx 2 \cdot \frac{\sigma_m}{\tau_{fu}} \cdot \frac{1}{\ell/d} \qquad (2.1)$$

Sendo: V_f o volume de fibras; $\mathrm{V_{f,crit}}$ o volume crítico de fibras; σ_m a resistência à tração da matriz; τ_{fu} a máxima tensão de aderência entre a fibra e a matriz; ℓ o comprimento da fibra; d o diâmetro da fibra.

Nesse caso, a fratura do compósito caracteriza-se pela fissuração múltipla da matriz, já que há fibras em quantidade suficiente para resistir aos esforços sem atingir a ruptura. Com o aumento da força, surgirão novas fissuras que serão resistidas pelas fibras até que a força de arrancamento das mesmas seja atingida. Caso o volume de fibras seja inferior ao seu volume crítico, haverá o surgimento de uma única fissura principal na matriz, que ocorrerá quando a solicitação for igual à resistência à tração da matriz. Nesse caso, a quantidade menor de fibras faz com que a ruptura seja frágil e a resistência do compósito seja menor (ARAÚJO, 2002) (Figura 2.5).

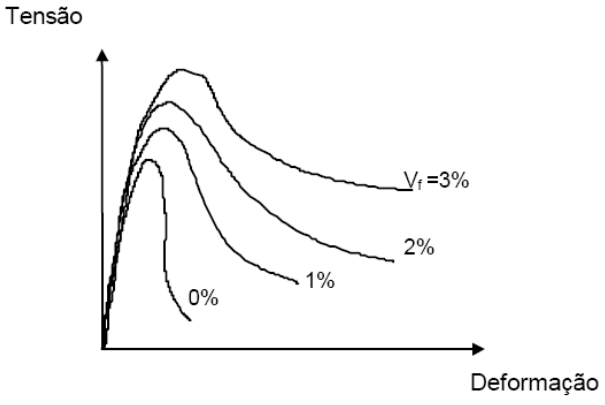


Figura 2.5 – Aspecto geral da curva tensão-deformação para ensaios de tração direta em concretos com e sem adição de fibras (ARAÚJO, 2002)

2.1.3 Influência das fibras na resistência ao cisalhamento

A incorporação de fibras em elementos de concreto submetidos a solicitações tangenciais resulta em melhora no desempenho, devido ao aumento da capacidade resistente somada a uma eventual alteração da forma de ruptura. Pode-se, inclusive, substituir parte dos estribos por um volume conveniente de fibras, com as vantagens de se obter resistência igual em todas as direções (graças à distribuição aleatória das fibras), maior resistência à fissuração, melhor propagação de fissuras, facilidade de produção, etc.

ARAÚJO (2002) realizou 28 ensaios de cisalhamento direto, analisando a forma da superfície de contato (plana e lisa, plana e rugosa e com chave de cisalhamento), tipo de carregamento (cíclico ou monotônico), resistência e volume de fibras (0%, 0,75% e 1,50%) e diâmetro do conector (8 mm, 10 mm e 12,5 mm). O corpo de prova consistia de três peças pré-moldadas, simulando viga (peça central) e laje (peças laterais) pré-moldadas, como apresentado na Figura 2.6.

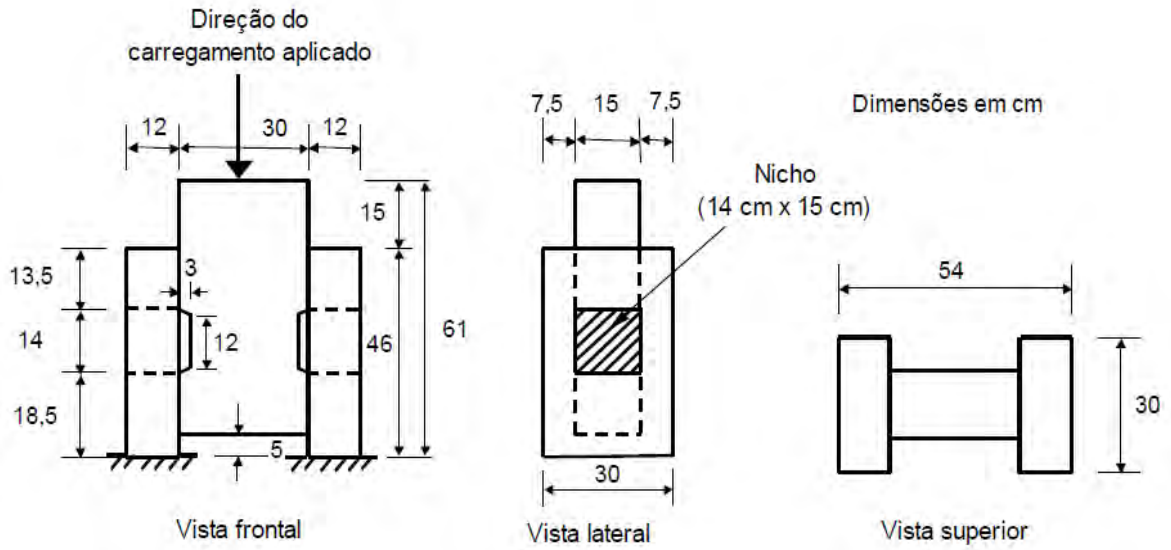


Figura 2.6 – Corpo de prova ensaiado por Araújo (2002)

A conexão entre as peças foi feita por meio da concretagem dos nichos existentes nas peças laterais e foi utilizado um conector de aço em forma de laço. Foram empregadas fibras de aço com ganchos na extremidade, com comprimento de 30 mm e fator de forma de 48. O autor concluiu que a presença da chave de cisalhamento e da rugosidade aumentaram a resistência da ligação em 250% e 165%, respectivamente, quando comparadas a uma ligação com a superfície plana e lisa. Já a adição de fibras ao concreto moldado nos nichos provocou um aumento de até 37% na resistência da ligação. Nos corpos de prova submetidos a carregamento cíclico, a presença de fibras reduziu a perda da rigidez ao final de 20 ciclos de 25% para 15%. Entretanto, a maior contribuição das fibras se deu no aumento da energia absorvida até a ruptura da ligação, graças ao deslizamento relativo da ligação antes da ruptura.

Nunes (2006) realizou ensaios de cisalhamento em vigas de concreto com 150 mm de largura, 390 mm de altura e 2600 mm de comprimento (Figura 2.7), reforçadas com diferentes volumes de fibras (0%, 1%, 1,5% e 2%). Foi observado que a adição de fibras ao concreto ocasionou um aumento na capacidade de absorção de energia, na resistência ao cisalhamento e na ductilidade. A força cortante última nos corpos de prova com 1% de fibras foi superior à dos que não receberam reforço fibroso. Aumentando-se o teor para 2%, a ruptura não se deu por cisalhamento, e sim por flexão.

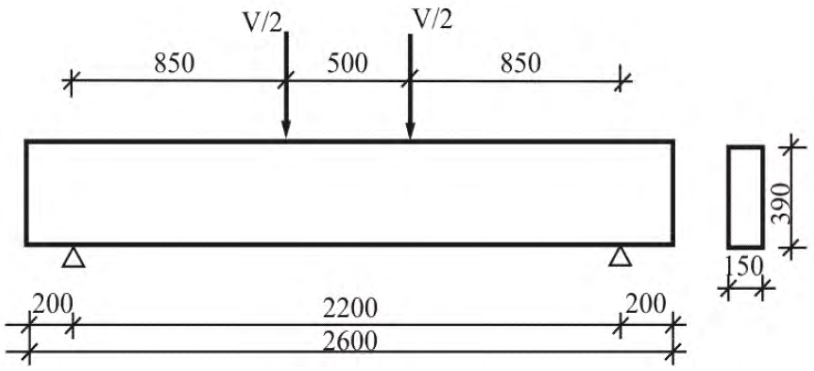


Figura 2.7 – Características geométricas e esquema de carregamento das vigas (NUNES, 2006)

Em todas as vigas ensaiadas, independente do teor de fibra adicionado, ocorreram fissuras de flexão seguidas de fissuras de cisalhamento na alma. Nos corpos de prova que receberam

reforço fibroso, entretanto, as aberturas de fissuras foram menores, e a autora concluiu que a atuação das fibras no controle de abertura das fissuras na carga de serviço tem eficiência superior à dos estribos.

2.1.4 Influência das fibras na tenacidade

O desempenho de um material compósito pode ser avaliado pelos mecanismos envolvidos na sua ruptura e pela quantificação do gasto energético envolvido na sua fratura. No concreto fibroso, as principais fontes de dissipação de energia são:

- Deformação elástica da fibra, devido à transferência de tensão da matriz fissurada para as fibras
- Trabalho realizado para descolamento da fibra da matriz
- Trabalho de arrancamento da fibra contra a força de atrito no escorregamento fibra-matriz

O desempenho das fibras em um compósito pode ser avaliado por meio de sua tenacidade, pois a maior parte da energia dissipada é proveniente da ruptura da aderência entre fibra e matriz, com posterior arrancamento. Esse aumento na capacidade de absorção de energia pela matriz é um dos principais motivos para a incorporação de fibras ao concreto, o que implica em um melhor comportamento do material à fadiga e ao impacto.

Em compósitos de alta resistência, parte das fibras se rompe antes de escorregar devido à melhora na aderência com a matriz e à maior carga transferida a elas no momento de ruptura da matriz. Assim, o gasto energético para a ruptura da fibra é menor do que para o seu arrancamento e a tenacidade dos compósitos de alta resistência tende a ser menor (NUNES[2], 1998 *apud* REIS, 2003).

[2] NUNES, N. L. **Estudo da influência da geometria da fibra de aço na tenacidade à flexão dos compósitos de matriz de concreto**. São Paulo, 193 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1998.

A tenacidade aumenta com a melhora da aderência fibra-matriz ou com o aumento da quantidade de fibras por unidade volumétrica da matriz. No primeiro caso, ocorre um acréscimo na resistência ao arrancamento da fibra, fazendo com que maior quantidade de energia seja necessária para arrancá-la da matriz. No segundo caso, o aumento da quantidade de fibras pode ser feito tanto pelo acréscimo do teor de fibras adicionado à matriz quando pelo aumento do fator de forma. Assim, há um crescimento no número de fibras que podem interceptar uma fissura. (NUNES; AGOPYAN, 1998)

2.1.5 Aderência entre as fibras e a matriz de concreto

A adição de fibras ao concreto melhora as condições de fissuração graças ao efeito de ponte, além de aumentar a capacidade de absorção de energia, a resistência ao impacto e diminuir a permeabilidade (BOULEKBACHE; HAMRAT; CHEMROUK; AMZIANE, 2010). A distribuição e a orientação das fibras dentro da matriz cimentícea são os fatores que mais influenciam as propriedades mecânicas do concreto fibroso. No interior da matriz, essa orientação é afetada por uma série de fatores, como a geometria das fibras a fluidez do concreto, etc.

Em um estudo desenvolvido por Weiler (2006), constatou-se a influência da ancoragem da fibra e do tipo de matriz na aderência das fibras de aço ao concreto. Inicialmente, foram feitos ensaios de arrancamento em corpos de prova de concreto com formato cúbico com 15 cm de aresta, no centro dos quais foi moldada uma única fibra com gancho nas extremidades com comprimento de 60 mm e relação de aspecto de 75. Em seguida, foram feitos ensaios com corpos de prova semelhantes, porém os ganchos das fibras foram removidos por meio de corte. Por fim, foram ensaiadas, novamente, fibras com ganchos nas extremidades. Porém, dessa vez a matriz foi substituída por resina epóxi e a adesão da fibra com a matriz foi eliminada com uso de cera. Foi observado que tanto o tipo de ancoragem existente na fibra quanto a adesão fibra-matriz desempenham papel importante no comportamento de arrancamento da fibra (Figura 2.8).

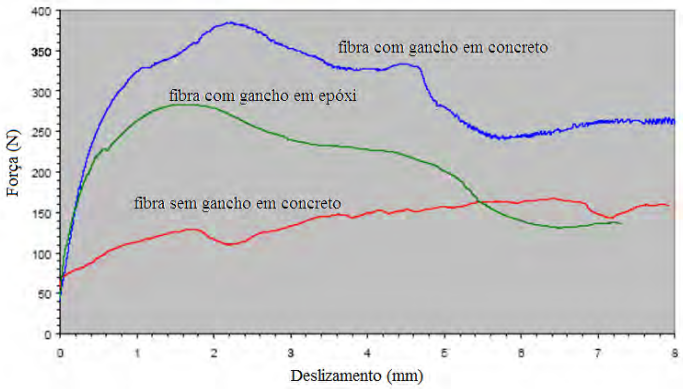
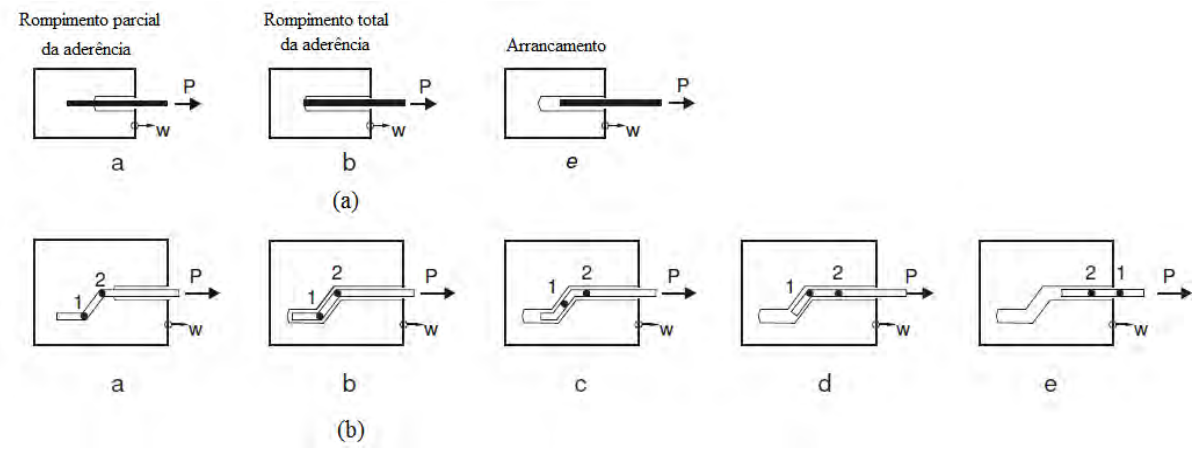


Figura 2.8 – Força carga *versus* deslizamento para fibras (WEILER, 2002)

Markovic (2006) constatou que a presença de gancho nas extremidades das fibras provocou um aumento significativo (de quatro a seis vezes) da força de arrancamento em relação às fibras retas, pois ocorre uma retificação do gancho antes do arrancamento da fibra (Figura 2.9). Fibras torcidas apresentaram aderência e ductilidade elevadas em comparação com as fibras retas.

O emprego de fibras de aço de alta resistência (tensão de escoamento em torno de 2600 MPa) ocasiona um aumento de 50% a 100% na força de arrancamento da fibra em relação às fibras de aço de resistência normal (tensão de escoamento em torno de 1100 MPa). Esse fato foi observado, principalmente, para fibras com ganchos nas extremidades (MARKOVIC, 2006).

A qualidade do concreto também influencia a força de arrancamento. Para baixos valores da relação água/aglomerante, a densidade é maior, melhorando a interface fibra-matriz e, por conseguinte, aumentando a força de arrancamento. A presença de finos como sílica ou metacaulim também tornam a mistura mais densa, fazendo com que seja necessária uma força maior para se arrancar a fibra.



(a) Fibras retas: rompimento da aderência e posterior arrancamento; (b) Fibras com ganchos nas extremidades: rompimento da aderência, retificação do gancho e arrancamento da fibra – Em ambos os casos, a relação entre a força de arrancamento "P" e o deslizamento da fibra "W" pode ser determinada

Figura 2.9 – Processo de arrancamento das fibras (MARKOVIC, 2006)

2.2 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Em estruturas de concreto amado, a aderência entre as barras de aço e o concreto adjacente faz com que haja transferência de tensões e compatibilização de deformações entre os dois materiais, permitindo seu trabalho conjunto e seu uso como material de construção. A aderência surge sempre que ocorre variação de tensões em trechos da armadura (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977), que passa a absorver as tensões de tração, controlando a abertura de fissuras. Quanto melhor a aderência, menores são as aberturas individuais das fissuras e mais protegida fica a armadura (SILVA, 2006).

Didaticamente, costuma-se separar a aderência em três parcelas: adesão, atrito e engrenamento da ligação (FUSCO, 1995). Essa divisão baseia-se em curvas tensão de cisalhamento *versus* deslocamento relativo (também chamado de escorregamento ou, ainda, deslizamento) (Figura 2.10).

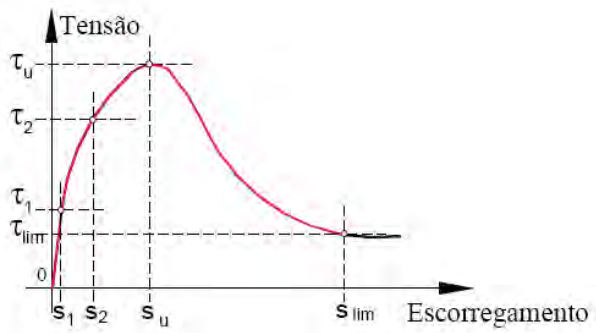


Figura 2.10 – Curva tensão de cisalhamento versus escorregamento (SILVA, 2006)

A aderência por adesão, também chamada de aderência química, corresponde ao trecho inicial (bastante inclinado) da curva e consiste da resistência ao esforço cisalhante entre as partículas de concreto e de aço (BANGASH, 1989). Ocorre devido às ligações físico-químicas entre a barra e a pasta de cimento formadas durante a pega, fazendo que com seja necessária a aplicação de uma força (F_{b1}) para separar os dois materiais (Figura 2.11).

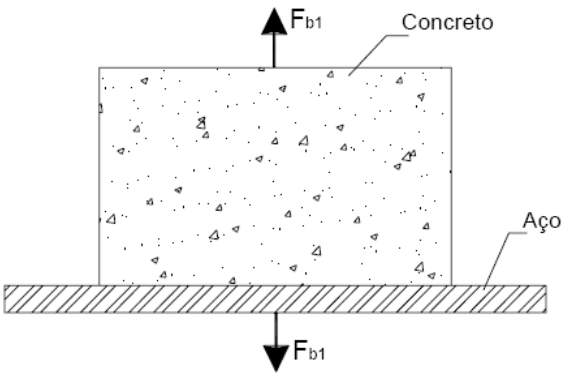


Figura 2.11 – Aderência por adesão (FUSCO, 1995)

Em comparação às demais parcelas da aderência, a adesão tem valor bastante pequeno (ELIGEHAUSEN *et al*., 1983[3] *apud* ALMEIDA FILHO, 2006), sendo destruída tão logo surjam os primeiros deslocamentos relativos entre aço e concreto.

O trecho plano da curva, típico de barras lisas, representa a aderência por atrito. Essa surge quando um material tende a se deslocar em relação ao outro, dependendo, portanto, do coeficiente de atrito existente na interface aço-concreto (0,3 a 0,6, segundo LEONHARDT; MÖNNIG, 1977) e da rugosidade superficial da barra de aço. O atrito é fator determinante para a resistência de aderência para peças no estado limite último.

A aderência por atrito depende da pressão transversal exercida pelo concreto na barra decorrente da retração. Em ensaios de arrancamento (Figura 2.12), observa-se que a força devida ao atrito (F_{b2}) é bastante superior aos limites previstos a partir da resistência de adesão F_{b1}.

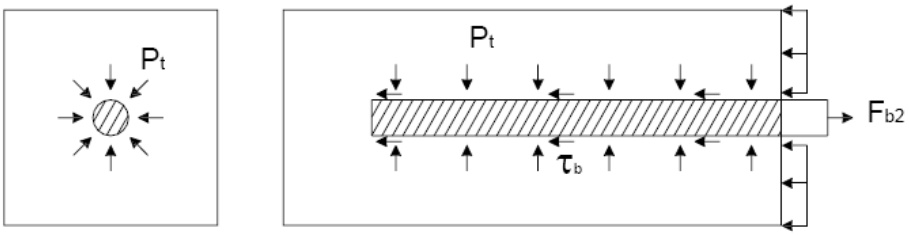


Figura 2.12 – Aderência por atrito (FUSCO, 1995)

A aderência mecânica (ou engrenamento) é representada pelo último trecho ascendente inclinado da curva mostrada na Figura 2.10. Essa parcela decorre da existência de saliências

[3] ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTERO, V. V. **Local Bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations**. Report no UCB/EERC-83/23, University of California, Berkeley, 1983. 162p.

na superfície da barra, as quais funcionam como pontos de apoio. Ao ser tracionada, a barra tende a deslizar, gerando tensões de compressão que surgem perpendicularmente às saliências (Figura 2.13).

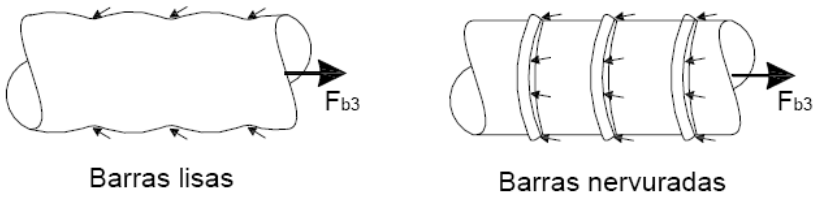


Figura 2.13 – Aderência mecânica (FUSCO, 1995)

O engrenamento mecânico, tipo encaixe, entre a superfície da barra e o concreto provoca a formação de "consolos de concreto", que são solicitados ao corte antes que a barra possa deslizar (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977), como se observa na Figura 2.14.

Nas barras nervuradas, essa é a parcela que mais influencia a aderência aço-concreto, variando em função da inclinação, da altura e da distância entre as nervuras. Já as barras lisas apresentam aderência mecânica graças à corrosão e às irregularidades superficiais inerentes ao processo de fabricação. A parcela referente à aderência mecânica é a principal responsável pela ancoragem da barra de aço no concreto, promovendo certa resistência pós-pico (ALMEIDA FILHO, 2006).

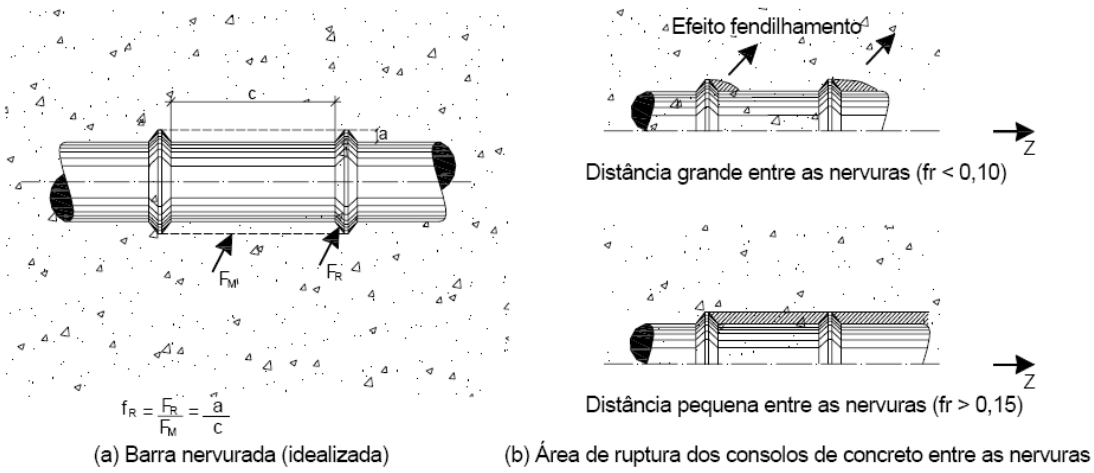
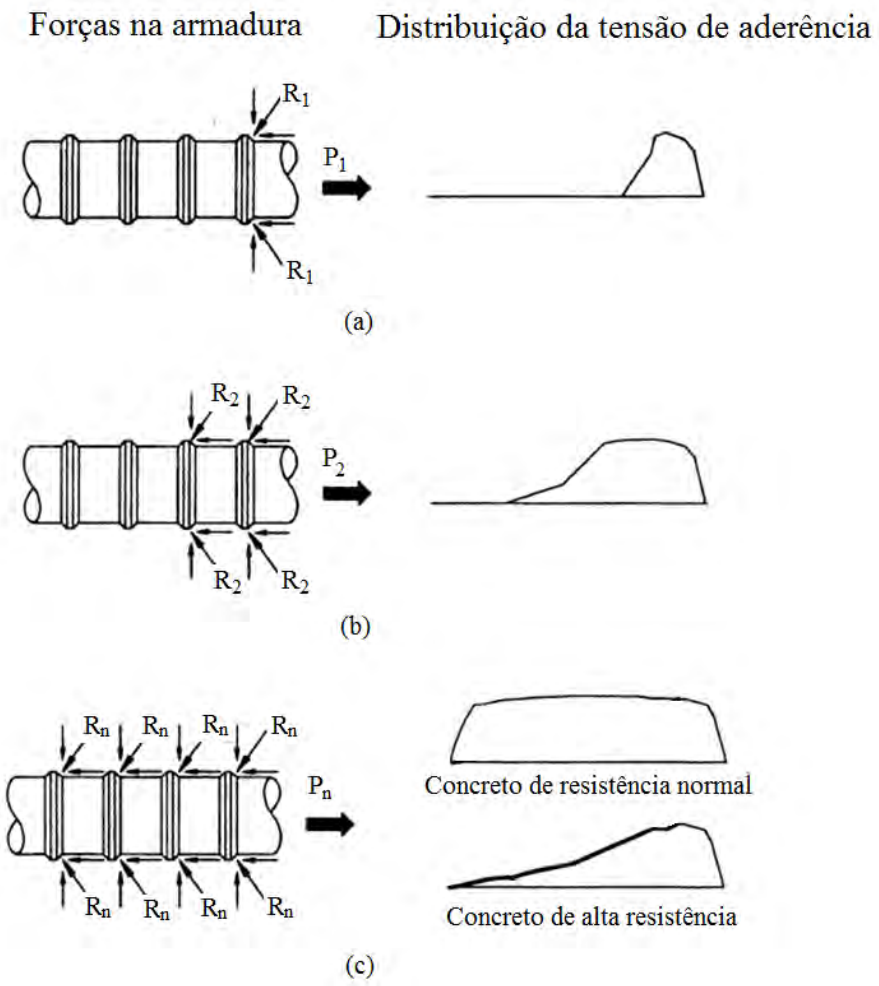


Figura 2.14 – Possíveis áreas de ruptura dos consolos de concreto entre as nervuras em uma barra ideal com nervuras angulares (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977)

Quando a curva tensão de cisalhamento *versus* escorregamento se apresenta horizontal ou pouco inclinada, há ausência da aderência, o que faz com que a barra deslize com resistência ao atrito insuficiente (SILVA, 2006). Essa perda de aderência é influenciada por uma série de fatores, como o tipo de armadura (barra, fio e cordoalha), a conformação superficial (lisa ou nervurada), o diâmetro da barra, a presença de armadura de confinamento, a distância entre as barras, o cobrimento, a tensão na barra, a qualidade do concreto e outros.

Em concretos de resistência normal (usualmente até 50 MPa), quando da solicitação da barra, todas as nervuras são mobilizadas e, portanto, ajudam a combater a força axial existente. Assim, a distribuição de tensão de aderência é bastante uniforme. Azizinamini *et al.* (1993), em um estudo comparando as formas de ruptura em concretos de resistência normal (até 50 MPa) e de alta resistência, concluíram que, nesse último, a distribuição de tensões tende a variar bastante ao longo da barra, sendo observado esmagamento apenas na região das nervuras mais próximas ao carregamento aplicado.

Com a aplicação de baixos níveis de força axial, as nervuras mais próximas à superfície entram em contato com o concreto, exercendo forças de cisalhamento e gerando tensões de aderência (Figura 2.15a). Com o aumento da carga, passa a haver o esmagamento do concreto na região dessas nervuras iniciais, o que solicita a próxima nervura (Figura 2.15b). Para concretos de resistência normal, tal procedimento segue até o final da barra. Os concretos de alta resistência, entretanto, apresentam maior resistência ao cisalhamento, o que reduz a região de esmagamento do concreto ao redor de cada nervura, fazendo com que ocorra fendilhamento. Assim, a distribuição de tensões de aderência se dá de forma desigual (Figura 2.15c).



(a) baixo nível de força inicial, (b) aumento da força axial, com solicitação das próximas nervuras, (c) solicitação de toda a barra

Figura 2.15 – Idealização do comportamento de barras solicitadas à força axial (AZIZINAMINI *et al.*, 1993)

2.2.1 Formas de ruptura da aderência

Há duas formas principais de ruptura da aderência: o arrancamento e o fendilhamento. Ocorre a ruptura por arrancamento da barra de aço quando a resistência à compressão do concreto não é suficiente, permitindo seu cisalhamento entre as nervuras da barra. Nesse caso, a barra escorrega no interior do concreto, pois há um confinamento adequado promovido pelo

cobrimento do concreto adjacente, evitando a ruptura por fendilhamento (ALMEIDA FILHO, 2006). Assim, quando o cobrimento é grande ou o comprimento de ancoragem é insuficiente, a tendência é a ruptura ocorrer por arrancamento da barra.

Quando a resistência à compressão do concreto é suficiente, ocorre a ruptura por fendilhamento, ou seja, o concreto circunvizinho à barra de aço rompe-se graças à intensa fissuração. Tais fissuras, denominadas fissuras de aderência, surgem devido à pressão aplicada ao concreto pelas nervuras, causando tensões de tração no concreto em volta da barra (SIMPLICIO, 2008). Ocorre então uma modificação no comportamento da peça, que tem sua rigidez diminuída, e a transferência da tensão do aço para o concreto passa a ser feita por meio de forças de compressão inclinadas. Assim, no contato entre a nervura e o concreto, surge uma força com duas componentes. A componente paralela ao eixo da barra é proporcional à tensão de aderência, e a componente radial em relação à barra atua como pressão interna, podendo ocasionar fissuras de fendilhamento. Caso o concreto não apresente um confinamento adequado ou se a distância entre as barras e/ou o cobrimento do concreto for pequena, as áreas de influência de cada barra (cerca de três vezes a três vezes e meia o valor de seu diâmetro) ficam próximas ou se sobrepõem, e a ruptura tende a se dar por fendilhamento, já que a propagação das fissuras até a borda do elemento ocasiona perda de aderência. Essa ruptura é do tipo frágil ou súbita e costuma ocorrer sem aviso prévio (SILVA, 2006). Os fatores de maior influência são a geometria das nervuras, o comprimento de ancoragem, a resistência e o confinamento do concreto e a relação entre o cobrimento do concreto e o diâmetro da barra (HARAJLI, 2007). De acordo com Eligehausen *et al*. (1983[4] *apud* SIMPLICIO, 2008), o uso de armadura de confinamento pode retardar ou mesmo prevenir uma ruptura por fendilhamento.

Em ensaios de arrancamento, além das formas de ruptura citadas, pode, ainda, haver a ruptura do aço, que escoa antes que o limite de aderência seja atingido (ALMEIDA FILHO, 2006). Essa forma de ruptura ocorre quando o comprimento de ancoragem é suficiente para que haja transmissão de tensões entre a matriz cimentícea e a barra de aço.

[4] Idem [3]

A forma de ruptura da aderência aço-concreto é influenciada pelas características da barra utilizada como armadura (conformação superficial, diâmetro, localização e sentido de concretagem), pela resistência à compressão do concreto, pelo tipo de agregado, pelas condições de confinamento (como presença ou não de estribos e recobrimento) e por adições incorporadas à mistura, como sílica ativa ou fibras (DANCYGIER; KATZ, 2008).

2.2.2 Fatores que influenciam a aderência

A aderência aço-concreto pode ser afetada por diversos fatores. Diversos trabalhos desenvolvidos acerca das características geométricas das nervuras concluíram que as barras nervuradas apresentam maior resistência de aderência que as barras lisas. Abrams (1913[5] *apud* SIMPLICIO 2008) estudou a influência sobre a resistência de aderência da relação entre a área de apoio das projeções das nervuras no concreto adjacente e a área superficial da barra, sugerindo que tal valor não seja inferior a 0,2.

Para se obter uma boa resistência de aderência, devem ser usadas barras de aço cujo espaçamento médio entre as nervuras não ultrapasse 70% do seu diâmetro nominal. A altura mínima das nervuras deve variar conforme o diâmetro da barra, sendo igual a 4% para barras de até 13 mm de bitola, 4,5% para barras de 16 mm e 5% para diâmetros maiores. Em relação à geometria das nervuras, a aderência tende a ser melhorada quando a área de cisalhamento da barra (que corresponde ao trecho sem nervuras, ou seja, o perímetro da barra multiplicado pela distância entre as nervuras) é próxima a sua área de apoio (área da nervura projetada normalmente ao eixo da barra) (CLARK, 1946[6] *apud* SIMPLÍCIO, 2008).

A forma como a barra será envolvida pelo concreto é influenciada tanto por sua inclinação quanto por sua posição. A aderência sofre influência da posição da barra no momento da concretagem e de sua distância do fundo da fôrma (LEONHARDT; MÖNNIG, 1982). Barras concretadas na posição horizontal tendem a apresentar resistência de aderência muito inferior

[5] ABRAMS, D. A. Test of Bond between concrete and steel. **University of Illinois Bulletin**, vol. 11, nº 15, p 238, 1913.

[6] CLARK, A. P. Comparative bonde efficiency of deformed concrete reinforcing bars. Proceedings. **ACI Journal**, vol. 43, p. 381-400, 1946.

à das moldadas na vertical (ABRAMS, 1913 *apud* SIMPLICIO, 2008). Isso se dá devido ao fenômeno da exsudação do concreto fresco, que ocasiona um acúmulo de água sob as barras, resultando em poros que prejudicam a aderência (Figura 2.16). Tal fenômeno também explica porque barras moldadas próximas ao fundo das formas apresentam tensão de aderência superior em relação a barras moldadas próximo ao topo. Assim, nota-se que a altura do concreto sob as barras e o abatimento do concreto são inversamente proporcionais à aderência (MENZEL, 1952, FERGUNSON *et al.*, 1965), resultando em zonas de boa e má aderência (ABNT, 2003a).

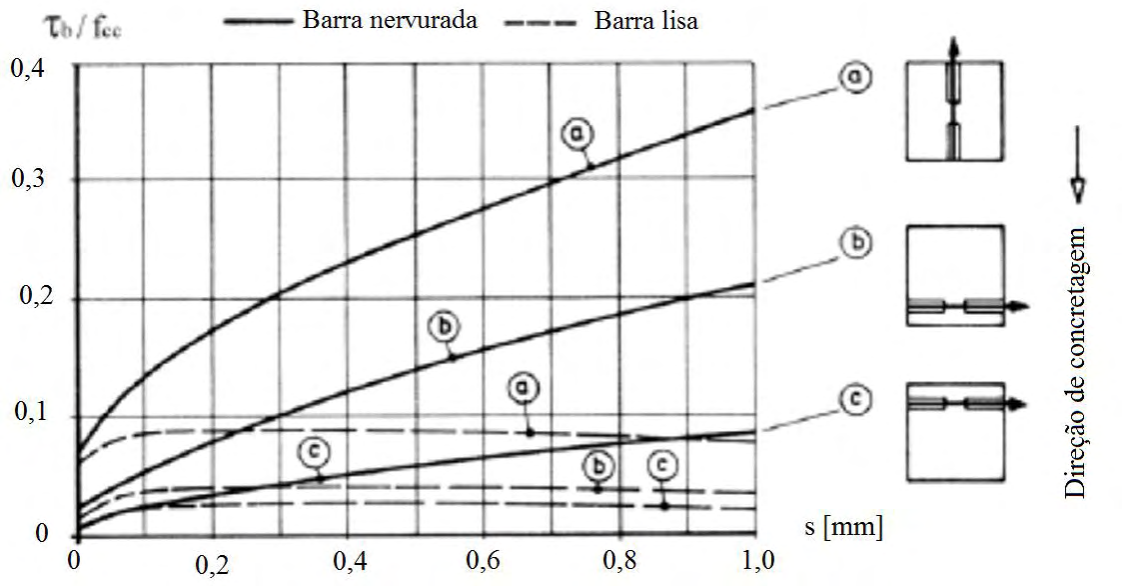


Figura 2.16 – Efeito da posição da barra na aderência (LEONHARDT; MÖNNIG, 1982)

Aumentando-se o diâmetro das barras, haverá uma queda na aderência, posto que haverá maior retenção de água de amassamento na interface barra-concreto, resultando numa zona de transição porosa e, portanto, mais suscetível ao esmagamento ou cisalhamento do concreto em contado com as nervuras (SIMPLICIO, 2008). Essa queda, entretanto, é pequena, conforme

ilustrado na Figura 2.17 (nessa figura, há duas curvas para a barra de 25 mm devido à existência de duas geometrias de nervuras diferentes).

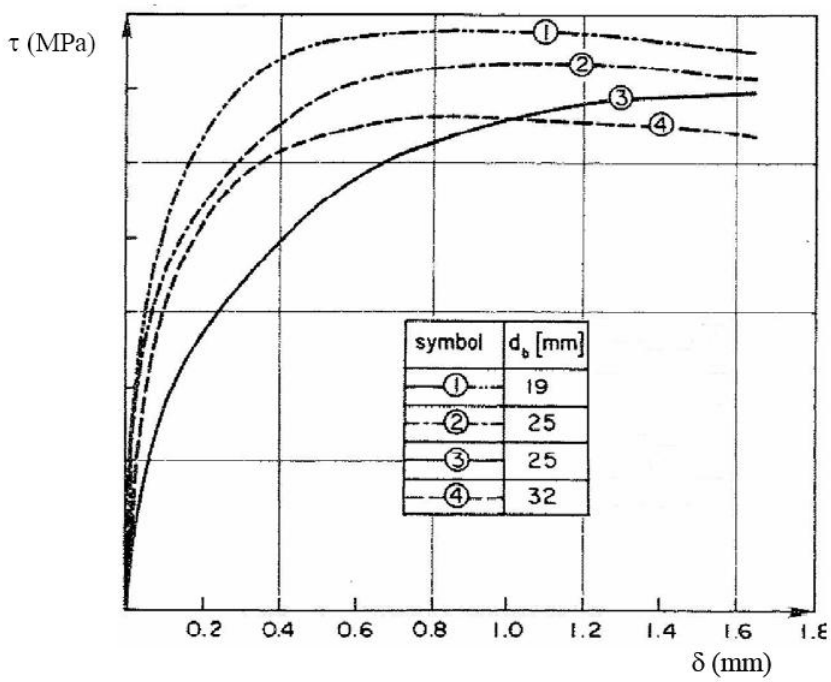


Figura 2.17 – Efeito do diâmetro na aderência (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983 *apud* SIMPLICIO, 2008)

Em relação à direção do carregamento, para pequenos deslocamentos ($\delta < 0{,}1$ mm) e tensão no aço inferior à tensão de escoamento, a curva tensão de aderência *versus* deslocamento relativo é praticamente idêntica para corpos-de-prova ensaiados à compressão ou à tração. Para deslocamentos superiores a 0,1 mm, a aderência diminui levemente para esforços de compressão. Após o escoamento do aço, pelo efeito de Poisson, o diâmetro da barra diminui sensivelmente. Assim, para o caso de tração, há diminuição da tensão de aderência, ocorrendo o inverso no caso de compressão (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983 *apud* SIMPLICIO, 2008).

Em elementos estruturais com armaduras pré ou pós-corroídas, a tensão de aderência tende a aumentar até um valor máximo, embora sejam menores em espécimes pré-corroídos.

Entretanto, com intensidades elevadas de corrosão, ocorre um decréscimo desse valor (LAN CHUNG *et al*., 2008).

Na Tabela 2.2 é apresentado um resumo das propriedades que mais influenciam o comportamento da aderência entre o aço e o concreto.

Tabela 2.2– Fatores que influenciam a resistência de aderência (BARBOSA, 2001)

Parâmetro	Comportamento do parâmetro	Comportamento da aderência
Resistência à compressão	Aumento	Aumento
Superfície da barra	Aumento	Aumento
Diâmetro da barra	Aumento	Diminuição
Área relativa da nervura	Aumento	Aumento
Posição da barra na concretagem	Horizontal ou Superior	Diminuição
Idade de ensaio	Aumento	Aumento
Adensamento	Aumento	Aumento
Carregamento cíclico	Aumento	Diminuição

2.2.3 Ensaios para determinação da aderência aço-concreto

Existem, na literatura, diversos ensaios que permitem determinar a curva tensão de aderência *versus* deslizamento da barra, com a possibilidade de se avaliar a influência de diferentes fatores no valor da aderência, tais como a resistência à compressão do concreto, o diâmetro da barra e o sentido de carregamento, dentre outros. Esses ensaios podem ser divididos, basicamente, em ensaios de arrancamento, de viga, ensaio das quatro barras e ensaio de tração direta (tirante).

2.2.3.1 Ensaio de arrancamento

Tradicionalmente, a tensão de aderência é determinada por meio do ensaio de arrancamento (*pull-out test*) devido à sua facilidade de execução. Esse ensaio consiste na extração de uma

barra normalmente mergulhada no centro de um prisma de concreto. Em uma das extremidades da barra é aplicada uma carga, enquanto na outra são lidos os deslocamentos, obtendo-se resultados semelhantes aos representados na Figura 2.16.

Nesse teste são observados os deslocamentos da seção inicial de ancoragem desde o início do ensaio (ponto A da Figura 2.18). O escorregamento da barra, entretanto, se dá somente a partir da força F_{t1}. Nesse momento, a força de aderência pode aumentar, sendo esse aumento maior em barras nervuradas graças à capacidade de mobilização da aderência mecânica.

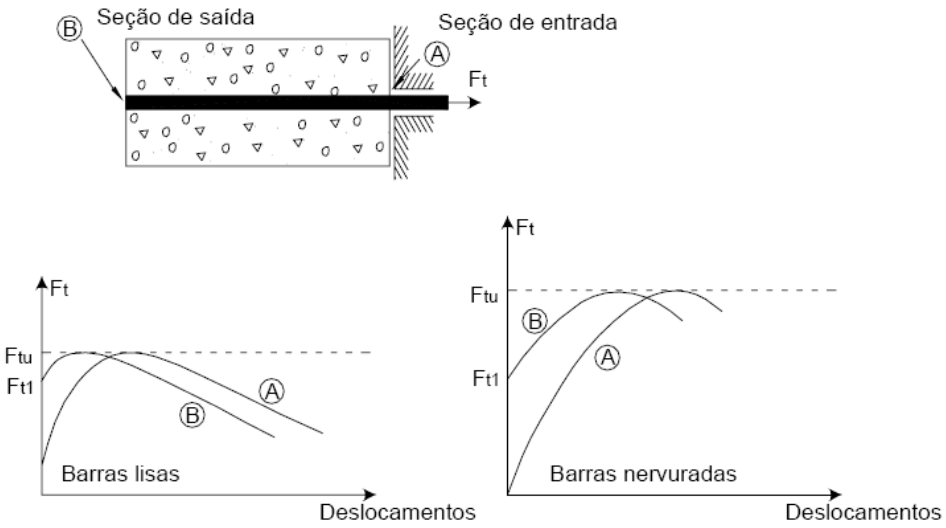


Figura 2.18 – Comportamento das barras lisas e das nervuradas em ensaios de arrancamento (FUSCO, 1995)

O ensaio de arrancamento mede uma tensão de aderência média (equação 2.2). Isso devido à dificuldade de se medir a variação da tensão de aderência ao longo do comprimento de ancoragem.

$$\tau_b = \frac{F_t}{u \cdot \ell} \tag{2.2}$$

Sendo: τ_b a tensão de aderência média; F_t a intensidade da força que solicita a barra; u o perímetro da barra e ℓ comprimento de ancoragem da barra.

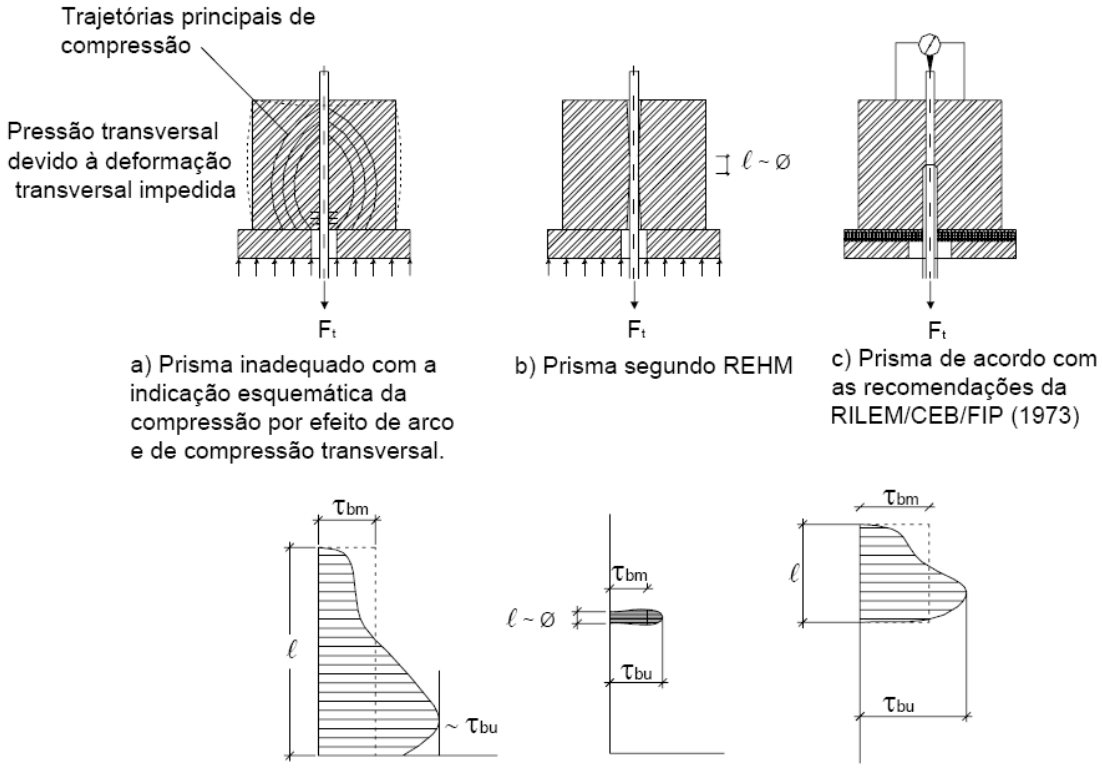
A resistência de aderência (f_{bd}), segundo Leonhardt e Mönning (1977), tem seu valor de cálculo definido de acordo com a tensão para a qual ocorre um deslocamento da extremidade livre da barra (ponto B na Figura 2.18) de 0,1 mm em relação ao concreto, sendo calculada por meio da equação 2.3.

$$f_{bd} = \frac{F_t(s=0{,}1mm)}{u \cdot \ell} \tag{2.3}$$

A resistência efetiva, por sua vez, corresponde à última tensão de aderência (τ_{bu}), sendo maior que o valor de cálculo f_{bd} (para barras com aderência mecânica, por exemplo, obtém-se até o dobro desse valor para deslocamentos de até 1 mm). O dimensionamento, entretanto, é feito com valores bem afastados do limite de resistência devido à grande dispersão dos valores de aderência (COUTO, 2007).

Os ensaios de aderência por arrancamento têm como vantagens a simplicidade do corpo de prova, o pequeno custo, a possibilidade de se isolar as variáveis que influenciam a aderência e a possibilidade de visualização do comprimento mínimo de ancoragem (BARBOSA *et al.*[7], 2000 *apud* COUTO, 2007). Todavia, há aspectos negativos nesse ensaio, tais como o confinamento do concreto na base de apoio para execução do ensaio, impedindo a fissuração e a expansão do prisma, ocasionando o surgimento de uma componente de compressão longitudinal (Figura 2.19a). Assim, ocorre um confinamento da armadura, fazendo com que os resultados não sejam representativos para outros elementos estruturais, como no caso da armadura de tração de vigas submetidas à flexão (FUSCO, 1995).

[7] BARBOSA, M. T. G. *et al*. Estudo da influência do diâmetro da barra e da resistência à compressão do concreto no ensaio de pull-out para determinação da tensão última de aderência. In: **IV Congresso de Engenharia Civil**, v. 1, p. 435-464, Juiz de Fora, Minas Gerais, Brasil



(a) Não há região sem aderência; (b) O trecho aderente é centralizado, com duas regiões sem aderência nas extremidades; (c) Criação de região sem aderência no trecho mais próximo à aplicação da carga

Figura 2.19 – Prisma para ensaio de arrancamento e respectivas variações da tensão de aderência ao longo do comprimento (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977)

Como forma de minimizar esse problema, Leonhardt e Monning (1977) sugerem que sejam utilizados trechos sem aderência (Figura 2.19b e 2.19c). Portanto, o tamanho e a forma do corpo de prova, bem como a posição e o comprimento do trecho de aderência da barra, influenciam os resultados obtidos.

No ensaio especificado pela RILEM-FIB-CEB (1973), as duas extremidades da barra são projetadas para fora do prisma de concreto, tracionando-se uma das extremidades. A

moldagem do corpo de prova é feita na posição horizontal, com compactação realizada com vibrador de imersão e desmoldagem após três dias. O concreto deve apresentar resistência à compressão entre 27 MPa e 33 MPa (Figura 2.20).

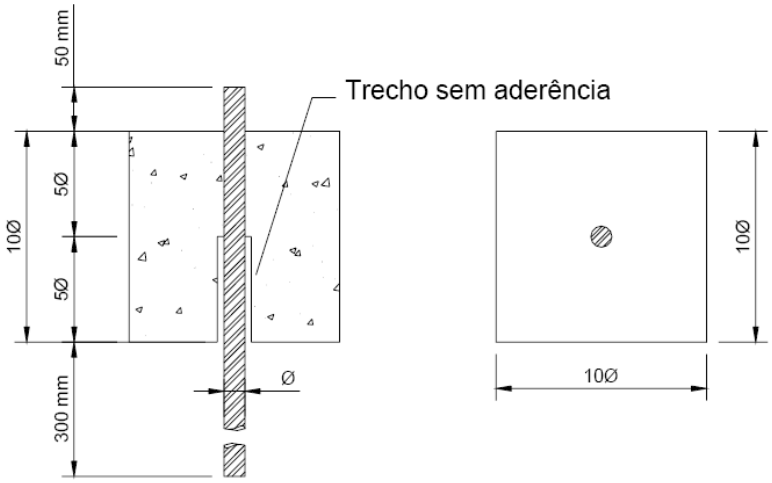


Figura 2.20 – Prisma para ensaio de arrancamento (RILEM-FIP-CEB, 1973)

A velocidade de aplicação da carga, em kgf/s, deve ser de cinco vezes o quadrado do diâmetro da barra ensaiada. Já a tensão de aderência é calculada de acordo com a equação 2.4, tendo como referência a resistência de um concreto de 30 MPa.

$$\tau_b = 0{,}0637 \frac{F_t}{\emptyset^2} \frac{30}{f_{cm}} \qquad (2.4)$$

Sendo: τ_b a tensão de aderência média (em MPa); F_t a força de tração (em kN); $\emptyset$ o diâmetro da barra (em mm) e f_{cm} a resistência média à compressão do concreto (em MPa).

A ASTM C-234 (ASTM, 1991[8], *apud* COUTO, 2007) admite dois tipos de corpos-de-prova. O primeiro tipo tem formato cúbico (com arestas de 150 mm), com concretagem na direção da barra. A barra é moldada verticalmente no eixo do prisma, prendendo-se a extremidade superior na garra da máquina de ensaio (Figura 2.21).

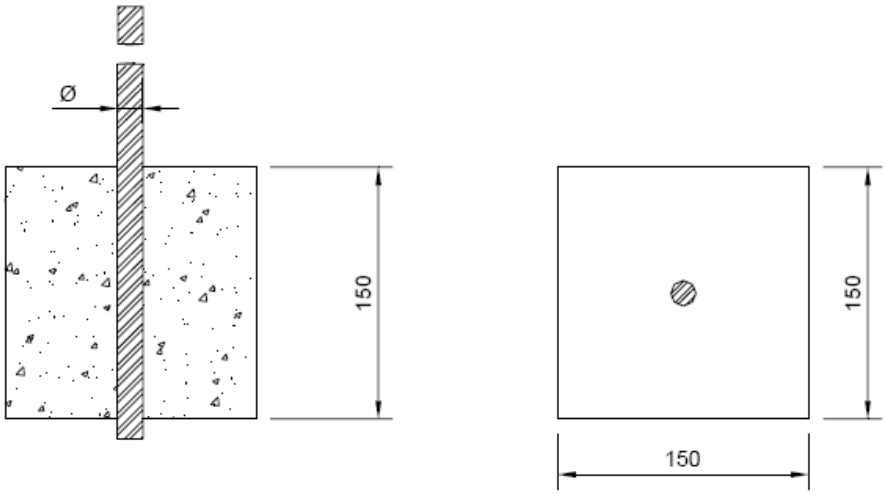


Figura 2.21 – Prisma para ensaio de arrancamento com barra vertical – dimensões em mm (ASTM C-234, 1991 apud COUTO, 2007)

O segundo tipo de corpo de prova prevê a moldagem de duas barras, sendo a concretagem realizada na direção perpendicular às mesmas. O prisma tem dimensões de 150 mm x 150 mm x 300 mm, estando o eixo maior na vertical (Figura 2.22). A barra superior é concretada distando 75 mm do topo do prisma, enquanto a barra inferior fica a 75 mm de distância da base. O comprimento das barras deve ser tal que permita que suas extremidades fiquem para fora e sejam ancoradas na máquina de ensaio. Na metade do prisma, em cada uma das faces opostas, é feita uma ranhura paralela às barras, com profundidade de, pelo menos, 13 mm,

[8] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 234** – Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforced steel. Philadelphia, 1991.

com o objetivo de facilitar o rompimento do prisma em duas partes através do plano de enfraquecimento durante o ensaio (Figura 2.22).

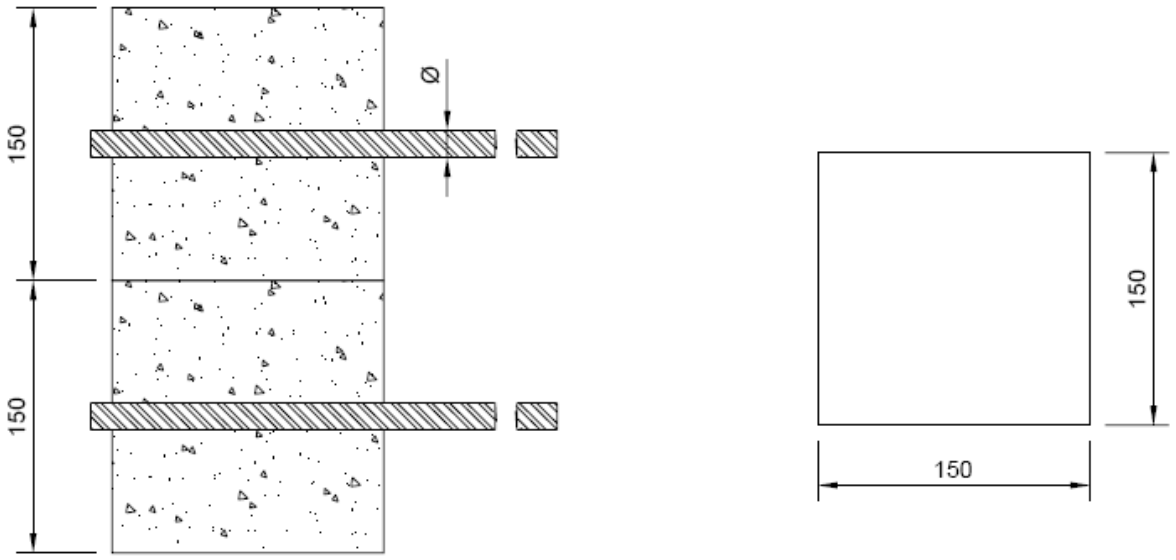


Figura 2.22 – Prismas para o ensaio de arrancamento com barras horizontais – dimensões em mm (ASTM C-234, 1991 *apud* COUTO, 2007)

A velocidade de aplicação da força, segundo a ASTM C-234 (1991 *apud* COUTO, 2007), não deve ser superior a 20 kN/min ou deve ser feito o controle de deslocamento em 1,3 mm/min.

Rehm e Eligehausen (1979) ensaiaram corpos de prova cilíndricos submetidos a cargas cíclicas (Figura 2.23). No centro de cada prisma foi concretada uma barra, e o comprimento de aderência variou de 3 a 18 vezes o diâmetro da barra. Nas duas extremidades do prisma foram criados trechos sem aderência cujo comprimento era de 5 vezes o diâmetro da barra. Os autores observaram que o deslizamento na extremidade livre da barra aumentou consideravelmente durante a aplicação de cargas cíclicas e concluíram que tais cargas influenciam de forma similar o deslizamento e a resistência de aderência de barras deformadas e o comportamento de ruína do concreto simples. O aumento do deslocamento

relativo provoca uma diminuição na rigidez da aderência local, o que faz com que haja uma redistribuição dos esforços ao longo do comprimento de ancoragem.

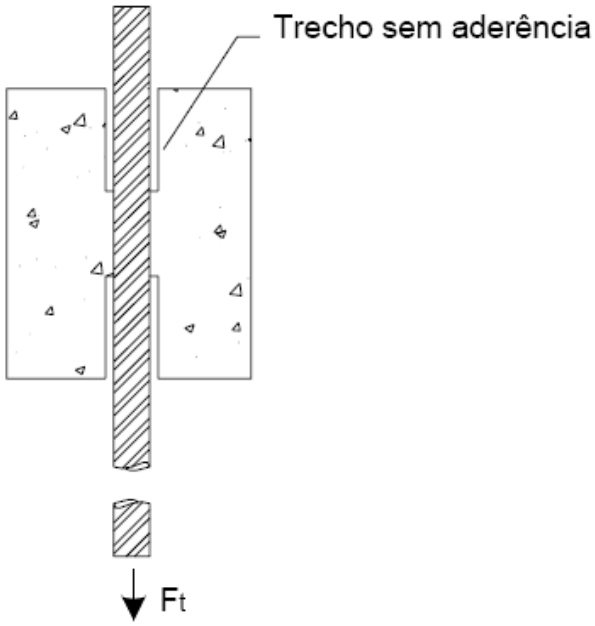


Figura 2.23 – Prisma para ensaio de arrancamento (REHM; ELIGEHAUSEN, 1979)

Alguns autores, em geral baseando-se no ensaio normalizado pelo RILEM-FIB-CEB (1973), criaram seus próprios métodos de avaliação da aderência por meio de ensaios de arrancamento. Rostásy e Hartwich (1988[9] *apud* SIMPLÍCIO, 2008), por exemplo, realizaram ensaios com a barra posicionada nos cantos dos prismas de concreto, de modo a avaliar a influência do cobrimento. O ensaio de arrancamento com anel circular (*ring pull-out test*), conforme descrito por Barbosa (2001), consiste na extração de uma barra de aço moldada no

[9] ROSTÁSY, F. S.; HARTWICH, K. Bond deformed reinforcing bar embedded in steel fibre reinforced concrete. **The International Journal of Cemente and Lightweight Concrete**, Vol. 10, nº 3, 1988.

interior de um cilindro de concreto (Figura 2.24). Dependendo do tipo de instrumentação feita no anel, pode-se medir diretamente a força de fendilhamento.

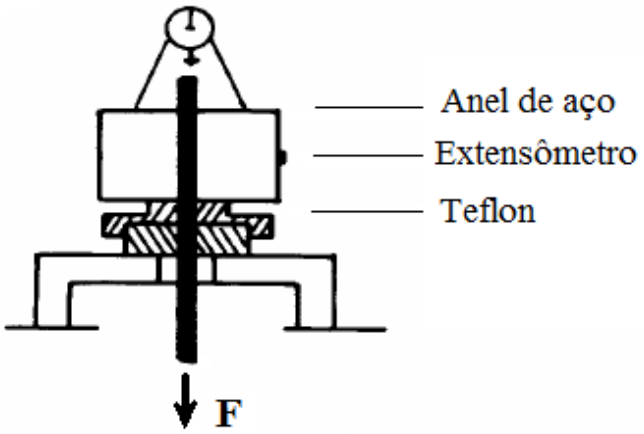


Figura 2.24 – Ensaio de arrancamento com anel circular (RIBEIRO, 1985[10] *apud* BARBOSA, 2001)

Al-Tamimi (2001) realizou ensaios em barras de aço com diâmetros de 12 mm e 16 mm moldadas no centro de prismas de concreto com seção de 300 mm x 150 mm e altura de 200 mm. Foram empregadas fibras de aço com ganchos nas extremidades em teores de 0%, 1%, 2% e 3%., e o concreto utilizado possuía resistência à compressão de 90 MPa. Diferentemente dos ensaios anteriores, a barra ensaiada não atravessa o bloco, sendo concretado apenas o comprimento de ancoragem estudado. Assim, simultaneamente à barra ensaiada e distando 75 mm da mesma, foram concretadas duas barras de fixação em cada um dos modelos. Como forma de se prender o corpo de prova à máquina de ensaio, foi utilizado um aparato de aço (Figura 2.25).

[10] RIBEIRO, J. L. D. Análise Experimental dos fatores que influenciam a aderência em barras nervuradas. Dissertação (Mestrado), UFRGS, Porto Alegre, RS, 1985.

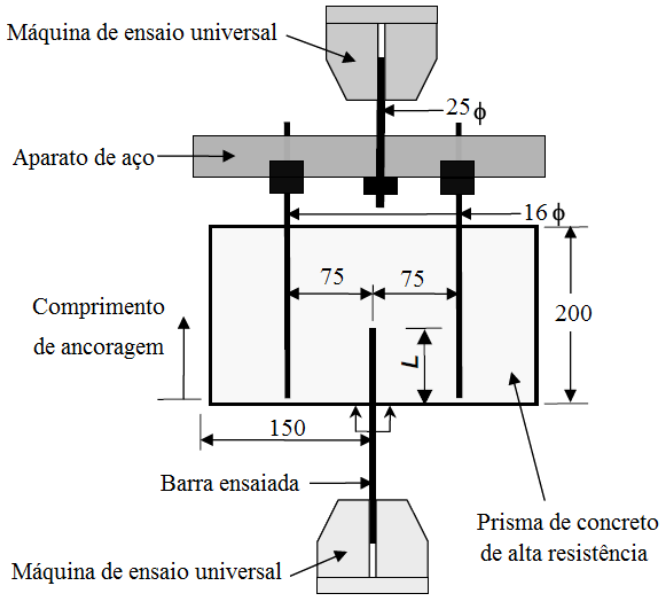


Figura 2.25 – Esquema de ensaio proposto por Al-Tamini (2001) – dimensões em mm

O autor observou que os modelos sem fibras romperam de forma brusca e com cargas cerca de 1,5 a 2 vezes inferiores às amostras fibrosas. Nos corpos de prova com 2% e 3% de fibras, houve o escoamento da barra de aço. O autor concluiu que o comprimento de ancoragem adotado (oito vezes o diâmetro da barra) foi suficiente para um desenvolvimento adequado da aderência, porém, de acordo com sua equação, seria necessário um aumento de 6% nesse comprimento para que todas as barras rompessem por escoamento.

2.2.3.2 Ensaio de viga

O ensaio de viga (*beam test*) surgiu da necessidade de avaliação da aderência aço-concreto em ensaios de flexão (ALMEIDA FILHO, 2006), sendo utilizado para se determinar a capacidade de ancoragem de barras em vigas fletidas. Vários pesquisadores utilizaram esse ensaio para analisar variáveis como comprimento de ancoragem, diâmetro das barras, tipo de carregamento (monotônico ou cíclico), largura do cobrimento de concreto, resistência à

compressão do concreto (entre 30 MPa e 100 MPa), amplitude do carregamento e presença ou não de fibras.

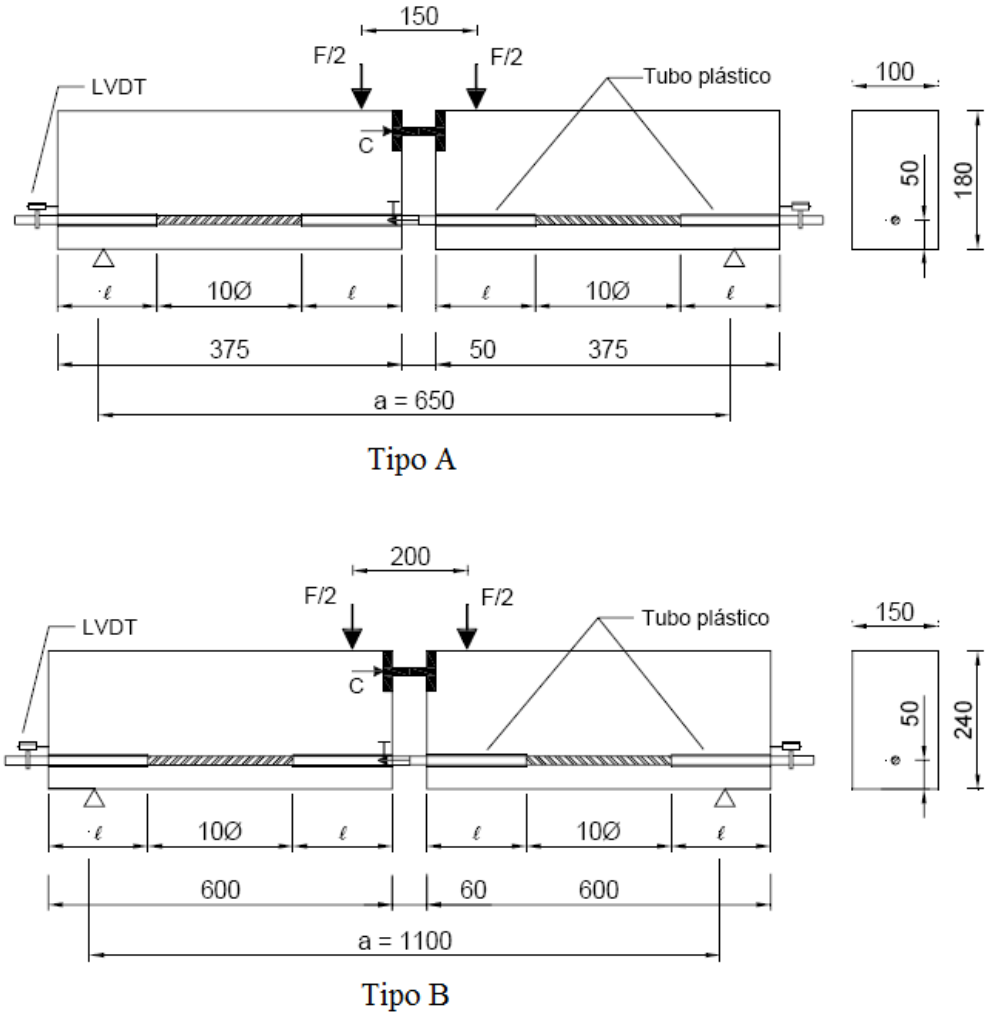
O corpo de prova consiste em dois blocos retangulares de concreto armado com uma barra de aço na parte inferior (cuja aderência é estudada) e um perfil de aço funcionando como rótula na parte superior. São feitas diferenciações nas dimensões do corpo de prova conforme o diâmetro da barra (Figura 2.26).

São aplicadas duas forças iguais e simétricas em relação ao perfil de aço, medindo-se os deslocamentos em cada extremidade livre da barra após cada incremento de força. A tensão média de aderência é calculada conforme a equação (2.5).

$$\tau_b = \frac{R_{st}}{\pi \cdot \emptyset \cdot \ell} \tag{2.5}$$

$$R_{st} = \frac{F}{4} \cdot \frac{a}{z} \tag{2.6}$$

Sendo: τ_b a tensão de aderência (em MPa); R_{st} a força de tração na armadura (em N); a o comprimento da viga; z a distância entre a resultante de tração e a resultante de compressão; $\emptyset$ o diâmetro da barra (em mm) e ℓ o comprimento de aderência, igual a $10\emptyset$ (em mm).



Tipo A: para barras com diâmetro inferior a 16 mm; Tipo B: para barras com diâmetros de 16 mm a 32 mm – dimensões em mm

Figura 2.26 – Viga para ensaio de aderência aço-concreto (RILEM-FIB-CEB, 1973)

Como variante desse ensaio, há o ensaio de extremidade de viga, com a vantagem de oferecer as mesmas informações, porém com redução do tamanho do corpo de prova (RIBEIRO, 1985[11] *apud* COUTO, 2007). Esse ensaio é feito tracionando-se uma barra situada na parte

[11] Idem [10]

inferior de uma viga de concreto. Na parte superior, aplica-se uma reação que simula a zona de compressão na viga, equilibrando o momento criado pelo par de forças que simulam a reação de apoio e a força cortante transmitida pelo concreto (Figura 2.27).

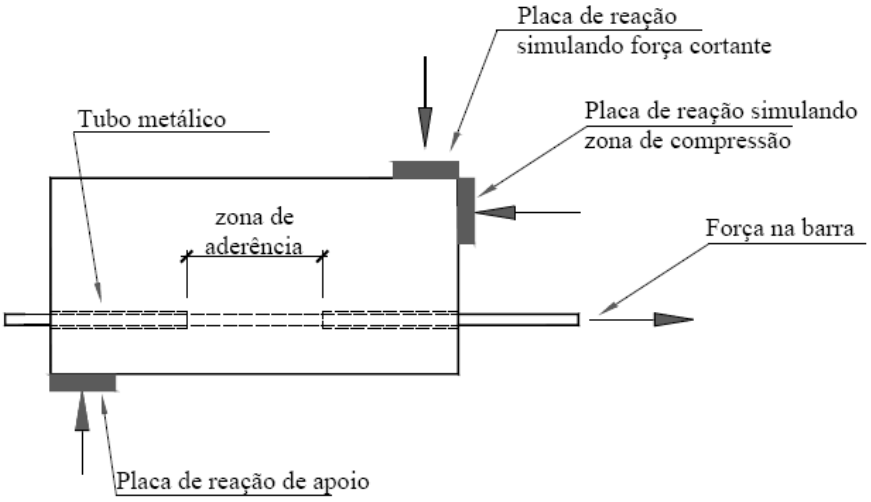


Figura 2.27 – Ensaio de extremidade de viga (RIBEIRO, 1985 *apud* COUTO, 2007)

2.2.3.3 Ensaio das quatro barras

Esse ensaio foi realizado por Fusco (1995) para estudo da ancoragem em condições de emenda. Foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com três barras dispostas segundo os vértices de um triângulo. Na extremidade oposta, traciona-se a barra a ser ensaiada, moldada no centro do cilindro (Figura 2.28)

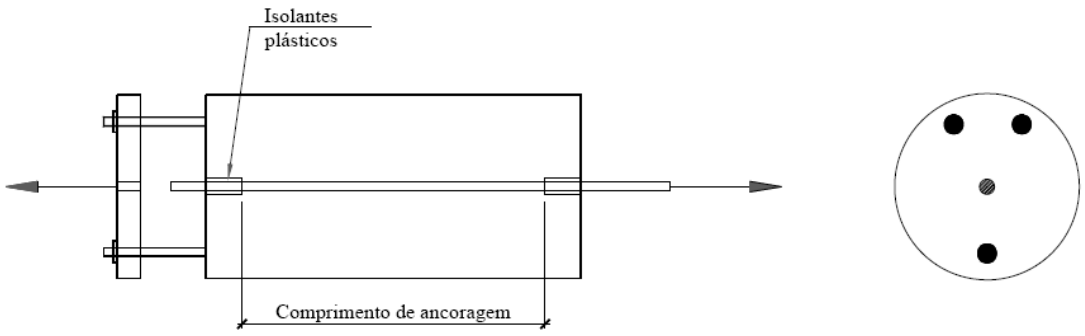


Figura 2.28 – Esquema geral do ensaio desenvolvido por Fusco (FUSCO, 1995)

2.2.3.4 Ensaio de tração direta

Segundo Barbosa (2001), esse ensaio é usado, normalmente, para se estudar a fissuração, simular a zona de transição entre duas fissuras de flexão e determinar o coeficiente de conformação superficial da barra. O ensaio consiste na aplicação de uma força de tração nas extremidades de uma barra moldada no centro de um cilindro ou prisma de concreto armado (Figura 2.29).

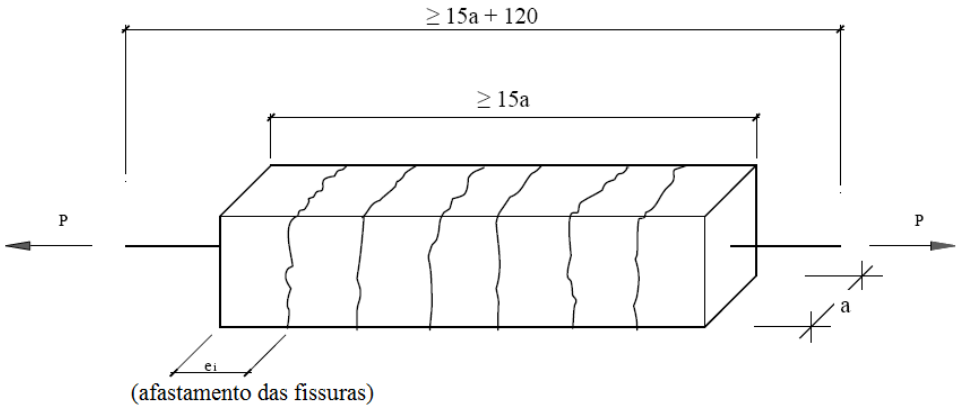


Figura 2.29 – Ensaio de tirante – dimensões em mm (BARBOSA, 2001)

O coeficiente de conformação superficial da barra é calculado de acordo com a equação 2.7 obtida da NBR 7477 (ABNT, 1982), a partir do afastamento (e_i) e da quantidade de fissuras (n):

$$\eta = \frac{2{,}25d}{\Delta L_{médio}} \qquad (2.7)$$

Sendo: η o coeficiente de conformação superficial, d o diâmetro da barra; $\Delta L_{médio} = \frac{e_i}{n}$ a distância média entre as nervuras considerando as quatro faces e n o número de fissuras.

Kankam (1997[12] *apud* SIMPLÍCIO, 2008) propôs uma variação do ensaio de tirante normalmente utilizado para determinar o coeficiente de conformação superficial da barra. A modificação consistiu em realizar um duplo arrancamento das barras, obtendo a curva tensão de aderência *versus* deslizamento em função da distância do ponto ancorado. O ponto de deslocamento zero da barra é determinado pela ancoragem de outra barra transversalmente à primeira (Figura 2.30).

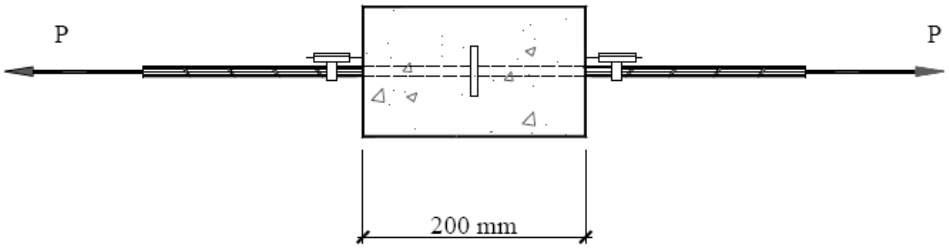


Figura 2.30 – Ensaio de duplo arrancamento (KANKAM, 1997 *apud* SIMPLÍCIO, 2008)

Para determinar o comportamento de barras tracionadas imersas no concreto, pode-se empregar também o ensaio apresentado por Ezeldin e Balaguru (1989). Nesse ensaio, são utilizadas duas barras tracionadas em sentidos contrários, o que provoca o arrancamento da barra com menor comprimento de ancoragem. Assim, é possível determinar tanto a curva tensão de aderência versus deslizamento quanto a tensão máxima de aderência (Figura 2.31).

[12] KANKAM, C. K. (1997). Relationship of bond stress, steel stress, and slip in reinforcedconcrete. **Journal of Structural Engineering**. ASCE, Vol. 123, No. 1, January, p. 79-85.

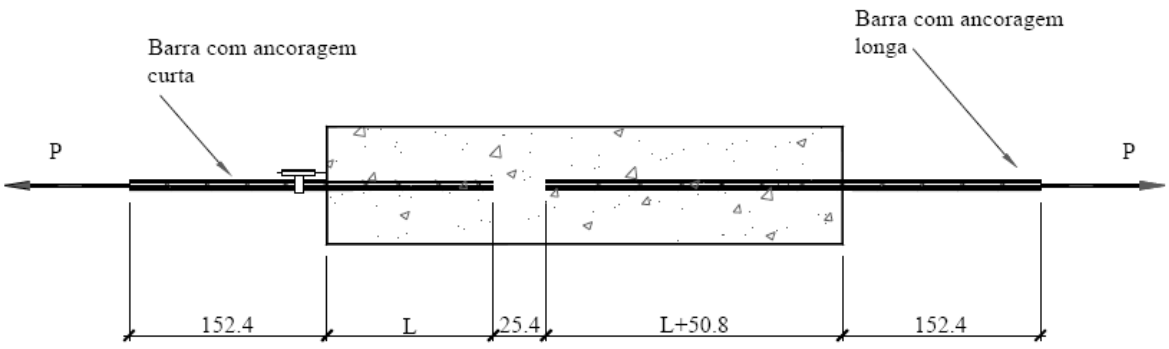
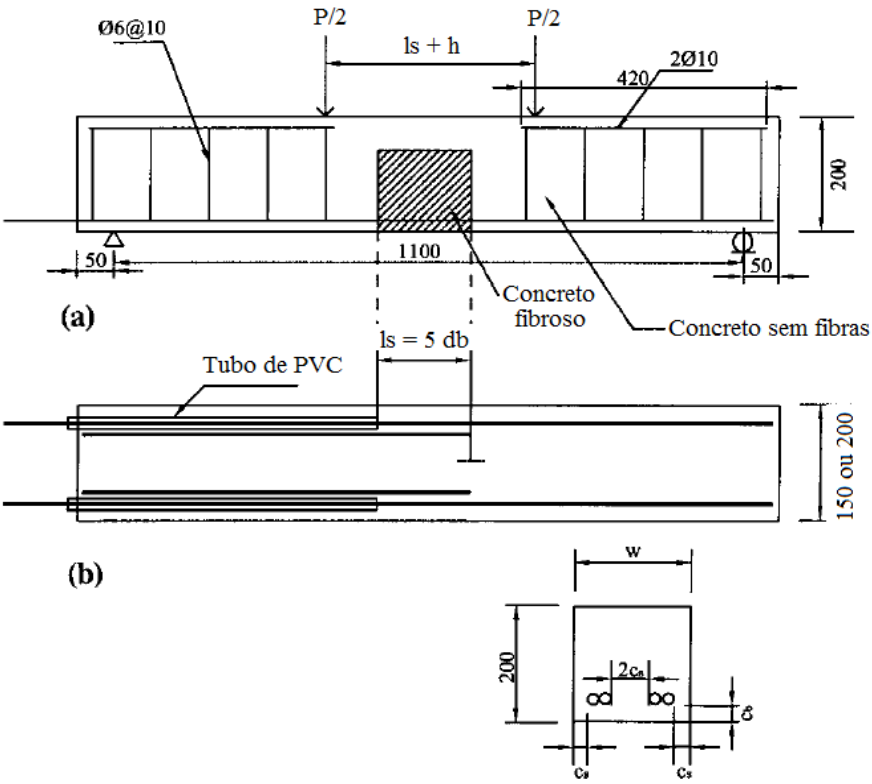


Figura 2.31 – Ensaio apresentado por Ezeldin (1989)

2.2.4 Aderência entre a matriz fibrosa e a armadura

Há na literatura alguns relatos de pesquisas que abordam a influência das fibras na aderência aço-concreto. Por exemplo, Harajli *et al.* (2002) ensaiaram 32 vigas reforçadas com fibras de aço com ganchos nas extremidades com comprimento de 30 mm e relação de aspecto igual a 60 (Figura 2.32). As variáveis estudadas foram o diâmetro das barras (16 mm, 20 mm, 25 mm e 32 mm), a relação cobrimento/diâmetro (0,56, 0,88, 1,0, 1,34, 1,5 e 2,0) e o volume de fibras (0%, 0,5%, 1% e 2%).



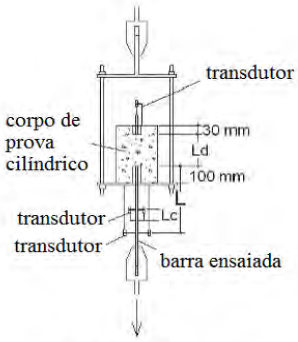
(a) vista lateral; (b) vista de topo – dimensões em mm

Figura 2.32 – Dimensões dos corpos de prova (HARAJLI *et al*, 2002)

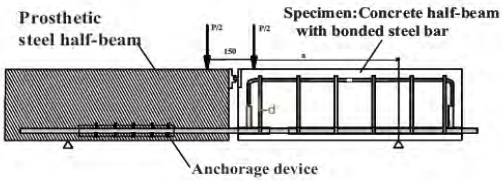
Foram aplicadas duas cargas simétricas nas vigas biapoiadas, medindo-se a flecha no meio do vão. Após a análise da relação tensão de aderência *versus* deslizamento das barras imersas tanto no concreto simples quanto no fibroso, os autores concluíram que a adição de fibras na matriz cimentícea aumentou a resistência de aderência e melhorou as condições de ruptura, tornando-a mais dúctil.

Dancygier e Katz (2008) realizaram ensaios de arrancamento e de flexão em corpos-de-prova com concreto de resistência normal (35 MPa a 40 MPa) e com alta resistência (106 MPa a 120 MPa). Em parte dos corpos de prova foi adicionado 0,75% (em volume) de fibras de aço com ganchos nas extremidades com 35 mm de comprimento e relação de aspecto de 64.

Foram utilizadas barras com diâmetro de 8 mm, 12 mm e 20 mm, com relação entre a altura e o espaçamento das nervuras variando de 0,055 a 0,084. O comprimento de ancoragem adotado foi de três vezes o diâmetro da barra. Os ensaios seguiram o modelo proposto pelo RILEM (RILEM-CEB-FIB, 1970), tendo sido avaliadas a resistência à compressão do concreto, a adição de fibras, a geometria das barras e as condições de confinamento (Figura 2.33).

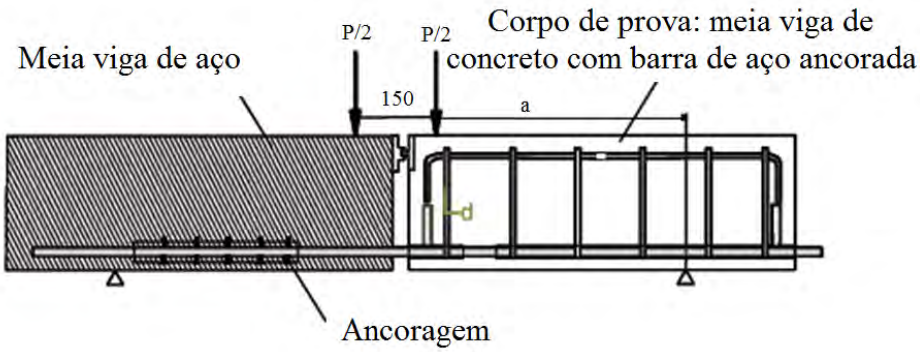


(a) Arrancamento



(b) Flexão

(a) Arrancamento



(b) Flexão

Figura 2.33 – Esquema dos ensaios realizados (DANCYGIER, KATZ; 2008)

Foram ensaiados, ao todo, 24 corpos-de-prova, sendo metade submetida ao ensaio de arrancamento e a outra metade submetida ao ensaio de flexão. Os autores observaram que a aderência foi maior nos corpos-de-prova com concreto de alta resistência, especialmente naqueles em que houve reforço fibroso. Entretanto, nos corpos de prova com armadura de 8 mm, a adição de fibras ocasionou uma redução na resistência de aderência de até 30%, quando comparada aos corpos-de-prova não fibrosos de mesma resistência. As fibras contribuíram de maneira positiva apenas nos casos em que o concreto era de resistência mais elevada (65 MPa) e o diâmetro da barra era maior (20 mm). Os autores concluíram que tanto as variáveis analisadas como o método de ensaio exerceram influência conjunta na aderência.

Harajli e Gharzeddine (2007) ensaiaram vigas com emenda simétrica, com armadura no topo e na base, a carregamento cíclico (Figura 2.34). Tais vigas foram projetadas para romper por fendilhamento, variando-se a resistência à compressão do concreto (42,8 MPa, 43,4 MPa e 68 MPa), o diâmetro das barras emendadas (20 mm e 25 mm) ou a razão entre o cobrimento do concreto e o diâmetro da barra (c/ϕ_b = 1,4 e 2,0), e o teor de fibras, em volume (0%, 0,5%, 1% e 1,5%).

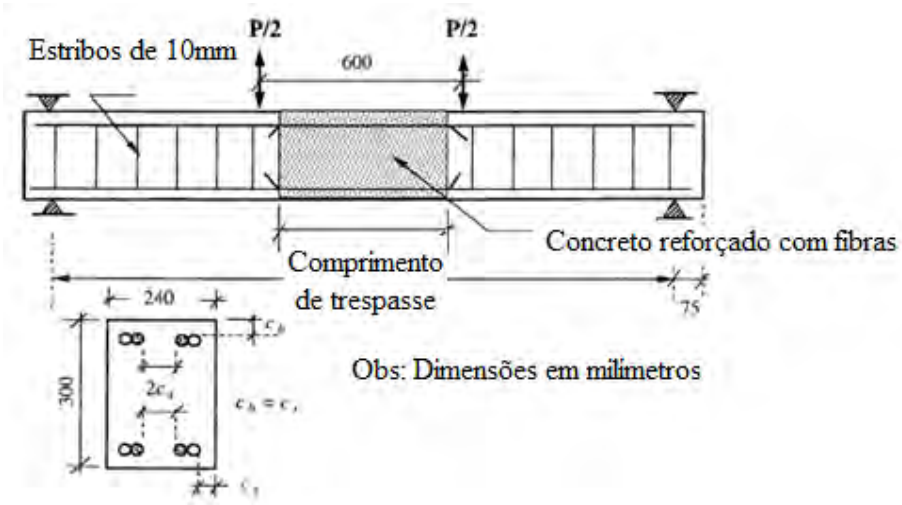


Figura 2.34 – Detalhes do corpo de prova (HARAJLI; GHARZEDDINE, 2007)

Os autores observaram que nos primeiros estágios de carregamento ocorreu fissuração em todas as vigas de forma aleatória na região de momento constante. Com o aumento da carga, surgiram fissuras adicionais, principalmente fora dessa região. Todos os corpos-de-prova romperam por fendilhamento, com a formação de fissuras longitudinais nas laterais, no topo e na base.

Nas vigas sem reforço fibroso, a ruptura se deu de forma brusca, tendo-se perdido toda a resistência ainda no primeiro ciclo graças ao fendilhamento. Para os modelos com concreto de alta resistência, a ruptura foi ainda mais brusca. Já as vigas que receberam adição de fibras apresentaram um aumento da resistência e da absorção de energia, além de terem sofrido menos danos devido ao carregamento cíclico. A presença de fibras na região da emenda retardou o surgimento de fissuras.

Analisando, ainda, a aderência entre barras de aço e o concreto fibroso, estudos mostram que o uso de armadura de confinamento proporciona uma ruptura por arrancamento da barra se o percentual de fibras estiver em torno de 1% e o cobrimento do concreto for pelo menos o dobro do diâmetro da armadura de confinamento. Para volumes de fibras mais baixos (aproximadamente 0,25%), apenas quando o cobrimento for o triplo do diâmetro ocorrerá o arrancamento da barra (SIMPLÍCIO, 2008).

Nos concretos fibrosos, as fissuras de fendilhamento tendem a ter propagação mais lenta e se localizar mais próximas à barra, aumentando a tensão de aderência máxima, embora não haja um consenso entre os pesquisadores sobre qual seria o volume de fibras ideal (*idem*, *ibidem*).

2.3 MODELOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA *VERSUS* DESLIZAMENTO

Segundo Cox e Herman (1997[13] *apud* SIMPLICIO, 2008), a aderência aço-concreto deve ser modelada para que os resultados de ensaios sejam mais bem interpretados e para simular o comportamento global de estruturas de concreto. Modelos baseados no método dos elementos

[13] COX, J. V.; HERMAN, L. R. Development of a plasticity bond model for steel reinforcement. **Mechanics of cohesive-frictional materials,** 1997.

finitos têm sido utilizados com essa função, sendo necessário que as propriedades do concreto, do aço e da região de aderência entre estes materiais sejam descritas analiticamente por modelos matemáticos.

A equação diferencial da aderência pode ser determinada por meio do equilíbrio do elemento de concreto armado ilustrado na Figura 2.35.

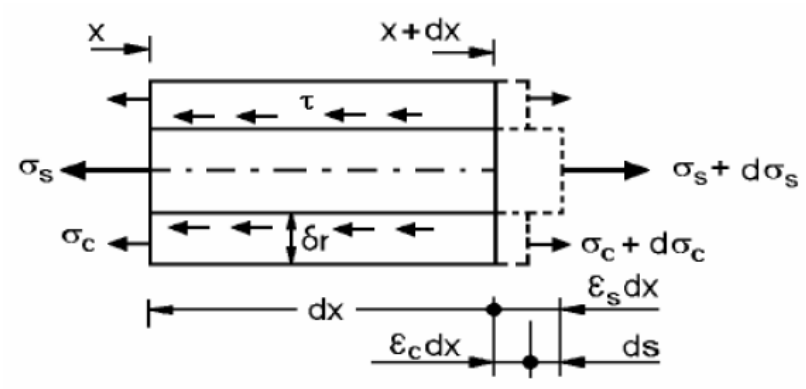


Figura 2.35 – Aderência aço-concreto (SIMPLÍCIO, 2008)

Para uma barra de aço com diâmetro ϕ, tem-se:

$$d\sigma_c A_c + d\sigma_s A_s = \tau dx \pi \emptyset \tag{2.8}$$

Desprezando-se a contribuição do concreto tracionado e substituindo a área de aço pelo valor da seção circular, tem-se:

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{4\tau}{\emptyset} \tag{2.9}$$

O deslizamento *s(x)* é a diferença entre os deslocamentos relativos do aço e do concreto. derivando-se os deslizamentos em relação a *x*, obtém-se a deformação específica (sendo ε_s a

deformação do aço e ε_c a deformação do concreto). Aplicando-se a lei de Hooke (regime elástico linear), tem-se:

$$s(x) = s_s - s_c \tag{2.10}$$

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s - \varepsilon_c = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{\sigma_c}{E_c} \tag{2.11}$$

Sendo E_s e E_c os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente. Derivando-se a equação (2.11) em relação a *x* e utilizando-se a equação (2.10), tem-se:

$$\frac{d^2 s\,(x)}{dx^2} - \frac{4\tau}{E_s \cdot \emptyset} = -\frac{d\varepsilon_c}{E_c d\sigma_c} \tag{2.12}$$

Para a modelagem da curva tensão de aderência *versus* deslocamento relativo, diversos modelos têm sido propostos: modelo do CEB-FIP 90 (CEB, 1993); modelo de Harajli *et al.* (1995); modelo de Barbosa (2001); modelo de Simplício (2008), dentre outros.

O modelo do CEB-FIP 90 baseia-se no trabalho de Eligehausen *et al*. (1983[14] *apud* SIMPLÍCIO), tendo sido obtido por meio da análise experimental de corpos-de-prova utilizando concretos de resistência normal. Por esse modelo, a tensão de aderência é dada pela equação abaixo, cujos valores podem ser vistos na Figura 2.36.

$$\tau = \begin{cases} \tau_{max} \left({}^{\delta}/_{\delta_1} \right)^{\alpha}, para\ 0\ \leq \delta \leq \delta_1 \\ \tau_{max}\ ,\ para\ \delta_1\ \leq \delta \leq \delta_2 \\ \tau_{max} - \left(\tau_{max} - \tau_f\right) \frac{(\delta - \delta_2)}{(\delta_3 - \delta_2)}, para\ \delta_2\ \leq \delta \leq \delta_3 \\ \tau_f\ , para\ \delta > \delta_3 \end{cases} \tag{2.13}$$

Sendo: τ a tensão de aderência para um determinado deslocamento δ; τ_{max} a tensão máxima de aderência; τ_f o valor final da tensão de aderência; δ_1 o deslocamento referente à tensão máxima; δ_2 o deslocamento referente ao ponto de início do trecho descendente e δ_3 o deslocamento referente à tensão final.

[14] Idem [3]

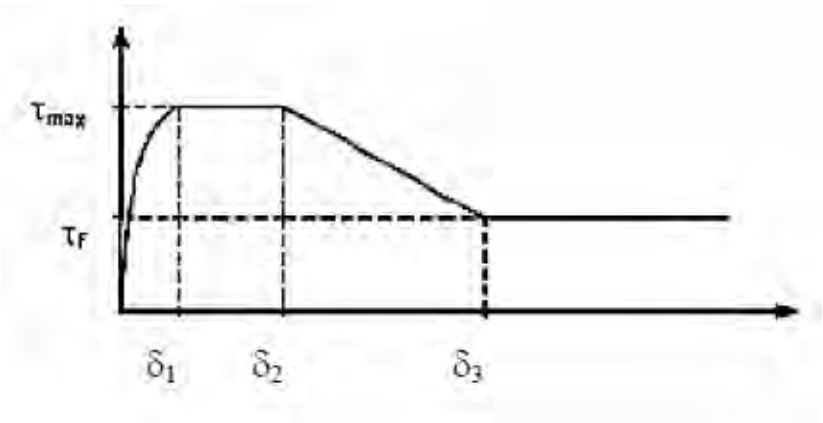


Figura 2.36 – Tensão de aderência *versus* Deslizamento (CEB, 1993)

Os valores do deslocamento relativo, da tensão máxima e da tensão final de aderência, bem como do coeficiente α, variam em função do confinamento e conforme a região seja de boa ou de má aderência. Para barras rugosas, os valores são os apresentados na Tabela 2.3 e para barras lisas, são os valores da Tabela 2.4.

Tabela 2.3 - Parâmetros da curva tensão de aderência versus deslizamento para barras rugosas (CEB, 1993)

	Concreto sem confinamento		Concreto com confinamento	
	Zonas de boa aderência	Zonas de má aderência	Zonas de boa aderência	Zonas de má aderência
δ_1 (mm)	0,6	0,6	1,0	1,0
δ_2 (mm)	0,6	0,6	3,0	3,0
δ_3 (mm)	1,0	2,5	Espaçamento entre nervuras	
α	0,4	0,4	0,4	0,4
τ_{max} (MPa)	$2f_{ck}{}^{1/2}$	$f_{ck}{}^{1/2}$	$2{,}5f_{ck}{}^{1/2}$	$1{,}25f_{ck}{}^{1/2}$
τ_f (MPa)	$0{,}15\tau_{max}$	$0{,}15\tau_{max}$	$0{,}4\tau_{max}$	$0{,}4\tau_{max}$

Considera-se que o concreto encontra-se confinado (e, portanto, devem ser usados os valores das colunas 4 e 5 da Tabela 2.3) em três situações:

- quando o cobrimento é maior ou igual a 5 vezes o diâmetro da armadura;
- quando o espaçamento entre as barras é superior a dez vezes o diâmetro da armadura transversal regularmente espaçada, com área de estribos superior ao produto do número de barras envolvidas pelos estribos pela área de uma barra;
- quando a pressão lateral é superior a 7,5 MPa.

Nos casos em que a armadura transversal é superior à mínima, mas inferior ao produto do número de barras envolvidas pelos estribos pela área de uma barra, os valores das equações do modelo devem ser interpolados entre os parâmetros de concreto sem confinamento e com confinamento.

Tabela 2.4 – Parâmetros da curva tensão de aderência versus deslizamento para barras lisas (CEB, 1993)

	Fios trefilados a frio Condições de aderência		Barras laminadas a quente Condições de aderência	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
$\delta_1 = \delta_2 = \delta_3$ (mm)	0,01	0,01	0,1	0,1
α	0,5	0,5	0,5	0,5
$\tau_{max} = \tau_u$ (MPa)	$0{,}1 f_{ck}^{1/2}$	$0{,}05 f_{ck}^{1/2}$	$0{,}3 f_{ck}^{1/2}$	$0{,}15 f_{ck}^{1/2}$

O modelo proposto por Harajli *et al*. (1995) também se baseia nos trabalhos de Eligehausen *et al.* (1983 *apud* SIMPLICIO, 2008), tendo sido formulado para concreto fibroso. O deslizamento máximo, obtido a partir da distância entre as nervuras, é calculado de acordo com a equação (2.14).

$$\delta_{max} = 0{,}0189 s_r + 0{,}18 \qquad (2.14)$$

A curva para ruptura por arrancamento (Figura 2.37) é dividida em quatro partes, conforme as equações (2.15a) até (2.15d).

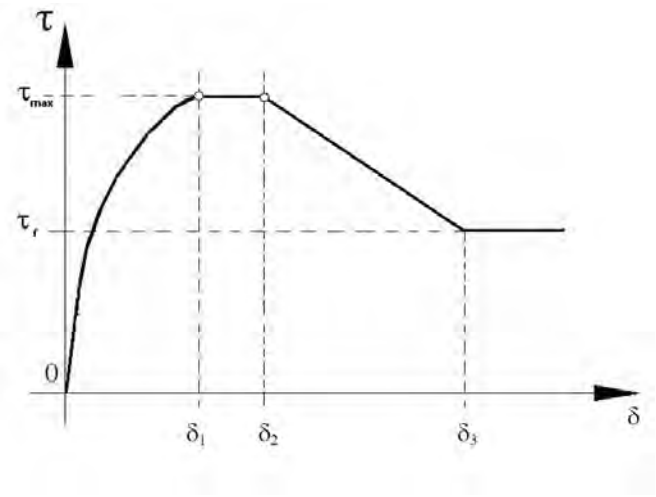


Figura 2.37 – Curva tensão de aderência *versus* deliszamento (Harajli *et al*., 1995)

$$\tau = \tau_{max}\left(\frac{\delta}{\delta_{max}}\right)^{a}, \text{ para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (2.15a)$$

$$\tau = \tau_{max}, \text{ para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (2.15b)$$

$$\tau = \tau_{max} - \left(\tau_{max} - \tau_f\right)\frac{\delta-\delta_1}{\delta_3-\delta_2}, \text{ para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \quad (2.15c)$$

$$\tau = \tau_f, \text{ para } \delta \geq \delta_3 \quad (2.15d)$$

Para barras com diâmetros entre 8 mm e 30 mm, os parâmetros apresentados nas equações (2.15a) até (2.15d) são apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Parâmetros da curva tensão de aderência versus deslizamento (HARAJLI et al, 1995)

Parâmetro	Barras com diâmetro entre 8 mm e 30 mm
α	0,30
$\boldsymbol{\tau_{max}}$	$2{,}5f_c^{\,0,5}$
$\boldsymbol{\tau_f}$	$0{,}9f_c^{\,0,5}$
$\boldsymbol{\delta_1}$	$0{,}75\delta_{máx} = 0{,}15s_r$
$\boldsymbol{\delta_2}$	$1{,}75\delta_{máx} = 0{,}35s_r$
$\boldsymbol{\delta_3}$	s_r

Sendo: f_c a resistência do concreto (MPa) e s_r o espaçamento entre as nervuras.

Segundo o autor, não há nenhum parâmetro referente ao teor de fibras porque a consideração das mesmas é feita por meio da resistência à compressão do concreto.

Já Barbosa (2001) elaborou seu modelo após a análise de 140 ensaios de arrancamento, cujas variáveis eram a resistência à compressão do concreto e o diâmetro das barras (16 mm, 20 mm e 25 mm). Foram propostas as equações (2.16) e (2.17), conforme a resistência fosse maior ou menor que 50 MPa:

$$\tau = 19{,}36\delta^{0,51}, \text{ para } f_c \leq 50 \text{ MPa, com } \delta_{max} = 0{,}25\emptyset^{0,68} \quad (2.16)$$

$$\tau = 32{,}58\delta^{0,48}, \text{ para } f_c > 50 \text{ MPa, com } \delta_{max} = 0{,}52\emptyset^{0,42} \quad (2.17)$$

Sendo: τ a tensão de aderência (MPa); δ o deslizamento (mm); ∅ o diâmetro da barra e f_c a resistência à compressão do concreto.

A tensão máxima é determinada de acordo com as equações (2.18) (para concretos com resistência à compressão de até 50 MPa) e (2.19) (para concretos com resistência à compressão superior a 50 MPa):

$$\tau_{max} = e^{0,104\emptyset} + e^{0,027f_c} + 0{,}93, \text{ para } f_c \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.18)$$

$$\tau_{max} = e^{0,08\emptyset} + e^{0,003f_c} + 6{,}68, \text{ para } f_c > 50 \text{ MPa} \quad (2.19)$$

Sendo:τ_{max} a tensão máxima de aderência (MPa); $\emptyset$ o diâmetro da barra (mm) e f_c a resistência à compressão do concreto (MPa).

Simplício (2008) estudou concretos com resistência de 64 MPa, 80 MPa e 110 MPa com e sem reforço fibroso. As fibras utilizadas possuíam ganchos nas extremidades, comprimento de 60 mm e fator de forma igual a 85. Sua tensão de tração era de 2300 MPa. Foram ensaiados ao arrancamento, seguindo as recomendações do RILEM RC6, 108 corpos de prova cúbicos com aresta de 200 mm, divididos em duas séries. Na série I, formada por 60 corpos de prova sem fibras, foram utilizadas barras com 6,3 mm, 8 mm, 12,5 mm e 16 mm de diâmetro. Na série II foram utilizados três diferentes volumes de fibras de aço (0,5%, 0,75% e 1,0%) e apenas três diâmetros de barra (8,0 mm, 12,5 mm e 16 mm). O comprimento adotado para o trecho aderido foi de 3ϕ. Todos os corpos de prova romperam por arrancamento, graças ao confinamento provocado pelo grande cobrimento (a relação c/ϕ foi superior a 5).

Em relação ao diâmetro das barras, a alteração não exerceu influência significativa na tensão de aderência máxima dos corpos de prova sem fibras. Houve uma variação maior nos modelos com barras de diâmetro menor, mas, para uma mesma faixa de resistência à compressão, foi observado que o comportamento da curva tensão de aderência *versus* deslizamento permaneceu o mesmo.

Nos corpos de prova fibrosos, a variação do diâmetro influenciou a tensão máxima de aderência. Para bitolas maiores, houve uma maior ductilidade, fazendo com que os deslizamentos ocorressem de forma mais lenta.

O autor observou que a tensão máxima de aderência cresceu com o aumento da resistência à compressão, tanto nos modelos sem fibras quanto nos fibrosos. Em relação ao teor de fibras, de modo geral foi observado que teores mais altos provocaram uma tensão de aderência máxima maior. Entretanto, alguns modelos com 1% de fibras apresentaram resultados inferiores a de modelos com percentuais menores. Esse fato foi observado por diversos

autores, e é normalmente atribuído ao adensamento insuficiente do concreto (TUE, 2001[15] *apud* SIMPLICIO, 2008) e à dispersão dos resultados experimentais, pois há uma grande variabilidade inerente ao mesmo (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983, COX; HERMAN, 1997 *apud* SIMPLÍCIO, EZELDIN; BALAGURU, 1989).

Com base nos resultados experimentais, o autor propôs uma curva tensão de aderência *versus* deslizamento composta por quatro partes, como se vê na Figura 2.38. A primeira parte, que vai de zero até o deslizamento δ_1, é uma curva não linear. A segunda parte, compreendida entre os deslizamentos δ_1 e δ_2, é formada por um segmento de reta inclinado. Surge, então, um pequeno patamar até que seja atingido o deslizamento δ_3. Esse ponto marca o início do trecho descendente da curva, sendo observado que a tensão de aderência decai de forma linear até um valor final τ_f.

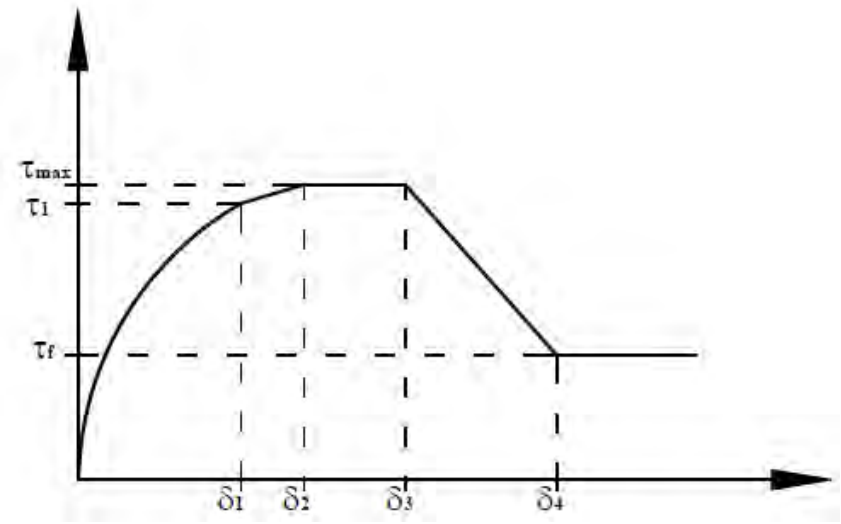


Figura 2.38 – Modelo proposto por Simplício (SIMPLÍCIO, 2008)

[15] TUE, V. N.; KRUMBACH, R. Description of the bond between a new developed reinforcing steel and high strength concrete. **Leipzig Annual Civil Engineering Report** (LACCER nº 2), 1997, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Wirtschaftswissenschaftliche Fakultät. Germany.

A determinação da tensão de aderência é feita por meio de equações que variam conforme o deslizamento medido esteja entre cada um dos seguintes limites da curva:

$$\tau = \tau_{máx}\left(\frac{\delta}{\delta_2}\right)^{0,35}, \text{ para } 0 < \delta < \delta_1 \quad (2.20)$$

$$\tau = (\tau_{máx} - \tau_1)\left(\frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1}\right) + \tau_1, \text{ para } \delta_1 < \delta < \delta_2 \quad (2.21)$$

$$\tau = \tau_{máx}, \text{ para } \delta_2 < \delta < \delta_3 \quad (2.22)$$

$$\tau = \left(\tau_{máx} - \tau_f\right)\left(\frac{\delta_4 - \delta}{\delta_4 - 3}\right) + \tau_f, \text{ para } \delta_3 < \delta < \delta_4 \quad (2.23)$$

Sendo: τ a tensão relativa ao deslizamento δ; $\tau_{máx}$ a tensão máxima de aderência e δ_2 o deslizamento relativo ao início do patamar.

$$\delta_1 = 0,35\delta_2$$

O deslizamento δ_2 é pouco influenciado pela presença de fibras e bastante influenciado pelo diâmetro da barra arrancada. Vários autores, como Eligehausen *et al.* (1983 *apud* SIMPLICIO, 2008), mostram que esse deslizamento é, também, influenciado pela altura (h_r) e pelo espaçamento entre as nervuras (s_r). Assim, foi elaborado um gráfico mostrando a relação entre o produto do deslizamento médio pela resistência à compressão do concreto ($\delta_{médio} f_c$) e o produto da altura pelo espaçamento das nervuras ($h_r s_r$) (Figura 2.39), tendo sido elaborada a seguinte equação para determinação de δ_2 (em milímetros):

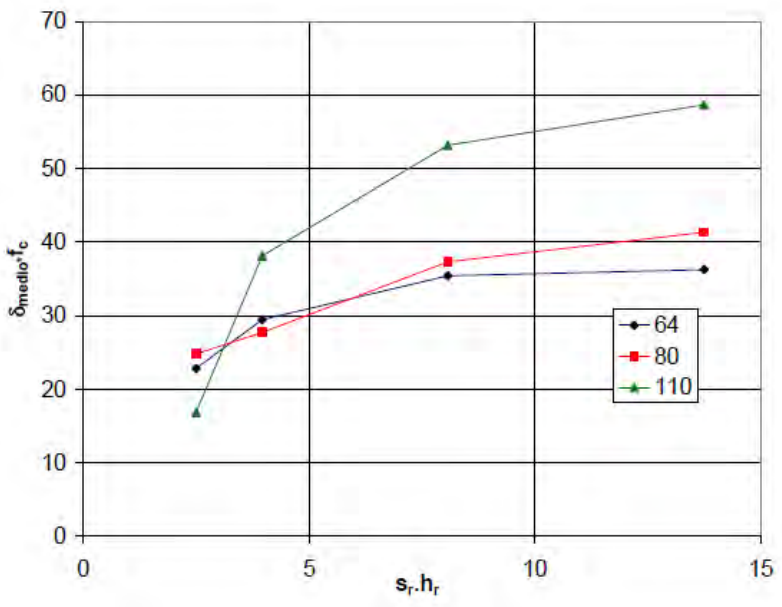


Figura 2.39 – Média dos deslizamentos δ_2 em função da altura e espaçamento das nervuras (SIMPLÍCIO, 2008)

$$\delta_2 = \frac{a}{f_c}(s_r h_r)^{0,28} \tag{2.24}$$

Sendo: $a = 30 - 0,174 f_c$; f_c a resistência à compressão do concreto (MPa); s_r o espaçamento entre nervuras e h_r a altura das nervuras.

O deslizamento δ_3, por sua vez, é influenciado pelas características geométricas da barra e pela resistência à compressão do concreto, sendo definida a equação (2.25) para sua determinação.

$$\delta_3 = b f_c + c \tag{2.25}$$

Sendo: $b = 0,0164 h_r - 0,0079$ e $c = 0,85$.

O autor observou que, a partir de um deslizamento de 8 mm, a tensão se mantém constante, pois provavelmente o concreto ente as nervuras já se encontra cisalhado, de forma que a única contruibuição é dada pelo atrito entre a barra e o concreto circundante. Assim, é adotado o valor de 8 mm para o deslizamento δ_4.

2.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL DA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Almeida Filho (2006) realizou simulações numéricas da aderência aço-concreto através do software Ansys®. Seu estudo baseou-se no ensaio recomendado pela RILEM-CEB-FIP, sendo modelado apenas um quarto do corpo de prova devido à sua simetria (Figura 2.40). As simulações foram feitas para barras de 10 mm e 16 mm de diâmetro, e concreto com resistência à compressão de 30 MPa e 60 MPa.

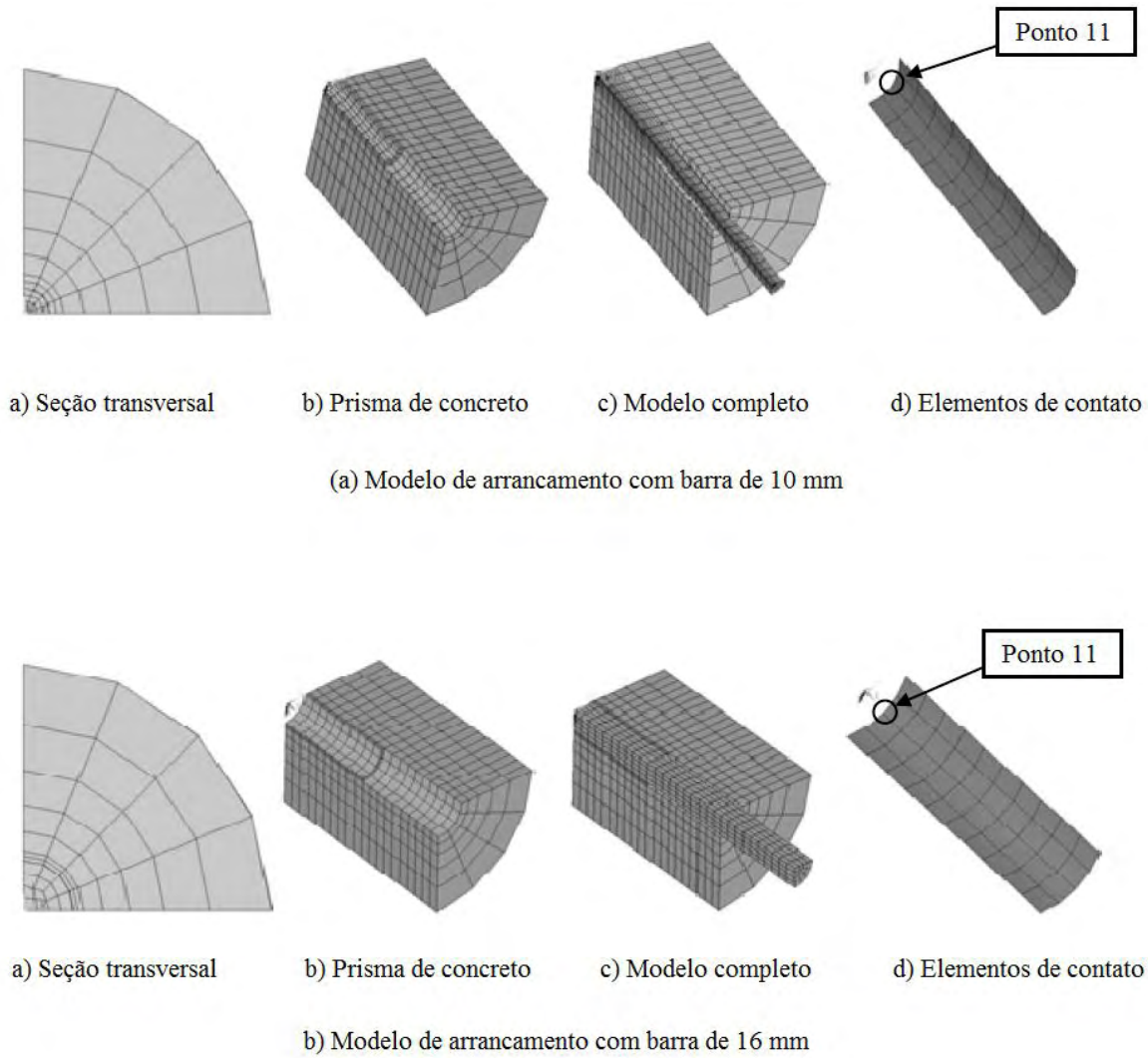


Figura 2.40 – Modelos utilizados por Almeida Filho (2006)

O concreto foi modelado com o elemento finito SOLID65, pois o mesmo permite fissuração na tração, esmagamento na compressão, deformação plástica e fluência. Para o aço, foi utilizado o SOLID45, que permite plasticidade, fluência, dilatação térmica, rigidez à tração e grandes deslocamentos e deformações.

O contato entre os dois materiais foi representado pelo elemento finito TARGE170. Tal elemento permite representar tanto o contato como o deslizamento entre a superfície "rígida" e a superfície deformável definida. Já o elemento CONTA174 pode ser utilizado para representar várias superfícies "rígidas" bidimensionais associadas com elementos de contato.

Comparando-se os resultados obtidos experimentalmente com aqueles provenientes da modelagem, o autor observou que a aproximação foi maior nos modelos com barra de 10 mm, embora os modelos com barra de 16 mm também tenham apresentado comportamento satisfatório. Foi observada uma tendência de linearização do comportamento do modelo com o aumento do valor do módulo de elasticidade, o que sugere a necessidade de maiores investigações acerca da discretização da malha do contato dos parâmetros que influenciam o comportamento da interface.

O autor concluiu que o modelo numérico desenvolvido forneceu uma boa estimativa para a força de ruptura do ensaio. A aproximação dos deslizamentos, entretanto, apresentou diferenças significativas em alguns modelos, especialmente naqueles com barras de 16 mm.

2.5 RECOMENDAÇÕES DE NORMAS PARA CÁLCULO DA TENSÃO DE ADERÊNCIA

A distribuição de tensões no trecho aderente entre a barra e o concreto é não-linear, podendo ser considerada por meio da equação diferencial apresentada no item 2.3 e da relação entre tensão e escorregamento. Em aplicações usuais, porém, é conveniente usar o valor médio da tensão na região de ancoragem, tanto para armaduras passivas quanto para armaduras ativas (SANTOS, 2006).

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003c) emprega a equação (2.26) para cálculo da tensão média da aderência aço-concreto.

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \tag{2.26}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \tag{2.27}$$

Com:

f_{bd} − resistência de aderência de cálculo

η_1 − coeficiente de conformação superficial da barra, sendo: $\eta_1 = 1{,}0$ para barras lisas; $\eta_1 = 1{,}4$ para barras dentadas e $\eta_1 = 2{,}25$ para barras nervuradas

η_2 − coeficiente conforme a região onde a armadura se localiza no concreto, sendo: $\eta_2 = 1{,}0$ para regiões de boa aderência e $\eta_2 = 0{,}7$ para regiões de má aderência

η_3 − coeficiente que considera o diâmetro da armadura ($\emptyset$), sendo: $\eta_3 = 1{,}0$ para $\emptyset \leq 32$mm e $\eta_3 = \frac{132-\emptyset}{100}$ para $\emptyset > 32$mm

Para que haja uma transferência das tensões da armadura tracionada para o concreto, sem que as tensões médias de aderência ultrapassem o valor limite (f_{bd}), a NBR 6118 (ABNT, 2003c) estabelece o comprimento de ancoragem básico (ℓ_b), calculado segundo a equação (2.28). O valor do comprimento é calculado por meio do equilíbrio entre as forças resistente e solicitante, sendo medido a partir do ponto considerado de início da ancoragem.

$$\ell_b = \frac{\emptyset}{4}\frac{f_{yd}}{f_{bd}} \tag{2.28}$$

De acordo com o ACI 318 (ACI, 2002), o comprimento de ancoragem de barras retas tracionadas longitudinalmente deve ser calculado de acordo com a equação (2.29).

$$\ell_{db} = 0{,}91\frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)}d_b \tag{2.29}$$

Sendo: ℓ_{db} o comprimento de ancoragem básico de barras tracionadas (mm); f_y a resistência ao escoamento de aço (MPa); f_c' a resistência à compressão do concreto (MPa); α, β, γ, λ os coeficientes de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem, apresentados na Tabela 2.6; c a distância entre as barras ou cobrimento e K_{tr} o índice de armadura transversal.

Tabela 2.6 – Fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem

Fator(1)	Condição	Valor
α Relativo à localização da armadura	Para armadura horizontal localizada mais que 300 mm da face superior da peça	$\alpha = 1{,}3$
	Para outros casos	$\alpha = 1{,}0$
β Relativo ao revestimento	Para armaduras sem revestimento	$\beta = 1{,}0$
	Para todas as outras situações de armaduras revestidas com epóxi	$\beta = 1{,}2$
	Para barras revestidas com epóxi com o cobrimento inferior a $3d_b$ ou com um espaçamento livre inferior a $6d_b$	$\beta = 1{,}5$
γ Relativo ao diâmetro da armadura	Para barras com diâmetro menor ou igual a 20 mm	$\gamma = 0{,}8$
	Para barras com diâmetro maior ou igual a 25 mm	$\gamma = 1{,}0$
λ Relativo à densidade do concreto	Para concreto de baixa densidade (concreto leve)	$\lambda = 1{,}3$
	Para concreto com densidade abaixo da normal (*semi-low-density concrete*)	$\lambda = 0{,}56\frac{\sqrt{f_c}}{f_{ct}}$ (2)
	Para concreto com densidade normal	$\lambda = 1{,}0$

(1) Não é necessário adotar um valor superior a 1,7 para o produto $\alpha\beta$.
(2) Esse valor não pode ser inferior a 1,0 quando f_{ct} é especificada.

O parâmetro *c*, relativo à distância entre as barras ou ao cobrimento, é dado pelo menor valor dentre as situações abaixo:

- distância entre o centro da barra ancorada e a superfície de concreto mais próxima
- metade do espaçamento entre os centros das barras ancoradas

O índice de armadura transversal, K_{tr}, é calculado de acordo com a equação (2.30).

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10{,}5sn} \tag{2.30}$$

Sendo: A_{tr} a área total de armadura transversal disposta ao longo de uma distância *s* que atravessa o plano potencial de fendilhamento na armadura ancorada; f_{yt} a resistência ao escoamento da armadura transversal; s o espaçamento máximo da armadura transversal, entre

os estribos dispostos ao longo do comprimento da armadura principal, medido de centro a centro e n o número de barras ancoradas ao longo do plano de fendilhamento.

Há a recomendação de que o termo $\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)$ seja menor ou igual a 2,5 para evitar falhas por arrancamento.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo é apresentado o programa experimental. São descritos os métodos de ensaio, os materiais utilizados, o traço do concreto, etc. O programa experimental foi realizado no Laboratório do Centro Tecnológico de Engenharia Civil do Departamento de Apoio e Controle Técnico da empresa Furnas Centrais Elétricas S.A. Foi realizada, também, modelagem dos ensaios de aderência no laboratório de Mecânica Computacional do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil, da Escola de Engenharia Civil da UFG.

3.1 DELINEAMENTO DA PESQUISA

Para elaboração dessa pesquisa, foram avaliadas variáveis específicas, separando o fenômeno de seu contexto e trazendo-o para dentro do ambiente de laboratório. A Figura 3.1 mostra, graficamente, como se deu a pesquisa, onde se observa que todo o processo foi respaldado por uma constante revisão bibliográfica, buscando sempre manter as informações atualizadas.

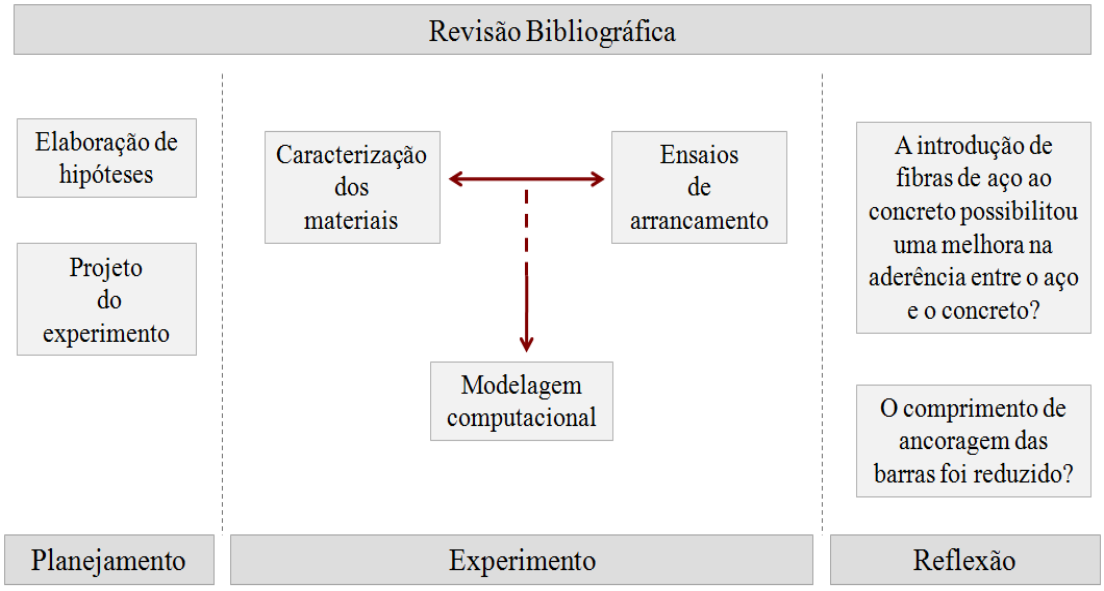


Figura 3.1 – Delineamento da pesquisa

A pesquisa teve início com a etapa de planejamento, na qual foram elaboradas as hipóteses a serem confirmadas pelos testes, além de ser feito o projeto do experimento, tomando por base o método do *Design of Experiments* (DOE). Esse método, também denominado planejamento de experimentos, permite o projeto de todo tipo de pesquisas em que há o agrupamento de variáveis, visando definir quais dados, em que quantidade e em que condições devem ser coletados durante determinado experimento. Segundo Montgomery (1997), devem ser seguidas as seguintes etapas para o desenvolvimento do método:

- Caracterização do problema;
- Escolha dos fatores de influência e níveis;
- Seleção das variáveis de resposta;
- Determinação de um modelo de planejamento de experimento (exemplo: tratamento em pares, tratamento em bloco, quadrado latino, experimentos fatoriais);
- Condução do experimento;
- Análise dos dados;

- Conclusões e recomendações.

Concluída a etapa de planejamento, com a caracterização do problema e a seleção da variável de resposta (aderência aço-concreto), iniciaram-se os ensaios de arrancamento com o objetivo de se determinar a tensão de aderência entre o bloco de concreto e a barra de aço. Para cada concretagem, foram realizados ensaios de caracterização de modo a se determinar as propriedades mecânicas do concreto.

Paralelamente aos ensaios realizados em laboratório, foram feitas modelagens computacionais no programa DIANA® 9.3, baseado no Método dos Elementos Finitos, buscando-se verificar a compatibilidade entre os resultados obtidos experimentalmente e pela modelagem computacional.

3.2 MATERIAIS

Neste item são apresentados os resultados da caracterização física e mecânica dos materiais utilizados na pesquisa. Esses ensaios foram realizados no Laboratório do Centro Tecnológico de Engenharia Civil do Departamento de Apoio e Controle Técnico da empresa Furnas Centrais Elétricas S.A., seguindo normas nacionais e internacionais, quando necessário.

3.2.1 Cimento

Foi utilizado um cimento composto do tipo CP II F-32, sendo suas propriedades físicas e químicas mostradas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características físicas e químicas do cimento

Características			Resultados	Limites (NBR 11578)
Características físicas	Massa específica (g/cm³)		3,02	-
	Finura	Resíduo na peneira 200 (%)	2,1	-
		Resíduo na peneira 325 (%)	5,1	-
		Área específica (cm²/g) (NBR NM 76, NBR NM 23)		-
	Tempo de pega (h:min) (NBR NM 65, NBR NM 43)	Início	2:30	-
		Fim	4:00	-
	Água de consistência – Pasta (%)		29,6	-
	Expansão em autoclave (%)		0,0	-
	Resistência à compressão (MPa)	3 dias	23,6	-
		7 dias	30,2	-
		28 dias	39,7	-
Características químicas	Perda ao fogo		10,24	$\leq$ 6,50-
	Resíduo insolúvel		3,31	$\leq$ 2,50-
	Trióxido de Enxofre (SO_3) - (NBR NM 19)		2,42	$\leq$ 4,00-
	Óxido de Magnésio (MgO)		1,53	$\leq$ 6,50-
	Dióxido de Silício (SiO2)		18,60	-
	Óxido de Ferro (Fe_2O_3)		2,45	-
	Óxido de Alumínio (Al_2O_3)		4,53	-
	Óxido de Cálcio (CaO)		57,23	-
	Óxido de Cálcio livre (CaO)		1,60	-
	Álcalis Totais	Óxido de Sódio (Na_2O)	0,21	-
		Óxido de Potássio (K_2O)	0,51	-
		Equivalente alcalino	0,55	-
	Álcalis solúveis em água	Óxido de Sódio (Na_2O) (ASTM C-114)		-
		Óxido de Potássio (K_2O)		-
		Equivalente alcalino		-
	Sulfato de cálcio ($CaSO_4$)			-

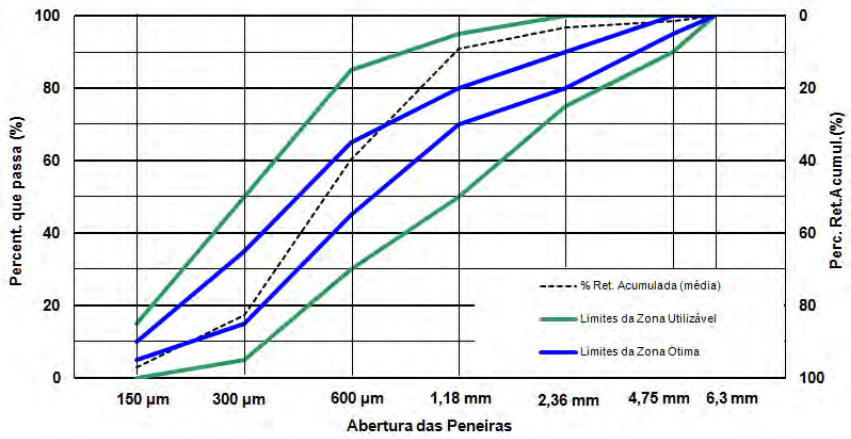
3.2.2. Agregados

Foi empregada uma areia natural como agregado miúdo e uma brita de origem granítica como agregado graúdo, cujas propriedades físicas estão mostradas na Tabela 3.2.

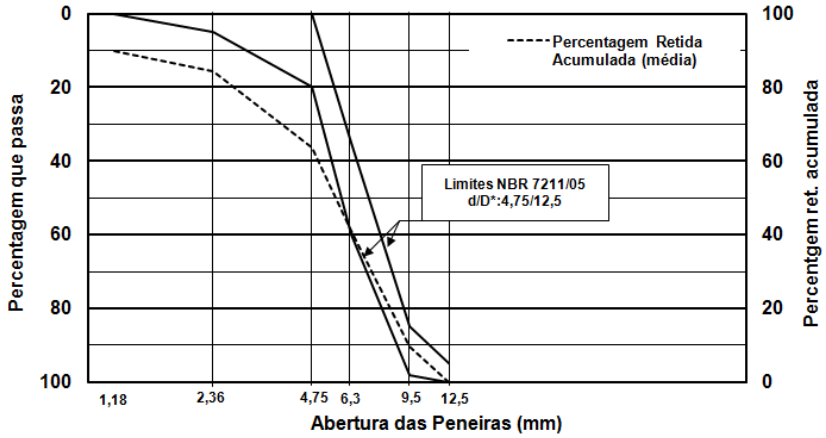
Tabela 3.2 – Características físicas dos agregados

Ensaio	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Módulo de finura médio	2,34	5,34
Dimensão máxima (mm)	4,75	12,50
Massa unitária (kg/m³)	2,61	2,65

A composição granulométrica, mostrada na Figura 3.2a (agregado miúdo) e na Figura 3.2b (agregado graúdo), foi determinada com base nas normas brasileiras NBR 7211 (ABNT, 2005) e NBR NM 248 (ABNT, 2001c) e no procedimento 01.002.009 de Furnas Centrais Elétricas S. A.:



(a) Agregado miúdo



(b) Agregado graúdo

Figura 3.2 – Composição granulométrica dos agregados

3.2.3 Adições minerais

Para composição do traço do concreto, foi adicionada sílica ativa na proporção de 5% da massa de cimento. Pelo alto teor de óxido de silício (SiO_2 > 85%) e por sua superfície específica média de 20 m²/g, a sílica é considerada uma excelente pozolana.

As propriedades da sílica utilizada são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.2 – Características físicas e químicas da sílica ativa

Propriedades		Resultados	Limites
Massa específica (g/m³)		2,22	-
Área específica (m²/kg)		20000	-
Características químicas	Perda ao fogo	3,03	< 6,0
	Dióxido de Silício (SiO_2)	91,68	> 85,0
	Óxido de Alumínio (Al_2O_3)	0,18	-
	Óxido de Ferro (Fe_2O_3)	0,18	-
	Óxido de Cálcio Total (CaO)	0,56	-
	Óxido de Magnésio (MgO)	0,46	-
	Sulfato de Cálcio ($CaSO_4$)	0,00	0,00
Álcalis totais	Óxido de Sódio (Na_2O)	0,27	-
	Óxido de Potássio (K_2O)	1,17	-
	Equivalente alcalino em Na_2O	1,05	-
Atividade pozolânica	Com a cal (MPa)	7,40	-
	Com o cimento (%)	115,80	-

3.2.4 Aditivo

Para promover a melhora da trabalhabilidade do concreto, foi adicionado à mistura um aditivo superplastificante. Segundo Neubauer *et al.* (1998), a adição de aditivos superplastificantes facilita a dispersão das partículas, pois modifica o grau de floculação do sistema, aumentando a fluidez da pasta de cimento.

As características do aditivo empregado são apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 – Características do aditivo (MC-BAUCHEMIE, 2010)

Característica	Valor
Estado	líquido
Cor	marrom
Densidade (g/cm³)	1,06
Dosagem recomendada (%)	0,2 a 5,0
Teor de cloretos (%)	< 0,1
Teor de álcalis (%)	< 1,0

3.2.5 Fibras

Em algumas matrizes, foram adicionadas fibras metálicas com ganchos na extremidade em teores de 1% ou 2% (em volume). Essas fibras possuíam comprimento de 35 mm e relação de aspecto igual a 65, sendo dispostas coladas entre si em pequenos pentes, como se vê na Figura 3.3.

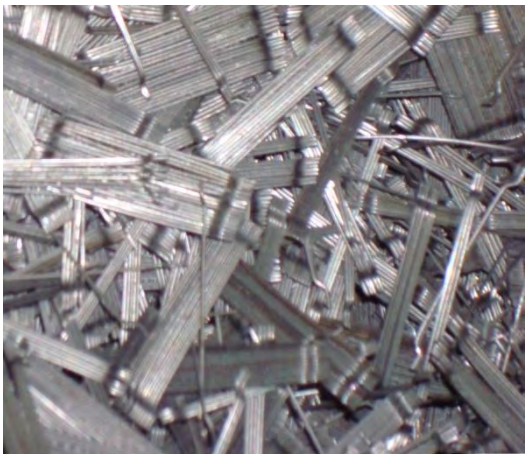


Figura 3.3 – Fibras de aço empregadas

3.2.6 Vergalhão de Aço

Para realização dos ensaios de arrancamento, foram empregados vergalhões de aço CA-50. Foram utilizados quatro diâmetros diferentes: 10 mm, 12,5 mm, 16 mm e 20 mm. Para cada um desses diâmetros, foram ensaiadas três amostras com 500 mm de comprimento, seguindo a norma NBR ISO 6892 (ABNT, 2002). O módulo de elasticidade do aço foi admitido igual a 210 GPa, seguindo recomendação da norma NBR 6118 (ABNT, 2003c).

As barras de 10 mm, 12,5 mm e 16 mm foram ensaiadas até sua ruptura. As barras de 20 mm, por terem diâmetro maior, foram ensaiadas até atingirem uma força máxima. Os resultados são apresentados nas Tabelas 3.5 a 3.8.

Tabela 3.4 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 10 mm

Característica		Corpos de prova 1	2	3	Média	Desvio padrão
Massa (g)		313	312	309	311	2,08
Comprimento (mm)		505	504	502	504	1,53
Diâmetro medido (mm)		10,03	10,02	9,99	10,01	0,02
Massa linear (kg/m)		0,62	0,619	0,616	0,618	0,00
Seção calculada (mm²)		78,96	78,86	78,41	78,74	0,29
Tensão de escoamento - fy (N/mm²)		589	588	598	592	5,51
Resistência – fst (N/mm²)		699	701	712	704	7,00
fst/fy		1,19	1,19	1,19	1,19	0,00
Alongamento após ruptura	Inicial (mm)	100	100	100	100	0,00
	Final (mm)	128,5	117,5	116,8	120,9	6,56

Tabela 3.5 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 12,5 mm

Característica		Corpos de prova 1	2	3	Média	Desvio padrão
Massa (g)		477	470	493	480	11,79
Comprimento (mm)		498	499	493	497	3,21
Diâmetro medido (mm)		12,46	12,36	12,74	12,52	0,20
Massa linear (kg/m)		0,958	0,942	1	0,967	0,03
Seção calculada (mm²)		122,02	119,99	127,39	123,13	3,82
Tensão de escoamento - fy (N/mm²)		568	-	577	572,50	6,36
Resistência – fst (N/mm²)		696	-	686	691	7,07
fst/fy		1,23	1,6	1,19	1,34	0,23
Alongamento após ruptura	Inicial (mm)	125	125	125	125	0,00
	Final (mm)	147,2	-	144,3	145,8	2,05

O corpo de prova nº 2 já estava deformado antes de ser ensaiado, razão pela qual seus resultados para tensão de escoamento e resistência, bem como alongamento após a ruptura, não são apresentados.

Tabela 3.6 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 16 mm

Característica		Corpos de prova 1	2	3	Média	Desvio padrão
Massa (g)		770	780	766	772	7,21
Comprimento (mm)		498	499	499	499	0,58
Diâmetro medido (mm)		15,84	15,92	15,78	15,85	0,07
Massa linear (kg/m)		1,546	1,563	1,535	1,548	0,01
Seção calculada (mm²)		196,97	199,12	195,55	197,21	1,80
Tensão de escoamento - fy (N/mm²)		620	601	626	616	13,05
Resistência – fst (N/mm²)		735	720	737	731	9,29
fst/fy		1,18	1,2	1,18	1,19	0,01
Alongamento após ruptura	Inicial (mm)	160	160	160	160	0,00
	Final (mm)	186,9	185	186,7	186,2	1,04

Tabela 3.7 – Resultados dos vergalhões de aço com diâmetro de 20 mm

Característica		Corpos de prova 1	2	3	Média	Desvio padrão
Massa (g)		1226	1226	1239	1230	7,51
Comprimento (mm)		502	451	455	469	28,36
Diâmetro medido (mm)		19,9	21	21,02	20,64	0,64
Massa linear (kg/m)		2,442	2,718	2,723	2,628	0,16
Seção calculada (mm²)		311,11	346,29	346,89	334,76	20,49
Tensão de escoamento - fy (N/mm²)		540	488	488	505	30,02
Resistência – fst (N/mm²)		674	604	602	627	41,00
fst/fy		1,25	1,24	1,23	1,24	0,01
Alongamento após ruptura	Inicial (mm)	-	-	-	-	-
	Final (mm)	-	-	-	-	-

Com base na lei de Hooke, foi calculada a deformação específica para cada diâmetro de barra ensaiado. Foi encontrado o valor de 2817 $\mu\varepsilon \pm 26\ \mu\varepsilon$ para barra de 10 mm, 2726 $\mu\varepsilon \pm 30\ \mu\varepsilon$ para barra de 12,5 mm, 2932 $\mu\varepsilon \pm 62\ \mu\varepsilon$ para barra de 16 mm e 2406 $\mu\varepsilon \pm 143\ \mu\varepsilon$ para barra de 20 mm. Esses valores foram usados nas curvas força *versus* deformação apresentadas no

Capítulo 5, para avaliar se houve ou não o escoamento da barra testada nos ensaios de arrancamento.

3.3 TRAÇO E PROCEDIMENTO DE MISTURA

O traço utilizado foi adaptado de Nunes (2006), e é apresentado na Tabela 3.9.

Tabela 3.8 – Traço desenvolvido por Nunes (2006) e traço adaptado

Material	Traço 2 (NUNES, 2006)	Traço adaptado(1)
Cimento equivalente (kg)	489	504
Cimento CP II F – 32 (kg)	440	378
Sílica ativa (kg)	35	18,7
Cinza volante (kg)	---	78,2
Areia natural (kg)	817	775
Agregado graúdo $d_{máx}$ = 12,5 mm (kg)	817	913
Água (kg)	198	160
Adição mineral – Wollastonita (kg)	72,5 (2,5%)	---
Aditivo superplastificante (kg)	5,86 (1,2%)(2)	10,1 (2%)(3)
Relação a/c	0,40	0,32

(1) Traço de referência

(2) Gelinum 51

(3) Powerflow 1130

Foi adotado o mesmo procedimento de mistura para os três teores de fibras estudados:

- Colocação de todo o agregado graúdo e todo o agregado miúdo na betoneira, com mistura por 30 segundos.
- Adição de metade da água e mistura por 1 minuto.
- Adição de todo o cimento e toda a sílica ativa, com posterior mistura por 1 minuto.

- Adição de todo o aditivo, com o restante da água e mistura por 3 minutos. Nesse momento, foi feita uma pausa por 3 minutos para determinação do espalhamento do cone de Abrams (*slump flow test*).
- Adição das fibras (nos concretos fibrosos) e mistura por mais 4 minutos.

O concreto sem fibras foi misturado em betoneira de eixo inclinado com capacidade de 200 L, enquanto as dosagens com adição de fibras foram realizadas em betoneira de eixo vertical com capacidade de 500 L.

Em cada dosagem, além dos corpos de prova necessários aos ensaios de arrancamento, foram concretados corpos de prova para a caracterização do concreto no estado endurecido, da seguinte forma:

- Doze corpos de prova cilíndricos com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro utilizados para os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, compressão com deslocamento controlado e módulo de elasticidade;
- Seis corpos de prova prismáticos com dimensões de 400 mm x 100 mm x 100 mm utilizados para os ensaios de tenacidade e de energia de fratura.

Devido à capacidade da betoneira, foram realizadas duas moldagens, em sequência, para a concretagem dos corpos de prova do ensaio de arrancamento (em um total de dois corpos de prova) e dos corpos de prova para caracterização do concreto. O adensamento foi realizado com vibrador de imersão para que não ocorresse alinhamento preferencial das fibras (Figura 3.4).

(a) Moldagem dos corpos de prova para caracterização do concreto

(b) Moldagem dos corpos de prova para o ensaio de arrancamento

Figura 3.4 – Moldagem dos corpos de prova

Foram necessárias doze dosagens para a moldagem dos corpos de prova necessários aos ensaios de arrancamento. A Tabela 3.10 apresenta quais corpos de prova foram concretados em cada dosagem, bem como com qual idade foram ensaiados.

Tabela 3.9 – Relação de corpos de prova por dosagem

Volume de fibras (%)	Dosagem	Diâmetro da barra (mm)	Corpos de prova	Idade de ensaio (dias)
0	E-15448	10	CP10.5.0.A1	44
			CP10.5.0.A2	48
			CP10.10.0.A1	36
			CP10.10.0.A2	84
		20	CP20.5.0.A	67
			CP20.5.0.B	68
			CP20.10.0.A	68
			CP20.10.0.B	69
	E-15643	12,5	CP12,5.10.0.A	104
			CP12,5.10.0.B	104
			CP12,5.10.0.C	104
	E-15644	16	CP16.10.0.A	104
			CP16.10.0.B	104
			CP16.10.0.C	104
	E-15628	10	CP10.5.0.B1	64
			CP10.5.0.B2	64
			CP10.10.0.B1	61
			CP10.10.0.B2	101
		20	CP20.5.0.C	68
			CP20.10.0.C	69
1	E-15511	10	CP10.5.1.A1	67
			CP10.5.1.A2	68
			CP10.10.1.A1	68
			CP10.10.1.A2	69
	E-15638 A	10	CP10.5.1.B1	53
			CP10.5.1.B2	54
			CP10.10.1.B1	31
			CP10.10.1.B2	86
	E-15638 B	20	CP20.5.1.A	95
			CP20.10.1.A	97
	E-15654	20	CP20.5.1.B	100
			CP20.5.1.C	101
			CP20.10.1.B	100
			CP20.10.1.C	101
2	E-15430	10	CP10.5.2.A1	61
			CP10.5.2.A2	62
			CP10.10.2.A1	54
			CP10.10.2.A2	63
	E-15573	20	CP20.5.2.A	58
			CP20.5.2.B	62
			CP20.10.2.A	58
			CP20.10.2.B	62
	E-15635 A	10	CP10.5.2.B1	100
			CP10.5.2.B2	100
			CP10.10.2.B1	69
			CP10.10.2.B2	95
	E-15635 B	20	CP20.5.2.C	59
			CP20.10.2.C	63

No dia seguinte à concretagem, os corpos de prova foram levados à câmara úmida, permanecendo sob temperatura de 23°C ± 2°C e umidade superior a 95% até a data dos ensaios (Figura 3.5).

Figura 3.5 – Corpos de prova na câmara úmida

3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

3.4.1 Ensaios de caracterização do concreto no estado fresco

No estado fresco, foram realizados os seguintes ensaios para determinação das propriedades físicas do concreto (Figura 3.6):

- Abatimento do tronco de cone (*slump test*), segundo a norma NBR NM67 (ABNT, 1998), para determinação da consistência do concreto fibroso;
- Teor de ar na mistura conforme NBR NM47 (ABNT, 2002c);
- Massa específica de acordo com a norma NBR 9833 (ABNT, 1987);
- Espalhamento do cone de Abrams (*slump flow test*), segundo a norma NBR NM67 (ABNT, 1998).

Com exceção do ensaio de espalhamento, todos os demais foram realizados ao final do processo de mistura e antes de se iniciar a moldagem.

Os resultados dos ensaios do concreto no estado fresco são apresentados no Apêndice 1.

(a) Abatimento do tronco de cone

(b) Teor de ar incorporado

(c) Espalhamento (*slump flow test*)

Figura 3.6 – Ensaios de caracterização do concreto no estado fresco

3.4.2 Ensaios de caracterização do concreto no estado endurecido

Para controle do concreto empregado nos ensaios, foram determinadas as propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido por meio de ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral, compressão com deslocamento controlado e flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão (para determinação da energia de fratura). Para o concreto fibroso, determinou-se, ainda, a tenacidade, por meio do ensaio de flexão sob quatro pontos de carga.

3.4.2.1 Ensaio de resistência à compressão

Seguindo recomendações da NBR 5738 (ABNT, 2003a), foram moldados três corpos de prova cilíndricos (diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm) para determinação da resistência à compressão do concreto, sendo os ensaios realizados aos 28 dias. Adicionalmente, foram moldados mais três corpos de prova para serem ensaiados no mesmo dia dos ensaios de arrancamento, posto que estes não puderam ser realizados aos 28 dias.

O ensaio para determinação da resistência à compressão seguiu a norma NBR 5739 (ABNT, 2003b), que prevê uma aplicação do carregamento a uma velocidade de 0,55 MPa/s. A realização se deu em uma prensa automatizada com capacidade de carga de 2000 kN. Os corpos de prova foram capeados antes de serem ensaiados, o que melhorou as condições de ajuste ao equipamento. A resistência à compressão foi calculada de acordo com a equação (3.1).

$$f_c = \frac{F}{A} \tag{3.1}$$

Sendo: f_c a resistência média à compressão, F a força aplicada e A a área da seção transversal.

3.4.2.2 Módulo de elasticidade

Para determinação do módulo de elasticidade, foram ensaiados, aos 28 dias, três corpos de prova cilíndricos com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm para cada dosagem.

O ensaio seguiu o procedimento número 01.008.001 (FURNAS, 2003), credenciado pelo Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial (INMETRO) e elaborado a partir das normas brasileira NBR 8522 (ABNT, 2003d) e americana ASTM C 494 (ASTM, 1994). O carregamento foi aplicado a uma velocidade de 0,25 MPa/s, sendo executado em uma prensa automatizada com capacidade de carga de 2000 kN (Figura 3.7).

Figura 3.7 – Ensaio de módulo de elasticidade (OLIVEIRA JUNIOR, 2007)

O módulo de elasticidade foi calculado de acordo com a equação (3.2).

$$E_c = \frac{\sigma_{sup} - \sigma_{inf}}{\frac{\ell_{sup} - \ell_{inf}}{b_\ell}} \tag{3.2}$$

Sendo: E_c o módulo de elasticidade (em GPa); σ_{sup} a tensão limite superior (em MPa), equivalente a 40% da tensão de ruptura obtida no ensaio de resistência à compressão; σ_{inf} a tensão limite inferior (em MPa): corresponde a 0,5 MPa; ℓ_{sup} o deslocamento longitudinal correspondente ao limite superior de tensão (em mm); ℓ_{inf} o deslocamento longitudinal correspondente ao limite inferior de tensão (em mm) e b_ℓ a base de medida longitudinal do medidor de deformação ($b_\ell = 40$ mm).

3.4.2.3 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (*spliting test*) seguiu a norma NBR 7222 (ABNT, 1994), utilizando corpos de prova cilíndricos com as mesmas dimensões dos anteriores. Os ensaios foram realizados aos 28 dias em prensa automatizada com capacidade de carga de 2000 kN. Um esquema de montagem do ensaio é apresentado na Figura 3.8.

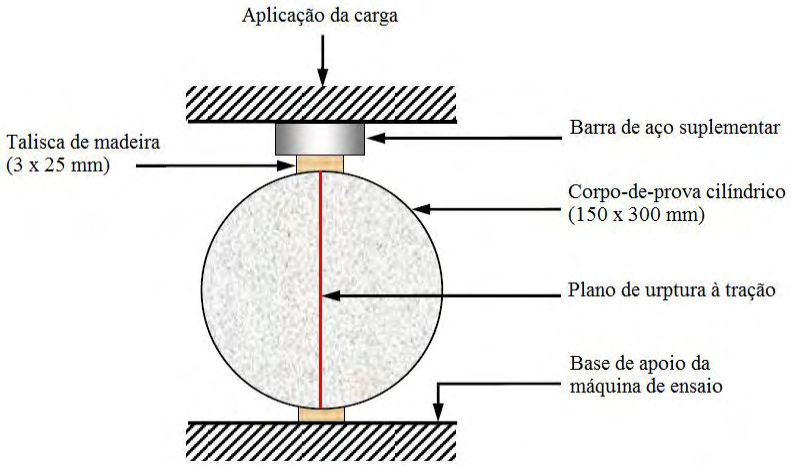


Figura 3.8 – Esquema do ensaio de tração por compressão diametral (adaptado de METHA; MONTEIRO, 2008)

Todos os corpos de prova ensaiados passaram previamente pelo ensaio de módulo de elasticidade e tiveram acabamento retificado.

A resistência à tração por compressão diametral foi determinada pela equação (3.3).

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi d_{cp} L} \tag{3.3}$$

Sendo: $f_{ct,sp}$ a resistência à tração por compressão diametral; F a força aplicada; d_{cp} o diâmetro da seção transversal e L o comprimento do corpo de prova.

3.4.2.4 Compressão com deslocamento controlado

Esse ensaio permite determinar a curva tensão *versus* deformação do concreto na compressão, que pode ser utilizada para avaliar o aumento da ductilidade do concreto proporcionado pelas fibras. Para isso, é utilizado o conceito de tenacidade relativa, definida como a relação entre a energia dissipada pelo corpo de prova durante o ensaio e a energia obtida admitindo o material plástico-perfeito (EZELDIN; BALAGURU, 1992).

O ensaio foi executado em prensa automatizada com capacidade de 2000 kN. Para medir o deslocamento, foram utilizados potenciômetros de 100 mm de curso e sensibilidade de 0,01 mm presos a anéis fixados aos corpos de prova cilíndricos por meio de pinos, cujos eixos distavam 175 mm. Esses anéis possuíam diâmetro externo de 289,50 mm e diâmetro interno de 203,95 mm, com espessura de 25,10 mm. Nos ensaios, realizados aos 28 dias, o carregamento foi aplicado a uma velocidade de 1 mm/min até que se atingisse o deslocamento de 10 mm. Os corpos de prova foram envolvidos com plástico filme para evitar a desagregação do concreto durante o ensaio. A Figura 3.9 ilustra a realização do ensaio.

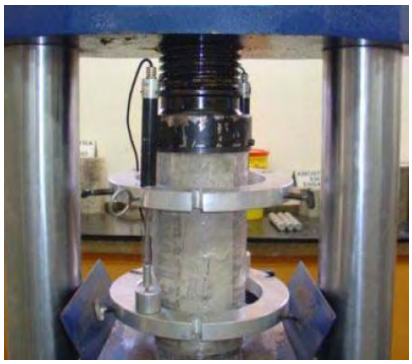


Figura 3.9 – Ensaio de compressão com deslocamento controlado (OLIVEIRA JUNIOR, 2007)

A tenacidade relativa foi calculada com base na equação (3.4), sendo a deformação axial última limitada a 1,50%:

$$T_R = \frac{E}{0{,}015 f_c} \tag{3.4}$$

Sendo: T_R a tenacidade relativa; E a energia dissipada (área sob a curva tensão *versus* deformação) (em N.mm²) e f_c a resistência à compressão (em MPa).

3.4.2.5 Flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão

Esse ensaio determina a energia no modo I de fratura do compósito (energia necessária à formação de uma fissura de área unitária, permitindo que seja avaliada a capacidade de absorção de energia de um material à tração (BARROS, 1995). O entalhe no meio do vão evita a dissipação de energia fora da zona de fratura e garante a formação de uma fissura única.

Embora a energia de fratura seja melhor quantificada por meio de ensaio de tração uniaxial, optou-se por determiná-la por meio do ensaio proposto por Petersson (1980[16] *apud* BARROS, 1995). Trata-se de um ensaio de flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão (Figura 3.10) que foi escolhido devido à disponibilidade de equipamentos do laboratório.

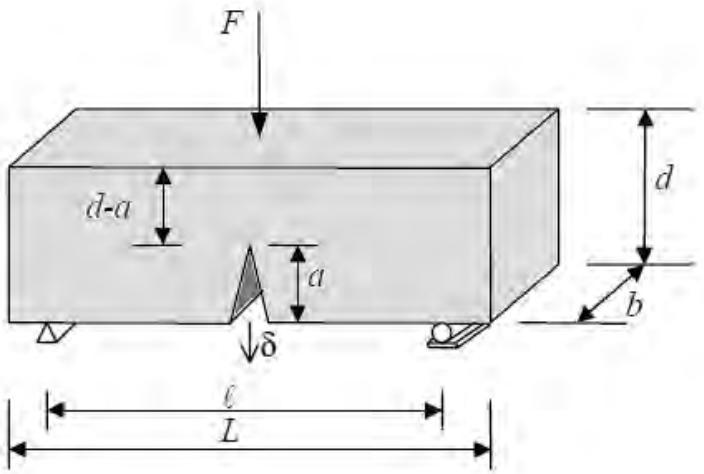


Figura 3.10 – Ensaio de flexão sob três pontos de carga para quantificar a energia de fratura G_f (Petersson, 1980 *apud* BARROS, 1995)

[16] PETERSSON, P. E. Fracture energy of concrete, Method of determination, **Cement and concrete research**, v. 10, nº 1, 1980, pp. 79-89.

Para que a energia de fratura seja uma propriedade do material, três condições devem ser verificadas:

- A energia consumida fora da zona de fratura deve ser tão pequena que possa ser desprezada em face da energia dissipada na zona de fratura. Para tanto, a relação *a/d* não deve ser muito pequena.
- A energia de fratura deve ser independente das dimensões do corpo de prova e do entalhe.
- O equipamento de ensaio deve ser suficientemente rígido para que o processo de fratura seja estável.

Ainda, a superfície de fratura não pode ser muito pequena comparada à maior dimensão do agregado, pois, nesse caso, ocorre um aumento na dispersão dos valores de G_f e o peso próprio do corpo de prova passa a ter mais influência em sua determinação. Para que sejam satisfeitas tais condições, o RILEM (1985) recomenda que a relação *a/d* seja igual a 0,5. Em relação às demais dimensões dos corpos de prova, o RILEM (1985) recomenda os valores apresentados na Tabela 3.11, que variam conforme a dimensão máxima do agregado graúdo ($d_{máx}$).

Tabela 3.10 – Dimensões dos corpos de prova para ensaios de flexão sob três pontos de carga (RILEM, 1985)

$d_{máx}$ (mm)	d (mm)	b (mm)	L (mm)	ℓ (mm)
1 -16	100 ± 5	100 ± 5	840 ± 5	800 ± 5
16,1 – 32	200 ± 5	100 ± 5	1190 ± 5	1130 ± 5
32,1 – 48	300 ± 5	150 ± 5	1450 ± 5	1385 ± 5
48,1 - 64	400 ± 5	200 ± 5	1640 ± 5	1600 ± 5

Para determinação da energia de fratura, foram ensaiados três corpos de prova para cada dosagem de concreto. Foi feito um entalhe com largura menor do que 10 mm por recomendação do RILEM (1985), sendo aplicada carga a uma velocidade de 0,10 mm/min. O ensaio foi realizado em prensa automatizada com capacidade de carga de 300 kN, sendo a

curva força *versus* deslocamento traçada utilizando-se os deslocamentos medidos por um transdutor linear de posição com curso máximo de 12 mm e sensibilidade de 0,01 mm instalado em uma das faces do corpo de prova. Para a fixação desse transdutor, utilizou-se um suporte fixado ao corpo de prova, evitando erro por leitura da acomodação dos apoios (Figura 3.11).

Figura 3.11 – Ensaio de flexão sob três pontos de carga

Os corpos de prova tinham formato prismático, com dimensões de 100 mm x 100 mm x 400 mm, e foram ensaiados aos 28 dias. A curva força *versus* deslocamento no meio do vão foi obtida até o momento em que a força resistida pelo corpo de prova tornou-se nula, ou seja, no instante em que o corpo de prova se partiu em duas metades. A energia de fratura foi calculada de acordo com a equação (3.5).

$$G_f = \frac{W_0 + (m_1 + 2 \cdot m_2) \cdot g \cdot \delta_u}{A_{lig}} \tag{3.5}$$

Sendo: G_f a energia de fratura do material; W_0 o trabalho produzido pela força do atuador durante a deformação do corpo de prova (área sob a curva força *versus* deslocamento – Figura 3.12); m_1 a massa do corpo de prova entre os apoios (calculada como o produto da massa do corpo de prova pela relação entre seu vão teórico – distância entre os apoios – e seu

comprimento total); m_2 a massa do aparato que acompanha a deformação do corpo de prova durante o ensaio e que não está fixado equipamento de ensaio; g a aceleração da gravidade, admitida como 9,81 m/s²; δ_u o deslocamento vertical último (deslocamento registrado no final do ensaio) e A_{lig} a área da superfície de fratura acima do entalhe projetada no plano ortogonal ao eixo longitudinal do corpo de prova: $A_{lig} = b(d - a)$.

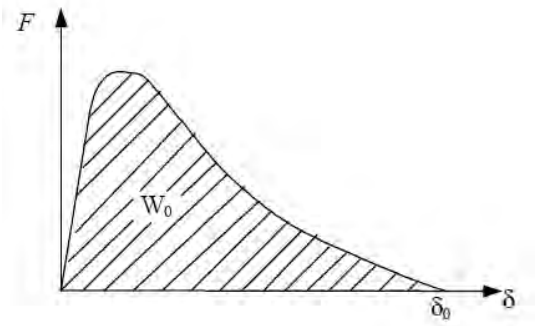


Figura 3.12 – Quantificação da energia de fratura segundo o RILEM (1985)

Por meio desse ensaio, é possível, também, determinar a resistência à tração do concreto na flexão, por meio da equação (3.6).

$$f_{ct,f} = C_1 \frac{[F_{máx} + C_2 m_1 g(1-\alpha^2) + m_2 g]\ell}{b(h-a)^2} \tag{3.6}$$

$$\alpha = \frac{L}{\ell} - 1 \tag{3.7}$$

Sendo: $f_{ct,f}$ a resistência à tração na flexão; $F_{máx}$ a força máxima resistida pelo corpo de prova e α o parâmetro que atende ao fato do comprimento do corpo de prova (L) ser diferente de seu vão (ℓ).

Os coeficientes C_1 e C_2 valem, respectivamente, 1,5 e 0,5 no ensaio de flexão sob três pontos de carga e 1,0 e 0,75 no ensaio de flexão sob quatro pontos de carga.

3.4.2.6 Flexão sob quatro pontos de carga

O ensaio de flexão sob quatro pontos de carga foi realizado apenas para o concreto fibroso, com o objetivo de determinar a tenacidade do material. A tenacidade equivale à energia ou ao trabalho dissipado no material em função do carregamento aplicado, sendo comumente determinada para concretos fibrosos por representar a capacidade de absorção de energia do compósito até determinada deformabilidade (BARROS, 1985).

Há vários métodos para se determinar a tenacidade em concretos fibrosos, tendo sido adotado neste trabalho o recomendado pela norma japonesa JSCE-SF 4 (1984), pois esse método é mais confiável do que os métodos da ASTM C 1018 (1997) e do ACI 544 (1988), uma vez que não depende da determinação do deslocamento no início da fissuração (Figura 3.13). Assim, foi determinada a capacidade de absorção de energia até um deslocamento limite, medido no meio do vão do corpo de prova, igual a $\ell/_{150}$, sendo ℓ o vão do corpo de prova.

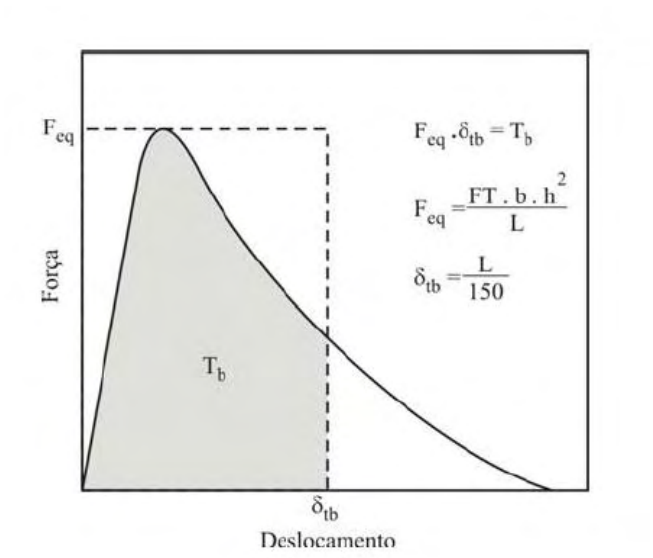


Figura 3.13 – Método da JSCE SF4 (1984) para quantificação da tenacidade do concreto

O fator de tenacidade na flexão (FT) é definido pela equação (3.8).

$$FT = \frac{T_b \ell}{\delta_{tb} b h^2} \tag{3.8}$$

Sendo: T_b a área sob a curva Força *versus* Deslocamento; δ_{tb} o deslocamento limite; b a largura do corpo de prova, h a altura do corpo de prova e ℓ o vão entre os apoios do corpo de prova.

Os ensaios de flexão sob quatro pontos de carga foram realizados aos 28 dias, em corpos de prova prismáticos com dimensões de 100 mm x 100 mm x 400 mm, em uma máquina universal de ensaios com capacidade de 300 kN (Figura 3.14). Os deslocamentos no meio do vão foram medidos por um transdutor linear com 12 mm de curso. O carregamento foi aplicado com uma velocidade constante de 0,10 mm/min até um deslocamento limite de 10 mm, como em Oliveira Junior (2007).

Figura 3.14 – Ensaio de flexão sob quatro pontos de carga

3.5 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Com o objetivo de se avaliar a influência das fibras na tensão de aderência aço-concreto, foram realizados ensaios de arrancamento de barra. Foram variados o comprimento de embutimento da barra, o volume de fibras adicionadas ao concreto e o diâmetro da barra, como se vê nas Tabelas 3.12 e 3.13. Os ensaios com os corpos de prova com barra de diâmetro superior a 10 mm foram denominados ensaios de fendilhamento, realizados buscando-se avaliar a influência das fibras na resistência ao fendilhamento. O esquema de

ensaio adotado foi o mesmo, e as dimensões do bloco de concreto foram mantidas, de modo que a variação do diâmetro da barra provocava uma alteração apenas no cobrimento.

Tabela 3.11 – Variáveis do ensaio de arrancamento

Corpo de prova	Diâmetro da barra (mm)	Comprimento de embutimento		Volume de fibras (%)
CP10.5.0.A1 CP10.5.0.A2 CP10.5.0.B1 CP10.5.0.B2	10	5ϕ	5 cm	0
CP10.5.1.A1 CP10.5.1.A2 CP10.5.1.B1 CP10.5.1.B2	10	5ϕ	5 cm	1
CP10.5.2.A1 CP10.5.2.A2 CP10.5.2.B1 CP10.5.2.B2	10	5ϕ	5 cm	2
CP10.10.0.A1 CP10.10.0.A2 CP10.10.0.B1 CP10.10.0.B2	10	10ϕ	10 cm	0
CP10.10.1.A1 CP10.10.1.A2 CP10.10.1.B1 CP10.10.1.B2	10	10ϕ	10 cm	1
CP10.10.2.A1 CP10.10.2.A2 CP10.10.2.B1 CP10.10.2.B2	10	10ϕ	10 cm	2

Tabela 3.12 – Variáveis do ensaio de fendilhamento

Corpo de prova	Diâmetro da barra (mm)	Comprimento de embutimento		Volume de fibras (%)
CP12,5.10.0.A CP12,5.10.0.B CP12,5.10.0.C	12,5	10ϕ	12,5 cm	0
CP16.10.0.A CP16.10.0.B CP16.10.0.C	16	10ϕ	16 cm	0
CP20.5.0.A CP20.5.0.B CP20.5.0.C	20	5ϕ	10 cm	0
CP20.5.1.A CP20.5.1.B CP20.5.1.C	20	5ϕ	10 cm	1
CP20.5.2.A CP20.5.2.B CP20.5.2.C	20	5ϕ	10 cm	2
CP20.10.0.A CP20.10.0.B CP20.10.0.C	20	10ϕ	20 cm	0
CP20.10.1.A CP20.10.1.B CP20.10.1.C	20	10ϕ	20 cm	1
CP20.10.2.A CP20.10.2.B CP20.10.2.C	20	10ϕ	20 cm	2

Para os ensaios com barras de 10 mm e 20 mm de diâmetro foram moldados, respectivamente, quatro e três corpos de prova para cada variável analisada. Para as barras de 12,5 mm, bem como para as de 16 mm, foram concretados três corpos de prova, todos com embutimento de 10ϕ e sem adição de fibras. Assim, foram realizados, ao todo, 48 ensaios de arrancamento.

Os ensaios foram realizados conforme disponibilidade do laboratório. Foi utilizada uma máquina universal de ensaios automatizada com capacidade de carga de 300 kN na tração e na compressão.

3.5.1 Dimensões do corpo de prova e instrumentação

Foi adotado um modelo de corpo de prova prismático com dimensões de 30 cm x 20 cm x 15 cm, semelhante ao proposto por Al-Tamimi (2001) (Figura 2.25), executando-se algumas alterações que o tornassem mais próximo ao modelo do RILEM-CEB-FIB (1973) (Figura 2.20), como se vê na Figura 3.15.

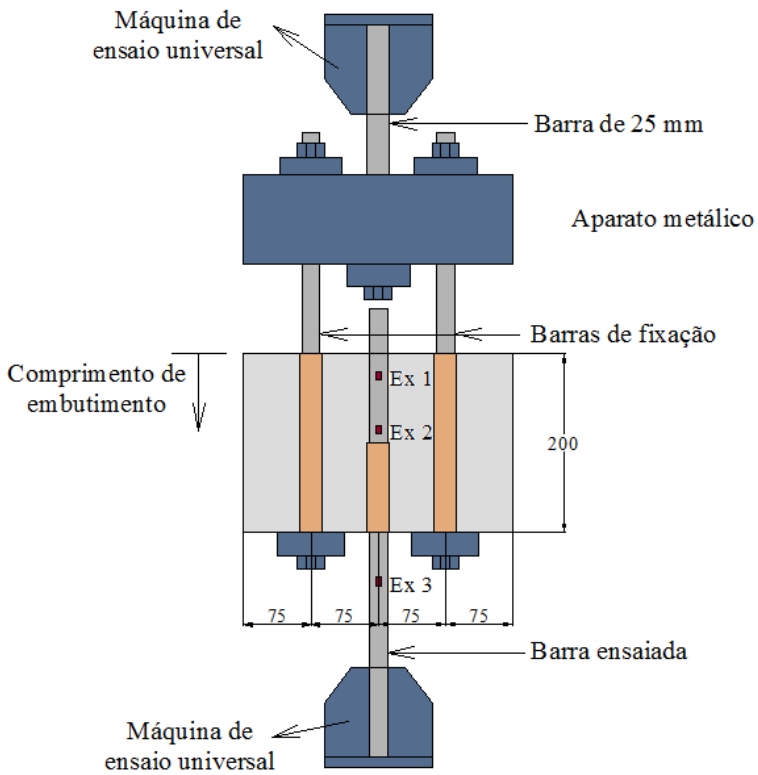


Figura 3.15 – Modelo de corpo de prova usado no ensaio de arrancamento

Os corpos de prova foram concretados em formas de madeira produzidas com compensado plastificado de 20 mm de espessura e sarrafo de 25 mm de espessura (Figura 3.16). Antes de cada concretagem, as formas eram desmontadas e cada face recebia proteção de plástico-

filme, como forma de se minimizar os efeitos da água de cura sobre a madeira. Cada forma foi utilizada, em média, seis vezes.

Figura 3.16 – Formas para ensaio de arrancamento

Além da barra a ser ensaiada, moldada no centro do prisma de concreto, foram concretados, em cada corpo de prova, dois tubos de PVC com diâmetro de 25 mm (para corpos de prova com barra de 10 mm) ou 32 mm (para os demais casos), com o objetivo de se permitir a passagem das barras de fixação do aparato no momento da execução do ensaio. Essas barras foram rosqueadas em chapas de aço, nas quais se apoiava o corpo de prova. Tais chapas possuíam dimensão de 7,5 cm x 7,5 cm para os corpos de prova da série A (para barras de 10 mm e 20 mm) e 10 cm x 10 cm para os demais corpos de prova. Em ambos os casos, a espessura das chapas era de 25,4 mm (Figura 3.17).

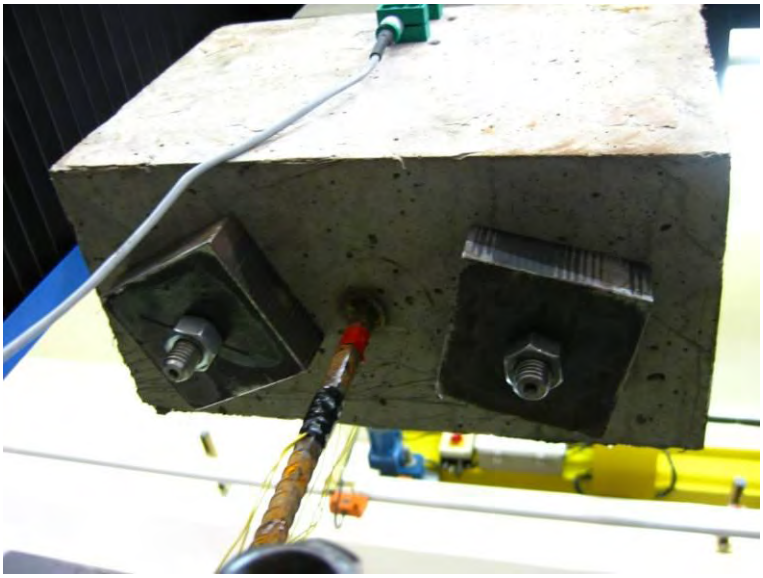


Figura 3.17 – Chapas para apoio do corpo de prova

A zona sem aderência de cada barra, conforme recomendado pelo RILEM-CEB-FIB (1973), foi criada envolvendo a barra a ser ensaiada com um tubo de PVC, sendo seu comprimento variado em função do comprimento de embutimento da barra no concreto (Figura 3.18 e Tabela 3.13). Utilizou-se espuma com 2,5 cm de espessura ao redor da barra para prendê-la ao tudo de PVC nos pontos de contato inicial e final, a fim de impedir a entrada de concreto no interior do tubo, criando uma zona sem aderência.

Como forma de se avaliar a deformação da barra, em todos os corpos de prova foi colado um extensômetro elétrico de resistência no trecho livre da barra, distando cerca de 5 cm da face inferior do bloco de concreto (Ex 3 na Figura 3.15 e na Figura 3.18). Além disso, em metade dos corpos de prova com barras de 10 mm e em um terço dos corpos de prova com barras de 20 mm, foram colados mais dois extensômetros no trecho imerso no bloco, com as posições indicadas na Figura 3.18 e na Tabela 3.14.

Os pontos de colagem dos extensômetros foram previamente lixados para que a superfície de fixação estivesse plana e livre de rugosidades e ferrugem. Foram empregados extensômetros com base de 5 mm e fator de sensibilidade de 2,10. O isolamento foi feito com uma resina de silicone que se polimeriza ao entrar em contato com o ar atmosférico, coberta por fita isolante

somente na grelha e nos terminais, objetivando minimizar ao máximo a perda de aderência da barra com o concreto.

Optou-se por realizar essa instrumentação interna em apenas metade dos corpos de prova devido à possibilidade de perda localizada da aderência nos pontos de colagem dos extensômetros, o que poderia influenciar os resultados obtidos nos ensaios devido ao pequeno comprimento disponível para ancoragem.

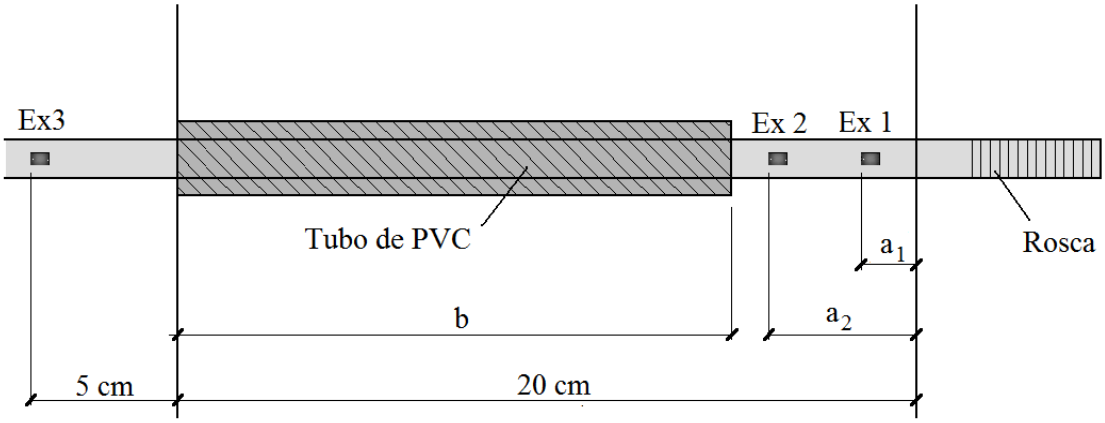


Figura 3.18 – Posição dos extensômetros nas barras

Tabela 3.13 – Posição dos extensômetros e comprimento do trecho sem aderência

Diâmetro da barra (mm)	Comprimento de ancoragem	a_1 (mm)	a_2 (mm)	b (mm)
10	5ϕ	15	40	150
	10ϕ	20	80	100
20	5ϕ	20	80	100
	10ϕ	40	160	0

Os fios de ligação dos extensômetros foram protegidos durante todo o tempo em que os corpos de prova permaneceram na câmara úmida, como forma de evitar a corrosão dos terminais desses fios.

Os corpos de prova foram moldados na posição horizontal, com aplicação do carregamento na direção perpendicular à moldagem. Visando evitar possíveis perdas de aderência devido à exsudação do concreto e acúmulo de água na interface da barra com o concreto, procedeu-se um cuidadoso adensamento do concreto apenas com vibrador de imersão, mesmo nos concretos reforçados com fibras.

Para se avaliar o deslocamento relativo entre a barra ensaiada e o prisma de concreto, foi utilizado um transdutor de deslocamento do tipo ponteciométrico fixado ao corpo de prova por meio de parafusos. A agulha do transdutor manteve-se fixada a uma placa de alumínio presa à extremidade livre superior da barra de aço por meio de roscas. Empregou-se, ainda, um relógio comparador digital fixado ao bloco de concreto por meio de cantoneira metálica, caso houvesse algum problema com os dados registrados pelo transdutor. A ponta do relógio apoiava-se na mesma placa de alumínio, ficando a agulha do transdutor numa região intermediária entre a ponta da barra e a ponta do relógio (Figura 3.19).

Figura 3.19 – Detalhe de fixação do transdutor de deslocamento e do relógio comparador ao corpo de prova.

Para fixação do bloco de concreto na máquina de ensaio, foi projetado um aparato metálico constituído por chapas soldadas de aço tipo SAE 1020, cujas dimensões são apresentadas na Figura 3.20.

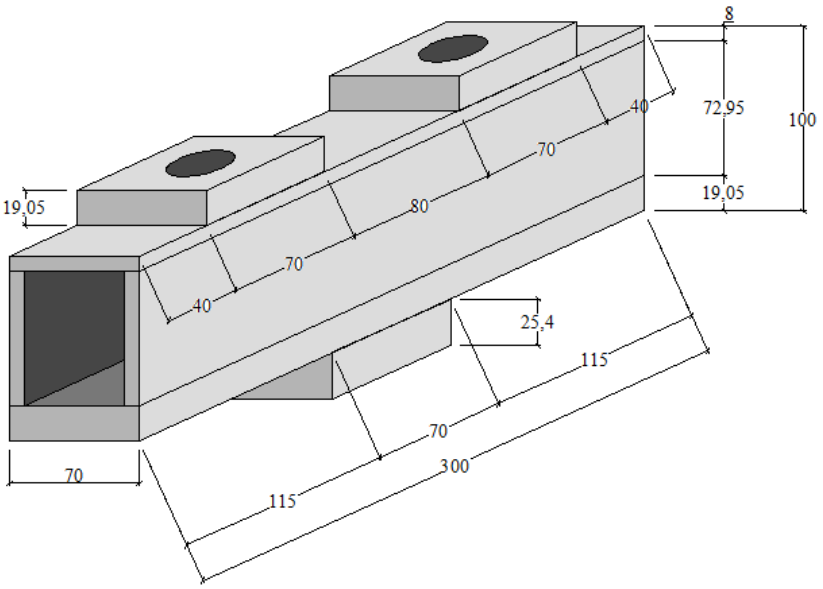


Figura 3.20 – Esquema do aparato para fixação do corpo de prova durante o ensaio de arrancamento

3.5.2 Procedimento de ensaio

Antes de serem ensaiados, os corpos de prova tiveram suas dimensões registradas por meio de paquímetro. Foram executadas as furações necessárias à fixação do transdutor e da cantoneira metálica que servia de apoio ao relógio comparador, que era, em seguida, presa ao bloco. Os corpos de prova eram, então, fixados ao aparato metálico e posteriormente colocados na máquina de ensaio, com o auxílio de uma ponte rolante com capacidade de carga de uma tonelada.

Após a colocação do corpo de prova na máquina de ensaio, o transdutor de deslocamento era fixado ao bloco de concreto e sua agulha presa na chapa de alumínio. Na sequência, os instrumentos de medida foram ligados ao sistema de aquisição de dados que registrou suas leituras durante o ensaio. O relógio comparador foi, então, fixado por meio de uma base magnética apoiada na cantoneira metálica. Os deslocamentos registrados pelo relógio

comparador, e a respectiva força aplicada, foram anotados a cada incremento de 0,001 mm de deslocamento. Uma visão geral do ensaio é mostrada na Figura 3.21.

Figura 3.21 – Visão geral do ensaio

Nos corpos de prova com barra de 20 mm, as fissuras que surgiram durante o ensaio foram marcadas, procurando-se anotar o seu carregamento sempre que possível (Figura 3.22a). O mesmo não foi feito com os demais corpos de prova, pois os mesmos não apresentaram fissuras visíveis (já que a barra era arrancada ou escoava antes de a fissuração atingir a face do bloco) ou romperam de forma brusca (pela ausência da adição de fibras), como se vê na Figura 3.22b.

(a) Bloco fissurado (barra de 20 mm)

(b) Bloco sem fissuras (barra de 10 mm)

Figura 3.22 – Visão dos corpos de prova após o ensaio

3.6 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Para se determinar como as tensões de aderência se distribuem na interface entre a barra e o concreto, bem como explicar as formas de ruptura observadas, foram realizadas modelagens computacionais com o auxílio do programa DIANA® 9.3 – Displacement Analyser (TNO, 2008), baseado no método dos elementos finitos.

Foram feitas simulações dos modelos com barras de 10 mm e 20 mm, variando o comprimento de ancoragem da barra, a presença de nervuras e a dimensão do apoio do bloco de concreto. Para os modelos com barra de 10 mm, foi feita também a consideração da adição de fibras, alterando as propriedades do concreto de acordo com os valores obtidos na caracterização. Para os modelos com barra de 20 mm, foi feita a consideração de uma região de ancoragem adicional no interior do bloco de concreto, simulando a presença da espuma de vedação no ponto de contato entre a barra de aço e tubo de PVC.

Nas Tabelas 3.15 e 3.16 são apresentados os modelos analisados e as variáveis consideradas para as barras de 10 mm e 20 mm, respectivamente:

Tabela 3.14 – Descrição dos modelos analisados e variáveis consideradas para modelos com barra de 10 mm

Modelo	Tamanho do apoio (cm)	Volume de fibras (%)	Comprimento de embutimento		G_f (N.m/m^2)
M10AD5N25F0	2,5 x 2,5	0	5ϕ	5 cm	120
M10AD5N100F0	10,0 x 10,0	0	5ϕ	5 cm	120
M10AD5N300F0	30,0 x 15,0	0	5ϕ	5 cm	120
M10AD5N300F1	30,0 x 15,0	1	5ϕ	5 cm	3400
M10AD5N300F2	30,0 x 15,0	2	5ϕ	5 cm	4800
M10AD10N25F0	2,5 x 2,5	0	10ϕ	10 cm	120
M10AD10N100F0	10,0 x 10,0	0	10ϕ	10 cm	120
M10AD10N300F0	300 x 15,0	0	10ϕ	10 cm	120
M10AD10N300F1	300 x 15,0	1	10ϕ	10 cm	3400
M10AD10N300F2	300 x 15,0	2	10ϕ	10 cm	4800

Tabela 3.15 – Descrição dos modelos analisados e variáveis consideradas para modelos com barra de 20 mm

Modelo	Tamanho do apoio (cm)	Comprimento de ancoragem		Representação da nervura	Consideração da espuma
M20AD10	30 x15	5ϕ	10 cm	Não	Não
M20AD10N	30 x 15	5ϕ	10 cm	Sim	Não
M20AD10N2	10 x 10	5ϕ	10 cm	Sim	Não
M20AD10N-A	10 x 10	5ϕ	10 cm	Sim	Não
M20AD10N3	10 x 10	5ϕ	10 cm	Sim	Sim
M20AD20	30 x 15	10ϕ	20 cm	Não	-
M20AD20N	30 x 15	10ϕ	20 cm	Sim	-
M20AD20N2	10 x 10	10ϕ	20 cm	Sim	-

3.6.1 Elementos Finitos Utilizados

Para representar o concreto e a barra de aço, foram utilizados elementos finitos sólidos isoparamétricos. O comportamento da região entre os dois materiais foi simulado com elementos de interface compatíveis com os elementos anteriores.

Os elementos sólidos, também denominados *brick*, usados para representar o concreto foram os do tipo CHX60, apresentado na Figura 3.23. Trata-se de elementos isoparamétricos de vinte nós, com três graus de liberdade por nó (translação nos eixos x, y e z) e que utilizam interpolação quadrática e integração de Gauss. As deformações (equação 3.9) e as tensões (equação 3.10) nestes elementos são definidas pelas equações de Green-Lagrange e de Cauchy.

O elemento de interface estrutural do tipo CQ48I, mostrado na Figura 3.24, foi utilizado para representar o comportamento da ligação entre o concreto e a barra de aço. Este tipo de elemento possui interpolação quadrática, dezesseis nós, três graus de liberdade por nó e é compatível com o elemento CHX60.

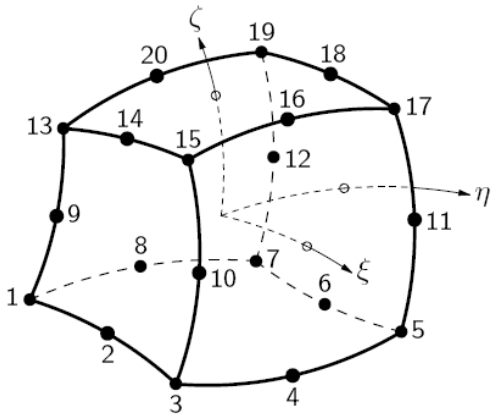
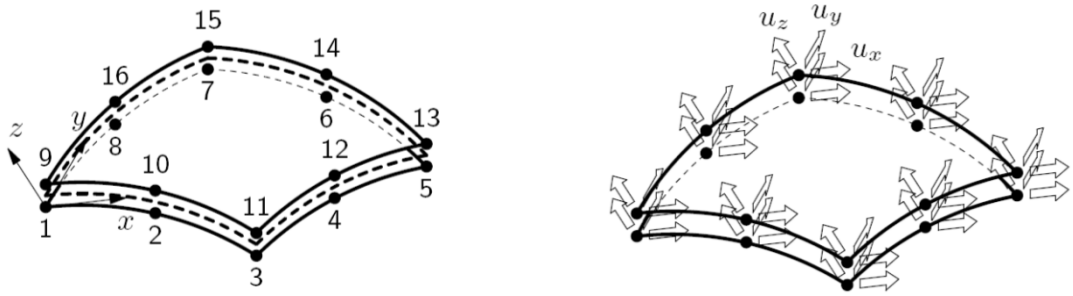


Figura 3.23 – Elemento CHX60 (TNO, 2008)

$$\varepsilon = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \tag{3.9}$$

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} = \sigma_{yx} \\ \sigma_{yz} = \sigma_{zy} \\ \sigma_{zx} = \sigma_{xz} \end{Bmatrix} \tag{3.10}$$



(a) Configuração (b) Deslocamentos

Figura 3.24 – Elemento de interface tridimensional CQ48I (TNO, 2008)

3.6.2 Malha, Vinculações e Carregamento

Os modelos de arrancamento estudados possuíam uma região de aderência entre o concreto e a barra de aço ensaiada (referente ao comprimento de ancoragem) e um região em que não havia aderência entre os materiais, referente ao trecho interior ao tudo de PVC. Foram adicionados elementos de interface em ambas as regiões, realizando modificações em suas propriedades conforme o modelo real. A primeira região, denominada A1, foi configurada de modo a restringir o deslocamento por cisalhamento e por tensões normais. Na região sem aderência, denominada A2, havia liberdade de deslizamento relativo entre a barra de aço e o concreto adjacente. Assim, a propriedade da interface foi configurada de modo a permitir o deslizamento da interface por cisalhamento e restringir deslocamentos por tensões normais para evitar que os elementos do bloco central adentrassem os elementos adjacentes quando ocorressem rotações no modelo devido ao carregamento. As malhas utilizadas nos modelos com os elementos CHX60 e CQ48I são apresentadas no Capítulo 6.

As condições de vinculação utilizadas buscaram representar a situação real do ensaio. Assim, foram feitas vinculações simulando uma chapa de apoio de aproximadamente 10 cm. Além disso, visando avaliar o efeito do tamanho do apoio nos resultados obtidos, foram realizadas simulações de um apoio total (como recomendado no ensaio do RILEM-CEB-FIB, 1973) e de apoio local, apenas no encontro das barras de fixação com o concreto (2,5 cm). Para obter a resposta após o modelo atingir a carga máxima, foi imposto um deslocamento na extremidade inferior da barra de aço do modelo computacional (Figura 3.25).

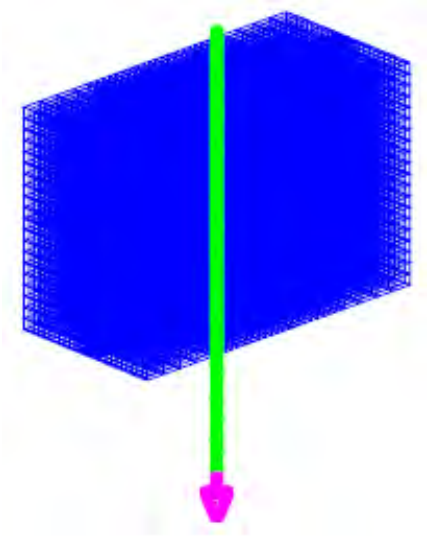
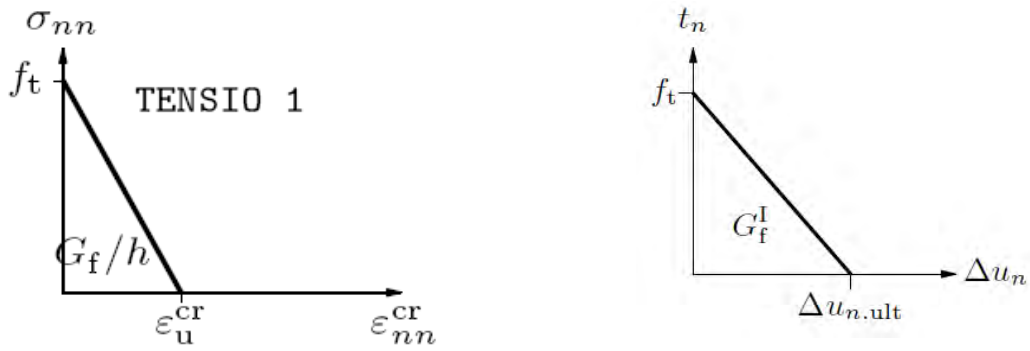


Figura 3.25 – Carregamento na face superior da peça lateral

3.6.3 Modelo Constitutivo

Para representar a barra de aço, foi utilizado um modelo constitutivo do tipo elastoplástico perfeito com critério de plastificação de Von-Mises. O comportamento do concreto foi representado por meio dos modelos de deformação total com fissuração fixa (*Total Strain Fixed Crack*) disponíveis no programa DIANA® (TNO, 2008). Para representar o regime de amolecimento do concreto à tração, foram admitidos modelos com comportamento linear no regime pós-pico (Figura 3.26). Para a definição desse modelo constitutivo, é necessário o conhecimento da energia no modo I de fratura do concreto (G_f). No caso do concreto sem fibras, essa energia foi obtida do ensaio de flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão. Já para os concretos com fibras de aço, essa energia foi obtida da equação (3.11), definida por Araújo (2002) para o concreto fibroso.



(a) Comportamento para o concreto tracionado (b) Comportamento para a interface

Figura 3.26 – Curvas de amolecimento (TNO, 2009)

$$\frac{G_f^F}{G_f^0} = 1 + 27{,}41V_f \tag{3.11}$$

Sendo: G_f^0 a energia no modo I de fratura para o concreto sem adição de fibras; G_f^F a energia de fratura para o concreto fibroso e V_f o volume de fibras em porcentagem.

Para representar a transferência de esforços de cisalhamento pelas fissuras do concreto, foi utilizado o fator de retenção ao cisalhamento (β), que neste caso foi admitido com valor constante (0,01) durante toda a modelagem. Para representar o comportamento à compressão do concreto, foi utilizado um modelo parabólico. Os parâmetros de entrada do modelo parabólico são a energia de fratura à compressão (G_c) e a resistência à compressão (f_c). A energia de fratura à compressão (G_c) foi determinada conforme sugerido por Melo (2009).

A largura da banda de fissuração do elemento finito (h) é calculada automaticamente pelo programa ou pode ser determinada, para elementos sólidos, pela equação (3.12). Nessa modelagem, optou-se pelo cálculo automático do programa.

$$h = \sqrt[3]{V} \tag{3.12}$$

Para o elemento de interface são necessários os seguintes parâmetros: módulo de rigidez normal (D11) e módulo de rigidez transversal (D22). O módulo de rigidez normal relaciona a tensão normal com o correspondente deslocamento normal à interface. O módulo de rigidez transversal relaciona a tensão de cisalhamento com o correspondente deslocamento paralelo à interface. Para os elementos de interface na região A1 foi admitido D11 igual a D22 e igual a $3x10^{10}$ N/m²/m. Para os elementos de interface na região A2 foi admitido D11 igual a $3x10^{10}$ N/m²/m e um valor muito baixo para D22, isto é, igual a 1,0.

A interface dos modelos também foi admitida, em todas as análises, com comportamento elástico linear, ou seja, não foi considerada a possibilidade de ruptura na interface.

3.6.4 Processamento dos Modelos

O deslocamento imposto foi dividido em 100 incrementos de carga, os quais foram aplicados de forma progressiva. Em cada incremento de carga, foram selecionados resultados de tensões, deformações, deslocamento e força.

O método Quase-Newton foi utilizado nas iterações não lineares. Assim, o processamento foi configurado de modo a permitir, no máximo, 100 repetições das tentativas de iteração. A tolerância da norma de convergência foi de 0,01 para a força e para o deslocamento.

3.6.5 Perfil de distribuição de tensões de tração na armadura

Com os resultados obtidos pela modelagem, foi determinado o perfil de tensões na direção z (vertical) da barra ensaiada. O comprimento da barra referente ao trecho aderente do concreto foi dividido em parte iguais, e foi feita a média das tensões atuantes em cada trecho A partir daí foram traçadas curvas que representassem graficamente o perfil de tensões. O espaçamento entre as nervuras definiu o comprimento de cada trecho, de forma que o mesmo variou conforme o diâmetro da barra ensaiada.

O objetivo foi verificar como se dá a distribuição de tensões na barra durante o ensaio, uma vez que os extensômetros internos, que haviam sido utilizados com esse objetivo, não apresentaram resultados satisfatórios no momento do ensaio.

CAPÍTULO 4

PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

Nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de caracterização do concreto. São feitas comparações de alguns dos valores obtidos experimentalmente com recomendações de normas e trabalhos encontrados na literatura. A resistência à compressão do concreto foi determinada tanto aos 28 dias quanto na data dos ensaios (variável), e os demais ensaios foram todos realizados aos 28 dias.

4.1 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para se avaliar a variabilidade dos resultados, foram utilizados alguns parâmetros estatísticos, a saber: média (M); desvio padrão (DP); coeficiente de variação (CV) e fator *bias* (λ). A média, calculada pela equação (4.1), relaciona a soma dos valores observados com a quantidade de amostras:

$$M = \frac{\sum_1^n x_i}{n} \tag{4.1}$$

O desvio padrão está relacionado com o grau de dispersão dos valores de uma variável em relação à média. É calculado de acordo com a equação (4.2).

$$DP = \sqrt{\frac{\sum_1^n (x_i - M)^2}{(n-1)}} \tag{4.2}$$

Normalmente expresso em porcentagem, o coeficiente de variação é o parâmetro que correlaciona o desvio padrão e a média, mostrando qual o peso do primeiro em relação à distribuição, como se vê na equação (4.3). Quanto menor o coeficiente de variação, mais homogêneo é o conjunto de dados.

$$CV = 100\frac{DP}{M} \tag{4.3}$$

O fator *bias* é o parâmetro que permite comparar os resultados obtidos experimentalmente (M) com os valores previstos (VP) por formulações teóricas. Foram utilizadas tanto normas quanto trabalhos relatados na literatura para cálculo do fator *bias*, de acordo com a equação (4.4).

$$\lambda = \frac{M}{VP} \tag{4.4}$$

Para os concretos reforçados com fibras, foi calculada, ainda, uma variação percentual (VP), calculada como a razão entre os valores obtidos para a amostra fibrosa – AF – e a amostra de referência (sem fibras) – AR.

$$VP = 100\left(\frac{AF}{AR} - 1\right) \tag{4.5}$$

4.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

4.2.1 Resistência à compressão

A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto aos 28 dias. Além deles, são apresentados os resultados de resistência à compressão do concreto na data do ensaio de arrancamento, uma vez que não foi possível realizar esses ensaios 28 dias após a concretagem dos corpos de prova. Para cada volume de fibras, há mais de uma dosagem indicada na tabela. Isso ocorre devido ao fato de que os corpos de prova de arrancamento não foram moldados todos ao mesmo tempo, tendo em vista as limitações de fôrmas e de ensaio (ver Tabela 3.10 do Capítulo 3). Desse modo, foram feitas várias dosagens para se moldar os corpos de prova referentes a cada volume de fibras.

O índice de reforço (I_R) foi calculado de acordo com a equação (4.6).

$$I_R = V_f R_A \tag{4.6}$$

Sendo: I_R o índice de reforço; V_f o volume de fibras adicionado à mistura e R_A a relação de aspecto, definida como a razão entre o comprimento e o diâmetro da fibra (sendo igual a 65 para as fibras analisadas).

Assim, o índice de reforço foi de 0 para os modelos não fibrosos, 0,65 para os modelos com 1% de fibras e 1,30 para os modelos com 2% de fibras.

Tabela 4.1 – Resistência à compressão do concreto

Volume de fibras (%)	Dosagem	Resistência à compressão (MPa) – fcm					
		Aos 28 dias(1)			Na data dos ensaios(2)		
		Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)
0	E-15448	58,90	3,32	5,64	-	-	-
	E-15628	59,00	1,42	2,41	58,70	3,86	6,57
	E-15643	56,50	3,47	6,14	53,0	7,67	14,47
	E-15644	57,20	7,63	13,34	60,77	4,71	7,75
1	E-15511	66,98	7,16	10,69	-	-	-
	E-15638 A	70,57	2,93	4,15	73,20	2,72	3,71
	E-15638 B	74,67	3,01	4,03			
	E-15654	66,50	4,59	6,90	73,07	3,43	4,69
2	E-15430	69,96	1,39	1,99	-	-	-
	E-15573	67,56	5,18	7,67	77,97	2,02	2,59
	E-15635 A	60,60	6,03	9,95	67,80	0,98	1,44
	E-15635 B	65,33	4,10	6,27			

(1) Aos 28 dias, foram ensaiados à compressão seis corpos de prova da dosagem E-15448 e três corpos de prova para cada uma das demais dosagens.

(2) Na data dos ensaios, não foram ensaiados corpos de prova das dosagens E-15430, E-15448 e E-15511. Foram ensaiados três corpos de prova para cada uma das seguintes dosagens: E-15573, E-15643, E-15644, E-15654 e E-15628. As dosagens E-15635 A e B e E-15638 A e B foram ensaiadas em conjunto, com três corpos de prova para cada grupo.

Comparando entre si as dosagens em que não foram adicionadas fibras, percebe-se uma pequena variação nos valores de resistência à compressão, com média de 58,10 MPa aos 28 dias e 57,49 MPa na data dos ensaios. A queda observada deve-se à característica de algum corpo de prova individual, provavelmente pertencente à dosagem E-15643, que foi a que apresentou os piores resultados no grupo. Aos 28 dias, o desvio padrão foi de 3,93 MPa, o que

corresponde a um coeficiente de variação de 6,76%. Na data dos ensaios, foi observado um desvio padrão maior, de 6,01 MPa, com coeficiente de variação de 10,45%.

Dentre as dosagens sem fibras, percebe-se um ganho na resistência à compressão no caso da dosagem E-15644, que passou de 57,20 MPa aos 28 dias para 60,77 MPa na data dos ensaios (104 dias), um aumento de 6,24%. Assim, pode-se concluir que o aumento da resistência à compressão do concreto dos 28 dias até a data dos ensaios não foi significativo, podendo-se adotar para as análises as propriedades do concreto aos 28 dias.

Para as dosagens que receberam adição de 1% de fibras, a resistência à compressão média aos 28 dias foi de 69,68 MPa, com desvio padrão de 5,30 MPa e coeficiente de variação de 7,61%. A dosagem que apresentou melhor valor para resistência à compressão (74,67 MPa) foi a E-15638 B, em que foram concretados corpos de prova para ensaio de arrancamento com barras de 20 mm. As dosagens E-15654 e E-15511 apresentaram valores similares para a resistência à compressão aos 28 dias.

Na data dos ensaios, a resistência à compressão média do grupo com 1% de fibras cresceu apenas 4,95%, atingindo 73,13 MPa, com desvio padrão de 2,77 MPa e coeficiente de variação baixo (3,79%). O maior aumento foi observado na dosagem E-15654, cuja resistência passou de 66,50 MPa para 73,07 MPa (aumento de 9,90%). Por terem sido concretadas na mesma data, porém em betonadas diferentes, os ensaios de resistência à compressão na data dos ensaios dos corpos de prova das dosagens E-15635 A e E-15635 B foram realizados conjuntamente, atingindo uma resistência de 73,20 MPa.

Aos 28 dias, o valor média de resistência à compressão para as dosagens com adição de 2% de fibras foi de 65,86 MPa, 13,36% superior à média das amostras sem fibras e 5,48% inferior à média das amostras com 1% de fibras. O desvio padrão foi de 5,50 MPa, com coeficiente de variação de 8,35%.

A resistência média à compressão para os corpos de prova com 2% de fibras aumentou 10,66% na data dos ensaios, passando de 65,86 MPa para 72,88 MPa. O desvio padrão foi de 5,75 MPa, com coeficiente de variação de 7,89%. Nesse caso, o aumento da resistência à compressão do concreto dos 28 dias até a data dos ensaios foi maior que o observado para o

concreto sem fibras e com 1% de fibras. Apesar disso, ainda foi admitido que este aumento não foi significativo, adotando-se para as análises as propriedades do concreto aos 28 dias.

Considerando-se os resultados dos ensaios aos 28 dias, houve um aumento de 19,93% na resistência à compressão da matriz com a adição de 1% de fibras, em volume. Para reforço com 2% de fibras, o aumento observado na resistência foi menor, porém, ainda assim, significativo (13,36%). Na data dos ensaios, a resistência dos corpos de prova que receberam adição de 1% e 2% de fibras era 27,21% e 26,78%, respectivamente, superior à resistência dos cilindros de referência, corroborando Balaguru e Shah (1992), segundo os quais, para adição de até 120 kg/m³ de fibras ao concreto, observa-se um aumento de aproximadamente 25% na resistência à compressão do concreto.

Aos 28 dias, observa-se que houve um aumento na dispersão de valores de resistência à compressão conforme o teor de fibras aumentava, o que pode ser justificado pela própria presença das fibras, que torna o concreto mais heterogêneo.

4.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

A Tabela 4.2 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral. Esses ensaios foram realizados apenas aos 28 dias, de modo que a resistência à tração incluída na Tabela 4.2 refere-se a essa data.

Tabela 4.2 – Resistência à tração por compressão diametral

Volume de fibras (%)	Dosagem	f_{cm} (MPa)	Resistência à tração por compressão diametral (MPa) – $f_{ctm,sp}$			$100\left(f_{ctm,sp}/f_{cm}\right)$
			Média(1)	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	
0	E-1448	58,90	4,84	0,44	9,09	8,22
	E-15643	56,50	4,99	0,95	19,04	8,83
	E-15644	57,20	5,94	0,28	4,71	10,38
1	E-15511	66,98	8,74	0,49	5,61	13,05
	E-15638 A	70,57	8,12	1,08	13,30	11,51
	E-15638 B	74,67	8,76	0,24	2,74	11,73
	E-15654	66,50	9,38	0,04	0,43	14,10
2	E-15430	69,96	9,17	0,39	4,25	13,11
	E-15635 A	60,60	10,80	0,46	4,26	17,82
	E-15635 B	65,33	11,10	0,46	4,14	16,99
	E-15573	67,56	9,84	1,23	12,5	14,56

(1) À exceção da dosagem E-15654, para a qual foram ensaiados apenas dois corpos de prova, em todas as demais dosagens foram ensaiados três corpos de prova.

A resistência à tração por compressão diametral média para as amostras sem fibras foi de 5,15 MPa com desvio padrão de 0,71 MPa e coeficiente de variação de 13,79%. Esse valor corresponde a 8,86% da resistência média à compressão.

Com 1% de fibras, a resistência média aumentou em 68,64%, passando a 8,69 MPa, ou seja, 12,47% da resistência média à compressão. O desvio padrão foi de 0,70 MPa, com coeficiente de variação de 8,55%. A dosagem E-15654 foi a que apresentou maior valor para resistência média à tração por compressão diametral (9,38 MPa, 14,10% de sua resistência à compressão aos 28 dias).

Para 2% de fibras, a resistência à tração por compressão diametral média para as dosagens foi de 10,23 MPa, 15,53% da resistência média à compressão aos 28 dias. O desvio padrão foi de 1,01 MPa, com coeficiente de variação de 9,87%. A resistência mais alta (11,10 MPa, 17,82%

da resistência à compressão) foi observada para a dosagem E-15635, enquanto o valor mais baixo foi apresentado para a dosagem E-15430 (9,17 MPa).

Observa-se, portanto, que a incorporação de fibras à matriz provocou um significativo aumento na resistência à tração por compressão diametral, da ordem de 68,74% para 1% de fibras e 95,53% para 2% de fibras. Resultado semelhante foi obtido por Nunes (2006), que obteve aumento de 100% para adição de 2% de fibras à matriz.

Conclui-se, assim, que as fibras apresentam grande influência na resistência à tração, comprovando sua eficácia na transmissão de esforços através das fissuras.

4.2.3 Módulo de elasticidade

A Tabela 4.3 mostra os valores do módulo de elasticidade para cada um dos teores de fibras. São feitas, também, comparações com recomendações de norma e com trabalhos anteriores encontrados na literatura. As equações utilizadas nessas comparações são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.3 – Módulo de elasticidade

Volume de fibras (%)	Dosagem	f_{cm} (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)		
			Média[1]	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)
0	E-15448	58,90	29,03	0,48	1,65
	E-15628	59,00	28,33	0,35	1,23
	E-15643	56,50	29,60	0,62	2,09
	E-15644	57,20	31,00	0,82	2,64
1	E-15511	66,98	31,90	0,80	2,51
	E-15638 A	70,57	30,97	0,21	0,68
	E-15638 B	74,67	30,83	0,23	0,75
	E-15654	66,50	30,15	0,49	1,62
2	E-15430	69,96	34,67	0,40	1,15
	E-15635 A	60,60	30,00	0,60	2,00
	E-15635 B	65,33	30,27	0,32	1,06
	E-15573	67,56	31,10	0,53	1,70

(1) Para determinação da média do módulo de elasticidade experimental, foram ensaiados dois corpos de prova para a dosagem E-15654, seis para a dosagem E-15448 e três corpos de prova para cada uma das demais dosagens.

Nas dosagens sem fibras, o valor médio do módulo de elasticidade foi de 29,04 GPa, com desvio padrão de 1,05 GPa e coeficiente de variação de 3,61%. A dosagem com mais alto valor de módulo foi a E-15644 (31,00 $\pm$ 0,82 GPa, CV = 2,64%), enquanto o valor mais baixo foi apresentado pela dosagem E-15448 (29,03 $\pm$ 0,48 GPa, CV = 1,65%).

Com a adição de 1% de fibras, o módulo de elasticidade médio foi de 31,03 GPa, com desvio padrão de 0,74 GPa e coeficiente de variação de 2,38%. A dosagem E-15654 apresentou o valor mais baixo (30,15 $\pm$ 0,49 MPa, CV = 1,62%) e a dosagem E-15511 apresentou o valor mais alto (31,90 $\pm$ 0,80 MPa, CV = 2,51%) para o módulo de elasticidade.

Com a adição de 2% de fibras, o módulo de elasticidade passou a 31,51 GPa (DP = 1,99 GPa, CV = 6,31%). O valor mais alto foi apresentado pela dosagem E-15430 (34,67 $\pm$ 0,40 GPa, CV = 1,15%), e o valor mais baixo pertence foi apresentado pela dosagem E-15635 A (30,00

± 0,60 GPa, CV = 2,00%). Houve uma dispersão de valores maior quando se utilizou 2% de fibras, todavia todos os teores de fibras apresentaram valores baixos de coeficiente de variação.

Observa-se que a presença de fibras teve mais influência que a quantidade das mesmas no módulo de elasticidade, uma vez que o ganho por haver reforço fibroso foi semelhante (5,53% para 1% de fibras e 7,17% para 2%). Entretanto, os valores obtidos para módulo de elasticidade são todos bastante próximos, e o ganho obtido quando se aumenta o teor de fibras de 1% para 2% é de apenas 1,55%.

Apesar disso, tanto as amostras sem fibras quanto aquelas com reforço fibroso apresentaram valores bastante semelhantes, o que mostra que a adição de fibras não foi capaz de causar variação significativa no módulo de elasticidade.

Tabela 4.4 – Formulações para previsão do módulo de elasticidade

Normas e trabalhos anteriores	Módulo de elasticidade
NBR 6118 (ABNT, 2003c)	$E_c = 5600 {f_{cm}}^{1/2}$
ACI 318 (2005)	$E_c = 4733 {f_{cm}}^{1/2}$
CEB (1993)	$E_c = 21{,}5 \left({f_{cm}}/{10} \right)^{1/3}$
EHE (1999)	$E_c = 10000 {f_{cm}}^{1/3}$
Araújo (2002) – concreto fibroso	$E_c = 4576 {f_{cm}}^{1/2}$
Gardner e Zao (1991)	$E_c = 9000 {f_{cm}}^{0,3}$
Hueste et al. (2004)	$E_c = 5230 {f_{cm}}^{1/2}$
Nunes (2006) – concreto fibroso	$E_c = 4247 {f_{cm}}^{1/2}$

A comparação com valores de normas e trabalhos anteriores foi feita com base na resistência à compressão aos 28 dias, pois os ensaios de módulo de elasticidade foram realizados apenas nessa data. Os valores de módulo de elasticidade obtidos experimentalmente foram, em sua grande maioria, inferiores aos valores estimados por todas as formulações teóricas,

principalmente no caso da norma NBR 6118 (ABNT, 2003c). A norma brasileira NBR 8522 (ABNT, 2003d) recomenda que o módulo de elasticidade seja obtido a partir de uma força correspondente a 30% da força de ruptura. Nesse trabalho, entretanto, utilizou-se o procedimento nº 01.008.001 (FURNAS, 2003), que calcula o módulo de elasticidade com base em uma força que corresponde a 40% da força de ruptura. Isso pode justificar, em parte, o menor valor de módulo de elasticidade encontrado nesta pesquisa, apesar de trabalhos anteriores terem encontrado resultados semelhantes (ARAÚJO, 2002). Na Tabela 4.5 é mostrada a comparação com os corpos de prova sem fibras.

Tabela 4.5 – Comparação entre módulo de elasticidade experimental e teórico para dosagens sem fibras

Dosagem			E-15448	E-15628	E-15643	E-15644
f_{cm} (MPa)			58,90	59,00	56,50	57,20
Módulo de elasticidade (GPa)	Experimental (M)		29,03	28,33	29,60	31,00
	NBR 6118 (ABNT, 2003)	VP(1)	42,98	43,01	42,09	42,35
		λ(2)	0,68	0,66	0,70	0,73
	ACI 318 (ACI, 2005)	VP	36,32	36,35	35,58	35,80
		λ	0,80	0,78	0,83	0,87
	CEB (1993)	VP	38,83	38,85	38,29	38,45
		λ	0,75	0,73	0,77	0,81
	EHE (1999)	VP	38,91	38,93	38,37	38,53
		λ	0,75	0,73	0,77	0,80
	Araújo (2002)	VP	35,12	35,15	34,40	34,61
		λ	0,83	0,81	0,86	0,90
	Gardner e Zao (1991)	VP	30,57	30,58	30,19	30,30
		λ	0,95	0,93	0,98	1,02
	Hueste *et al.* (2004)	VP	40,14	40,17	39,31	39,55
		λ	0,72	0,71	0,75	0,78
	Nunes (2006)	VP	32,59	32,62	31,92	32,12
		λ	0,89	0,87	0,93	0,97

(1) VP: valor previsto pela formulação

(2) λ: fator *bias* (relação entre valor obtido experimentalmente e valor previsto por uma formulação)

Para as dosagens com adição de 1% de fibras, os valores do módulo de elasticidade teóricos são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Comparação entre módulo de elasticidade experimental e teórico para dosagens com adição de 1% de fibras

Dosagem			E-15511	E-15638 A	E-15638 B	E-15654
f_{cm} (MPa)			66,98	70,57	74,67	66,50
Módulo de elasticidade (GPa)	Experimental (M)		31,90	30,97	30,83	30,15
	NBR 6118 (ABNT, 2003)	VP(1)	45,83	47,04	48,39	45,67
		λ(2)	0,70	0,66	0,64	0,66
	ACI 318 (ACI, 2005)	VP	38,74	39,76	40,90	38,60
		λ	0,82	0,78	0,75	0,78
	CEB (1993)	VP	40,53	41,24	42,02	40,43
		λ	0,79	0,75	0,73	0,75
	EHE (1999)	VP	40,61	41,32	42,11	40,51
		λ	0,79	0,75	0,73	0,74
	Araújo (2002)	VP	37,45	38,44	39,54	37,32
		λ	0,85	0,81	0,78	0,81
	Gardner e Zao (1991)	VP	31,77	32,27	32,82	31,70
		λ	1,00	0,96	0,94	0,95
	Hueste *et al.* (2004)	VP	42,80	43,94	45,19	42,65
		λ	0,75	0,70	0,68	0,71
	Nunes (2006)	VP	34,76	35,68	36,70	34,63
		λ	0,92	0,87	0,84	0,87

(1) VP: valor previsto pela formulação

(2) λ: fator *bias* (relação entre valor obtido experimentalmente e valor previsto por uma formulação)

Percebe-se a proximidade entre os valores previstos por uma mesma formulação, pois os valores encontrados para a resistência à compressão foram próximos. Com a formulação de Gardner e Zao (1991 *apud* ALMEIDA FILHO, 2006), o valor previsto para o módulo de elasticidade da dosagem E-15511 foi praticamente igual ao obtido experimentalmente. Os

valores previstos pela NBR 6118 (ABNT, 2003c), por outro lado, foram bastante superiores aos encontrados experimentalmente.

Com a adição de 2% de fibras, os valores previstos para o módulo de elasticidade são os apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Comparação entre módulo de elasticidade experimental e teórico para dosagens com adição de 2% de fibras

Dosagem			E-15430	E-15635 A	E-15635 B	E-15573
f_{cm} (MPa)			69,96	60,60	65,33	67,56
Módulo de elasticidade (GPa)	Experimental (M)		34,67	30,00	30,27	31,10
	NBR 6118 (ABNT, 2003)	VP(1)	46,84	43,59	45,26	46,03
		λ(2)	0,74	0,69	0,67	0,68
	ACI 318 (ACI, 2005)	VP	39,59	36,84	38,26	38,90
		λ	0,88	0,81	0,79	0,80
	CEB (1993)	VP	41,12	39,20	40,19	40,64
		λ	0,84	0,77	0,75	0,77
	EHE (1999)	VP	41,21	39,28	40,28	40,73
		λ	0,84	0,76	0,75	0,76
	Araújo (2002)	VP	38,27	35,62	36,99	37,61
		λ	0,91	0,84	0,82	0,83
	Gardner e Zao (1991)	VP	32,19	30,83	31,53	31,85
		λ	1,08	0,97	0,96	0,98
	Hueste *et al.* (2004)	VP	43,74	40,71	42,27	42,99
		λ	0,79	0,74	0,72	0,72
	Nunes (2006)	VP	35,52	33,06	34,33	34,91
		λ	0,98	0,91	0,88	0,89

(1) VP: valor previsto pela formulação

(2) λ: fator *bias* (relação entre valor obtido experimentalmente e valor previsto por uma formulação)

Assim como aconteceu para as demais dosagens, nos corpos de prova com adição de 2% de fibras a formulação de Gardner e Zao (1991 *apud* ALMEIDA FILHO, 2006) previu valores bem próximos aos obtidos experimentalmente.

Observa-se uma grande variação, também, comparando os valores teóricos entre si. Para um mesmo valor de resistência à compressão, os valores previstos por duas formulações distintas variaram até 15,57 GPa (caso da dosagem E-15638 B).

De todos os trabalhos propostos, o que mais se aproximou do resultado experimental foi o trabalho de Gardner e Zao (1991 *apud* ALMEIDA FILHO, 2006), seguido por Nunes (2006) e Araújo (2002). O primeiro foi realizado em concretos sem fibras, enquanto os dois últimos foram realizados em concreto fibroso.

A Figura 4.1 mostra a relação entre os valores experimentais e os valores previstos pelas diversas formulações. Por meio de uma regressão linear, foi estimada a equação (4.7) para determinação do módulo de elasticidade em função da raiz quadrada da resistência à compressão para os resultados experimentais.

$$E_c = 8791 {f_{cm}}^{0,3} \tag{4.7}$$

Sendo: E_c o módulo de elasticidade (GPa) e f_{cm} a resistência à compressão (MPa).

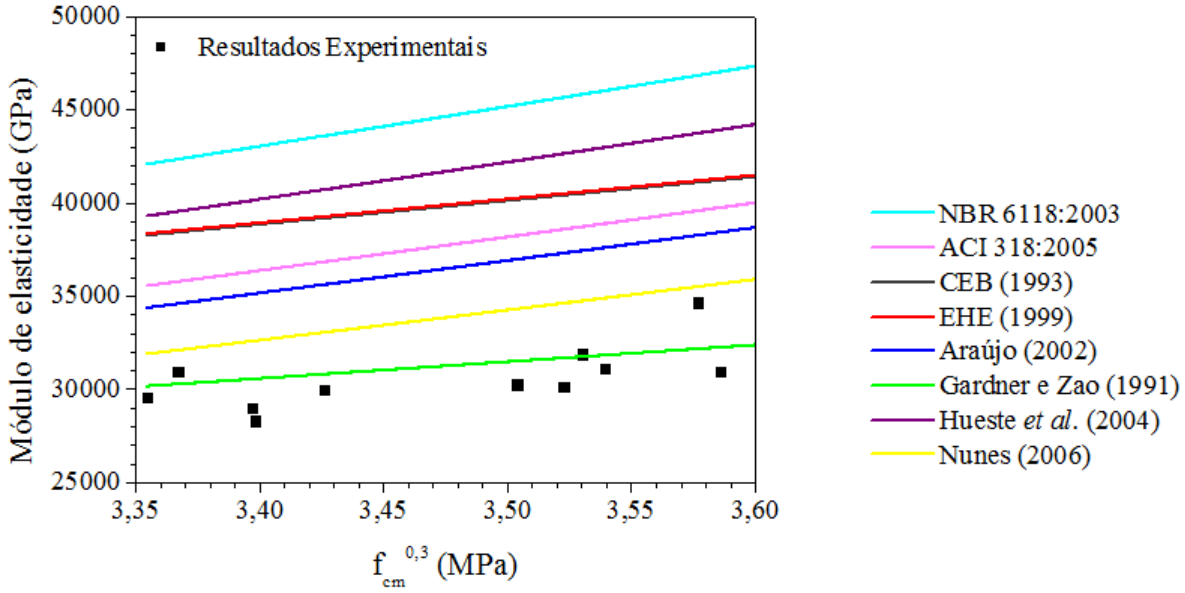


Figura 4.1 – Comparação entre módulo de elasticidade obtido experimentalmente e valores teóricos

4.2.4 Tenacidade relativa

Determinada a partir do ensaio de compressão com deslocamento controlado, a tenacidade relativa (T_R) representa a relação entre a energia dissipada pelo material durante sua deformação e a energia que o material dissiparia se fosse plástico perfeito (até uma deformação pré-definida de 1,5%). Assim, é possível avaliar a ductilidade do concreto reforçado com fibras (EZELDIN; BALAGURU, 1992), sendo mais dúctil o material que apresentar o maior valor de T_R. A tenacidade relativa foi determinada segundo a equação (4.8), e os valores encontrados para cada dosagem são apresentados na Tabela 4.8.

$$T_R = \frac{E}{f_c 0{,}015} \tag{4.8}$$

Sendo: T_R a tenacidade relativa; E a energia dissipada, ou seja, área sob a curva tensão versus deformação (N.mm) e f_c a resistência à compressão do concreto (MPa).

Tabela 4.8 – Tenacidade relativa

Volume de fibras (%)	Dosagem	f_{cm} (MPa)	Tenacidade Relativa – T_R		
			Média(1)	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)
0	E-15628	59,00	0,402	0,087	21,65
	E-15643	56,50	0,531	0,453	85,27
	E-15644	57,20	0,382	0,118	30,94
1	E-15638 A	70,57	0,269	0,166	61,53
	E-15638 B	74,67	0,531	0,101	19,07
	E-15654	66,50	0,532	0,082	15,42
2	E-15635 A	60,60	0,746	0,099	13,31
	E-15635 B	65,33	0,603	0,097	16,01
	E-15573	67,56	0,664	0,183	27,53

(1) Não foi determinada a tenacidade relativa para os corpos de prova das dosagens E-15430, E-15448 e E-15511. Para as dosagens E-15628, E-15638 B, E-15635 B e E-15643, foram utilizados dois corpos de prova para determinação da tenacidade relativa média, e para as demais dosagens três corpos de prova foram empregados.

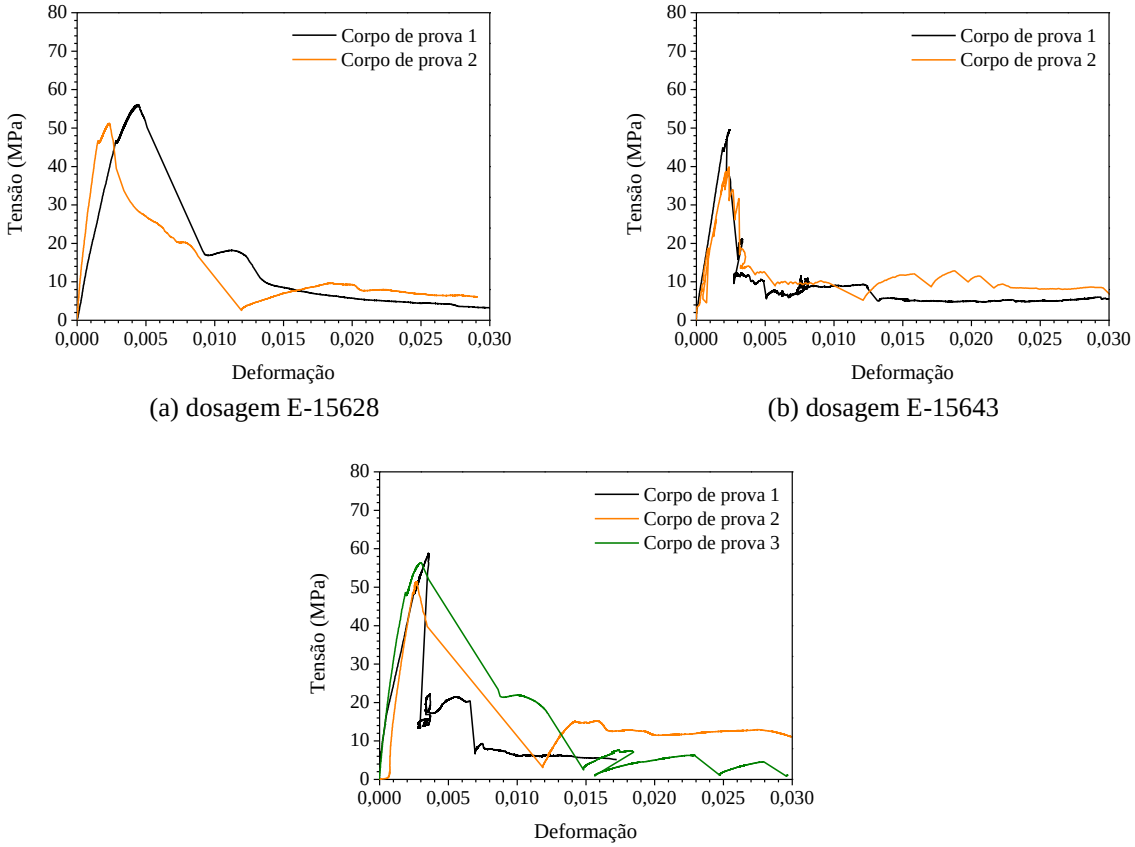
Observa-se que a dosagem E-15644 foi a que apresentou menor valor para a tenacidade relativa. O valor médio para tenacidade relativa das dosagens não fibrosas foi de 0,429, com o maior valor apresentado pela dosagem E-15643.

Dentre as dosagens com adição de 1% de fibras, a tenacidade relativa variou entre 0,269 (para a dosagem E-15638 A) e 0,532 (para a dosagem E-15654). A média dos valores de tenacidade relativa para as dosagens com 1% de fibras foi de 0,419, o que corresponde a um decréscimo de apenas 2,33% em relação às dosagens sem fibras. Dessa forma, pode-se concluir que as fibras, neste volume, não contribuíram com a tenacidade do concreto.

Com a adição de 2% de fibras, a tenacidade relativa variou entre 0,603 (para a dosagem E-15635 B) e 0,746 (para a dosagem E-15635 A). O valor médio foi de 0,676, correspondendo a um aumento de 57,58% em relação às amostras sem fibras.

As curvas tensão *versus* deformação para cada corpo de prova das dosagens que não receberam reforço fibroso são apresentadas na Figura 4.2. Observa-se que a dosagens E-

15628 e E-15643 apresentaram curvas com trechos ascendente e descente similares para os dois corpos de prova ensaiados, atingindo uma tensão máxima superior a 50 MPa, com deformação máxima de 0,030. Já os corpos de prova da dosagem E-15644 apresentaram curvas com formatos distintos. Em alguns casos foram encontrados vários picos e quedas no trecho descendente da curva.



(a) dosagem E-15628

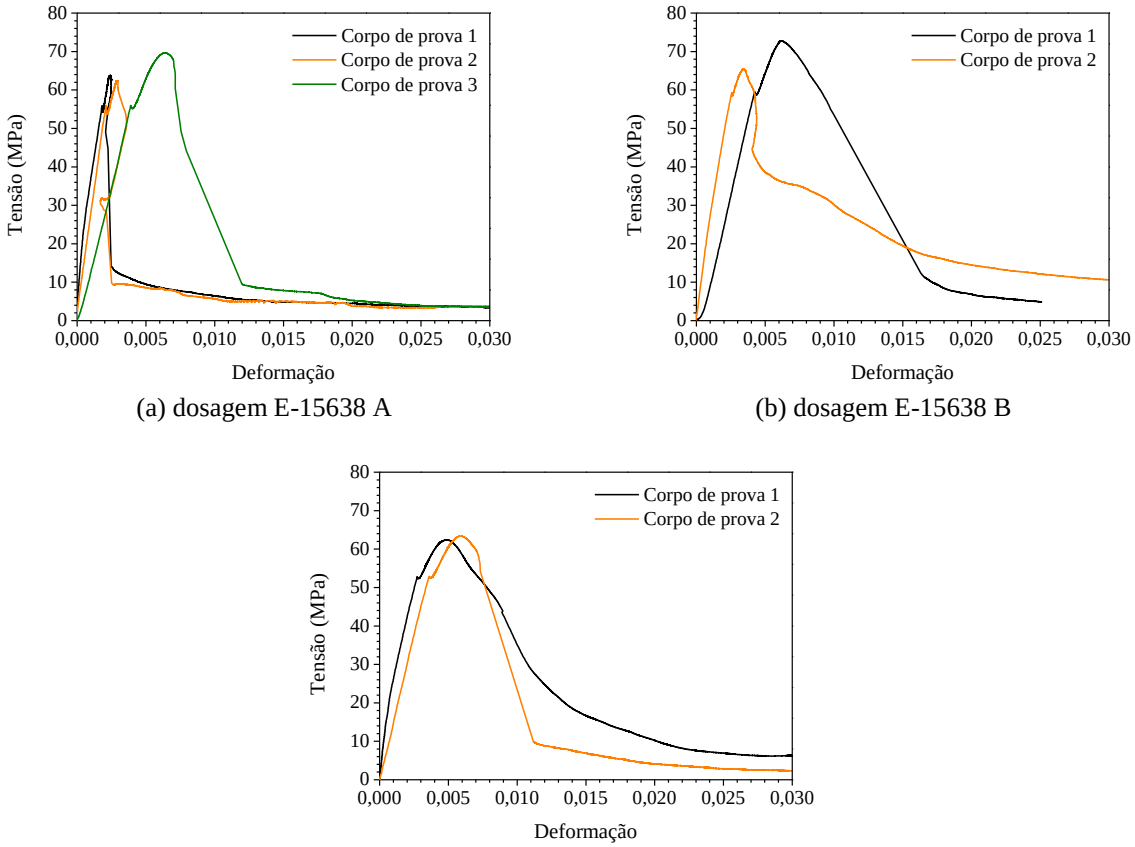
(b) dosagem E-15643

(c) dosagem E-15644

Figura 4.2 – Curvas Tensão *versus* Deformação do ensaio de compressão com deslocamento controlado para dosagens sem adição de fibras

Para as dosagens que receberam adição de 1% de fibras, as curvas tensão *versus* deformação são apresentadas na Figura 4.3. De forma geral, as curvas apresentadas pelos corpos de prova de cada dosagem foram semelhantes, espacialmente em relação às inclinações dos trechos ascendentes e descendentes dos gráficos. Todos os corpos de prova apresentaram tensão

superior a 60 MPa. A deformação máxima, por outro lado, foi variável, em alguns apresentando valores superiores a 0,03 mm/mm.



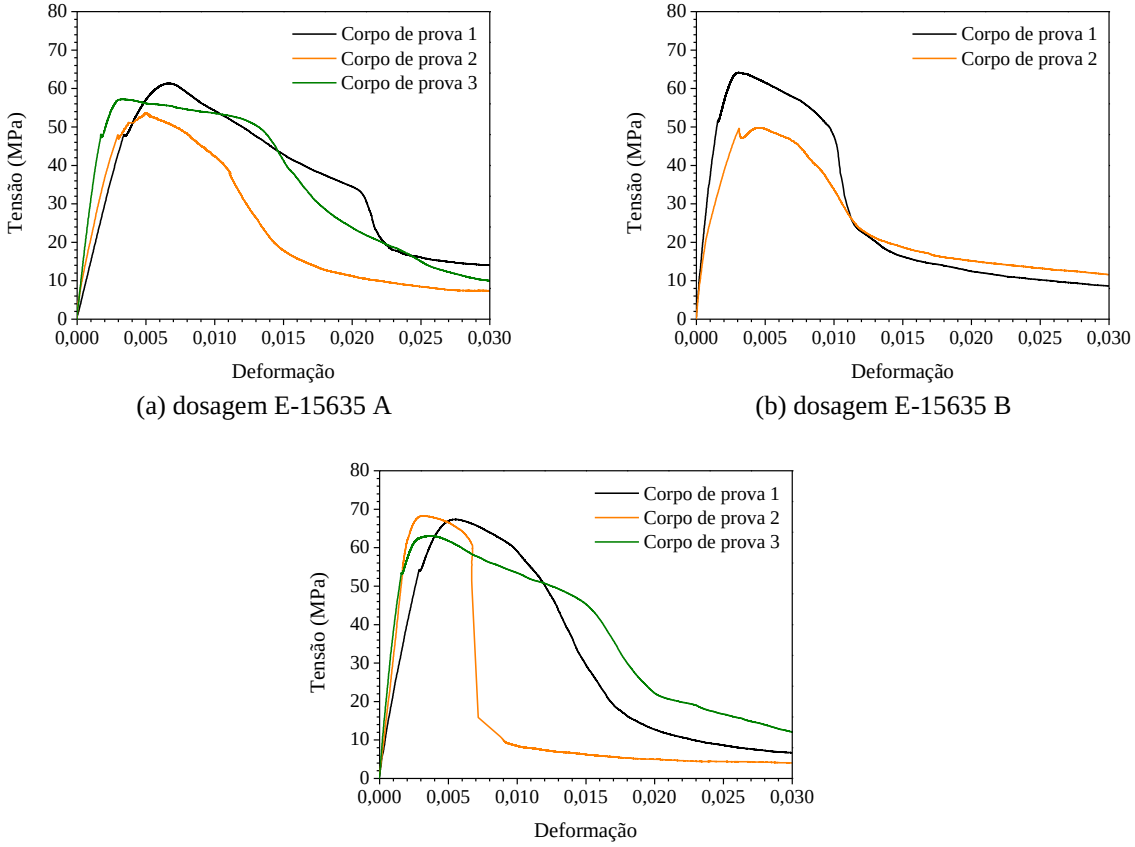
(a) dosagem E-15638 A

(b) dosagem E-15638 B

(c) dosagem E-15654

Figura 4.3 – Curvas Tensão versus Deformação do ensaio de compressão com deslocamento controlado para dosagens com 1% de fibras

As curvas tensão *versus* deformação para as dosagens que receberam adição de 2% de fibras são mostradas na Figura 4.4. Observa-se que os valores de tensão máxima variaram de 50 MPa a 70 MPa, também com deformação máxima ultrapassando o valor de 0,03 mm/mm.



(a) dosagem E-15635 A

(b) dosagem E-15635 B

(c) dosagem E-15573

Figura 4.4 Curvas Tensão *versus* Deformação do ensaio de compressão com deslocamento controlado para dosagens com 2% de fibras

Conclui-se que, com a presença das fibras, os corpos de prova ensaiados foram capazes de atingir uma maior deformação última. Além disso, as fibras demonstraram-se eficientes em aumentar a ductilidade dos corpos de prova apenas quando adicionadas em volume igual a 2%, pois neste caso a tenacidade relativa média foi 57,58% superior à tenacidade relativa das dosagens não fibrosas.

4.2.5 Energia de fratura

A energia no modo I de fratura para o concreto sem reforço fibroso foi obtida a partir do ensaio de flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão. Os valores são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Energia de fratura

Dosagem	f_{cm} (MPa)	Energia de fratura (N.m/m²) – G_f		
		Média(1)	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)
E-15628	59,00	0,062	0,019	31,28
E-15643	56,50	0,080	0,034	42,09
E-15644	57,20	0,040	0,012	30,57

(1) Para determinação da energia de fratura, foram ensaiados três corpos de prova para cada dosagem.

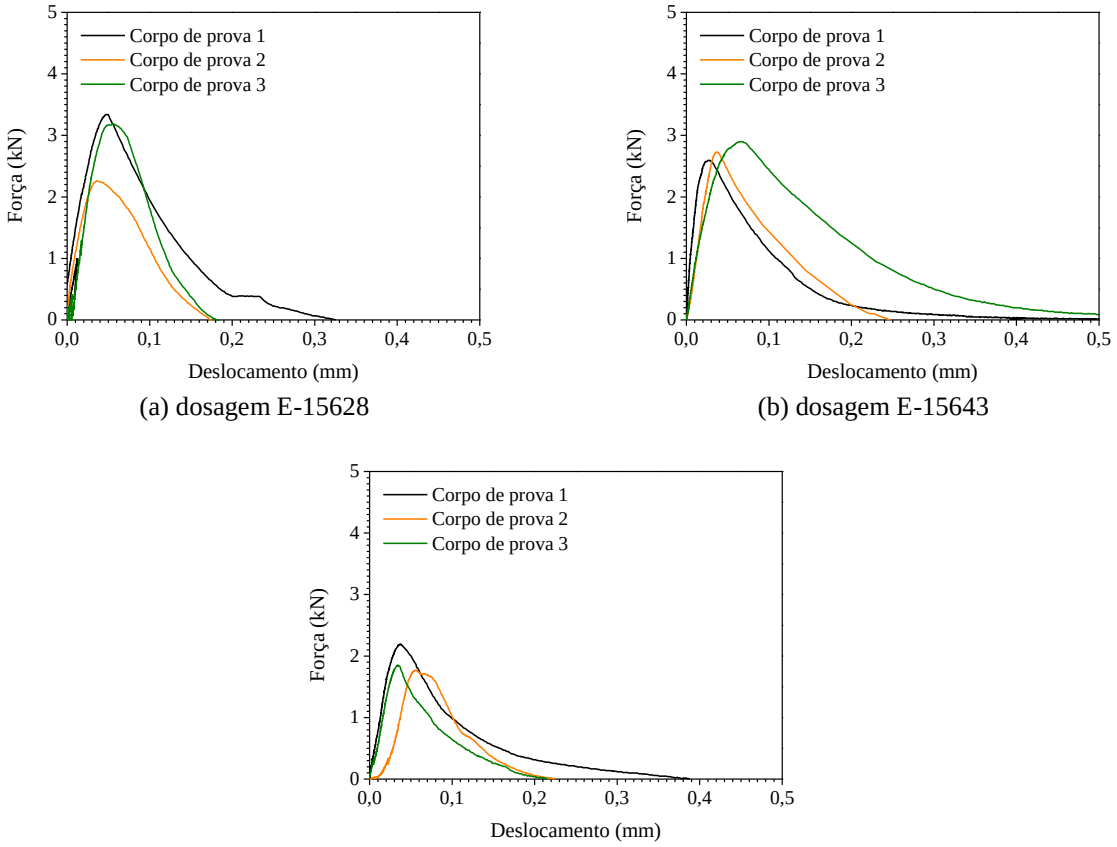
A dosagem E-15643 apresentou a maior energia de fratura (0,080 N.m/m²), e o menor valor foi apresentado pela dosagem E-15644 (0,040 N.m/m²). A energia de fratura média foi de 0,061 N.m/m², com desvio padrão de 0,022 N.m/m², o que corresponde a um coeficiente de variação de 35,52%.

As curvas força *versus* deslocamento no meio do vão são apresentadas na Figura 4.5. Observa-se que os corpos de prova 1 e 3 da dosagem E-15628 tiveram comportamento semelhante, principalmente no trecho ascendente da curva, e romperam com força pouco acima de 3,0 kN. Já o corpo de prova 2 apresentou pior desempenho, suportando pouco mais de 2,0 kN e atingindo o deslocamento máximo inferior a 0,2 mm.

Para a dosagem E-15643, os corpos de prova 1 e 2 apresentaram curva força versus deslocamento semelhante. A força máxima foi pouco abaixo de 3,0 kN, e o deslocamento máximo ultrapassou 0,5m mm para o primeiro corpo de prova e foi de 0,25 mm para o segundo. A inclinação do trecho descendente da curva começou bastante semelhante, diferindo apenas quando a força se tornou inferior a 1,0 kN. O corpo de prova 3, por sua vez,

atingiu a força máxima (2,9 kN) com um deslocamento maior (0,06 mm), e o comportamento pós-pico registrou uma queda mais suave, o que corresponde a uma maior área sob a curva.

Para a dosagem E-15644, a força máxima para os corpos de prova 1 e 3 ocorreu em torno de 0,035 mm de deslocamento, embora os valores suportados por cada um tenham sido diferentes (2,2 kN para o primeiro corpo de prova e 1,8 kN para o terceiro). O segundo corpo de prova suportou 1,8 kN, porém esse valor foi atingido com um deslocamento de 0,056 mm. O trecho descendente de sua curva apresentou inclinação acentuada, ao contrário do corpo de prova 3, cuja inclinação foi bastante suave.



(a) dosagem E-15628

(b) dosagem E-15643

(c) dosagem E-15644

Figura 4.5 – Curvas Tensão *versus* Deformação do ensaio de flexão sob três pontos de carga com entalhe no meio do vão

Para concretos com resistência à compressão inferior a 80 MPa, o CEB-FIP 90 (CEB, 1999) sugere a equação (4.9) para estimar a energia de fratura do compósito.

$$G_f = G_f^0 \left(\frac{f_{cm}}{{f_{cm}}^0}\right)^{0,7} \tag{4.9}$$

Nessa equação, G_f^0 é estimado em função da dimensão máxima característica do agregado segundo limites da Tabela 4.10, e ${f_{cm}}^0$ é igual a 10 MPa.

Tabela 4.10 – Valores de G_f^0 segundo o CEB-FIP 90 (CEB, 1999)

Diâmetro do agregado (mm)	Parâmetro G_f^0 (N/mm)
8,0	0,025
16,0	0,03
32,0	0,058

Interpolando-se os valores apresentados na Tabela 4.9, é obtido o valor de 0,0278 para G_f^0. Assim, chega-se a uma energia de fratura de 0,096 N/mm para a dosagem E-15628, 0,093 N/mm para a dosagem E-15643 e 0,094 N/mm para a dosagem E-15644. Esses valores são 55%, 16% e 123%, respectivamente, superiores aos valores obtidos experimentalmente. Como o CEB-FIP 90 (CEB, 1999) admite uma dispersão de até 30% em torno do resultado da equação, percebe-se que a dosagem E-15644 foi a única a apresentar energia de fratura satisfatória segundo o CEB-FIP 90 (CEB, 1999).

Para a dosagem E-15448, que não teve corpos de prova ensaiados, a energia de fratura estimada pelo CEB-FIP 90 (CEB, 1999) é de 0,096 N/mm, bem próxima à encontrada para a dosagem E-15628.

4.2.6 Fator de tenacidade

O fator de tenacidade foi obtido a partir do ensaio de flexão sob quatro pontos de carga, sendo determinado apenas para o concreto fibroso. O cálculo foi feito a partir da norma japonesa JSCE SF4 (JSCE, 1984), e os valores obtidos são mostrados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11– Fator de tenacidade

Volume de fibras (%)	Dosagem	f_{cm} (MPa)	Fator de tenacidade na flexão (MPa) – FT		
			Média(1)	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)
1	E-15511	66,98	8,98	0,87	9,70
	E-15638 A	70,57	6,86	1,36	19,87
	E-15638 B	74,67			
	E-15654	66,50	7,41	0,12	1,67
2	E-15430	69,96	11,97	1,14	9,55
	E-15635 A	60,60	13,21	-	-
	E-15635 B	65,33			
	E-15573	67,56	12,73	3,01	23,66

(1) O fator de tenacidade à flexão foi obtido a partir de um único corpo de prova para o conjunto das dosagens E-15635 A e B. Para a dosagem E-15654, foi feita uma média entre os valores obtidos para dois corpos de prova. Foram ensaiados três corpos de prova para o conjunto formado pelas dosagens E-15635 A e B. Para cada uma das demais dosagens, a média foi obtida do ensaio de três corpos de prova.

Dentre as dosagens com 1% de fibras, a que apresentou fator de tenacidade mais baixo foi a E-15638 (6,86 MPa), enquanto o valor mais alto foi o apresentado pela dosagem E-15511 (8,98 MPa). O valor médio para o fator de tenacidade para as dosagens com adição de 1% de fibras foi de 7,79 MPa. Para 2% de fibras, o maior fator de tenacidade foi apresentado pela dosagem E-15635 (13,21 MPa), sendo o menor valor o da dosagem E-15430 (11,97 MPa). A média foi de 12,47 MPa. Comparando as dosagens com 1% de fibras e com 2% de fibras, observa-se um aumento médio de 60,10% com o aumento do volume de fibras.

A Figura 4.6 mostra o comportamento típico de uma curva força *versus* deslocamento para compósitos reforçados com fibras. No caso dos ensaios realizados neste trabalho, as curvas força *versus* deslocamento foram interrompidas quando o deslocamento atingiu 2 mm, conforme recomendação da norma JSCE SF4 (JSCE, 1984). Para os concretos com 1% de fibras, as curvas são apresentadas na Figura 4.7, e para 2% de fibras, são apresentadas na Figura 4.8. Comparando-se as curvas obtidas experimentalmente com a curva apresentada na Figura 4.6, percebe-se que, em todas as dosagens, o volume de fibras era superior ao volume crítico, pois os corpos de prova continuavam a suportar acréscimos de força após a ruptura da matriz (ponto em que a curva na região pré-pico deixa de ser linear).

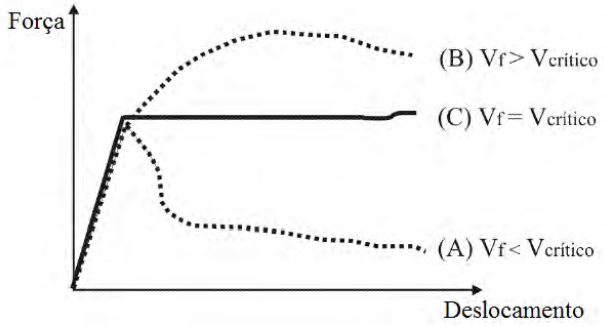
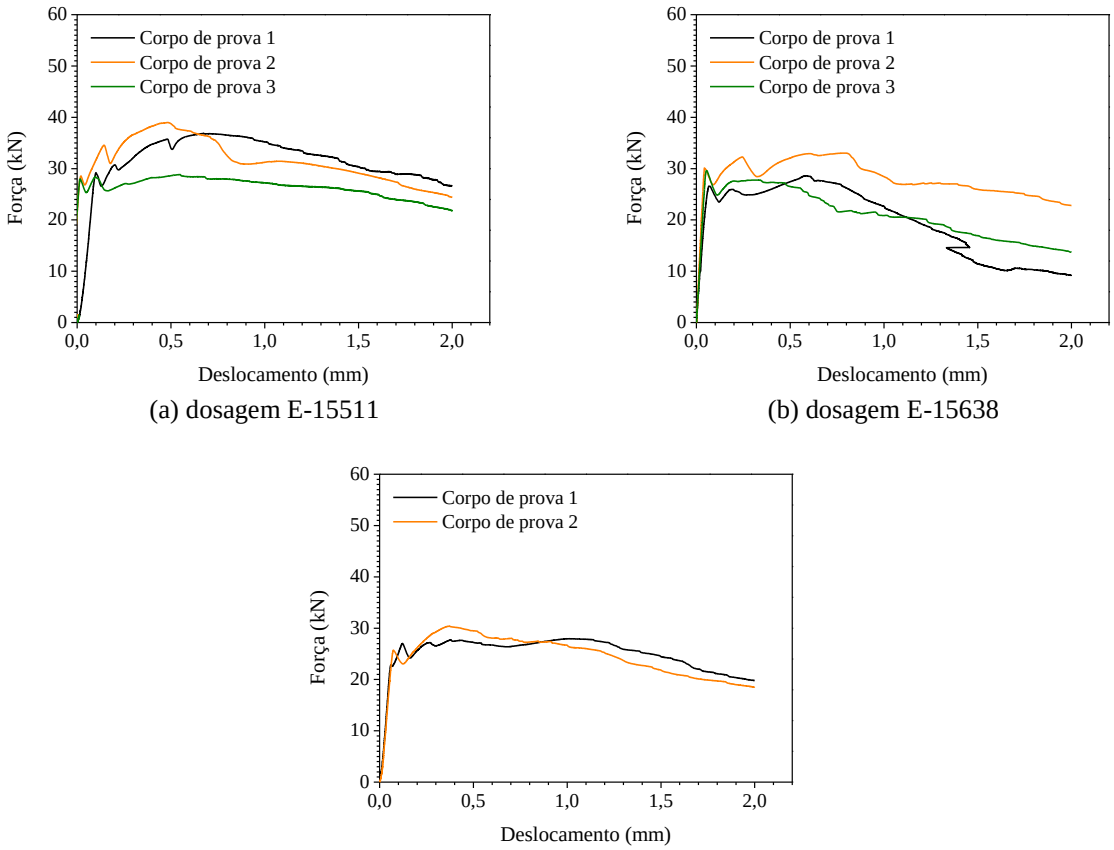


Figura 4.6 – Compósitos reforçados com fibras em fração volumétrica inferior (A), superior (B) ou igual (C) ao volume crítico de fibras durante o ensaio de tração da flexão (FIGUEIREDO, 2000)



(a) dosagem E-15511

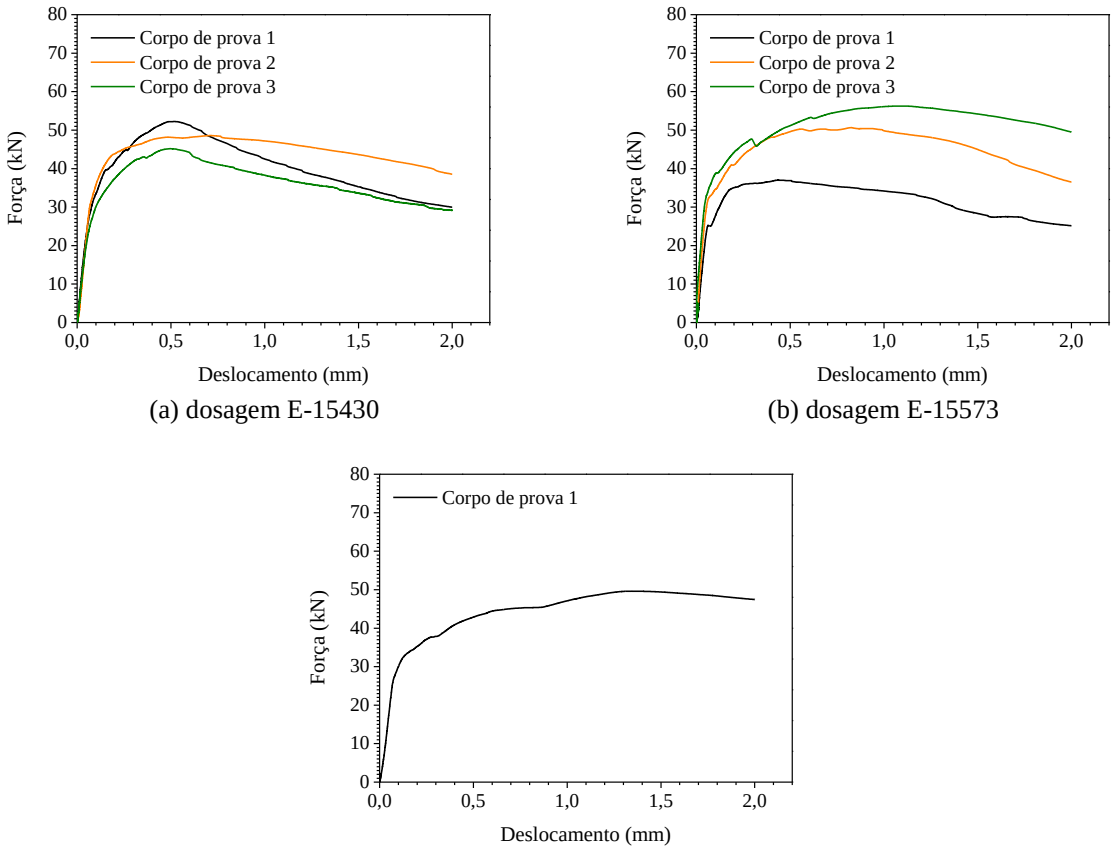
(b) dosagem E-15638

(c) dosagem E-15654

Figura 4.7 – Curvas Força *versus* Deslocamento para determinação do fator de tenacidade para dosagens com 1% de fibras

Para as dosagens que receberam 2% de adição de fibras, as curvas força *versus* deslocamento obtidas experimentalmente são apresentadas na Figura 4.8.

Assim como as dosagens com adição de 1% de fibras, ao comparar as Figura 4.8 e 4.6, conclui-se que o teor de fibras utilizado esteve acima do volume crítico, de forma que os corpos de prova continuaram a apresentar ganho de força após a ruptura da matriz cimentícea.



(a) dosagem E-15430

(b) dosagem E-15573

(c) dosagem E-15635

Figura 4.8 – Curvas Força *versus* Deslocamento para determinação do fator de tenacidade para dosagens com 2% de fibras

Conclui-se, da Tabela 4.10, que o fator de tenacidade é bastante influenciado pela quantidade de fibras, pois as dosagens com 2% de fibras apresentaram valores superiores aos apresentados pelas dosagens com reforço fibroso de apenas 1%.

Com relação às curvas força *versus* deslocamento, foi observado que uma quantidade de fibras maior tornou a curva mais suave, permitindo que o ganho de força após a ruptura da matriz fosse superior, e fazendo com que a força máxima fosse atingida com valores de deslocamento maiores.

4.2.7 Resistência à tração na flexão

A resistência à tração na flexão foi determinada a partir do ensaio de flexão sob quatro pontos de carga para os concretos que receberam reforço fibroso e é apresentada na Tabela 4.12. Adicionou-se uma coluna com os valores de resistência à compressão e outra com a resistência à tração por compressão diametral, para efeitos de comparação.

Tabela 4.12 – Resistência à tração na flexão

Volume de fibras (%)	Dosagem	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	Resistência à tração na flexão (MPa) – $f_{ctm,f}$		
				Média(1)	Desvio Padrão	Coeficiente de variação (%)
1	E-15511	66,98	8,74	8,60	4,85	56,34
	E-15638 A	70,57	8,12	9,14	0,69	7,60
	E-15638 B	74,67	8,76			
	E-15654	66,50	9,38	8,77	0,51	5,87
2	E-15430	69,96	9,17	14,62	1,06	7,24
	E-15635 A	60,60	10,80	14,90	-	-
	E-15635 B	65,33	11,10			
	E-15573	67,56	9,84	14,41	2,97	20,63

(1) A resistência à tração na flexão não foi determinada para a dosagem E-15448. Apenas um corpo de prova foi ensaiado para o conjunto das dosagens E-15635 A e B. Para o conjunto das dosagens E-15638 A e B foram ensaiados três corpos de prova. Para a dosagem E-15654, foram ensaiados dois corpos de prova, e para cada uma das dosagens restantes foram feitos três ensaios para determinação da resistência à tração na flexão.

Para as dosagens com adição de 1% de fibras, a resistência média à tração na flexão foi de 8,84 MPa, com desvio padrão de 2,20 MPa e coeficiente de variação de 24,9%. O valor mais alto pertence ao conjunto formado pelas dosagens E-15638 A e E-15638 B, que possuem, também, a mais alta resistência à compressão.

A resistência média à tração por compressão diametral foi de 8,69 MPa, um valor apenas 0,6% superior ao obtido no ensaio de tração na flexão. Assim, a resistência média à tração na flexão corresponde a 12,6% da resistência média à compressão (69,89 MPa), enquanto a resistência média à tração por compressão diametral corresponde a 12,7%.

Com 2% de fibras, a resistência média à tração na flexão foi de 14,57 MPa. O valor mais alto foi apresentado pelo conjunto das dosagens E-15635 A e E-15635 B, que possuem a resistência à compressão mais baixa dentre todas as dosagens com 2% de fibras. A resistência média à tração por compressão diametral, por outro lado, foi de 10,23 MPa, valor 29,8% inferior ao obtido no ensaio de flexão. Acredita-se que tenha havido uma tendência de orientação das fibras na direção longitudinal dos corpos de prova prismáticos com 2% de fibras durante sua moldagem. As resistências médias à tração na flexão e por compressão diametral correspondem a 22,1% e 15,5% da resistência média à compressão.

Durante os ensaios, mesmo após a ruptura da matriz houve um aumento da força nos corpos de prova fibrosos, pois as fibras passaram a absorver parte da força aplicada ao corpo de prova. A adição de 2% de fibras ao concreto fez com que a resistência média à tração na flexão do compósito aumentasse 65% se comparada com os corpos de prova que receberam 1% de fibras. Assim, conclui-se que as fibras exercem influência significativa na resistência à tração na flexão, pois ajudam a distribuir melhor as tensões no interior do prisma de concreto, e resistem à parte da força aplicada durante o ensaio.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

A tensão de aderência média na interface entre a barra de aço e o concreto foi calculada de acordo com a equação (5.1), como sugere o RILEM-CEB-FIP (1973) para ensaios de arancamento.

$$\tau = \frac{F_{rup}}{\pi\, l_d\, \emptyset} \tag{5.1}$$

Sendo: τ a tensão de aderência média; F_{rup} a força de arrancamento; l_d o comprimento aderente e $\emptyset$ o diâmetro da barra de aço.

Vale ressaltar que apenas nos corpos de prova CP10.10.2.A1 e CP10.10.2.A2 o ensaio foi realizado até que a barra fosse totalmente arrancada do bloco de concreto. Devido ao tempo necessário para o completo arrancamento da barra e ao uso do transdutor para medição do deslizamento relativo (que estava fixado ao bloco de concreto), os demais corpos de prova foram ensaiados até ocorrer a queda da força que estava sendo registrada pela máquina de ensaio. O valor máximo dessa força foi definido como a força de ruptura da aderência, e imediatamente após atingido esse valor, ocorria uma queda substancial nos valores de força registrados pela máquina. Nos corpos de prova em que não houve ruptura da aderência entre a barra e o concreto (antes ou após o escoamento do aço), não foi observada esta queda na força registrada. Neste caso, a máxima força registrada correspondia à ruptura da barra de aço.

5.1 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE BARRAS DE 10 MM

5.1.1 Força e forma de ruptura

- Ancoragem de 5ϕ

Os corpos de prova com barra de 10 mm e comprimento de ancoragem igual a cinco vezes o diâmetro da barra (5ϕ) foram divididos em duas séries, série A e série B. A série A corresponde aos corpos de prova iniciais, que foram instrumentados interna e externamente com extensômetros para a determinação da deformação da barra. Devido aos baixos valores de força de ruptura apresentados pelos mesmos, optou-se por colar apenas o extensômetro externo na série B. Comparando-se os resultados apresentados pelas duas séries, observa-se que a aderência foi bastante prejudicada pela colagem dos extensômetros no trecho aderente da barra, que, nesse caso, foi de 5ϕ (5 cm). A Tabela 5.1 apresenta os valores da força de ruptura para cada corpo de prova, incluindo uma coluna especificando a forma de ruptura observada.

Como os valores de força de ruptura apresentados pelos corpos de prova CP10.5.0.A2 e CP10.5.2.A2 foram muito baixos se comparados com os seus semelhantes (CP10.5.0.A1 e CP10.5.2.A1, respectivamente), tais corpos de prova serão desconsiderados dessa análise. O coeficiente de variação em ambos os casos foi alto, mostrando que a instrumentação interna de fato influenciou a aderência.

Com a retirada da instrumentação interna, a força de ruptura cresceu 247,31% para os corpos de prova sem fibras, 69,08% para aqueles com adição de 1% de fibras e 46,76% para aqueles com 2% de fibras.

Tabela 5.1 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 10 mm e ancoragem de 5ϕ

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	Dosagem	Força de ruptura (kN)					Forma de ruptura
			Individual	M(1)	DP(2)	CV (%)(3)	VP (%)(4)	
0	CP10.5.0.A1	E-15448	12,8	9,3	5,0	54,3	-	Arrancamento
	CP10.5.0.A2		5,7					Arrancamento
	CP10.5.0.B1	E-15628 A	31,9	32,3	0,5	1,5	-	Arrancamento
	CP10.5.0.B2		32,6					Arrancamento
1	CP10.5.1.A1	E-15511	21,6	20,7	1,3	6,5	122,58	Arrancamento
	CP10.5.1.A2		19,7					Arrancamento
	CP10.5.1.B1	E-15638 A	31,2	35,0	5,4	15,4	9,37	Arrancamento
	CP10.5.1.B2		38,8					Escoamento
2	CP10.5.2.A1	E-15430	30,2	21,6	12,2	56,3	132,26	Arrancamento
	CP10.5.2.A2		13,0					-(5)
	CP10.5.2.B1	E-15635 A	32,0	31,7	0,4	1,3	-1,86	Escoamento
	CP10.5.2.B2		31,4					Arrancamento

(1) Média, determinada conforme a equação (4.1)

(2) Desvio padrão, determinado conforme equação (4.2)

(3) Coeficiente de variação, determinado conforme equação (4.3)

(4) Variação percentual, determinada conforme equação (4.5)

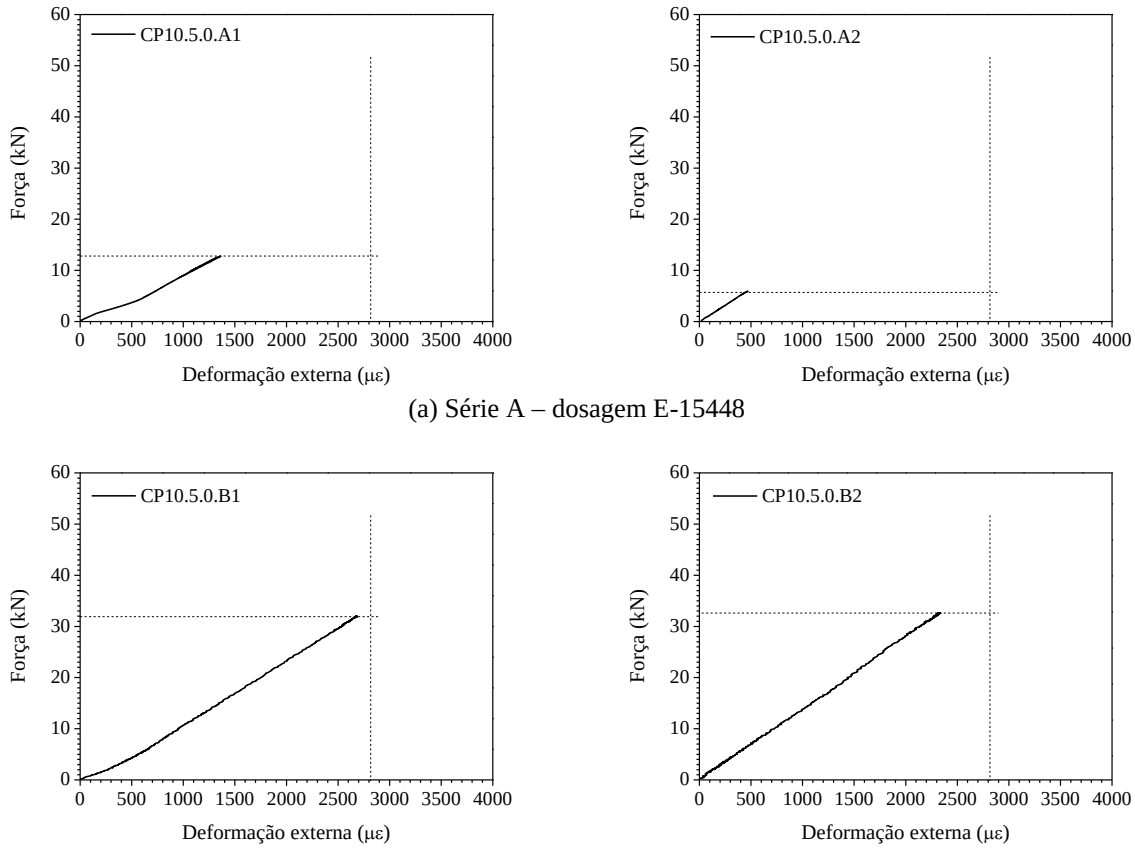
(5) A curva força *versus* deformação externa do corpo de prova CP10.5.2.B1 não foi registrada, razão pela qual não foi possível determinar sua forma de ruptura.

Observa-se que, no caso da série B, a variação da força de ruptura, comparando isoladamente cada teor de fibra, foi pequena. A adição de 1% de fibras fez o valor médio da força de ruptura passar de 32,3 kN para 35,0 kN, o que corresponde a um aumento de 9,37%. Aumentando-se o teor de fibras para 2%, entretanto, foi observada uma ligeira queda (1,86%) na força de ruptura. Como as propriedades mecânicas do concreto com 2% de fibras foram, em geral, superiores às do concreto sem fibras, acredita-se que tal fato seja justificado por deficiências na aderência da barra com o concreto com 2% de fibras. Essa deficiência pode ter surgido devido à vibração inadequada durante à moldagem, uma vez que a adição de 2% de fibras torna o concreto menos trabalhável e, por conseguinte, mais difícil de obter uma vibração satisfatória. Porém, ainda que tenha havido uma queda na força média de ruptura, foi

possível obter uma aderência adequada no CP10.5.2.B1, cuja barra de aço apresentou uma deformação maior, chegando a entrar em escoamento.

Em todos os corpos de prova sem fibras, a ruptura ocorreu devido à perda de aderência entre a barra e o concreto (isto é, ruptura por arrancamento da barra) sem que o aço atingisse a sua deformação de escoamento. As curvas força *versus* deformação do aço determinadas pelo extensômetro externo ao bloco de concreto foram traçadas até o ponto de saturação dos extensômetros e são apresentadas nas Figuras 5.1 a 5.3. A linha tracejada vertical mostra o limite de escoamento da barra de aço de 10 mm, obtido da caracterização da mesma (Tabela 3.5), e a linha tracejada horizontal mostra a força de ruptura de cada corpo de prova. A deformação dos extensômetros nas barras que foram instrumentadas internamente (série A) pode ser vista no Apêndice 2.

Observa-se da Figura 5.1, para a série A, que quase não houve solicitação da barra de aço. Na série B, o CP10.5.0.B1 chegou a se aproximar do limite de escoamento do aço, mas a barra foi arrancada antes.

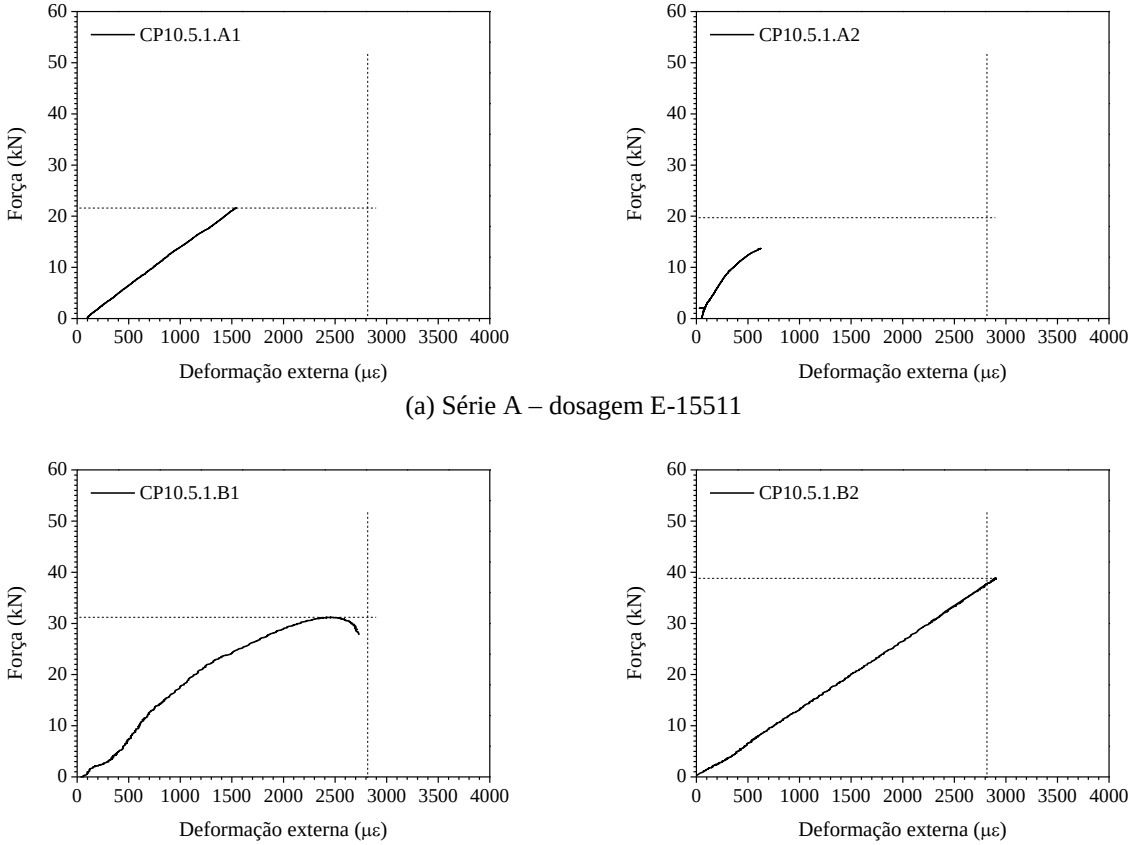


(a) Série A – dosagem E-15448

(b) Série B – dosagem E-15628

Figura 5.1 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras e com ancoragem de 5ϕ

Para os corpos de prova com adição de 1% de fibras, apenas o CP10.5.1.B2 atingiu o escoamento da barra de aço antes da ruptura da aderência entre os dois materiais, tendo todos os demais rompido pela perda de aderência entre a barra e o concreto antes do escoamento do aço (Figura 5.2).

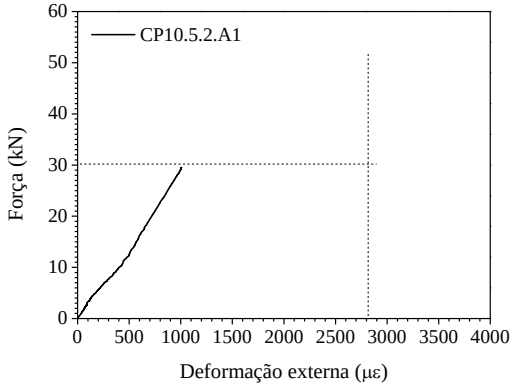


(a) Série A – dosagem E-15511

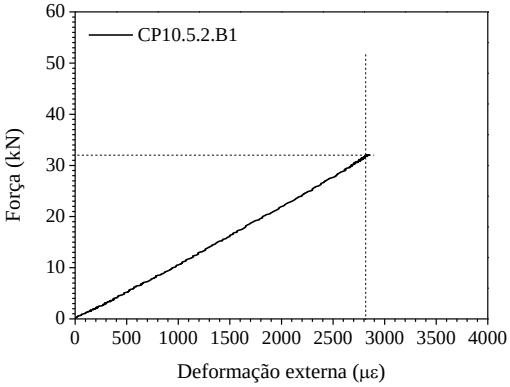
(b) Série B – dosagem E-15638 A

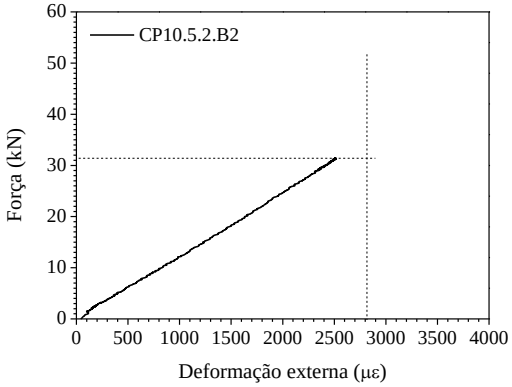
Figura 5.2 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 1% de fibras e com ancoragem de 5ϕ

Com a adição de 2% de fibras, como dito anteriormente, o CP10.5.2.B1 apresentou o escoamento da barra de aço antes da ruptura da aderência entre o aço e o concreto. Todos os demais corpos de prova romperam por perda de aderência entre a barra e o concreto antes do escoamento do aço (Figura 5.3). Por problemas de leitura, não foi possível registrar a curva força *versus* deformação para o CP10.5.2.A2.



(a) Série A – dosagem E-15430





(b) Série B – dosagem E-15635 A

Figura 5.3 – Curva Força versus Deformação para corpos de prova com 2% de fibras e com ancoragem de 5ϕ

Comparando-se as curvas obtidas para as séries A e B, observa-se uma maior solicitação da barra quando da retirada da instrumentação interna, graças a uma melhoria da aderência. Em relação às fibras, no caso da série B, as mesmas não provocaram um aumento substancial na força de ruptura dos corpos de prova, quando comparados aos modelos sem fibras.

Como na maioria dos corpos de prova desse ensaio a ruptura ocorreu pela perda de aderência entre a barra e o concreto (arrancamento da barra), sem escoamento do aço, pode-se concluir que o comprimento de 5 cm (ou 5ϕ) adotado foi inferior ao comprimento básico de ancoragem da armadura. Além disso, parece que a presença de fibras não contribuiu para diminuir o comprimento básico de ancoragem, apesar de possibilitar que algumas barras

alcançassem o escoamento do aço antes de haver a ruptura da aderência entre a barra e o concreto do corpo de prova.

- Ancoragem de 10ϕ

Os corpos de prova com comprimento de ancoragem de 10 cm, isto é, dez vezes o diâmetro da barra (10ϕ), também apresentaram duas formas de ruptura, porém a maioria rompeu por escoamento da barra de aço. Os valores da força de ruptura são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 10 mm e ancoragem de 10ϕ

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	Dosagem	Força de ruptura (kN)					Forma de ruptura
			Individual	M(1)	DP(2)	CV (%)(3)	VP (%)(4)	
0	CP10.10.0.A1	E-15448	39,1	42,6	4,9	11,6	-	-(5)
	CP10.10.0.A2		46,1					Escoamento
	CP10.10.0.B1	E-15628	46,9	48,7	2,5	5,2	-	-
	CP10.10.0.B2		50,5					Escoamento
1	CP10.10.1.A1	E-15511	48,7	48,7	0,0	0,0	14,32	Escoamento
	CP10.10.1.A2		48,7					Escoamento
	CP10.10.1.B1	E-15638 A	52,8	52,1	1,0	1,9	6,98	Escoamento
	CP10.10.1.B2		51,4					Escoamento
2	CP10.10.2.A1	E-15430	45,9	48,7	3,9	8,0	14,32	Escoamento
	CP10.10.2.A2		51,4					Escoamento
	CP10.10.2.B1	E-15635 A	34,0	32,7	1,9	5,8	-32,85	Arrancamento
	CP10.10.2.B2		31,3					Arrancamento

(1) Média, determinada conforme a equação (4.1)

(2) Desvio padrão, determinado conforme equação (4.2)

(3) Coeficiente de variação, determinado conforme equação (4.3)

(4) Variação percentual, determinada conforme equação (4.5)

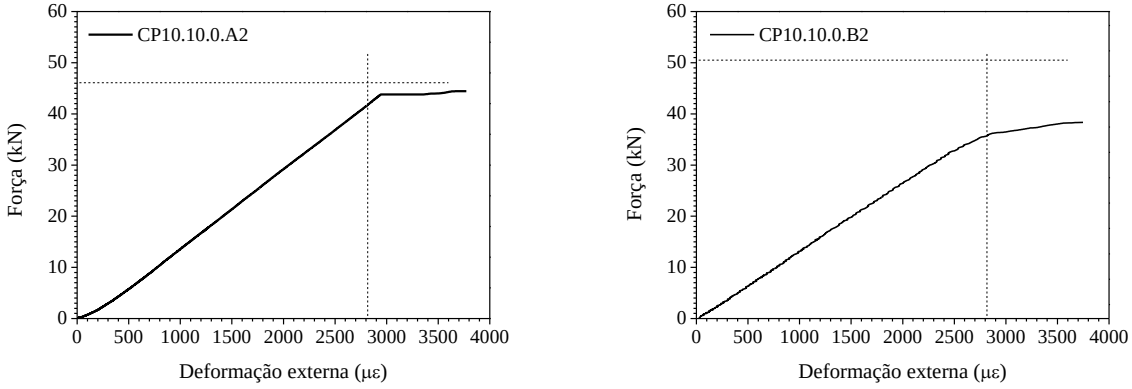
(5) A curva força versus deformação externa dos corpos de prova CP10.10.0.A1 e CP10.10.0.B1 não foram registradas, razão pela qual não foi possível determinar a forma de ruptura dos corpos de prova.

Comparando-se as séries A e B, percebe-se que, nesse caso, a influência da instrumentação interna no valor da força de ruptura foi menor, provavelmente porque o trecho aderente da barra era o maior que o anterior (10 cm neste caso contra 5 cm nos ensaios anteriores). Entretanto, nos corpos de prova sem fibras da série A, houve uma maior variação nos resultados da força e também na forma de ruptura.

Nos corpos de prova sem fibras, foi observada a ruptura da aderência entre a barra e o concreto, que em alguns corpos de prova ocorreu antes do escoamento do aço e em outros após o escoamento do aço. Observa-se da Figura 5.4 que nos corpos de prova CP10.10.0.A2 e CP10.10.0.B2 a barra atingiu a tensão de escoamento do aço antes da ruptura da aderência. Nos demais corpos de prova (CP10.10.0.A1 e CP10.10.0.B1), a curva força *versus* deformação externa da barra não foi registrada por problemas no equipamento de leitura. Dessa forma, não foi possível observar se a barra atingiu a tensão de escoamento do aço antes da aderência ser rompida. Entretanto, analisando o valor da força de ruptura, pode-se inferir que no corpo de prova CP10.10.0.A1 a barra não atingiu a tensão de escoamento do aço, enquanto no corpo de prova CP10.10.0.B1 essa tensão foi atingida.

A adição de 1% de fibras provocou um aumento de 14,32% na força de ruptura na série A e de 6,98% na série B. Todos os corpos de prova apresentaram escoamento da barra de aço seguido de ruptura da aderência entre a barra e o concreto.

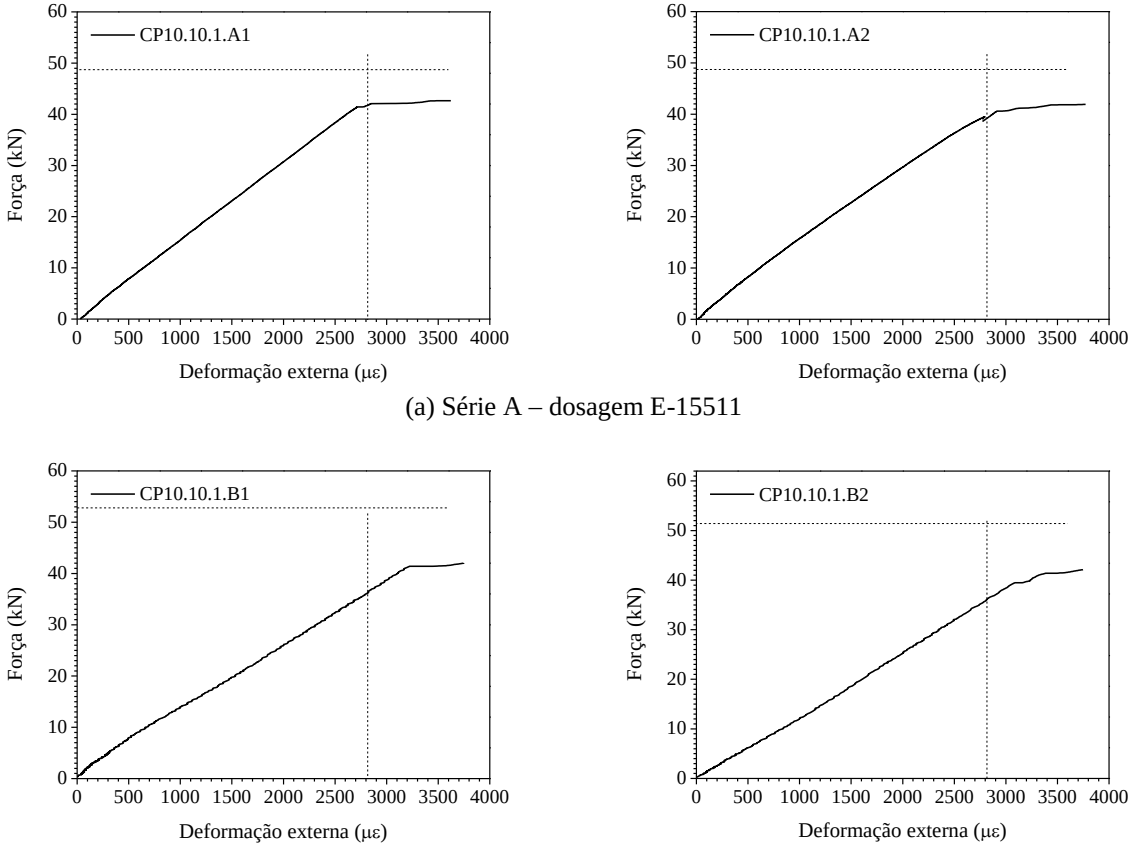
A adição de 2% de fibras apresentou resultados contraditórios: enquanto na série A provocou um aumento de 14,32% na força de ruptura, na série B a força média passou de 42,6 kN para 32,7 kN, o que corresponde a uma queda de 32,85%.



(a) Série A – dosagem E-15448 (b) Série B – dosagem E-15628

Figura 5.4 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras e com ancoragem de 10ϕ

As curvas força *versus* deformação para os corpos de prova com adição de 1% de fibras são apresentadas na Figura 5.5. Observa-se que, independente dos extensômetros colados no trecho de aderência da barra, os quatro corpos de prova apresentaram curvas força *versus* deformação semelhantes e romperam do mesmo modo, com escoamento da barra de aço seguido da ruptura da aderência entre a barra e o concreto.



(a) Série A – dosagem E-15511

(b) Série B – dosagem E-15638 A

Figura 5.5 – Curva Força versus Deformação para corpos de prova com 1% de fibras e com ancoragem de 10ϕ

Com 2% de fibras, os ensaios foram bastante diferenciados. As barras ensaiadas tanto no CP10.10.2.A1 quanto no CP10.10.2.A2 atingiram a tensão de escoamento. Entretanto, a aderência entre a barra e o concreto não foi rompida, de modo que as barras não foram arrancadas do bloco de concreto, tendo rompido no trecho sem aderência. A Figura 5.6 mostra o CP10.10.2.A1, cuja barra rompeu no interior do tubo de PVC que cria a região sem aderência do ensaio. A força de ruptura foi de 45,9 kN. A barra do CP10.10.2.A2 rompeu no exterior do bloco de concreto, próxima ao local onde foi colado o extensômetro externo, quando a força aplicada atingiu 51,4 kN.

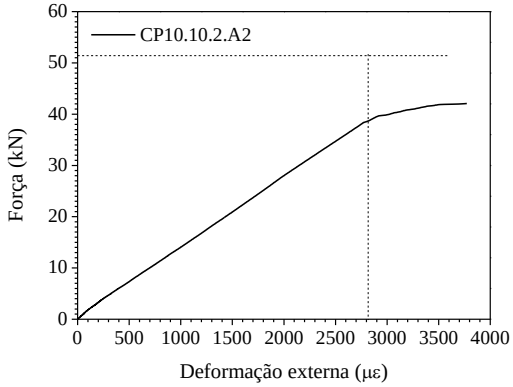
(a) CP10.10.2.A1

(b) Detalhe da barra do CP10.10.2.A1

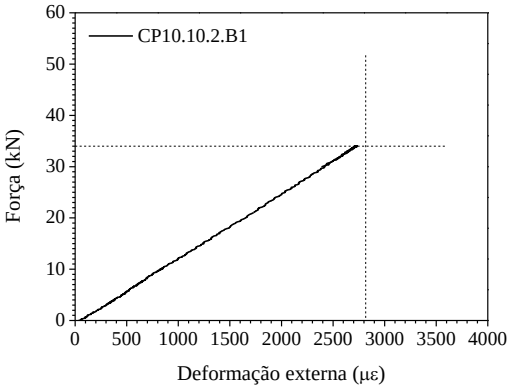
(c) CP10.10.2.A2

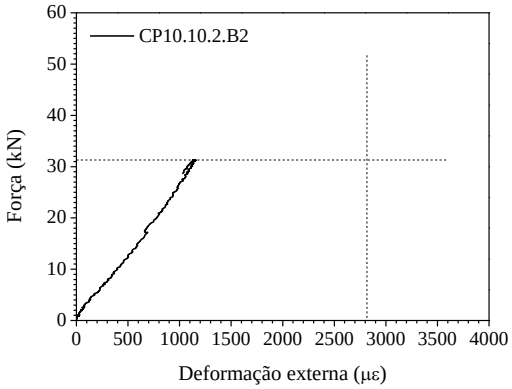
Figura 5.6 – Rompimento da barra

As barras dos corpos de prova CP10.10.2.B1 e CP10.10.2.B2, por outro lado, não alcançaram a tensão de escoamento do aço, de forma que nos dois corpos de prova com adição de 2% de fibras da série B a ruptura se deu na aderência entre a barra e o concreto. Isso mostra que a aderência entre a barra de aço e o bloco de concreto na série B não se desenvolveu de forma suficiente, talvez por problemas durante a moldagem, tais como a formação de película de água na interface entre a barra e o concreto causada por vibração excessiva. Problema semelhante foi relatado por Nunes (2006). As curvas força *versus* deformação dos corpos de prova com 2% de fibras são apresentadas na Figura 5.7. Não é apresentada a curva força *versus* feformação para o corpo de prova CP10.10.2.A1 porque houve falha no registro dos pontos pelo sistema de aquisição de dados.



(a) Série A – dosagem E-15430





(b) Série B – dosagem E-15635 A

Figura 5.7 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 2% de fibras e com ancoragem de 10ϕ

- Comparação entre ancoragem de 5ϕ e 10ϕ

Comparando-se os resultados apresentados pelos corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ e 10ϕ, percebe-se que as fibras não tiveram grande influência no valor da força de ruptura, influenciando mais na forma da mesma, garantindo que a ruptura da aderência entre a barra e o concreto ocorresse após a barra atingir a tensão de escoamento do aço. Acredita-se que tal fato seja explicado pelo elevado comprimento das fibras quando comparado às nervuras da barra de aço, de modo que o reforço fibroso não conseguiu adentrar o espaço entre as nervuras, não sendo capaz de combater a solicitação do concreto nesses trechos. Segundo Harajli *et al* (1995), para percentuais de fibras de até 3%, a contribuição das

mesmas na resistência à tração ocorre apenas após a abertura da fissura, ou seja, após o fendilhamento, que não foi observado nos ensaios realizados.

Ainda assim, as fibras tornaram a ruptura menos brusca, e permitiram que houvesse um melhor desenvolvimento da aderência entre o bloco de concreto e a barra de aço.

Por outro lado, percebe-se que o comprimento de ancoragem teve mais influência no desenvolvimento adequado da aderência do que a adição de fibras.

Graças ao cobrimento de concreto em torno da barra adequado $\left({}^{c}/_{\emptyset} = 7\right)$, não se formaram fissuras na superfície de nenhum dos corpos de prova com barras de 10 mm. Isso indica que, ao se tracionar as barras, foi possível mobilizar as tensões de aderência entre o aço e o concreto sem causar uma ruptura por fendilhamento.

5.1.2 Força *versus* Deslizamento

As curvas força *versus* deslizamento para os corpos de prova com barra de 10 mm foram traçadas a partir dos pontos obtidos do transdutor fixado ao bloco de concreto, conforme mostrado na Figura 3.19 do Capítulo 3.

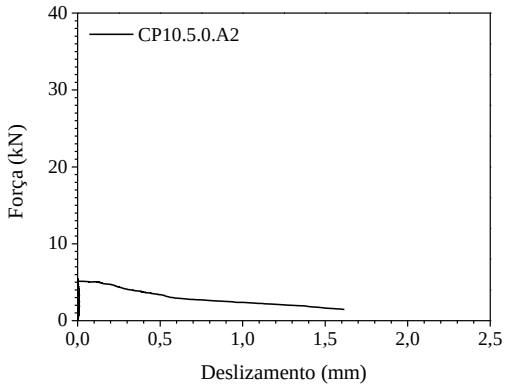
- Ancoragem de 5ϕ

Para os corpos de prova com comprimento de ancoragem igual a cinco vezes o diâmetro da barra, as curvas Força *versus* Deslizamento são apresentadas na Figura 5.8. Não é apresentada a curva referente ao corpo de prova CP10.5.0.A1 devido a problemas no registro da mesma pelo sistema de aquisição de dados.

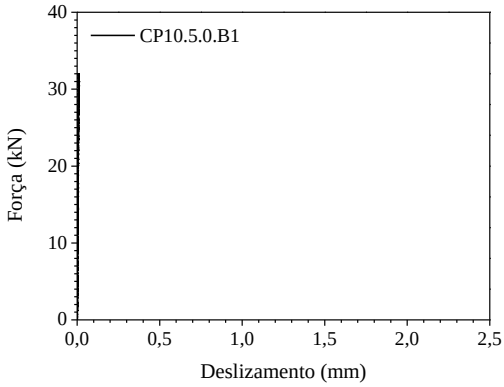
Observa-se que o corpo de prova CP10.5.0.A2 foi o que apresentou o maior deslizamento entre a barra de aço e o bloco de concreto, atingindo pouco mais de 1,6 mm. Além disso, a força de ruptura foi mais baixa, provavelmente pela presença da instrumentação interna.

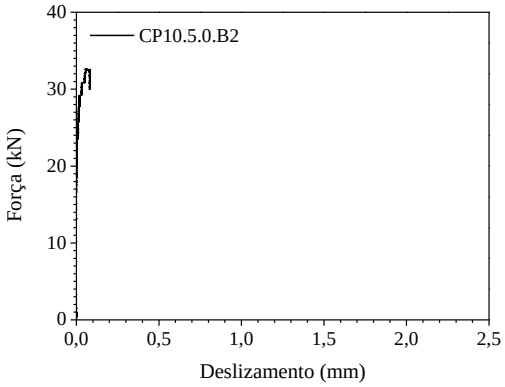
Nos corpos de prova da série B, foram observados pequenos deslizamentos. Para o corpo de prova CP10.5.0.B1, não foi registrado deslizamento entre a barra e o concreto até o momento da ruptura da aderência. Já no corpo de prova CP10.5.0.B2, houve um deslizamento relativo

entre os dois materiais a partir de, aproximadamente, 23 kN, com deslizamento máximo de aproximadamente 0,1 mm no momento da ruptura da aderência.



(a) Série A – dosagem E-15448





(b) Série B – dosagem E-15628

Figura 5.8 – Curvas Força versus Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ (sem adição de fibras)

As curvas força *versus* deslizamento para os corpos de prova com adição de 1% de fibras são apresentadas na Figura 5.9. Observa-se que apenas o corpo de prova CP10.5.1.A1 apresentou deslizamento relativo entre o aço e o concreto quando da execução do ensaio. Todavia, até aproximadamente 4 kN não foi registrado qualquer deslizamento entre os dois materiais. Ainda assim, o corpo de prova ganhou força à medida que aço e concreto escorregavam entre si, apresentando queda no valor da força somente a partir de 1,75 mm de deslizamento. Tal

comportamento se deve, provavelmente, à instrumentação interna realizada nas barras no trecho de ancoragem.

Os demais corpos de prova não registraram deslizamento até a ruptura da aderência. Apenas depois de atingida a força máxima houve um pequeno deslizamento relativo, inferior a 0,1 mm em todos os casos.

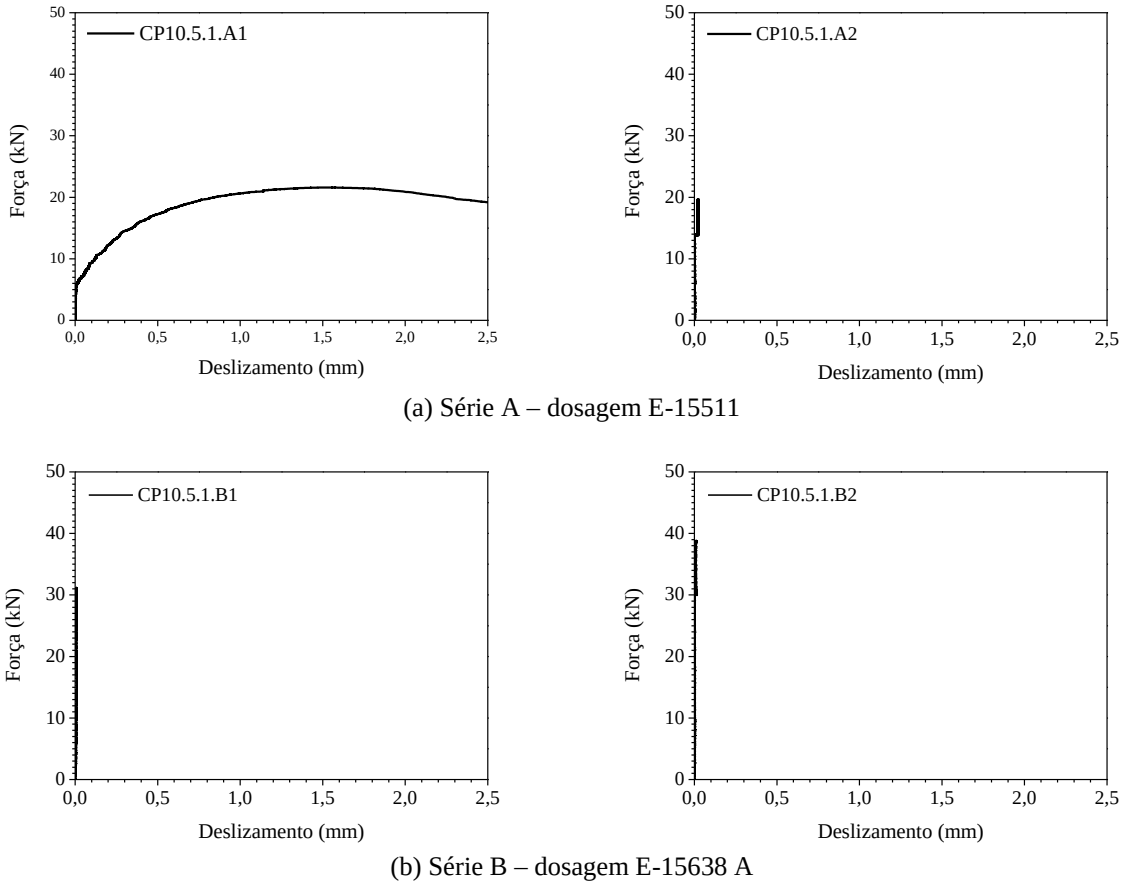
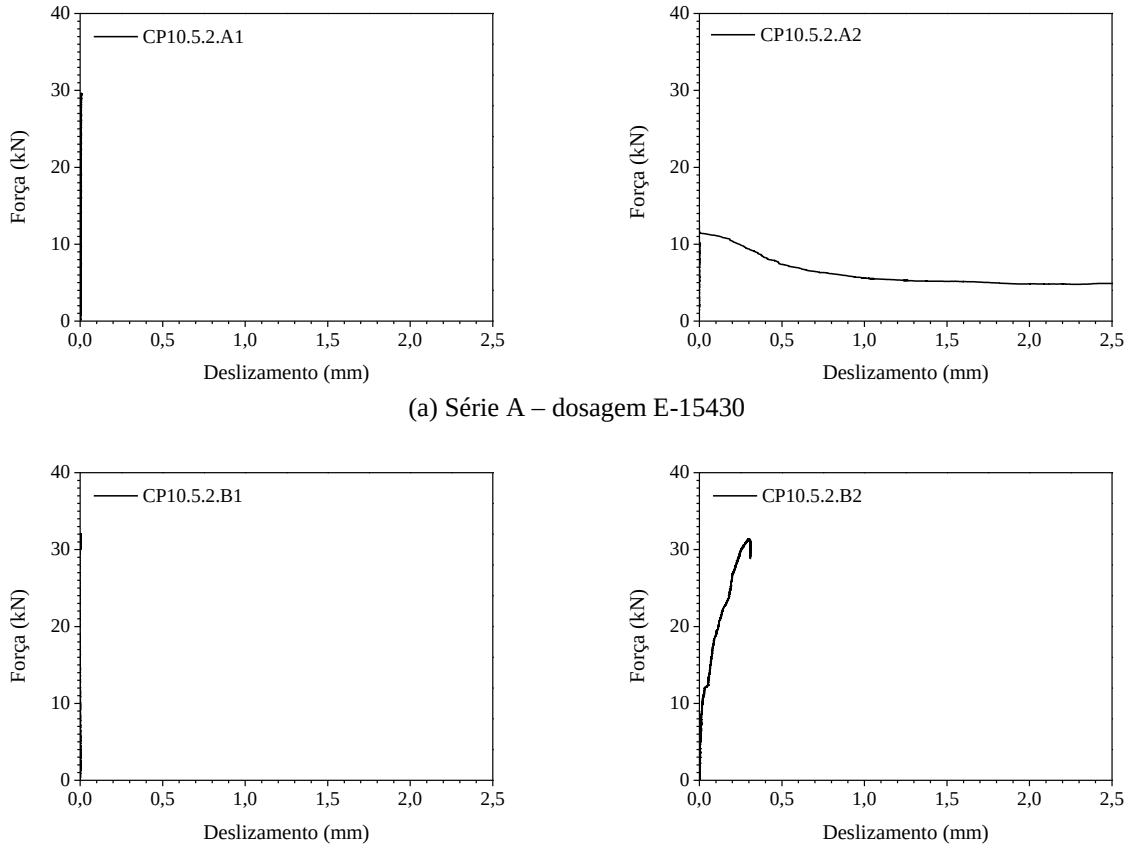


Figura 5.9 – Curvas Força versus Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ (com adição de 1% de fibras)

Para os corpos de prova com adição de 2% de fibras, as curvas força *versus* deslizamento são mostradas na Figura 5.10. Observa-se que os corpos de prova CP10.5.2.A1 e CP10.5.2.B1 não apresentaram deslizamento entre a barra e o concreto.

O corpo de prova CP10.5.2.A2 apresentou o maior deslizamento do grupo, ultrapassando os 2,5 mm, porém com baixo valor da força de ruptura. O corpo de prova CP10.5.2.B2 passou a apresentar deslizamento relativo a partir de aproximadamente 8 kN, com deslocamento máximo de aproximadamente 0,3 mm.



(a) Série A – dosagem E-15430

(b) Série B – dosagem E-15635 A

Figura 5.10 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ (com adição de 2% de fibras)

Analisando os corpos de prova com comprimento de ancoragem de 5ϕ, percebe-se que a maioria não apresentou deslizamento entre a barra de aço e o bloco de concreto até a ruptura da aderência, apresentando curva força *versus* deslizamento praticamente vertical. Dentre os corpos de prova em que houve deslizamento relativo antes de ocorrer a ruptura da aderência,

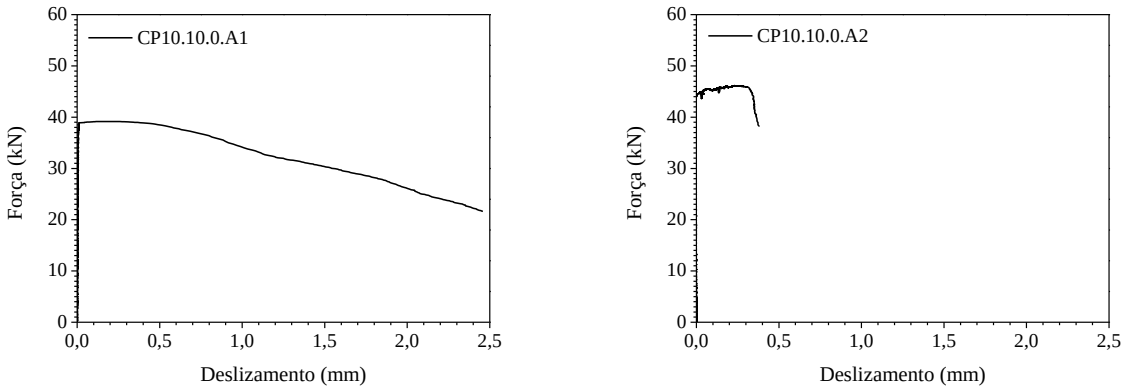
apenas um apresentou deslizamento próximo de 1,5 mm, enquanto os outros dois atingiram no máximo 0,3 mm.

- Ancoragem de 10ϕ

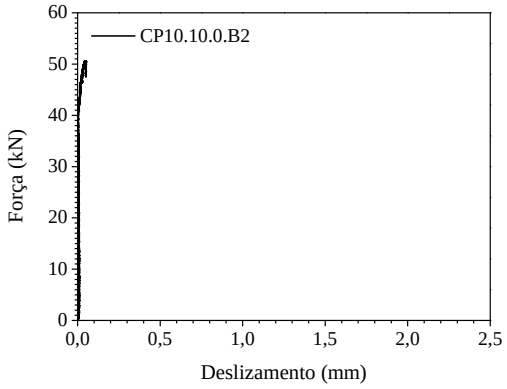
As curvas força *versus* deslizamento para os corpos de prova com comprimento de ancoragem igual a dez vezes o diâmetro da barra e que não receberam reforço fibroso são apresentadas na Figura 5.11. Observa-se que todos os corpos de prova apresentaram curvas com o trecho inicial quase vertical, indicando pequenos deslizamentos antes da ruptura.

No corpo de prova CP10.10.0.A1 são observadas duas inclinações na curva força *versus* deslizamento: um trecho ascendente, de ganho de força com praticamente nenhum deslizamento, e um trecho descendente, no qual se observa queda da força com aumento do deslizamento entre a barra de aço e o bloco de concreto.

O corpo de prova CP10.10.0.B1 não teve seu deslocamento registrado pelo sistema de aquisição de dados, razão pela qual sua curva força *versus* deslizamento não é apresentada.



(a) Série A – dosagem E-15448

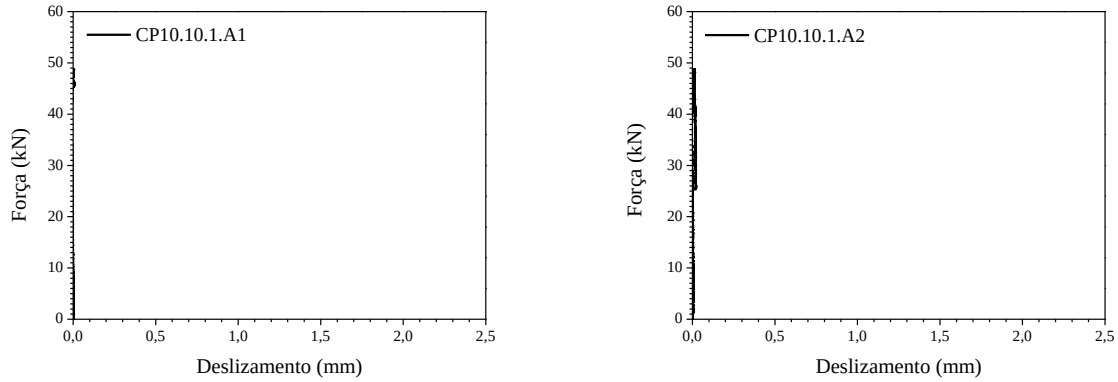


(b) Série B – dosagem E-15628

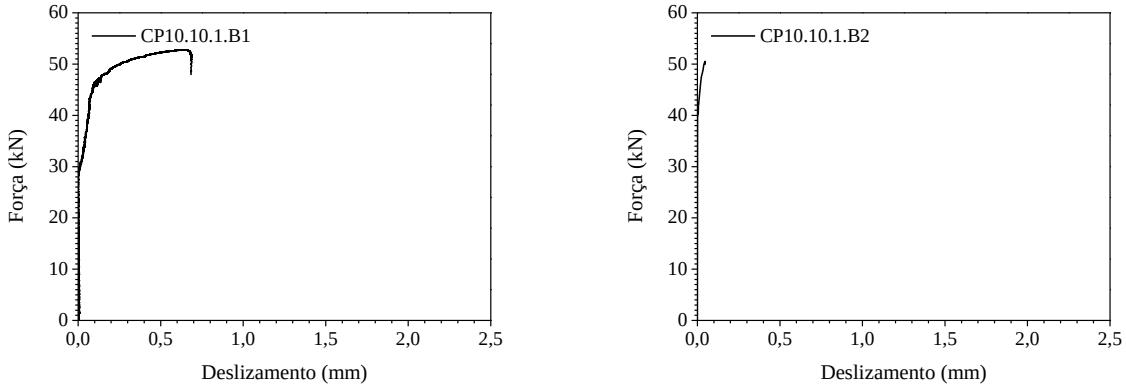
Figura 5.11 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 10ϕ (sem adição de fibras)

Com a adição de 1% de fibras, os corpos de prova apresentaram as curvas força *versus* deslizamento apresentadas na Figura 5.12. Os corpos de prova da série A (CP10.10.1.A1 e CP10.10.1.A2) praticamente não apresentaram deslizamento entre o aço e o concreto até a ruptura da aderência. No CP10.10.1.B2, o deslocamento relativo entre os dois materiais passou a ser registrado a partir de 40 kN, e foi inferior a 0,1 mm até o momento da ruptura.

O único corpo de prova a apresentar deslizamento significativo com o aumento da força foi o CP10.10.1.B1. Tal deslizamento começou a ser registrado quando a força atingiu 30 kN, chegando a quase 0,7 mm ao final do ensaio, quando houve a ruptura da aderência.



(a) Série A – dosagem E-15511



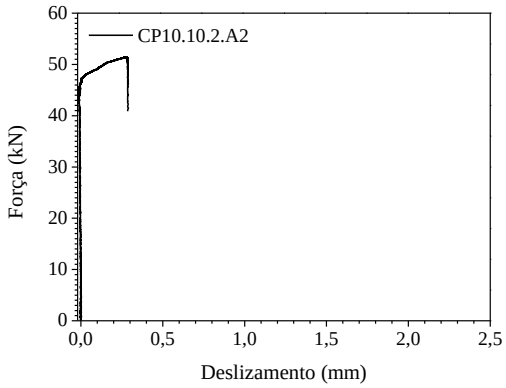
(b) Série B – dosagem E-15638 A

Figura 5.12 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 10ϕ (com adição de 1% de fibras)

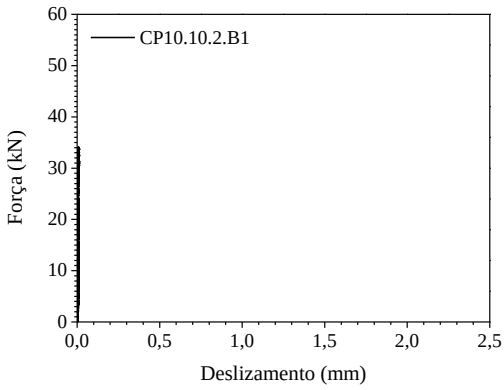
À exceção do corpo de prova CP10.10.2.A1, que não teve seus pontos registrados pelo sistema de aquisição de dados, as curvas dos corpos de prova com adição de 2% de fibras são apresentadas na Figura 5.13.

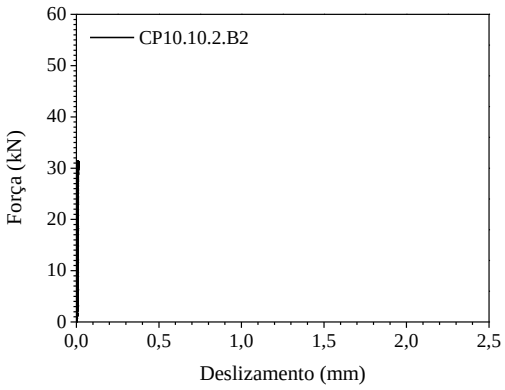
Observa-se que os dois corpos de prova da série B não apresentaram deslocamento relativo entre o aço e o concreto até o momento da ruptura da aderência, que, entretanto, ocorreu com uma força inferior à observada nos corpos de prova da séria A. Nesta série, o corpo de prova CP10.10.2.A2, além de ter rompido com o maior valor de força (51,4 kN), apresentou também o maior deslizamento, chegando a quase 0,3 mm. Sua curva apresentou três trechos distintos. O primeiro corresponde ao trecho vertical inicial, em que não se observam

deslizamentos com o aumento da força. A partir de, aproximadamente, 45 kN, após ter ocorrido o escoamento do aço, passaram a ser registrados alguns deslizamentos relativos entre a barra e o concreto. Isto, entretanto, não significou a ruptura da aderência, pois se observa um trecho com aumento constante da força até ser atingida a ruptura, que, neste caso, ocorreu na barra. A ruptura da barra foi registrada pelo sistema de aquisição de dados por meio do trecho vertical descendente mostrado na Figura 5.13a. Este foi o corpo de prova ensaiado até que a barra de aço se partiu no interior do tubo de PVC (Figura 5.6c).



(a) Série A – dosagem E-15430





(b) Série B – dosagem E-15635 A

Figura 5.13 – Curvas Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com comprimento de ancoragem de 10ϕ (com adição de 2% de fibras)

De maneira geral, percebe-se que, para os corpos de prova com ancoragem de dez vezes o diâmetro da barra, o deslizamento relativo entre a barra e o concreto foi pequeno até o

momento da ruptura, que em sua maioria ocorreu devido à perda de aderência entre a barra e o concreto somente depois de atingida a tensão de escoamento do aço. Entretanto, pode-se observar uma contribuição positiva das fibras em alguns corpos de prova (CP10.10.1.B1 e CP10.10.2.A2). Nestes casos, pode-se notar um aumento da força resistida pela barra mesmo após o escoamento do aço. Isso se deve à melhoria da resistência da interface, o que permitiu que, no caso da adição de 2% de fibras, a ruptura ocorresse na barra e não mais na interface entre a barra e o concreto. Aliado a esse aumento da força de ruptura, houve também um aumento significativo do deslizamento relativo entre a barra e o concreto quando comparado aos corpos de prova sem fibras. Isso demonstra que as fibras também permitiram uma maior ductilidade ao mecanismo resistente que se forma na interface entre a barra e o concreto.

5.2 VALORES DE NORMAS PARA O COMPRIMENTO BÁSICO DE ANCORAGEM

O comprimento básico de ancoragem, necessário para que haja a transferência das tensões da armadura tracionada para o concreto sem que ocorra o deslizamento da armadura, foi calculado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003c) e o ACI 318 (ACI, 2002) empregando as equações 2.28 e 2.30, respectivamente. Os valores obtidos são mostrados na Tabela 5.3.

Para determinação da tensão de aderência pela NBR 6118 (ABNT, 2003), foi utilizado para a resistência à tração do concreto o valor de 90% da resistência à tração por compressão diametral. A tensão de escoamento do aço foi obtida experimentalmente, conforme relatado no Capítulo 3. Para a determinação do comprimento de ancoragem pelo ACI 318 (ACI, 2002), foram empregados os valores experimentais para a resistência à compressão do concreto e a tensão de escoamento do aço. O índice da armadura transversal (K_{tr}) foi admitido igual a 2,5, por recomendação do próprio ACI.

Tabela 5.3 – Comprimento de ancoragem

Volume de fibras (%)	Dosagem	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	Comprimento básico de ancoragem (cm)	
				NBR 6118	ACI 318
0	E-15448	58,90	4,84	13	20
1	E-15511	66,98	8,74	7	18
	E-15638 A	70,57	8,12	8	18
2	E-15430	69,96	9,17	7	18
	E-15635 A	60,60	10,80	6	19

Comparando as duas normas, percebe-se que o ACI é mais conservador, propondo comprimentos de ancoragem mais altos do que os estipulados pela norma brasileira. No caso da dosagem E-15635 B, a diferença entre os valores recomendados ultrapassa 200%.

Em relação aos ensaios, percebe-se que com o aumento da resistência à tração do concreto devido à adição das fibras, o comprimento básico de ancoragem recomendado pelas normas é reduzido. No caso das dosagens com adição de fibras, os valores recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) se encontram entre os comprimentos aderentes empregados, isto é, 5 cm (5ϕ) e 10 cm (10ϕ). A eficiências das fibras na redução do comprimento de ancoragem é confirmado quando se observa que nos corpos de prova com apenas 5 cm de ancoragem e 2% de fibras, a armadura atingiu a tensão de escoamento do aço antes da ruptura da aderência. Isso mostra que foi possível usar um comprimento inferior ao prescrito e obter um desempenho adequado.

5.3 MODELOS TEÓRICOS PARA A CURVA TENSÃO *VERSUS* DESLIZAMENTO

Foram traçadas as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para os modelos apresentados no Capítulo 2. O cálculo foi feito apenas para a os corpos de prova com barra de 10 mm, posto que os corpos de prova com barras de 20 mm romperam por fendilhamento e não por arrancamento.

Para a série B, foi considerado todo o trecho aderente no cálculo na tensão de aderência. Para a série A, foi descontado o tamanho dos extensômetros internos, pois nesses locais não havia aderência entre a barra de aço e o bloco de concreto.

5.3.1 Modelo do CEB-FIP 90

Por esse modelo, a tensão de aderência é influenciada pelo confinamento, pelas condições de aderência e pela resistência à compressão do concreto. Assim, conforme o volume de fibras adicionado, os parâmetros de cálculo adotados foram os mostrados na Tabela 5.4 (válidos para concreto com confinamento, pois o cobrimento é superior a 5ϕ e região de boa aderência).

Da Tabela 5.4, percebe-se que o valor de tensão máxima previsto pelo CEB-FIP 90 resultou em valores superiores aos obtidos experimentalmente para os corpos de prova com ancoragem de 10ϕ e sem instrumentação interna (série B). Esse fato foi mais acentuado para os corpos de prova que receberam adição de 2% de fibras, para os quais foram encontradas diferenças de até 49% entre os valores experimentais e teóricos. Isso se deve ao fato que nesses corpos de prova o arrancamento, quando ocorreu, se deu após o escoamento do aço, o que sugere que o comprimento de ancoragem de 10ϕ (10 cm) era maior que o necessário.

Para ancoragem de 5ϕ, por outro lado, a formulação teórica apresentou resultados bastante satisfatórios, havendo pequena variação entre os valores experimentais e os previstos. A melhor aproximação se deu para os corpos de prova com adição de 2% de fibras, sendo encontrada diferença máxima de 5% para esse caso. De forma geral, isso se deva ao fato de que nesses corpos de prova, devido ao menor comprimento de ancoragem, toda a capacidade resistente da interface foi mobilizada antes que a barra atingisse a tensão de escoamento do aço.

Outro aspecto importante dessa análise, é que a formulação do CEB-FIP 90 avaliou bem a resistência por aderência, mesmo no caso dos corpos de prova com adição de fibras. Isso mais uma vez corrobora a observação de que a resistência por aderência entre o aço e o concreto não é influenciada pelas fibras, apesar do comprimento de ancoragem parecer ser influenciado pelas fibras.

Tabela 5.4 – Parâmetros para cálculo da tensão de aderência pelo modelo do CEB-FIP 90

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	f_{cm} (MPa)	Parâmetros							
			δ_1	δ_2	δ_3	α	$\tau_{máx}$ (MPa) CEB-FIP 90	$\tau_{máx}$ (MPa) Experimental	λ	τ_f (MPa)
0	CP10.5.0.A1	58,90	1,0	3,0	6,1	0,4	19,19	13,58	0,71	2,88
	CP10.5.0.A2							6,05	0,31	
	CP10.10.0.A1							15,56	0,81	
	CP10.10.0.A2							18,34	0,96	
	CP10.5.0.B1	59,00	1,0	3,0	6,1	0,4	19,20	20,31	1,06	2,88
	CP10.5.0.B2							20,75	1,08	
	CP10.10.0.B1							14,93	0,78	
	CP10.10.0.B2							16,07	0,84	
1	CP10.5.1.A1	66,68	1,0	3,0	6,1	0,4	20,46	22,92	1,12	3,13
	CP10.5.1.A2							20,90	1,02	
	CP10.10.1.A1							19,38	0,95	
	CP10.10.1.A2							19,38	0,95	
	CP10.5.1.B1	70,57	1,0	3,0	6,1	0,4	21,00	19,86	0,94	3,15
	CP10.5.1.B2							24,70	1,18	
	CP10.10.1.B1							16,81	0,80	
	CP10.10.1.B2							16,36	0,78	
2	CP10.5.2.A1	69,96	1,0	3,0	6,1	0,4	20,91	32,04	1,53	3,07
	CP10.5.2.A2							13,79	0,66	
	CP10.10.2.A1							18,26	0,87	
	CP10.10.2.A2							20,45	0,98	
	CP10.5.2.B1	60,60	1,0	3,0	6,1	0,4	19,46	20,37	1,05	2,92
	CP10.5.2.B2							19,99	1,03	
	CP10.10.2.B1							10,82	0,56	
	CP10.10.2.B2							9,96	0,51	

Para a série A, a formulação do CEB-FIP 90 previu de forma satisfatória a tensão de aderência máxima, com pequenas diferenças em relação ao que foi obtido experimentalmente.

As curvas tensão de aderência *versus* deslizamento obtidas pelo modelo do CEB-FIP 90 para os corpos de prova que não receberam reforço fibroso são mostradas na Figura 5.14. Embora a tensão máxima de aderência prevista para os corpos de prova sem fibras tenha sido

satisfatória, a curva fornecida pelo CEB-FIP 90 difere bastante das curvas obtidas experimentalmente. Nos ensaios da série B, os corpos de prova não apresentaram valores de deslizamento até próximo à força de ruptura, enquanto a formulação prevê deslizamentos a partir do instante de aplicação da força. Para os corpos de prova da série A, por outro lado, os deslizamentos experimentais foram superiores aos previstos pela formulação, mas também só passaram a ser registrados depois de a força máxima ser atingida.

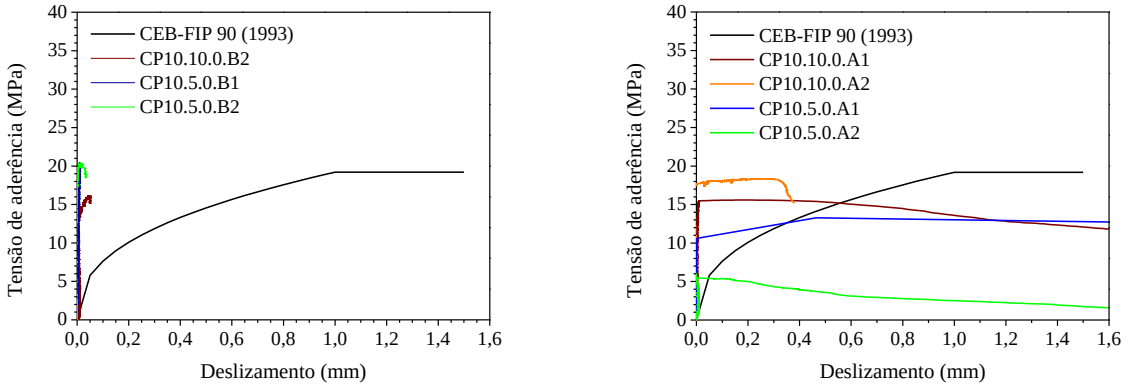


Figura 5.14 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método do CEB-FIP 90

Para os corpos de prova com adição de 1% de fibras, as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento obtidas são mostradas na Figura 5.15. Para a série B, apenas o corpo de prova CP10.10.1.B1 apresentou a curva tensão de aderência *versus* deslizamento mais próxima do modelo teórico, que forneceu valores de deslizamento na ruptura bem superiores aos observados nos ensaios. Ainda assim, a aproximação foi pequena, pois o corpo de prova só apresentou deslizamentos quando a força era de quase 10 kN. Para a série A, o corpo de prova CP10.5.1.A2 apresentou curva força *versus* deslizamento semelhante à teórica, porém a tensão obtida no ensaio foi inferior à prevista, e o deslizamento foi superior.

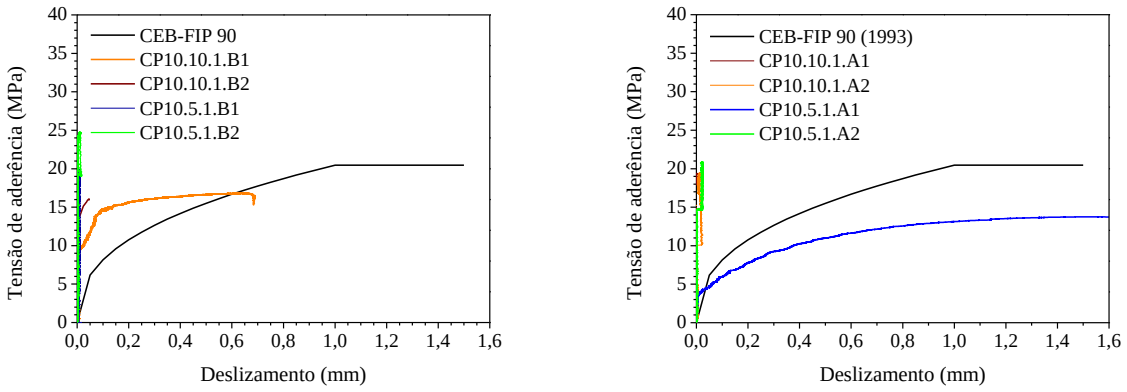


Figura 5.15 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com 1% de fibras pelo método do CEB-FIP 90

Para os corpos de prova com adição de 2% de fibras, as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento experimentais e teórica são apresentadas na Figura 5.16. Percebe-se que, como nos casos anteriores, os deslizamentos previstos pela formulação no momento da ruptura da aderência são bastante superiores aos registrados durante os ensaios dos corpos de prova da série B. O corpo de prova CP10.5.2.B2 foi o único a apresentar deslizamentos entre a barra de aço e o bloco de concreto durante o ensaio, mas os valores registrados são inferiores aos previstos pelo CEB-FIP 90 para o mesmo valor de força. Em relação aos corpos de prova da série A, observa-se que as curvas obtidas experimentalmente e a curva prevista pela formulação estão bem diferentes. O corpo de prova CP10.10.0.A2 apresentou tensão máxima de aderência próxima à teórica, porém só teve deslizamentos registrados a partir de quase 20 MPa.

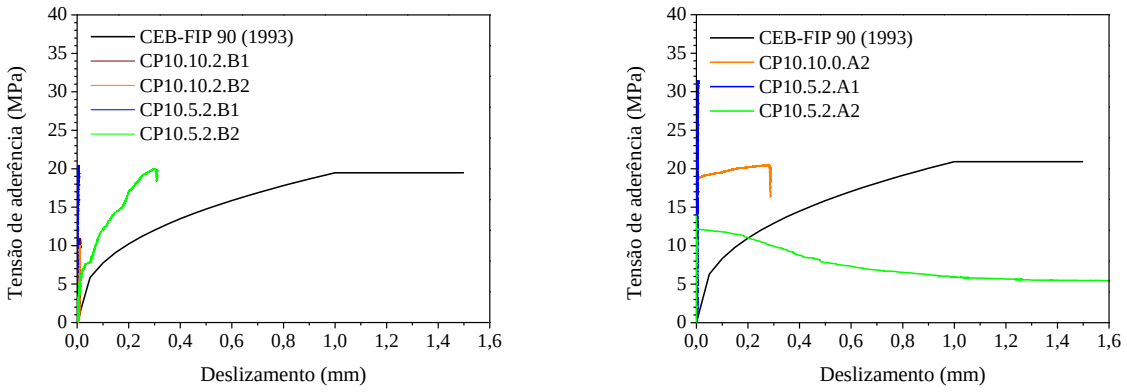


Figura 5.16 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com 2% de fibras pelo método do CEB-FIP 90

Essa diferença entre a formulação teórica e os resultados experimentais pode ser justificada pela resistência do concreto, pois o CEB-FIP 90 (CEB, 1993) foi elaborado para concretos com resistência de até 50 MPa, enquanto neste trabalho as classes de resistência à compressão utilizada foram mais altas. Além disso, como o próprio CEB-FIP 90 (CEB, 1993) relata, há uma dispersão inerente ao ensaio, de forma que uma série de fatores podem causar diferenças significativas na curva tensão de aderência *versus* deslizamento, especialmente para valores de deslizamento mais baixos. Essas diferenças decorrem do uso de corpos de prova diferentes (o que resulta em diferentes estados de tensão no concreto ao redor da barra), do uso de diferentes formas de medição do deslizamento e de diferentes velocidades de aplicação e incremento de força. Ainda, a própria heterogeneidade do concreto e da geometria da barra de aço (diâmetro, características das nervuras, etc) influenciam de forma significativa o comportamento da curva tensão de aderência *versus* deslizamento.

5.3.2 Modelo de Harajli *et al* (1995)

O modelo de Harajli *et al* (1995), válido para concreto fibroso, se baseia nos trabalhos de Eligehausen *et al.* (1983 *apud* SIMPLÍCIO, 2008), fornecendo valores semelhantes aos obtidos pelo modelo do CEB-FIP 90. Os parâmetros adotados são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Parâmetros para cálculo da tensão de aderência pelo modelo de Harajli *et al* (1995)

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	f_{cm} (MPa)	Parâmetros								
			δ_1	δ_2	δ_3	$\delta_{máx}$	α	$\tau_{máx}$ (MPa) Harajli *et al* (1995)	$\tau_{máx}$ (MPa) Experim	λ	τ_f (MPa)
	CP10.5.0.A1	58,90	0,91	2,13	6,1	1,33	0,3	19,19	13,58	0,71	6,91
	CP10.5.0.A2								6,05	0,31	
	CP10.10.0.A1								15,56	0,81	
	CP10.10.0.A2								18,34	0,96	
0	CP10.5.0.B1	59,00	0,91	2,13	6,1	1,33	0,3	19,20	20,31	1,06	6,91
	CP10.5.0.B2								20,75	1,08	
	CP10.10.0.B1								14,93	0,78	
	CP10.10.0.B2								16,07	0,84	
	CP10.5.1.A1	66,68	0,91	2,13	6,1	1,33	0,3	20,46	22,92	1,12	7,37
	CP10.5.1.A2								20,90	1,02	
	CP10.10.1.A1								19,38	0,95	
	CP10.10.1.A2								19,38	0,95	
1	CP10.5.1.B1	70,57	0,91	2,13	6,1	1,33	0,3	21,00	19,86	0,94	7,56
	CP10.5.1.B2								24,70	1,18	
	CP10.10.1.B1								16,81	0,80	
	CP10.10.1.B2								16,36	0,78	
	CP10.5.2.A1	69,96	0,91	2,13	6,1	1,33	0,3	20,91	32,04	1,53	7,53
	CP10.5.2.A2								13,79	0,66	
	CP10.10.2.A1								18,26	0,87	
	CP10.10.2.A2								20,45	0,98	
2	CP10.5.2.B1	60,60	0,91	2,13	6,1	1,33	0,3	19,46	20,37	1,05	7,00
	CP10.5.2.B2								19,99	1,03	
	CP10.10.2.B1								10,82	0,56	
	CP10.10.2.B2								9,96	0,51	

Assim como o modelo do CEB-FIP 90 (CEB, 1993), o modelo de Harajli *et al* (1995) prevê que a tensão máxima de aderência equivale a duas vezes e meia a raiz quadrada da resistência à compressão do concreto. Dessa forma, os valores previstos foram muito próximos aos valores obtidos experimentalmente para os corpos de prova da série A e para os corpos de prova da série B com comprimento de ancoragem igual a cinco vezes o diâmetro da barra, e

bem acima dos valores experimentais obtidos para os corpos de prova da série B cujo comprimento de ancoragem era igual a 10ϕ.

As curvas obtidas experimentalmente para os corpos de prova sem fibras, juntamente com a curva tensão de aderência *versus* deslizamento prevista por Harajli *et al* (1995), são apresentadas na Figura 5.17. Observa-se que os deslizamentos registrados nos ensaios, antes da ruptura da aderência da barra com o concreto, foram bem inferiores aos previstos por esse modelo para os corpos de prova da série B. Da mesma forma, nenhum dos corpos de prova que receberam reforço fibroso apresentou deslizamento semelhante ao previsto pelo modelo de Harajli *et al.* (1995), conforme mostrado nas Figuras 5.17, 5.18 e 5.19.

Para os corpos de prova da série A, os deslizamentos só passaram a ser registrados depois de atingida a força máxima. O corpo de prova CP10.5.1.A2 apresentou curva tensão de aderência versus deslizamento semelhante à teórica, apenas com valores mais baixos para a tensão.

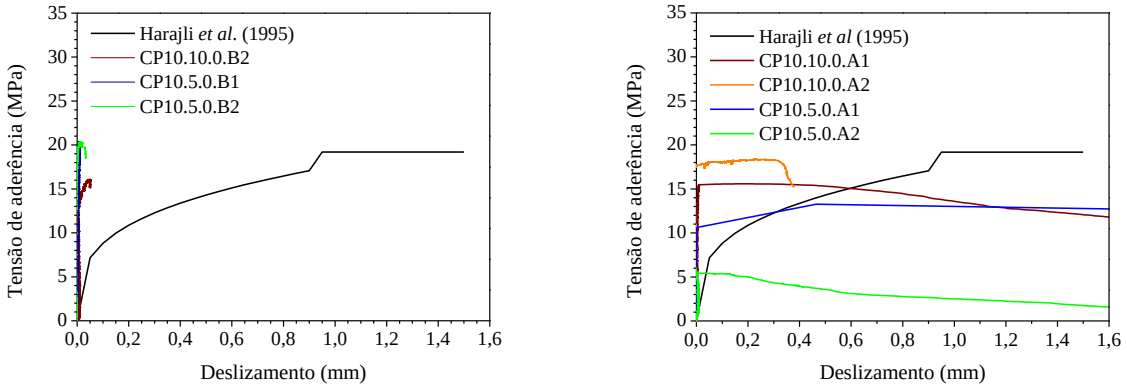


Figura 5.17 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método proposto por Harajli *et al* (1995)

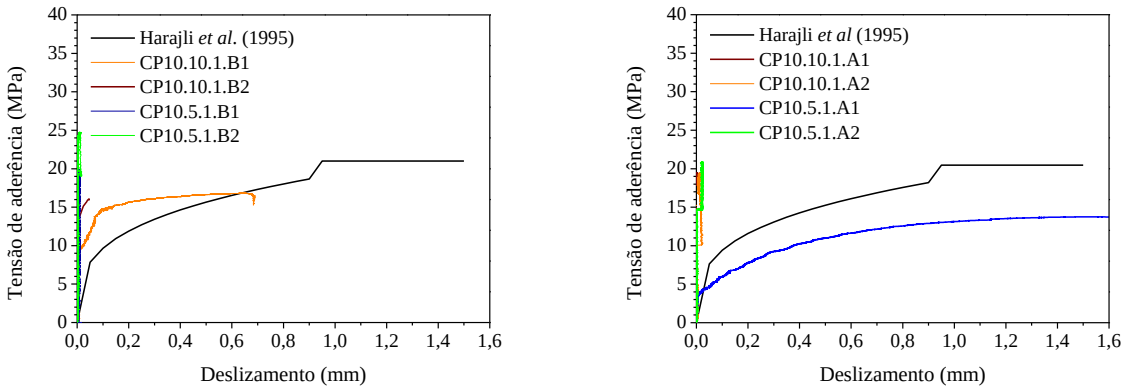


Figura 5.18 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras pelo método proposto por Harajli *et al* (1995)

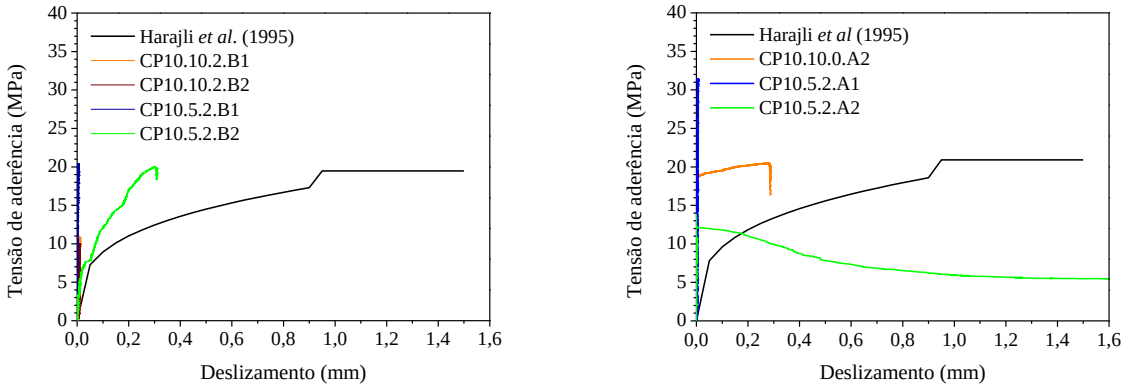


Figura 5.19 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova com adição de 2% de fibras pelo método proposto por Harajli *et al* (1995)

A diferença entre os deslizamentos teóricos e experimentais pode ser explicada pela resistência à compressão do concreto, já que os corpos de prova ensaiados por Harajli *et al*. (1995) possuíam resistência de 22 MPa. O ensaio foi semelhante ao proposto pelo RILEM (RILEM-FIB-CEB, 1973), porém a base fixa estava na parte inferior do corpo de prova, que era puxado em sentido ascendente por meio de uma chapa que servia de apoio. Assim como nessa pesquisa, a medição dos deslizamentos foi feita na extremidade não carregada da barra.

Porém, o comprimento do trecho aderente utilizado foi de 3,5ϕ (próximo, apenas, aos corpos de prova com ancoragem de 5ϕ da série A, pois, descontando-se o tamanho dos extensômetros, foi admitido trecho aderente igual a 3ϕ). Além disso, foram utilizadas barras de 10 mm como armadura de confinamento nos corpos de prova ensaiados por Harajli *et al* (1995). As fibras de aço utilizadas eram mais curtas (30 mm), com relação de aspecto igual a 60. Todos esses fatores podem ter contribuído para a diferença observada entre os valores previstos pela formulação e os valores observados experimentalmente para o deslizamento.

5.3.3 Modelo de Barbosa (2001)

O modelo proposto por Barbosa fornece apenas duas equações para cálculo da tensão de aderência e duas para cálculo do deslocamento máximo que, segundo o modelo, é função do diâmetro da barra. Assim, para barras de 10 mm, o deslocamento máximo é de 1,368 mm. Como a resistência à compressão dos concretos estudados é superior a 50 MPa, foi utilizada a equação (5.2) para determinação da tensão de aderência:

$$\tau = 32{,}58\delta^{0{,}48} \tag{5.2}$$

A tensão máxima foi calculada de acordo com a equação (5.3).

$$\tau_{máx} = e^{0{,}08\emptyset} + e^{0{,}003 f_c} + 6{,}68 \tag{5.3}$$

A Tabela 5.6 apresenta a relação entre a tensão máxima obtida experimentalmente e aquela prevista pela formulação.

Tabela 5.6 – Relação entre tensão máxima de aderência teórica e valores experimentais segundo Barbosa (2001)

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	f_{cm} (MPa)	$\tau_{máx}$ (MPa)		
			Barbosa (2001)	Experim.	λ
0	CP10.5.0.A1	58,90	14,76	13,58	0,92
	CP10.5.0.A2			6,05	0,41
	CP10.10.0.A1			15,56	1,05
	CP10.10.0.A2			18,34	1,24
	CP10.5.0.B1	59,00	10,10	20,31	2,01
	CP10.5.0.B2			20,75	2,05
	CP10.10.0.B1			14,93	1,47
	CP10.10.0.B2			16,07	1,59
1	CP10.5.1.A1	66,68	16,30	22,92	1,41
	CP10.5.1.A2			20,90	1,28
	CP10.10.1.A1			19,38	1,19
	CP10.10.1.A2			19,38	1,19
	CP10.5.1.B1	70,57	10,14	19,86	1,96
	CP10.5.1.B2			24,70	2,43
	CP10.10.1.B1			16,81	1,66
	CP10.10.1.B2			16,36	1,61
2	CP10.5.2.A1	69,96	17,06	32,04	1,89
	CP10.5.2.A2			13,79	0,81
	CP10.10.2.A1			18,26	1,07
	CP10.10.2.A2			20,45	1,20
	CP10.5.2.B1	60,60	10,10	20,37	2,02
	CP10.5.2.B2			19,99	1,98
	CP10.10.2.B1			10,82	1,07
	CP10.10.2.B2			9,96	0,99

Comparando os valores previstos para a tensão máxima de aderência com os obtidos dos ensaios dos corpos de prova da série B, percebe-se que a formulação subestima a tensão de aderência, especialmente para os corpos de prova com ancoragem igual a cinco vezes o diâmetro da barra ensaiada. Apenas para os corpos de prova com adição de 2% de fibras e comprimento de ancoragem de 10ϕ houve uma compatibilidade entre os valores experimentais e teóricos. Porém, esses corpos de prova apresentaram deficiência na aderência entre a barra e o concreto. Para a série A, houve uma aproximação satisfatória entre os valores

previstos pela formulação e os obtidos nos ensaios dos corpos de prova com ancoragem igual a 10ϕ.

Foi obtida a curva mostrada na Figura 5.20 para a tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos de prova sem fibras. Percebe-se, novamente, que o deslizamento previsto pelo modelo foi superior ao registrado nos ensaios para os corpos de prova da série B. Para os corpos de prova da série A, o deslizamento registrado foi superior ao previsto pela formulação ($\delta_{máx}$ = 1,368 mm), exceto para o corpo de prova CP10.10.0.A1.

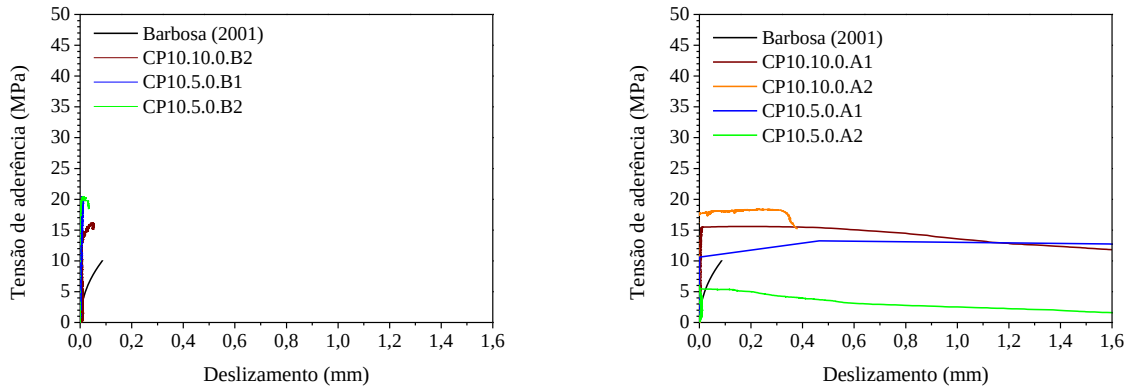


Figura 5.20 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método proposto por Barbosa (2001)

Com a adição de 1% de fibras, a curva tensão de aderência versus deslizamento prevista por Barbosa (2001) é apresentada na Figura 5.21, juntamente com as curvas obtidas experimentalmente. Observa-se que nos ensaios a barra de aço praticamente não apresentou deslocamento em relação ao bloco de concreto, exceto pelos corpos de prova CP10.10.1.B1 e CP10.5.1.A1.

Para os corpos de prova que receberam a adição de 2% de fibras, as curvas experimentais e a curva prevista por Barbosa (2001) são apresentadas na Figura 5.22. Percebe-se que os corpos de prova CP10.10.2.B1, CP10.10.2.B2 e CP10.5.2.B1 não apresentaram deslizamento até o momento da ruptura. O corpo de prova CP10.5.2.B2, por outro lado, apresentou comportamento similar ao previsto por Barbosa (2001). Na série A, apenas os corpos de prova

CP10.10.2.A2 e CP10.5.2.A2 apresentaram deslizamento, porém a fora da curva tensão de aderência *versus* deslizamento foi bem diferente para ambos.

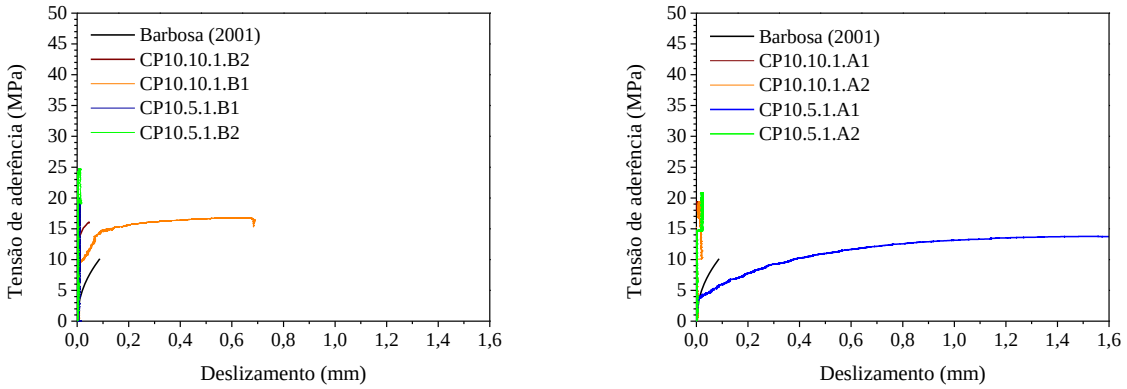


Figura 5.21 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras pelo método proposto por Barbosa (2001)

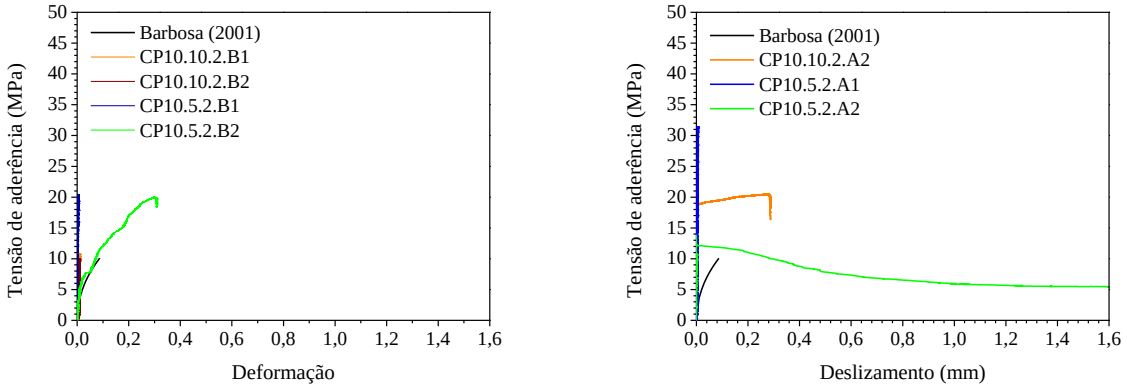


Figura 5.22 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova com adição de 2% de fibras pelo método proposto por Barbosa (2001)

Comparando-se os resultados experimentais com os previstos por Barbosa (2001) percebe-se que o mesmo subestimou a tensão de aderência máxima, pois, com exceção dos corpos de prova com adição de 2% de fibras e ancoragem de 10ϕ, todos os valores encontrados nos

ensaios foram superiores ao previstos. Além disso, os valores de deslizamento obtidos dos ensaios são inferiores aos previstos pela formulação.

5.3.4 Modelo de SIMPLÍCIO (2008)

Simplício (2008) propôs um modelo para a curva tensão de aderência *versus* deslizamento dividida em quatro partes. Os parâmetros desse modelo são mostrados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Parâmetros para cálculo da tensão de aderência pelo modelo de Simplício (2008)

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	f_{cm} (MPa)	Parâmetros								
			δ_1	δ_2	δ_3	δ_4	τ_1 (MPa)	τ_f (MPa)	$\tau_{máx}$ (MPa)		
									Prev.	Exp.	λ
	CP10.5.0.A1	58,90	0,17	0,49	1,01	8	28,93	13,61	41,78	13,58	0,35
	CP10.5.0.A2									6,05	0,14
	CP10.10.0.A1									15,56	0,37
	CP10.10.0.A2									18,34	0,44
0	CP10.5.0.B1	59,00	0,17	0,49	1,01	8	28,95	13,63	41,81	20,31	0,49
	CP10.5.0.B2									20,75	0,50
	CP10.10.0.B1									14,93	0,36
	CP10.10.0.B2									16,07	0,38
	CP10.5.1.A1	66,68	0,14	0,40	1,03	8	34,59	17,14	49,94	22,92	0,46
	CP10.5.1.A2									20,90	0,41
	CP10.10.1.A1									19,38	0,39
	CP10.10.1.A2									19,38	0,39
1	CP10.5.1.B1	70,57	0,13	0,37	1,04	8	35,23	17,85	50,87	19,86	0,39
	CP10.5.1.B2									24,70	0,48
	CP10.10.1.B1									16,81	0,33
	CP10.10.1.B2									16,36	0,32
	CP10.5.2.A1	69,96	0,13	0,37	1,04	8	39,51	19,44	57,05	32,04	0,56
	CP10.5.2.A2									13,79	0,24
	CP10.10.2.A1									18,26	0,32
	CP10.10.2.A2									20,45	0,36
2	CP10.5.2.B1	60,60	0,16	0,47	1,01	8	37,57	17,88	54,26	20,37	0,37
	CP10.5.2.B2									19,99	0,37
	CP10.10.2.B1									10,82	0,20
	CP10.10.2.B2									9,96	0,18

Comparando o valor previsto para a tensão máxima de aderência com os valores obtidos dos ensaios, percebe-se que os valores teóricos estão bem acima dos experimentais. Há uma diferença de mais de 80% no caso dos corpos de prova CP10.5.0.A2 e CP10.10.2.B2, por exemplo.

A curva tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos de prova sem adição de fibras é apresentada na Figura 5.23. Observa-se que o trecho inicial previsto pela formulação é bem próximo do encontrado experimentalmente. Porém, os corpos de prova ensaiados logo romperam, e suas curvas terminam antes da teórica. Além disso, os deslizamentos experimentais para os corpos de prova da série B foram bastante inferiores aos propostos pelo modelo. Os corpos de prova da série A, por outro lado, apresentaram deslizamentos semelhantes aos previstos, porém com valor de tensão inferior.

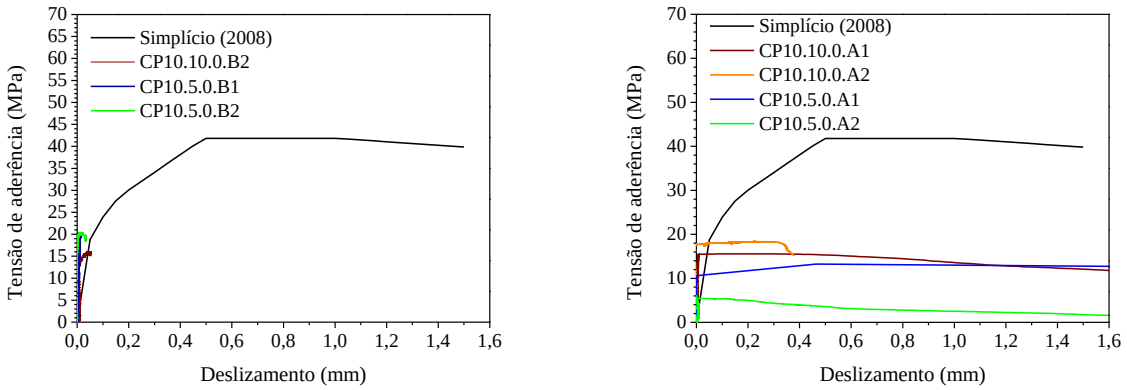


Figura 5.23 – Curvas tensão de aderência versus deslizamento para corpos de prova sem fibras pelo método proposto por Simplício (2008)

Com a adição de 1% de fibras, a curva tensão de aderência *versus* deslizamento tem a forma apresentada na Figura 5.24. Assim como nos corpos de prova sem fibras, o trecho inicial teórico foi próximo dos experimentais, pois pequenos deslizamentos são previstos para baixas tensões de aderência. Porém, todos os corpos de prova romperam com valores de carga e deslizamento bem abaixo do previsto, exceto pelo corpo de prova CP10.5.1.A1.

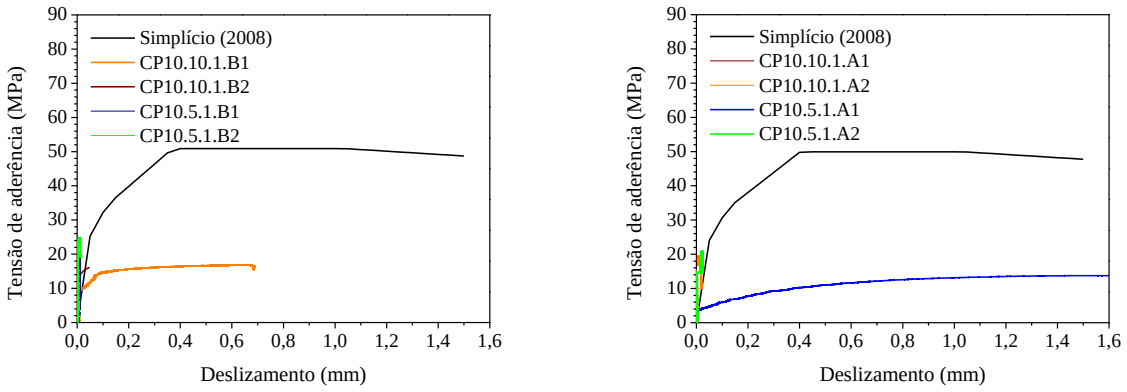


Figura 5.24 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras pelo método proposto por Simplício (2008)

A Figura 5.25 mostra a curva tensão de aderência *versus* deslizamento para adição de 2% de fibras. Observa-se que os valores obtidos nos ensaios de arrancamento também foram inferiores aos previstos pela formulação de Simplício (2008).

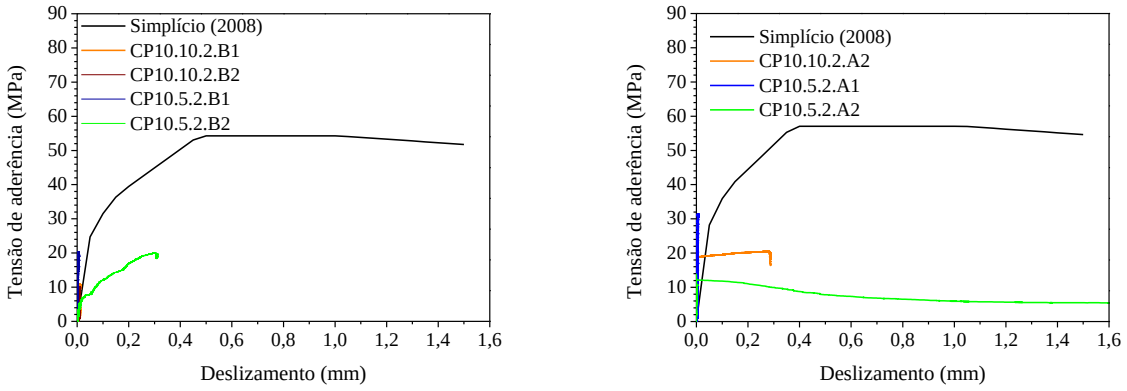


Figura 5.25 – Curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para corpos de prova com adição de 2% de fibras pelo método proposto por Simplício (2008)

Pelo modelo de Simplício (2008), os valores previstos para a tensão de aderência foram superiores aos encontrados experimentalmente. Simplício realizou ensaios de arrancamento

em corpos de prova prismáticos com 20 cm de aresta, usando concretos com resistência à compressão de 64 MPa, 80 MPa e 110 MPa e barras com diâmetros de 8 mm, 10 mm, 12,5 mm e 16 mm. O comprimento de ancoragem adotado foi de apenas 3ϕ. Esse menor comprimento de ancoragem, quando comparado ao utilizado neste trabalho, pode explicar a distância entre os valores experimentais e aqueles previstos pela formulação, fazendo com que as curvas reais apresentassem valores de deslizamento e tensão bastante inferiores aos determinados teoricamente.

Para os corpos de prova com ancoragem de 5ϕ da série A, foi considerado trecho aderente igual a 3ϕ, pois foi descontada a área ocupada pelos dois extensômetros internos. Ainda assim, houve uma grande diferença entre as curvas teórica e as obtidas experimentalmente.

Analisando todos os modelos teóricos para determinação da curva tensão de aderência *versus* deslizamento, percebe-se que todos eles apresentaram valores de deslizamento acima dos obtidos nos ensaios dos corpos de prova da série B deste trabalho. A maioria dos corpos de prova não apresentou deslizamento relativo entre a barra de aço e o bloco de concreto antes da ruptura da aderência, fato que não foi observado nos modelos teóricos. Para os corpos de prova da série A, foram registrados deslizamentos semelhantes, porém com valores de tensão mais baixos.

Em relação à máxima tensão de aderência, a maioria dos modelos apresentou uma boa aproximação para os corpos de prova com comprimento de ancoragem igual a 5ϕ, sendo o modelo do CEB-FIP 90 (1993) o que melhor representou os valores obtidos do ensaio. O modelo proposto por Simplício (2008) foi o que mais se distanciou, superestimando a aderência entre os materiais.

5.4 ENSAIOS DE FENDILHAMENTO

Para este ensaio, foi utilizado o mesmo corpo de prova empregado nos ensaios de arrancamento, porém foi aumentado o diâmetro da barra nele ancorada (12,5 mm, 16 mm e 20 mm). O objetivo era determinar uma relação entre o cobrimento da barra e o seu diâmetro a partir do qual haveria a ruptura por fendilhamento do concreto. Além disso, pretendia-se determinar a influência das fibras de aço no controle do fendilhamento do concreto.

5.4.1 Corpos de prova com barra de 12,5 mm

Os corpos de prova concretados com barras de 12,5 mm não foram instrumentados internamente com extensômetros. Foi colado apenas um extensômetro na parte da barra externa ao bloco, a aproximadamente 5 cm de distância desse. Foi utilizado um único comprimento de ancoragem igual a 10ϕ (isto é, 12,5 cm), e não foram adicionadas fibras. A Tabela 5.8 apresenta os valores de força e a forma de ruptura para cada corpo de prova ensaiado.

Tabela 5.8 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 12,5 mm

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	Dosagem	Força de ruptura (kN)				Forma de ruptura
			Individual	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	
0	CP12,5.10.0.A	E-15643	61,2	58,4	2,8	4,8	Arrancamento
	CP12,5.10.0.B		55,7				Arrancamento
	CP12,5.10.0.C		58,4				Arrancamento

As curvas força *versus* deformação externa da barra, nesses ensaios, são apresentadas na Figura 5.26. Observa-se uma coerência entre os valores obtidos para a força de ruptura, embora a barra tenha sido solicitada em diferentes intensidades em cada um dos ensaios. Os corpos de prova CP12,5.10.0.A e CP12,5.10.0.C se comportaram de forma bastante semelhante.

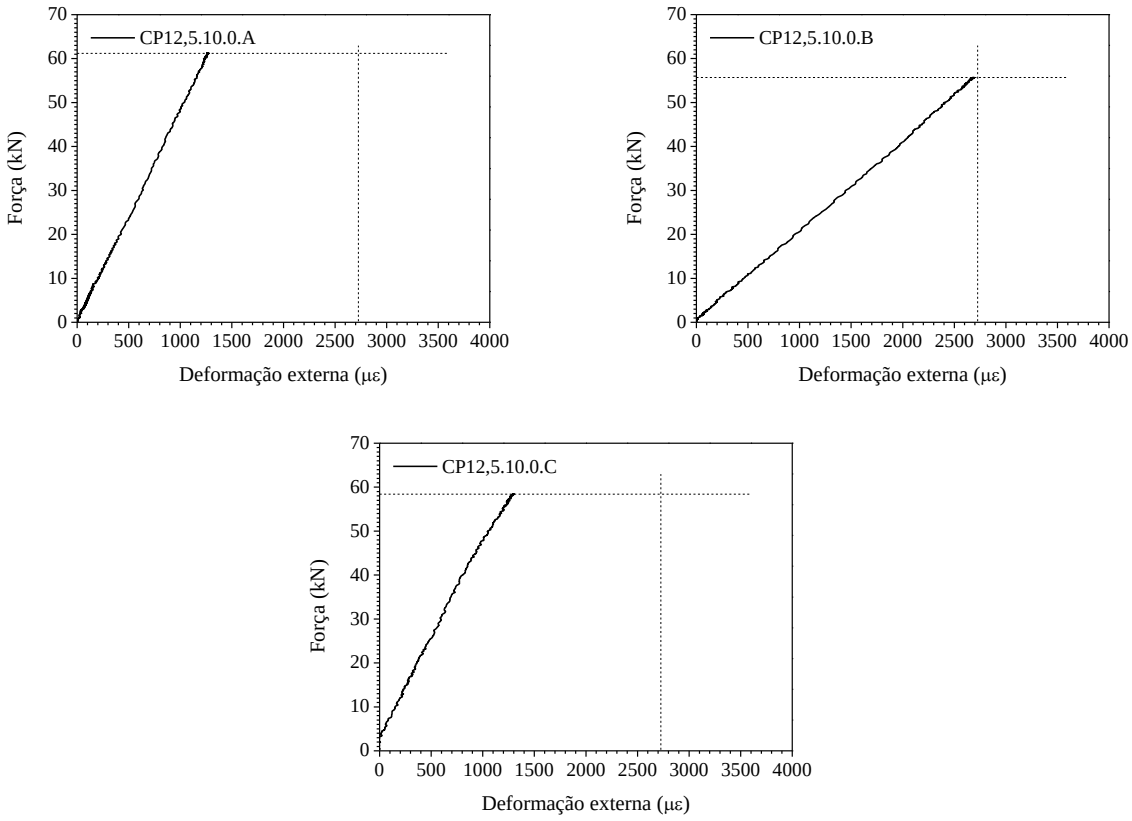


Figura 5.26 – Curva força *versus* deformação externa para corpos de prova sem fibras, barra de 12,5 mm e ancoragem de 10ϕ

Todos os corpos de prova romperam por arrancamento da barra, pois o comprimento de ancoragem da mesma não era suficiente para promover uma adequada aderência entre os dois materiais (aço e concreto). Assim como nos modelos com barras de 10 mm, não houve fissuração superficial no bloco, graças ao elevado valor da razão entre o cobrimento e o diâmetro da barra $\left({}^{c}/_{\emptyset} = 5{,}5\right)$.

Com relação ao deslizamento entre a barra e o concreto, este foi pequeno até o instante em que houve a ruptura da aderência. Neste momento, o ensaio foi interrompido, não tendo sido registrados os deslizamentos após a ruptura da aderência. Somente no corpo de prova CP12,5.10.0.C foi observado algum deslizamento, o qual começou a ser registrado a partir de aproximadamente 13 kN, atingindo 0,01 mm com a força máxima.

5.4.2 Corpos de prova com barras de 16 mm

Os corpos de prova com barra de 16 mm seguiram o padrão de concretagem daqueles com barras de 12,5 mm, ou seja, não receberam reforço fibroso, não foram instrumentados internamente com extensômetros e foi utilizado comprimento de ancoragem de 10ϕ (isto é, 16 cm). Os valores da força e a forma de ruptura são apresentados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 16 mm

Volume de fibras (%)	Corpo de prova	Dosagem	Força de ruptura (kN)				Forma de ruptura
			Individual	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação (%)	
0	CP16.10.0.A	E-15644	95,1	88,2	7,1	8,0	Fendilhamento
	CP16.10.0.B		81,0				Fendilhamento
	CP16.10.0.C		88,6				Arrancamento

A Figura 5.27 mostra as curvas força *versus* deformação externa obtidas para as barras desse modelo. Observa-se que os três corpos de prova tiveram comportamento semelhante na deformação da barra de aço.

Os corpos de prova CP16.10.0.A e CP16.10.0.B romperam por fendilhamento (Figura 5.27), enquanto o CP16.10.0.C teve sua barra arrancada. Nos corpos de prova que romperam por fendilhamento, foi observada a formação de fissuras longitudinais na superfície do concreto. Tais fissuras, paralelas à barra ensaiada, se formaram nas faces do concreto com o menor cobrimento e se propagaram de baixo para cima até o completo fendilhamento do corpo de prova (Figura 5.28). A razão cobrimento/diâmetro neste ensaio era de 3,35. Acredita-se que tal valor esteja no limite para se definir se ocorrerá a ruptura da barra ou o fendilhamento do concreto.

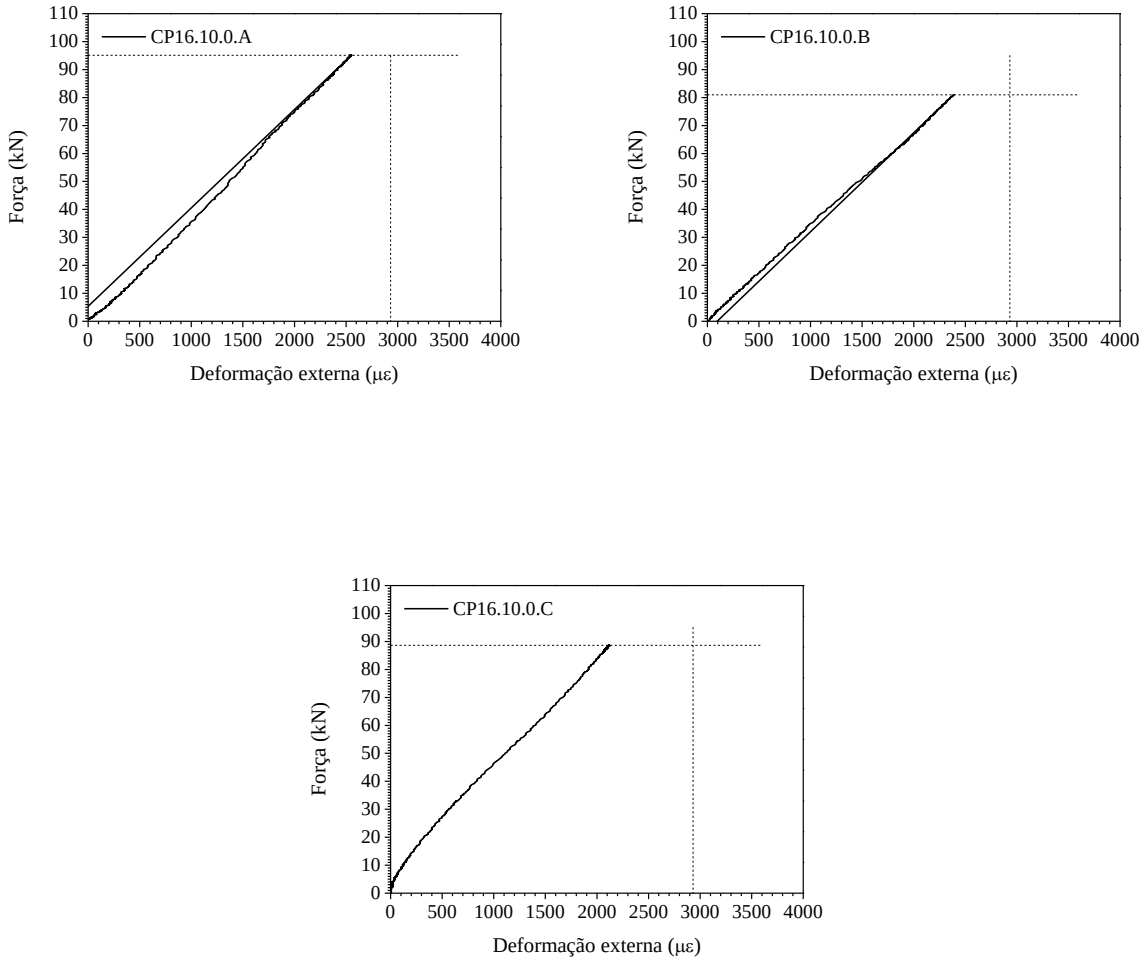


Figura 5.27 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras, barras de 16 mm e ancoragem de 10ϕ

(a) CP16.10.0.A (b) CP16.10.0.B

Figura 5.28 – Ruptura dos corpos de prova com barra de 16 mm

Embora tenham ocorrido duas formas de ruptura diferentes, não houve grande variação entre os valores da força de ruptura, sendo o coeficiente de variação baixo (8,0%).

Com relação ao deslizamento entre a barra e o concreto, este não foi observado nos corpos de prova CP16.10.0.B e CP16.10.0.C. No corpo de prova CP16.10.0.A, o valor do deslizamento foi extremamente baixo até o momento da ruptura por fendilhamento do concreto.

5.4.3 Corpos de prova com barras de 20 mm

Tendo em vista que com o uso da barra de 16 mm a ruptura poderia ocorrer tanto por arrancamento da barra quanto por fendilhamento do concreto, optou-se por ensaiar corpos de prova com barra de 20 mm, de modo a garantir a ruptura do concreto por fendilhamento antes da barra atingir a tensão de escoamento do aço. Neste caso, foram analisados dois comprimentos de ancoragem, isto é, 10 cm (5ϕ) e 20 cm (10ϕ).

5.4.3.1 Força e forma de ruptura

- Ancoragem de 5ϕ

Neste ensaio, todos os corpos de prova romperam por fendilhamento. Em alguns, a barra ensaiada chegou a atingir o limite de escoamento antes da ruptura do bloco de concreto, especialmente nos corpos de prova em que se utilizou reforço fibroso. As forças e formas de ruptura são apresentadas na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 20 mm e ancoragem de 5ϕ

Volume de fibras (%)	Corpos de prova	Dosagem	Força de ruptura (kN)					Forma de ruptura
			Individual	M(1)	DP(2)	CV(3) (%)	VP(4) (%)	
0	CP20.5.0.A	E-15448	124,4	122,4	14,8	12,1	-	Fendilhamento
	CP20.5.0.B		131,8					Fendilhamento com escoamento
	CP20.5.0.C	E-15628	110,9					Fendilhamento
1	CP20.5.1.A	E-15638 B	141,4	140,3	0,7	0,5	14,38	-(5)
	CP20.5.1.B	E-15654	139,3					Fendilhamento com escoamento
	CP20.5.1.C		140,3					Fendilhamento com escoamento
2	CP20.5.2.A	E-15573	164,5	147,7	9,4	6,4	20,67	Fendilhamento com escoamento
	CP20.5.2.B		146,0					Fendilhamento com escoamento
	CP20.5.2.C	E-15635 B	132,7					Fendilhamento

(1) Média, determinada conforme a equação (4.1)

(2) Desvio padrão, determinado conforme equação (4.2)

(3) Coeficiente de variação, determinado conforme equação (4.3)

(4) Variação percentual, determinada conforme equação (4.5)

(5) A curva força *versus* deformação do corpo de prova CP20.5.1.A não foi registrada pelo sistema de aquisição de dados, por isso não foi possível determinar sua foram de ruptura.

Observa-se que os corpos de prova que receberam o reforço fibroso apresentaram menor variação entre os seus resultados, especialmente naqueles com adição de 1% de fibras. Além de trazer mais uniformidade, as fibras serviram para aumentar o valor da força de ruptura, que passou de 122,4 kN para 140,3 kN para 1% de fibras, o que corresponde a um aumento de 14,38%. Com 2% de fibras, a força de ruptura aumentou 20,67%, passando de 122,4 kN a 147,7 kN.

Todos os corpos de prova romperam por fendilhamento, dividindo-se em duas partes no sentido longitudinal passando pela barra ensaiada (Figura 5.29). Tal fato pode ser explicado pela razão $c/_{\emptyset} = 3{,}25$, fazendo com que a região de influência da barra fosse capaz de atingir a superfície do corpo de prova, gerando intensa fissuração com posterior ruptura do concreto.

A Figura 5.30 mostra o comportamento da curva força *versus* deformação para os corpos de prova sem fibras e com comprimento de ancoragem igual a 5ϕ. Neste caso, apenas no corpo de prova CP20.0.5.B a barra atingiu a tensão de escoamento do aço antes de haver o fendilhamento do corpo de prova. Este foi, também, o corpo de prova que apresentou maior força de ruptura.

(a) Corpo de prova CP20.5.0.A (b) Corpo de prova CP20.5.0.C

Figura 5.29 – Corpos de prova sem fibras e ancoragem de 5ϕ

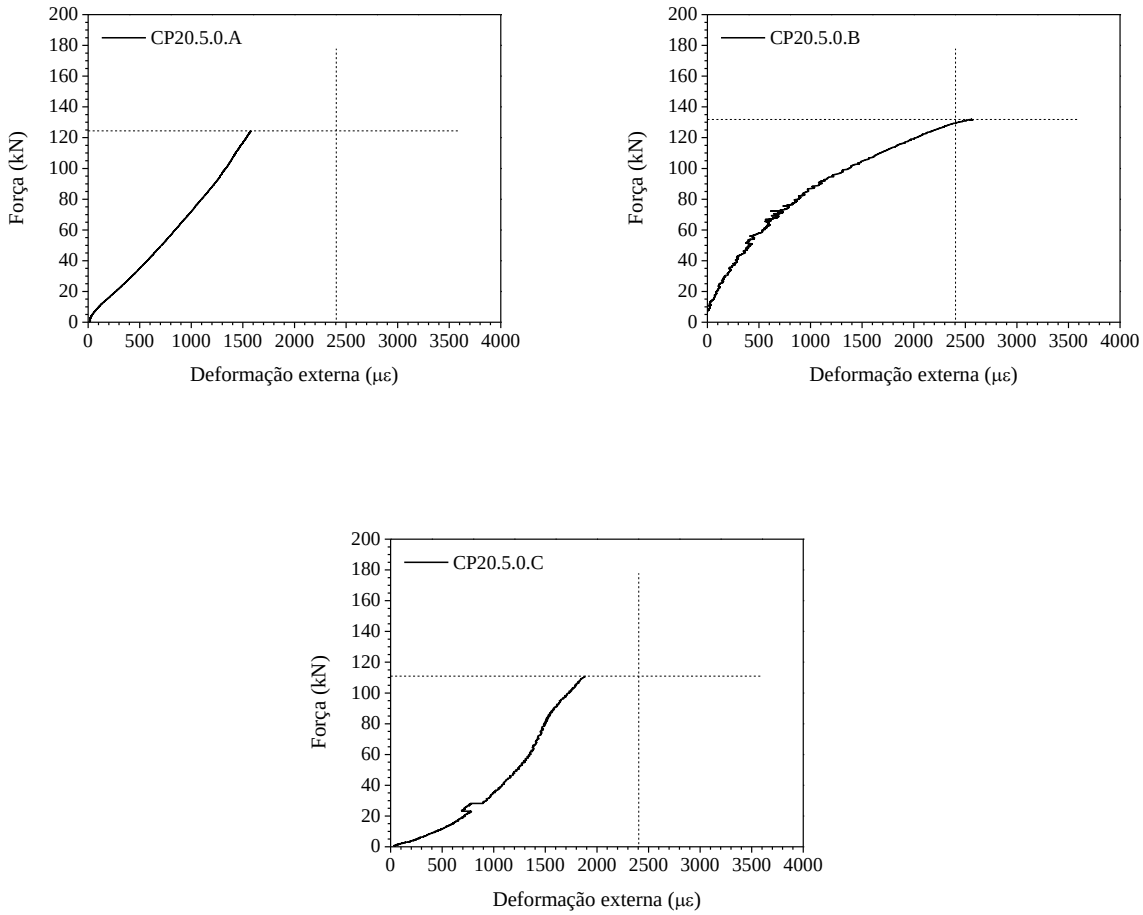


Figura 5.30 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ

Com a adição de 1% de fibras, as curvas força *versus* deformação são as apresentadas na Figura 5.31. Os corpos de prova CP20.5.1.B e CP20.5.1.C apresentaram curvas Força *versus* Deformação bem semelhantes, tendo ambas as barras atingido a tensão de escoamento do aço antes de haver a ruptura por fendilhamento.

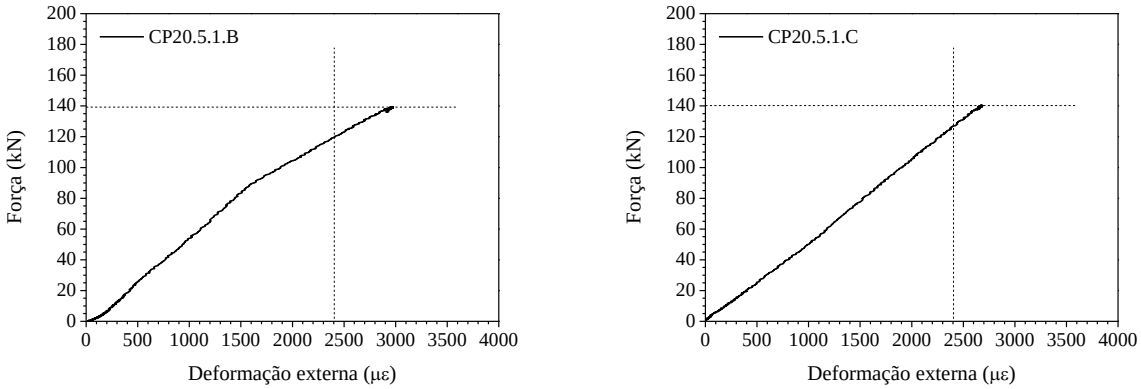


Figura 5.31 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ

Nesses corpos de prova, foi observada uma fissura vertical, paralela à barra ensaiada, na face com o menor cobrimento. Entretanto, a fissuração se desenvolveu de forma mais lenta, e a presença das fibras fez que com a ruptura ocorresse de forma menos brusca.

Com a adição de 2% de fibras, as curvas força *versus* deformação obtidas são as mostradas na Figura 5.32. Embora os três corpos de prova tenham rompido por fendilhamento, observa-se que nos corpos de prova CP20.5.2.A e CP20.5.2.B o aço atingiu a tensão de escoamento durante o ensaio, quando a força aplicada estava entre 140 kN e 150 kN. O terceiro corpo de prova rompeu antes que tal valor de força fosse atingido, partindo-se ao meio sem que a barra tivesse entrado em escoamento.

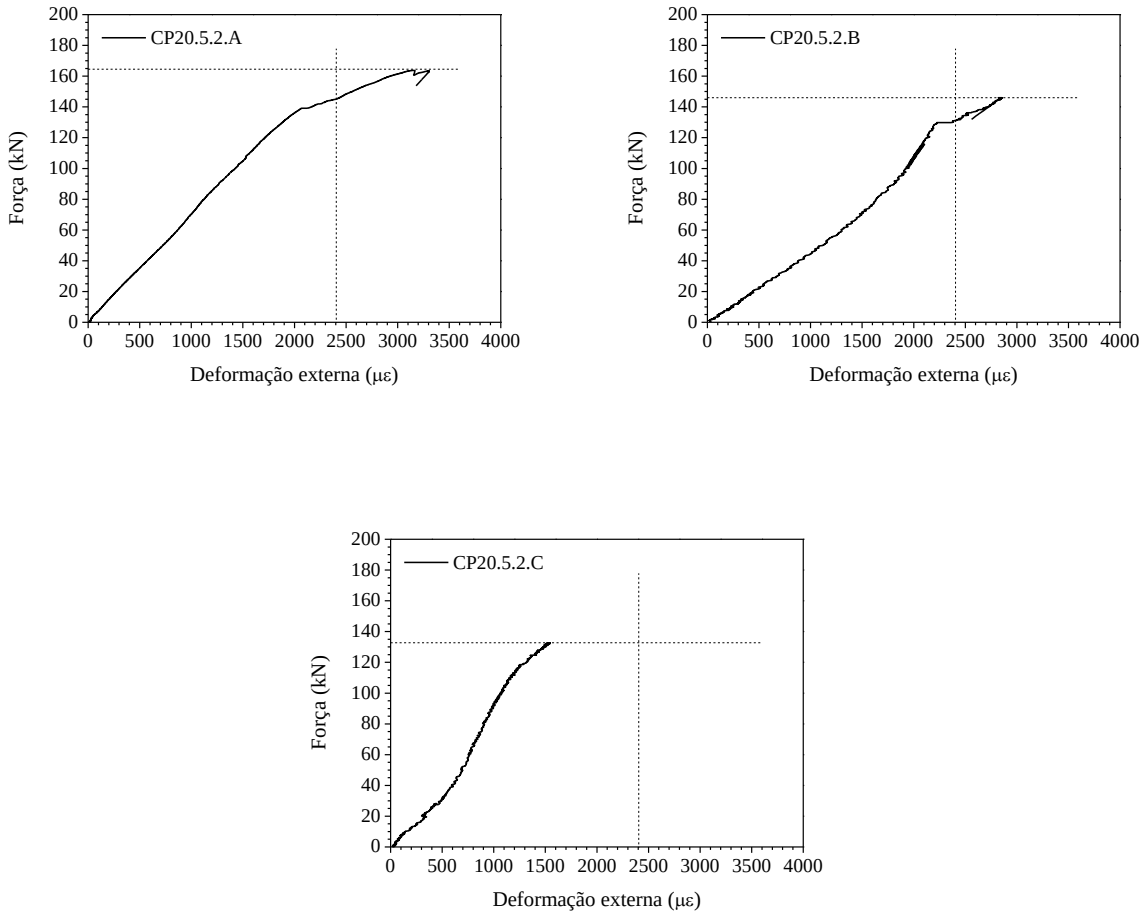


Figura 5.32 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 2% de fibras, barra de 20 cm e ancoragem de 5ϕ

Os corpos de prova com adição de 2% de fibras, assim como aqueles com 1% de fibras, apresentaram apenas uma única fissura vertical, paralela à barra de aço, na região com o menor cobrimento do concreto, porém com menor abertura devido à presença das fibras (Figura 5.33).

Figura 5.33 – Formação de fissura nos corpos de prova fibrosos (CP20.5.2.B)

A troca da chapa de apoio (para um tamanho maior) reduziu os valores de força de ruptura, fato perceptível quando se compara os resultados dos corpos de prova A e B (ensaiados com apoio de 7,5 cm) com aqueles apresentados pelos corpos de prova C (cujo apoio foi de 10 cm). Os corpos de prova com adição de 1% de fibras, entretanto, foram todos ensaiados utilizando as mesmas chapas de apoio (com 10 cm de lado), o que mostra menor variação nos valores de força obtidos para esses ensaios.

- Ancoragem de 10ϕ

Assim como ocorreu com os corpos de prova cujo comprimento de ancoragem foi de 5ϕ, naqueles com comprimento de ancoragem de 20 cm (ou seja, 10ϕ) a ruptura se deu por fendilhamento. Em alguns casos, a barra de aço atingiu a tensão de escoamento antes de haver a ruptura, como pode ser visto na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 – Valores de força de ruptura para corpos de prova com barras de 20 mm e ancoragem de 10ϕ

Volume de fibras (%)	Corpo de prova	Dosagem	Força de ruptura (kN)					Forma de ruptura
			Individual	M(1)	DP(2)	CV(3) (%)	VP(4) (%)	
0	CP20.10.0.A	E-15448	64,2	64,8	5,4	8,3	-	Fendilhamento
	CP20.10.0.B		61,3					Fendilhamento
	CP20.10.0.C	E-15628 A	68,9					Fendilhamento
1	CP20.10.1.A	E-15638 B	119,7	130,0	5,7	4,4	100,62	Fendilhamento
	CP20.10.1.B	E-15654	131,1					Fendilhamento
	CP20.10.1.C		139,1					Fendilhamento
2	CP20.10.2.A	E-15573	179,7	166,6	23,0	13,8	157,10	Fendilhamento com escoamento
	CP20.10.2.B		180,1					Fendilhamento com escoamento
	CP20.10.2.C	E-15635 B	140,0					Fendilhamento

(1) Média, determinada conforme a equação (4.1)

(2) Desvio padrão, determinado conforme equação (4.2)

(3) Coeficiente de variação, determinado conforme equação (4.3)

(4) Variação percentual, determinada conforme equação (4.5)

Da Tabela 5.11, percebe-se que a incorporação de 1% de fibras à matriz propiciou um aumento de 100,62% na força de ruptura, enquanto a incorporação de 2% aumentou em 157,10% a mesma força. Assim, a força de ruptura média passou de 64,8 kN nos corpos de prova sem reforço fibroso para 130,0 kN naqueles com volume de fibras de 1% e 166,6 kN nos que receberam a adição de 2% de fibras.

As curvas força *versus* deformação da barra para os corpos de prova sem adição de fibras são apresentadas na Figura 5.34. Observa-se que os três corpos de prova romperam com valores semelhantes de carregamento, e nenhum chegou próximo da tensão de escoamento do aço. A deformação no corpo de prova CP20.10.0.C foi maior do que nos outros corpos de prova, e sua força de ruptura também foi superior. Ainda assim, não houve o escoamento da barra de aço.

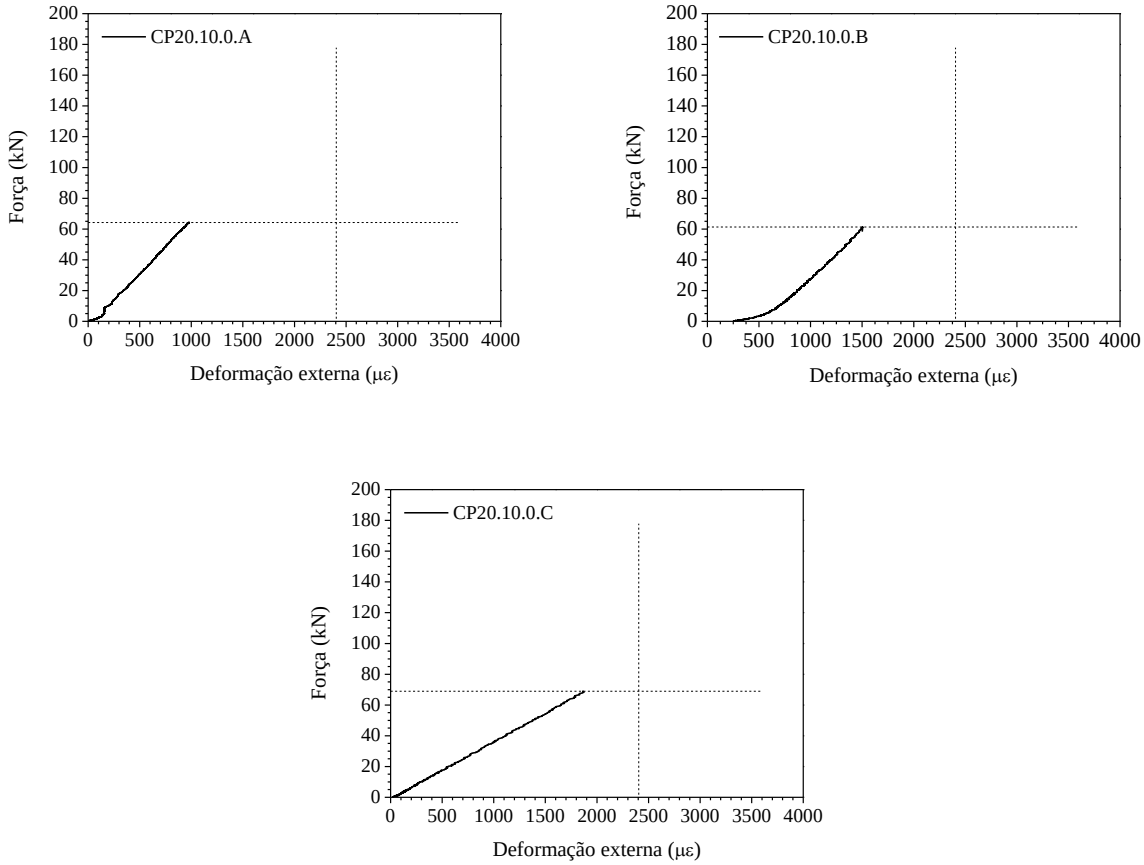
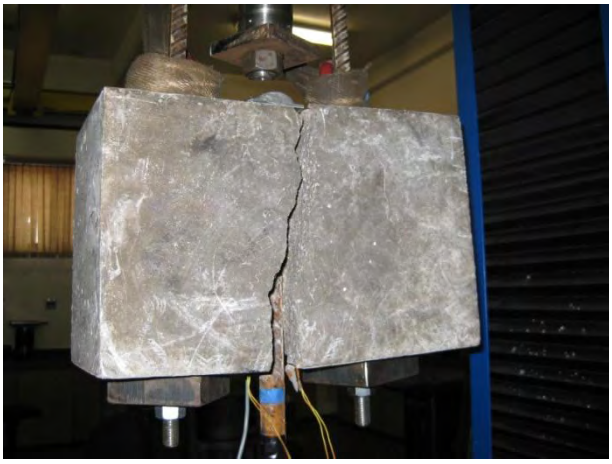


Figura 5.34 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova sem fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 10ϕ

Nesse caso, os três corpos de prova romperam de forma brusca, partindo-se ao meio. A fissuração teve sentido ascendente, e ocorreu na face com o menor cobrimento, sendo paralela à barra de aço ensaiada. A Figura 5.35 mostra os corpos de prova sem fibras após a conclusão dos ensaios.

(a) corpo de prova CP20.10.0.A



(b) corpo de prova CP20.10.0.B

(c) corpo de prova CP20.10.0.C

Figura 5.35 – Corpos de prova sem fibras após ensaios de fendilhamento

Com a adição de 1% de fibras, as curvas força *versus* deformação obtidas experimentalmente são apresentadas na Figura 5.36. Observa-se que os corpos de prova CP20.10.1.A e CP20.10.1.C apresentaram comportamento semelhante. O corpo de prova CP20.10.1.B, por

outro lado, apresentou pequena deformação para valores de força semelhantes, o que pode indicar que houve falha na colagem do extensômetro.

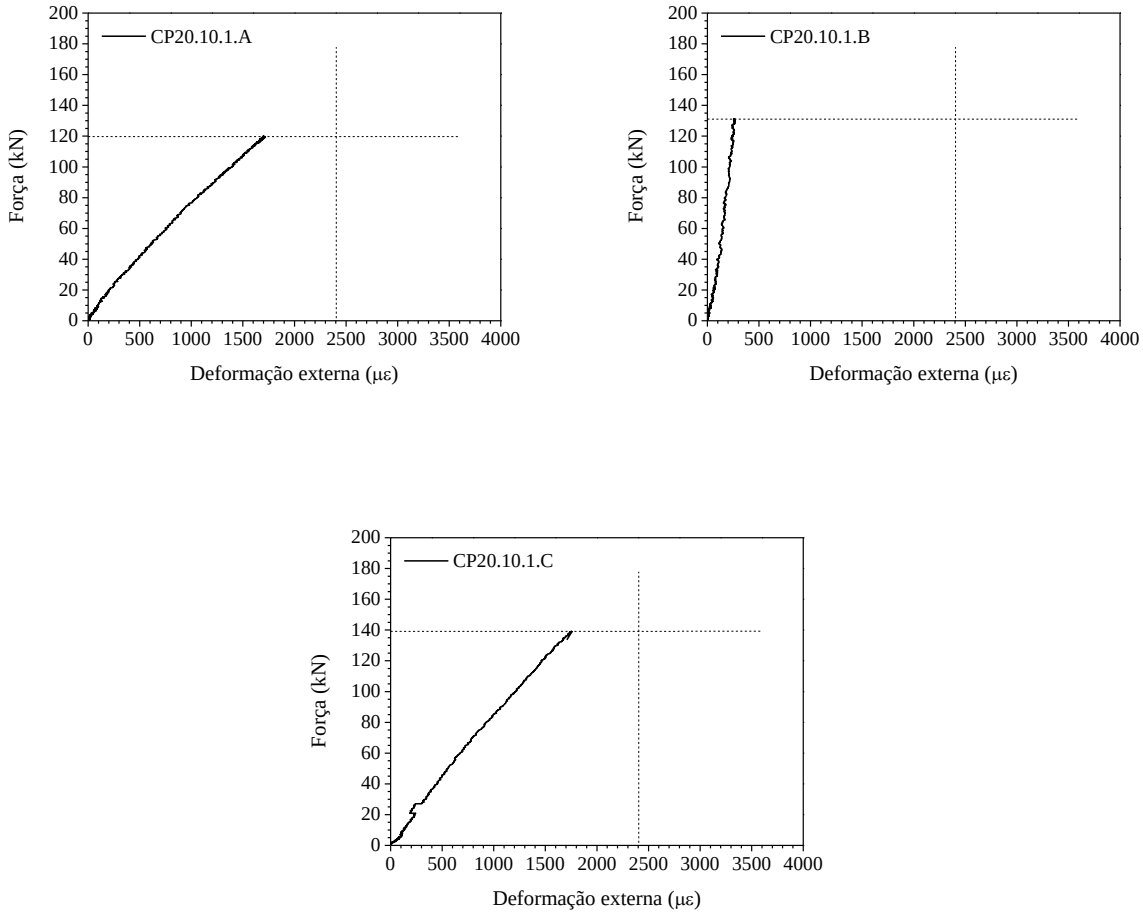


Figura 5.36 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 1% de fibras, 20 cm e ancoragem de 10ϕ

Os três corpos de prova apresentaram fissuras visíveis na superfície com o menor cobrimento, como é mostrado na Figura 5.37. Porém, a incorporação de fibras, além de propiciar um aumento da força resistida pelo corpo de prova, fez com que a ruptura se tornasse menos brusca. Na Figura 5.37b pode-se ver as fibras fazendo a ligação entre as duas metades do corpo de prova CP20.10.1.C.

(a) Corpo de prova CP20.10.1.B (b) Corpo de prova CP20.10.1.C

Figura 5.37 – Corpos de prova com adição de 1% de fibras durante os ensaios de fendilhamento

Os corpos de prova que receberam a adição de 2% de fibras apresentaram as curvas força *versus* deformação da Figura 5.38. O teor de fibras mais alto propiciou uma ruptura menos brusca e para os corpos de prova CP20.10.2.A e CP20.10.2.B houve o escoamento da barra de aço.

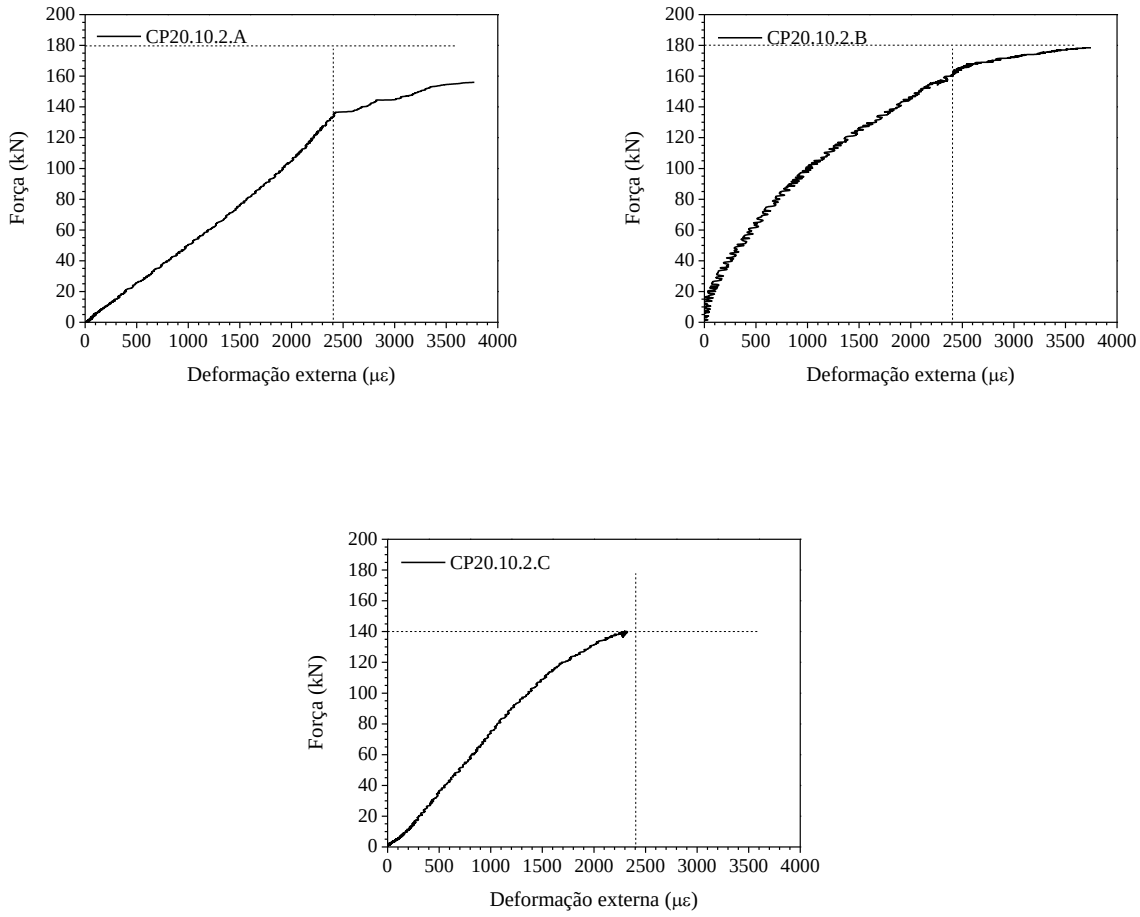


Figura 5.38 – Curva Força *versus* Deformação para corpos de prova com 2% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 10ϕ

O corpo de prova CP20.10.2.A apresentou as primeiras fissuras quando a força aplicada estava em torno de 155 kN, propagando-se lentamente em sentido ascendente até a ruptura, como se vê na Figura 5.39. Ao final do ensaio, intensa fissuração podia ser observada na parte inferior do bloco de concreto, na região da barra.

(a) Fissuração na direção do menor cobrimento (b) Fissuração inferior

Figura 5.39 – Corpo de prova CP20.10.2.A após o ensaio de arrancamento

O corpo de prova CP20.10.2.B também apresentou fissuras na superfície do bloco de concreto, como mostrado na Figura 5.40. Porém, a fissuração teve início com um valor de carga mais baixo e, aos 144 kN, já havia se propagado em sentido ascendente e se encontrava acima da metade da altura do bloco.

Embora tenham apresentado intensa fissuração, os corpos de prova CP20.10.2.A e CP20.10.2.B não se separaram totalmente após o fendilhamento, pois as fibras ajudaram a manter as duas partes unidas, com uma distância de quase 1 cm entre as mesmas.

O corpo de prova CP20.10.2.C apresentou comportamento semelhante aos anteriores, porém chegou a se dividir em duas partes quando atingida a força máxima.

(a) Fissuração na direção do menor cobrimento (b) Fissuração inferior

Figura 5.40 – Corpo de prova CP20.10.2.B durante o ensaio de arrancamento

- Comparação entre 5ϕ e 10ϕ

Diferentemente do que aconteceu com todos os demais diâmetros de barra, para os corpos de prova sem fibras e com barra de 20 mm, os modelos que apresentavam comprimento de ancoragem igual a 5ϕ romperam com uma força mais de duas vezes superior àqueles cujo comprimento de ancoragem era de 10ϕ. Acredita-se que tal fato seja creditado ao método de fechamento do tubo de PVC responsável por criar a zona sem aderência. Foi utilizada uma espuma enrolada ao redor da barra para prender as extremidades do tubo. Após o fendilhamento dos corpos de prova, entretanto, percebia-se que essa espuma estava molhada por concreto, o que criaria um ponto de adicional de apoio no interior do bloco.

Esse fato foi mais pronunciado nos corpos de prova com barra de 20 mm graças ao maior diâmetro do tubo de PVC usado nesse caso (32 mm contra os tubos de 25 mm usados nos demais corpos de prova). Além disso, contrariando sugestão do RILEM (RILEM-FIB-CEB, 1973), não foi criada nenhuma zona sem aderência nos modelos com comprimento de

ancoragem igual a 10ϕ, o que facilita o surgimento de tensões de tração na face inferior devido à flexão.

A incorporação de fibras à matriz cimentícea propiciou um aumento na força de ruptura significativo, sendo mais eficiente nos corpos de prova com comprimento de ancoragem igual a dez vezes o diâmetro da barra. Nesse caso, o aumento na força provocado pela presença das fibras chegou a 166,6%.

É possível traçar um paralelo entre a força última de ruptura e a resistência à tração por compressão diametral do concreto. Esses valores foram agrupados na Tabela 5.12. Dessa Tabela, percebe-se que, para os corpos de prova com adição de 1% de fibras, o aumento na resistência à tração por compressão diametral ($f_{ctm,sp}$) foi acompanhado pelo aumento na força última de ruptura. Para ancoragem de 10ϕ, a força de ruptura média passou de 64,8 kN para 130,0 kN (aumento de 101%) quando se compara os corpos de prova sem fibras e com fibras. Neste caso, a resistência à tração média por compressão diametral do concreto passou de 4,48 MPa para 9,07 MPa (aumento de 102%). Já para ancoragem de 5ϕ, a força de ruptura média passou de 122,4 kN para 140,3 kN (aumento de apenas 14,7%) quando se compara os corpos de prova sem fibras e com fibras, enquanto a resistência à tração por compressão diametral do concreto apresentou o mesmo aumento de 102%.

Ainda dessa Tabela, pode-se notar que para os corpos de prova com adição de 2% de fibras, o aumento na resistência à tração por compressão diametral ($f_{ctm,sp}$) também foi acompanhado pelo aumento na força última de ruptura. Para ancoragem de 10ϕ, a força de ruptura média passou de 130,0 kN para 166,6 kN (aumento de 28%) quando se comparam os corpos de prova com 1% fibras e com 2% fibras. Neste caso, a resistência à tração média por compressão diametral do concreto passou de 9,07 MPa para 10,47 MPa (aumento de 15%). Já para ancoragem de 5ϕ, a força de ruptura média passou de 140,3 kN para 147,7 kN (aumento de apenas 5,3%) quando se comparam os corpos de prova com 1% fibras e com 2% fibras, enquanto a resistência à tração por compressão diametral do concreto apresentou o mesmo aumento de 15%.

Essa análise comprava que o aumento da força de ruptura dos corpos de prova está diretamente relacionado ao aumento da resistência à tração do concreto devido à presença das

fibras. Isso fica evidente quando se comparam os corpos de prova com 1% de fibras com aqueles sem fibras. Entretanto, com o aumento do volume de fibras para 2%, o aumento observado na força de ruptura dos corpos de prova foi inferior ao observado na resistência à tração do concreto. Isso sugere que com esse volume de fibras houve uma maior dificuldade na dispersão das fibras no corpo de prova, o que poderia justificar o menor aumento da força de ruptura.

Tabela 5.12 – Relação entre força de ruptura e resistência do concreto

Comprimento de ancoragem	Volume de fibras (%)	Corpo de prova	Dosagem	Força de ruptura (kN)	f_{cm} (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)
10ϕ	0	CP20.10.0.A	E-15448	64,2	58,90	4,48
		CP20.10.0.B		61,3		
		CP20.10.0.C	E-15628	68,9	59,00	-
	1	CP20.10.1.A	E-15638 B	119,7	74,67	8,76
		CP20.10.1.B	E-15654	131,1	66,50	9,38
		CP20.10.1.C		139,1		
	2	CP20.10.2.A	E-15573	179,7	67,56	9,84
		CP20.10.2.B		180,1		
		CP20.10.2.C	E-15635 B	140,0	65,33	11,10
5ϕ	0	CP20.5.0.A	E-15448	124,4	58,90	4,48
		CP20.5.0.B		131,8		
		CP20.5.0.C	E-15628 A	110,9	59,00	-
	1	CP20.5.1.A	E-15638 B	141,4	74,67	8,76
		CP20.5.1.B	E-15654	139,3	66,50	9,38
		CP20.5.1.C		140,3		
	2	CP20.5.2.A	E-15573	164,5	67,56	9,84
		CP20.5.2.B		146,0		
		CP20.5.2.C	E-15635 B	132,7	65,33	11,10

A resistência à compressão, por outro lado, não influencia diretamente o valor da força de ruptura. Nos corpos de prova com adição de 1% de fibras, por exemplo, o aumento de 12,3%

na resistência à compressão não fez com que a força resistida pelo corpo de prova no ensaio de arrancamento fosse maior. Ao contrário, foi observada uma queda de 11,4% para a ancoragem de 10ϕ e de 6,6% para a ancoragem de 5ϕ.

5.4.3.2 Força *versus* Deslizamento

Como o transdutor foi danificado durante o ensaio do corpo de prova CP20.5.0.A, nos demais corpos de prova com barra de 20 mm foi utilizado apenas um relógio comparador para a determinação da curva força *versus* deslizamento.

Nos corpos de prova sem fibras, com ancoragem de 5ϕ, não foram observados deslizamentos antes da ruptura por fendilhamento do concreto. Apenas o corpo de prova CP20.5.0.C começou a apresentar deslizamentos a partir, aproximadamente, de uma força igual a 60 kN, atingindo pouco mais de 0,2 mm no momento da ruptura.

Com a adição de 1% de fibras, as curvas força *versus* deslizamento são apresentadas na Figura 5.41. O corpo de prova CP20.5.1.A apresentou o maior deslizamento, ultrapassando 0,6 mm. Esses deslizamentos passaram a ser registrados para uma força em torno de 85 kN. Após a força máxima (que corresponde a um deslizamento de 0,113 mm), houve uma queda suave, o que significa que foi registrado um grande deslizamento com pequena variação na força após o pico de resistência.

O corpo de prova CP20.5.1.B, embora tenha rompido com força semelhante, apresentou um comportamento diferente. Os deslizamentos começaram a ser registrados próximos à força de ruptura, e após o pico a queda foi brusca, representada pelo pequeno trecho vertical no final do gráfico.

O corpo de prova CP20.5.1.C não apresentou deslizamento entre a barra de aço e o concreto.

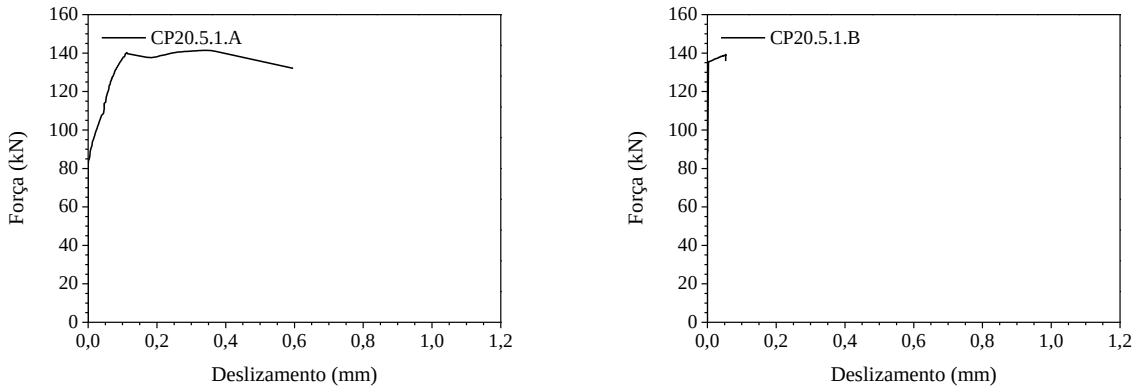


Figura 5.41 – Curva Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ

Com a adição de 2% de fibras, as curvas força *versus* deslizamento obtidas experimentalmente são apresentadas na Figura 5.42. Observa-se que os corpos de prova CP20.5.2.A e CP20.5.2.B apresentaram comportamento semelhante. Nesses dois corpos de prova, os deslizamentos passaram a ser registrados quando a força aplicada atingiu 40 kN, e, mesmo após atingida a força máxima, continuaram a ser registrados deslizamentos, os quais atingiram o valor de 1,15 mm e 0,8 mm para o corpo de prova CP20.5.2.A e CP20.5.2.B, respectivamente. O corpo de prova CP20.5.2.C não apresentou deslizamento até a ruptura.

Observa-se, assim, que a adição de fibras tornou a ruptura mais dúctil, permitindo um maior deslizamento entre a barra e o concreto antes da ruptura por fendilhamento do corpo de prova.

Nos corpos de prova sem fibras, com ancoragem de 10ϕ, também não foram observados deslizamentos antes da ruptura por fendilhamento do concreto. O mesmo aconteceu para os corpos de prova com 1% de fibras.

Já para os corpos de prova CP20.10.2.A e CP20.10.2.B, com 2% de fibras, foram registrados deslizamentos superiores a 0,5 mm no momento da ruptura do corpo de prova (Figura 5.43). O corpo de prova CP20.10.2.A registrou os primeiros deslizamentos quando a força atingiu cerca de 150 kN, enquanto o corpo de prova CP20.10.2.B registrou deslizamentos a partir de 90 kN. O corpo de prova CP20.10.2.C não apresentou deslocamento relativo entra a barra de

aço e o bloco de concreto. Percebe-se, assim, que a adição de fibras, neste caso, também tornou a ruptura mais dúctil, permitindo um maior deslizamento entre a barra e o concreto antes da ruptura por fendilhamento do corpo de prova. Entretanto, devido ao maior comprimento de ancoragem, esse aumento no deslizamento antes da ruptura somente foi observado para um volume maior de fibras (no caso, 2%).

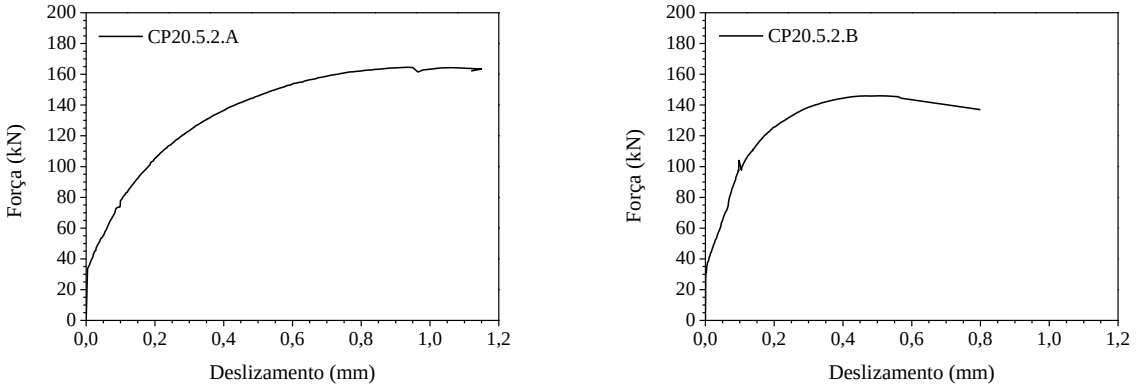


Figura 5.42 – Curva Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ

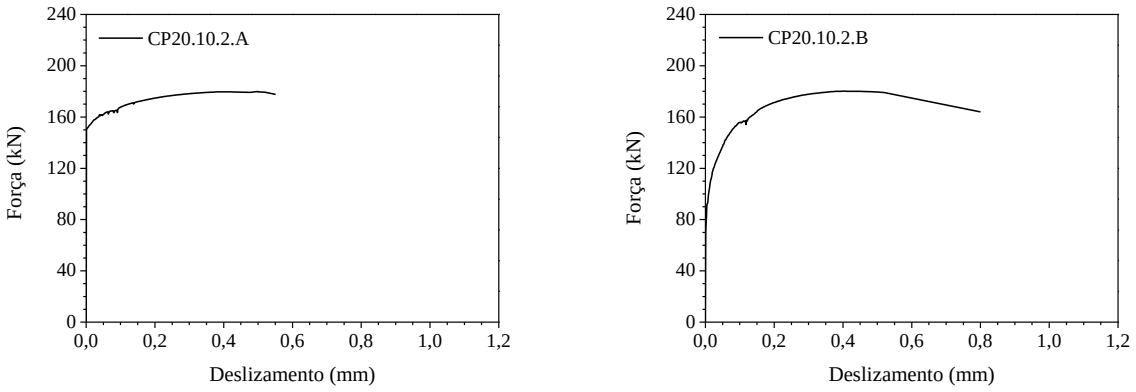


Figura 5.43 – Curva Força *versus* Deslizamento para corpos de prova com adição de 1% de fibras, barra de 20 mm e ancoragem de 10ϕ

CAPÍTULO 6

MODELAGEM COMPUTACIONAL

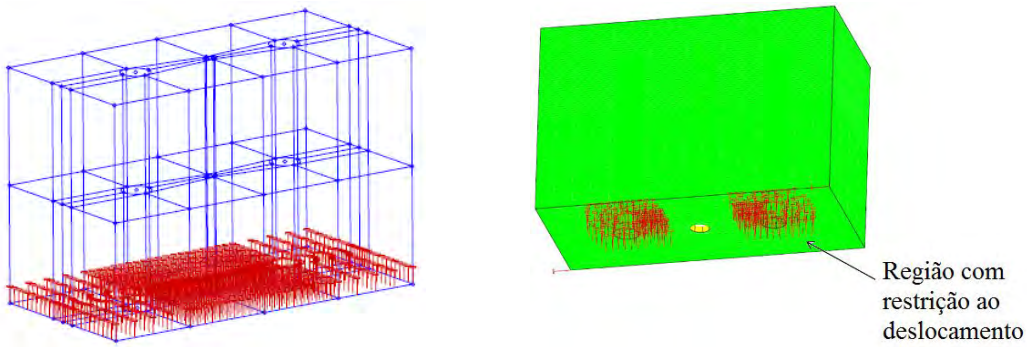
Neste capítulo são descritos os resultados obtidos da modelagem computacional, sendo feitas comparações com os resultados obtidos experimentalmente. Assim, são apresentados os valores de força última e o perfil de tensões nas barras ensaiadas. São apresentados, também, os resultados para os modelos processados com diferentes tamanhos de base de apoio.

Para representar o concreto e a barra de aço, foram utilizados elementos finitos sólidos isoparamétricos do tipo CHX60 e para representar a interface entre a barra de aço e o concreto foi utilizado elemento finito de interface do tipo CQ48I. A descrição desses elementos finitos foi apresentada no Capítulo 3.

Em uma etapa preliminar, os modelos foram processados sem a representação das nervuras das barras. Nesse estudo, verificou-se que a representação física das nervuras da barra exercia influência nos resultados obtidos. A partir de então, todas as modelagens computacionais foram realizadas considerando as dimensões das nervuras (altura, largura e espaçamento).

6.1 CORPOS DE PROVA COM BARRAS DE 20 MM – ENSAIOS DE FENDILHAMENTO

As análises computacionais para os corpos de prova com barra de 20 mm foram feitas considerando a situação de apoio em toda a superfície inferior do bloco e considerando o apoio real, ou seja, uma chapa de 10 cm x 10 cm. Nas regiões que serviam de apoio, a superfície do bloco foi considerada restrita ao deslocamento vertical (Figura 6.1).



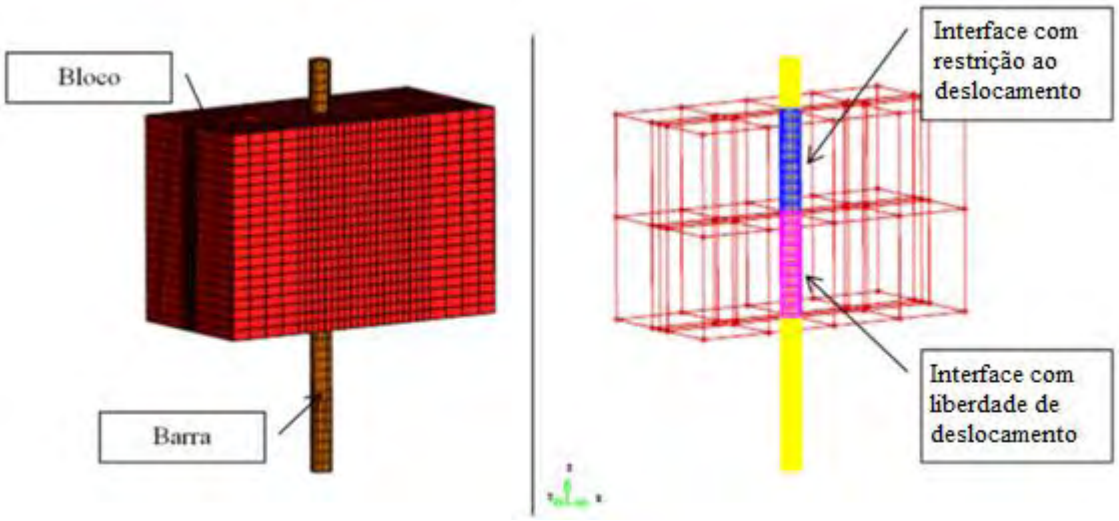
(a) Toda a base do bloco é considerada com restrição ao deslocamento (apoio 30 cm x 15 cm)

(b) Apenas a região das chapas de apoio é considerada restrita ao deslocamento (apoios de 10 cm x 10 cm)

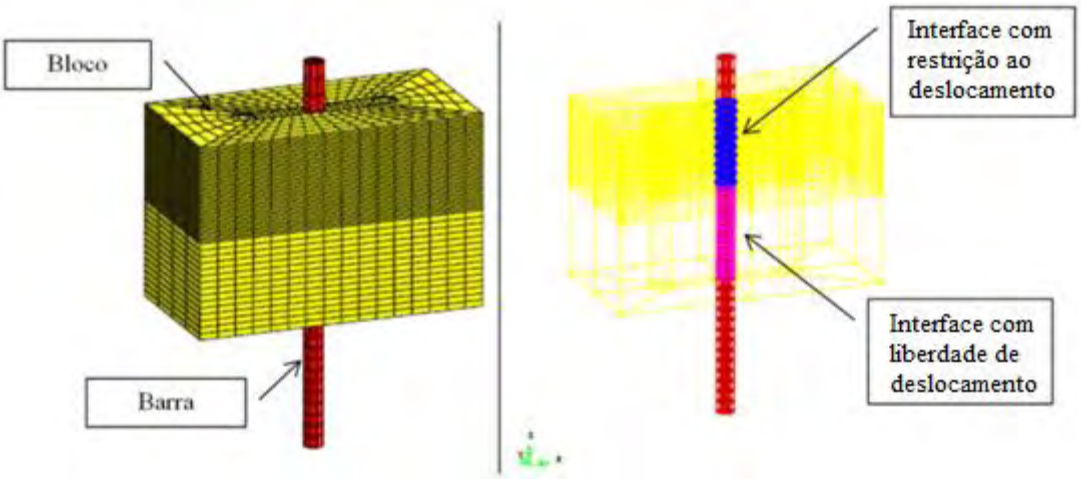
Figura 6.1 – Condição de contorno

Em nenhum dos modelos foi considerada a adição de fibras ao concreto, de modo que as simulações computacionais aqui apresentadas foram feitas apenas para os corpos de prova que não receberam o reforço fibroso.

As malhas utilizadas nos modelos com ancoragem de 5ϕ são apresentadas na Figura 6.2.

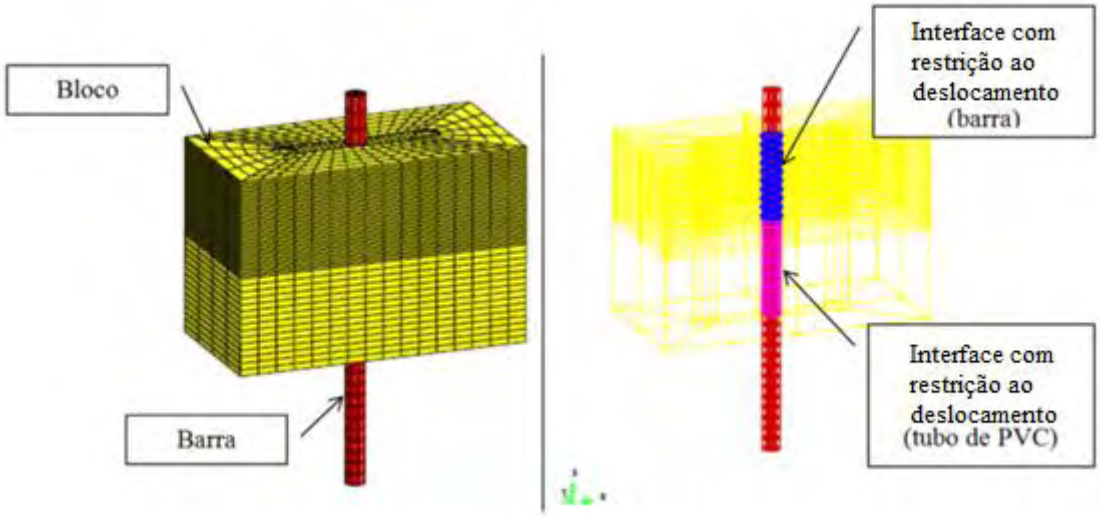


(a) M20AD10 – modelo sem a consideração das nervuras da barra

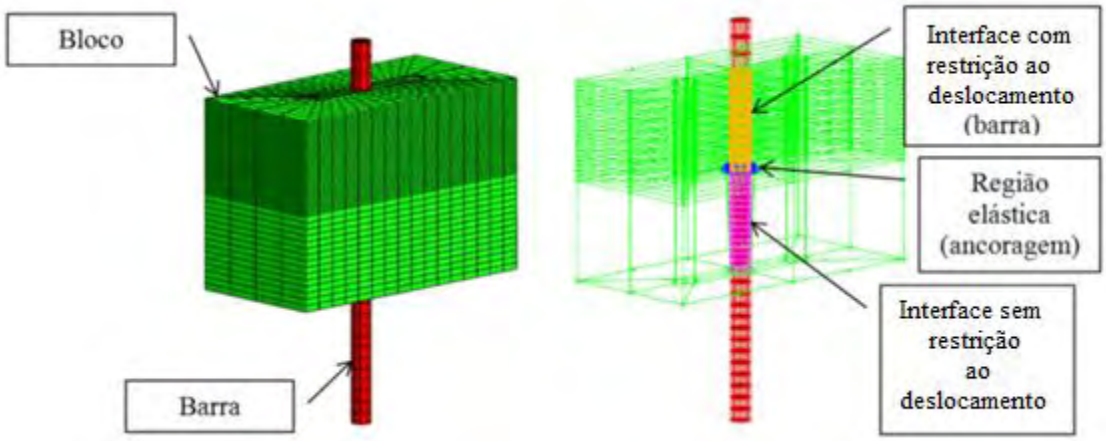


(b) M20AD10N e M20AD10N2 – modelo com representação física das nervuras da barra

Figura 6.2 – Malhas de elementos finitos utilizadas nos corpos de prova com ancoragem de 5ϕ (10 cm)



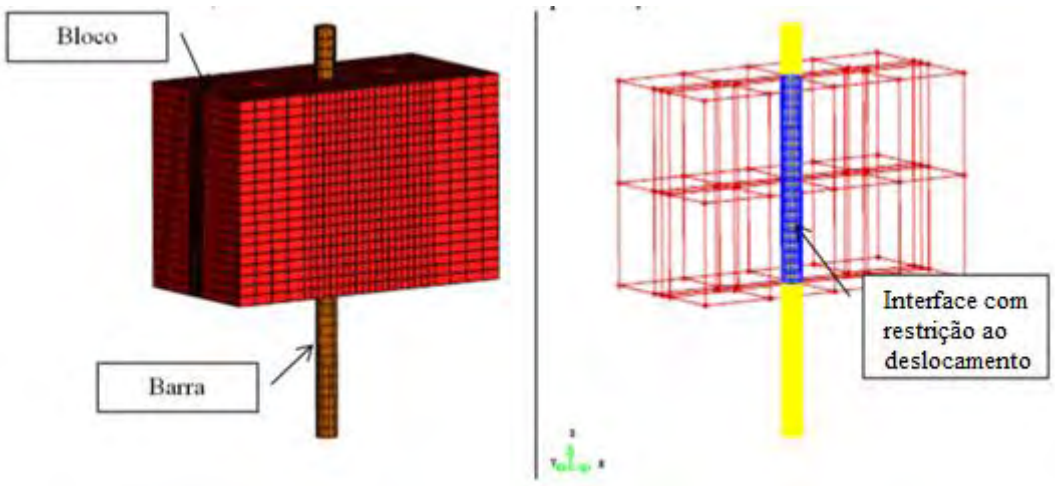
(c) M20AD10N-A – modelo com a representação física das nervuras da barra e simulação de aderência em toda a barra



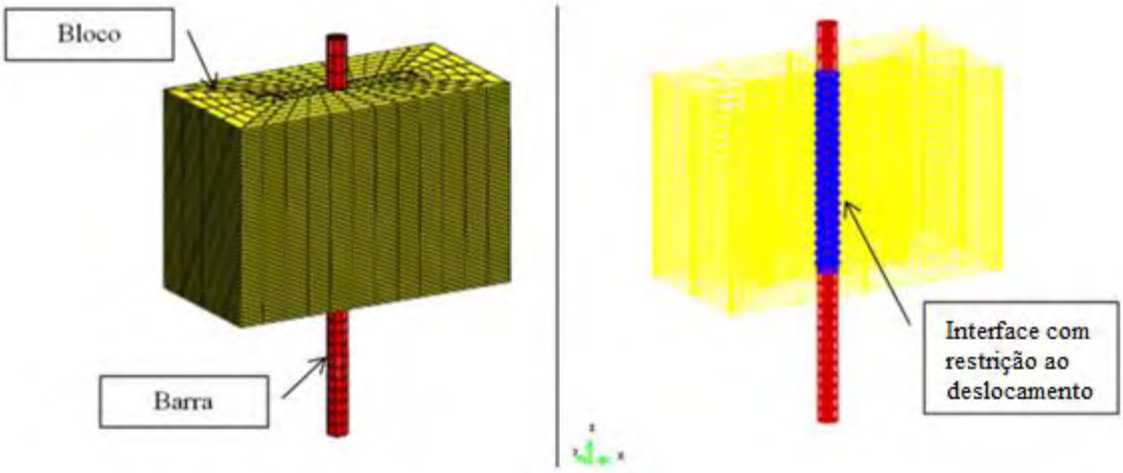
(c) M20AD10N3 – modelo com a representação física das nervuras da barra e da ancoragem mecânica na barra (região elástica) no início do trecho com aderência

Figura 6.2 – Malhas de elementos finitos utilizadas nos corpos de prova com ancoragem de 5ϕ (10 cm) – Continuação

Nos modelos com barra de 20 mm e ancoragem de 10ϕ (20 cm), as malhas utilizadas são apresentadas na Figura 6.3.



(a) M20AD20 – modelo sem a consideração das nervuras da barra



(b) M20AD20N e M20AD20N2 – modelo com a representação física das nervuras da barra

Figura 6.3 – Malhas de elementos finitos utilizadas nos corpos de prova com ancoragem de 10ϕ (20 cm)

6.1.1 Força última

Os resultados de força obtidos do modelo computacional são comparados com os valores experimentais na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Força última dos modelos com barra de 20 mm

Comprimento de ancoragem	Apoio (cm)	Modelo	Representação da nervura	Consideração da espuma	Força última (kN)	$\frac{F_u}{F_{u-exp}}$ (1)
5ϕ	10 x 10	Experimental(2)	-	-	128,0	-
	30 x 15	M20AD10	Não	Não	153,0	1,195
	30 x 15	M20AD10N	Sim	Não	102	0,797
	10 x 10	M20AD10N2	Sim	Não	68,9	0,538
	10 x 10	M20AD10N-A	Sim	Não	68,6	0,536
	10 x 10	M20AD10N3	Sim	Sim	100,0	0,781
10ϕ	10 x 10	Experimental(3)		-	62,8	-
	30 x 15	M20AD20	Não	-	139,0	2,213
	30 x 15	M20AD20N	Sim	-	124,0	1,974
	10 x 10	M20AD20N2	Sim	-	62,5	0,995

(1) F_u / F_{u-exp}: relação entre a força última do modelo e a força última experimental

(2) Experimental: resultado da força última média dos corpos-de-prova ensaiados sem adição de fibras, sendo estes equivalentes aos modelos computacionais (dosagem E-15628).

(3) Experimental: resultado da força última média dos corpos-de-prova ensaiados sem adição de fibras, sendo estes equivalentes aos modelos computacionais (dosagem E-15628).

A comparação dos resultados de força última dos modelos computacionais com apoio em toda a superfície inferior do bloco (30 cm x 15 cm), com e sem a representação física da nervura, indica que há uma variação de quase 50% nos resultados dos modelos M20AD10 e M20AD10N, e de 12% entre os resultados dos modelos M20AD20 e M20AD20N e que, conseqüentemente, a representação física da nervura na modelagem computacional influencia significativamente o comportamento do modelo computacional. Portanto, foram realizadas outras análises e modelagens para validar os resultados.

A princípio, foi alterado o tamanho do apoio, gerando os modelos M20AD10N2 e M20AD20N2. Verifica-se que o modelo com comprimento de ancoragem de 10ϕ, ou seja, 20 cm (modelo M20AD20N2) atingiu uma força última próxima do valor obtido do ensaio (aproximadamente 97,4%). Por outro lado, o modelo com comprimento de ancoragem de 5ϕ, ou seja, 10 cm (modelo M20AD10N2) atingiu apenas 53,8% da força última observada no ensaio. Esses valores são inferiores aos obtidos quando foi considerado apoio total para o bloco, o que mostra a influência que a restrição ao movimento da face inferior do bloco pode exercer sobre a resistência do modelo e, conseqüentemente, sobre a tensão de aderência da barra.

Observa-se, ainda, que o modelo computacional com comprimento de ancoragem de 10 cm (5ϕ) apresentou uma força última, aproximadamente, 7% maior que o modelo com comprimento de ancoragem de 20 cm (10ϕ).

Adicionalmente, no modelo com comprimento de ancoragem de 5ϕ (modelo M20AD10N-A) foi simulada a aderência entre o tubo de PVC e o concreto do bloco na região fora da ancoragem da barra. Dessa forma, nos primeiros 10 cm da barra, contados da face inferior do bloco, foi admitida aderência perfeita entre a barra e o concreto, sendo que nessa região não foram representadas as nervuras da barra. A aderência foi modelada considerando o parâmetro da interface D11 igual ao parâmetro D22 e igual a $3x10^{10}$ N/m²/m em todos os elementos de interface (Figura 6.2c). O objetivo dessa análise foi verificar se a presença da aderência entre o tubo de PVC e o concreto poderia influenciar na resistência do modelo.

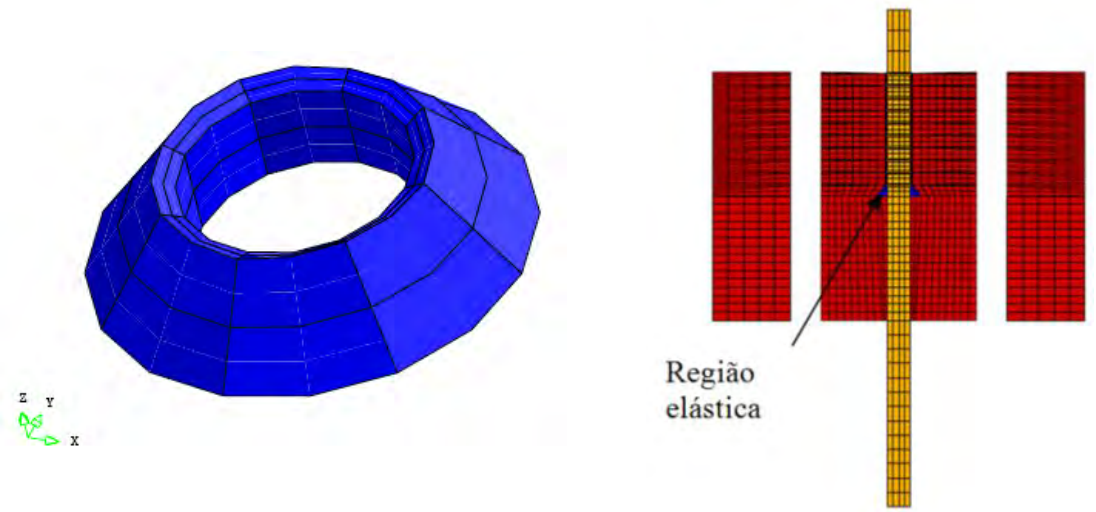
O resultado do modelo M20AD10N-A ficou muito próximo do modelo sem aderência entre o tubo de PVC e o concreto (modelo M20AD10N2). Isso indica que a aderência que porventura tenha existido entre o tubo de PVC e o concreto tem pouca influência sobre a resistência do modelo. Entretanto, a força última obtida da modelagem para esse modelo está abaixo do valor obtido do ensaio. Assim, talvez outros fatores possam ter influenciado na resistência do modelo experimental, como a espuma utilizada para fixar o tubo de PVC à barra de aço.

A região sem aderência, presente apenas nos corpos de prova com ancoragem de 5ϕ (ou seja, 10 cm), foi criada inserindo a barra dentro de um tubo de PVC durante a concretagem. A vedação foi feita com espuma, colocada entre a barra e o tudo de PVC nos pontos inicial e

final de contato (Figura 6.4), com o objetivo de impedir a passagem da nata de cimento para dentro do tubo, não permitindo, assim, o aumento da área de aderência. Porém, após os ensaios dos corpos de prova, foi observado que essa espuma se encontrava encharcada com nata de cimento, criando uma região que poderia ser encarada como uma ancoragem mecânica da barra, posto que a espuma se encontrava aderida à barra de aço.

Figura 6.4 – Esquema de criação da região sem aderência (uso de espuma)

Para verificar se a presença da espuma utilizada para vedação interferiu no comportamento do modelo, foi feita uma simulação computacional em que foi admitida uma região elástica em torno da barra, representando, de maneira aproximada, a região ocupada pela espuma. Essa região foi considerada como um tronco de cone vazado (Figura 6.5a), com aproximadamente 0,9 cm de altura, 0,2 cm de espessura na base menor e 0,9 cm de espessura na base maior. A malha empregada no modelo é apresentada na Figura 6.2c e a localização está indicada na Figura 6.5b.



(a) Região elástica (b) Modelo com ancoragem mecânica

Figura 6.5 – Representação da ancoragem mecânica na barra (região elástica) no início do trecho com aderência

Assim como nos modelos anteriores, a superfície inferior do bloco de concreto foi considerada restrita ao deslizamento vertical em uma região do tamanho aproximado da chapa real de apoio (10 cm x 10 cm), e foi admitida aderência perfeita entre a barra de aço e o concreto, sendo que nessa região foram representadas as nervuras da barra.

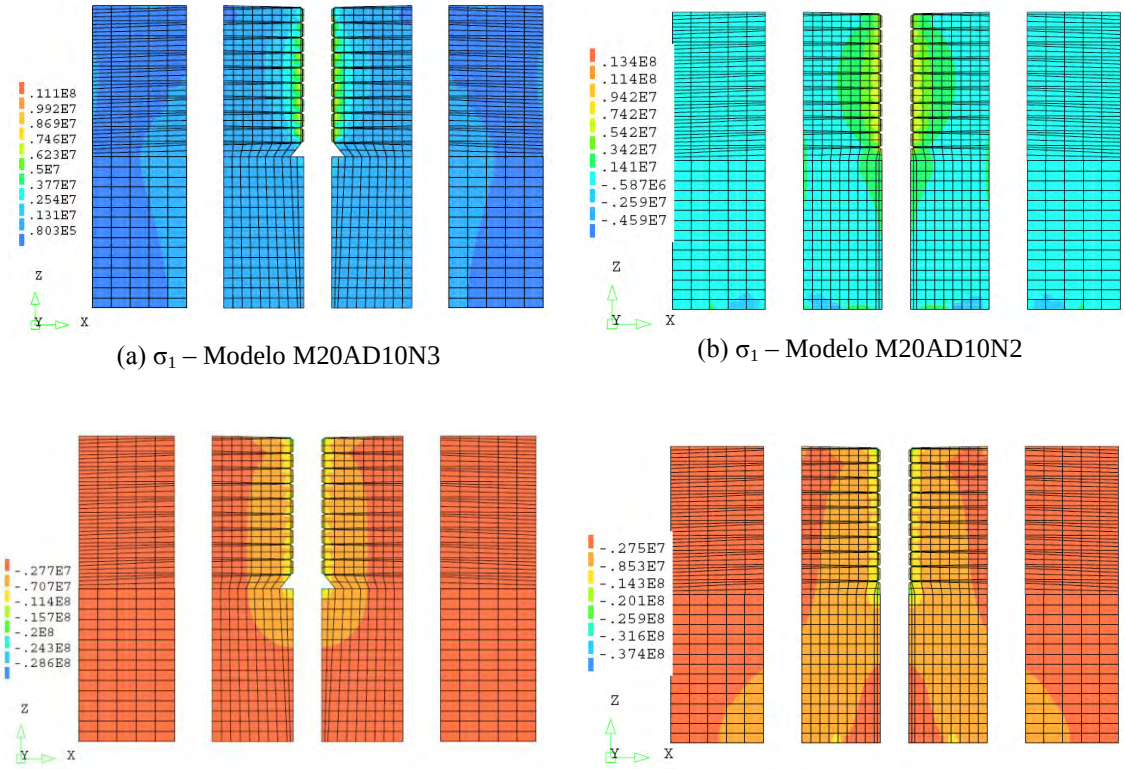
Comparando a força última do modelo em que foi feita a consideração da região elástica (M20AD10N3) com o modelo em que essa consideração não foi feita (M20AD10N2), percebe-se que o primeiro atingiu um valor mais próximo ao resultado experimental, rompendo com força equivalente a 78% da força de ruptura do ensaio. Assim, acredita-se que tenha havido algum mecanismo de ancoragem adicional nos corpos de prova sem fibras com barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ, que justifique o fato de sua força de ruptura experimental ter sido tão superior à observada para os corpos de prova com ancoragem de 10ϕ.

6.1.2 Tensões principais e panorama de fissuração

Na Figura 6.6 são mostradas as tensões principais de tração e de compressão dos modelos M20AD10N2 e M20AD10N3 relativas à última força de convergência de cada modelo. Observa-se que há alteração significativa no bulbo de tensões quando é introduzida a região

elástica (representando a ancoragem mecânica). No modelo M20AD10N2 há uma biela de compressão bem definida direcionada do ponto de início do trecho com aderência para o apoio (região com 10 cm).

Na comparação entre esses dois modelos, verifica-se, também, que o modelo sem a representação da região elástica tem maiores concentrações de tensões do que o modelo com a representação da ancoragem mecânica (M20AD10N3).



(a) σ_1 – Modelo M20AD10N3

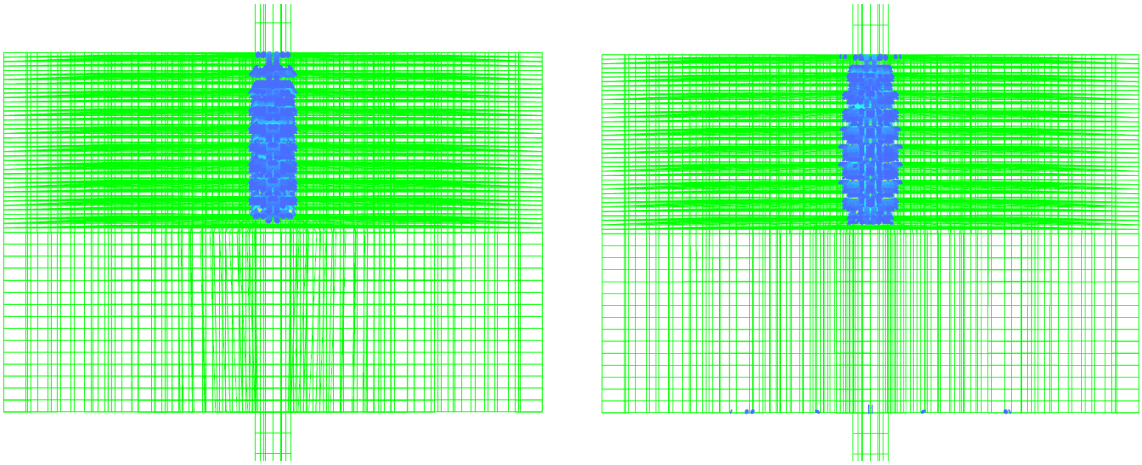
(b) σ_1 – Modelo M20AD10N2

(c) σ_3 – Modelo M20AD10N3

(d) σ_3 – Modelo M20AD10N2

Figura 6.6 – Tensões principais de tração (σ_1) e de compressão (σ_3) dos modelos M20AD10N3 e M20AD10N2

Na Figura 6.7 é mostrado o panorama de fissuração dos modelos. Verifica-se que no modelo sem região elástica (M20AD10N2) há o aparecimento de fissuras no apoio, devido à concentração de tensões e à biela de compressão. A propagação das fissuras nesse modelo é mais significativa que no modelo M20AD10N3. Para a última força de convergência do modelo M20AD10N3, não houve o aparecimento de fissuras na região do apoio.

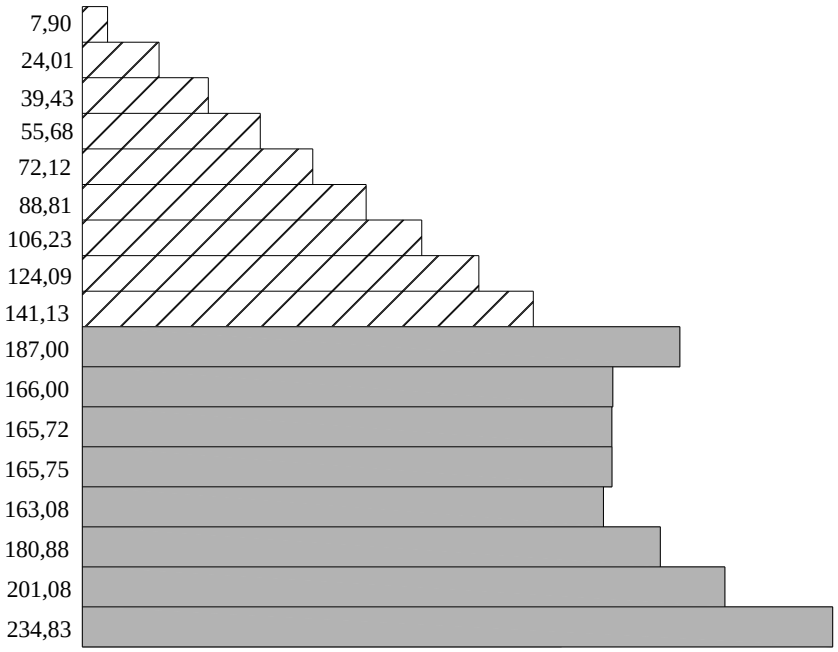


(a) Modelo M20AD10N3 (b) Modelo M20AD10N2

Figura 6.6 – Panorama de fissuração dos modelos M20AD10N3 e M20AD10N2

6.1.3 Perfil de distribuição de tensões de tração na armadura

O perfil de distribuição das tensões de tração na barra de aço no caso do modelo com barra de 20 mm e ancoragem de 5ϕ (10 cm) é apresentado na Figura 6.8 (modelo M20AD10N3). O trecho hachurado representa a parte da barra em contato com o concreto (região com aderência), enquanto a região cinza refere-se às tensões na barra no interior do tubo de PVC (região sem aderência). Esse perfil de tensão refere-se à força última de convergência mostrada na Tabela 6.1.



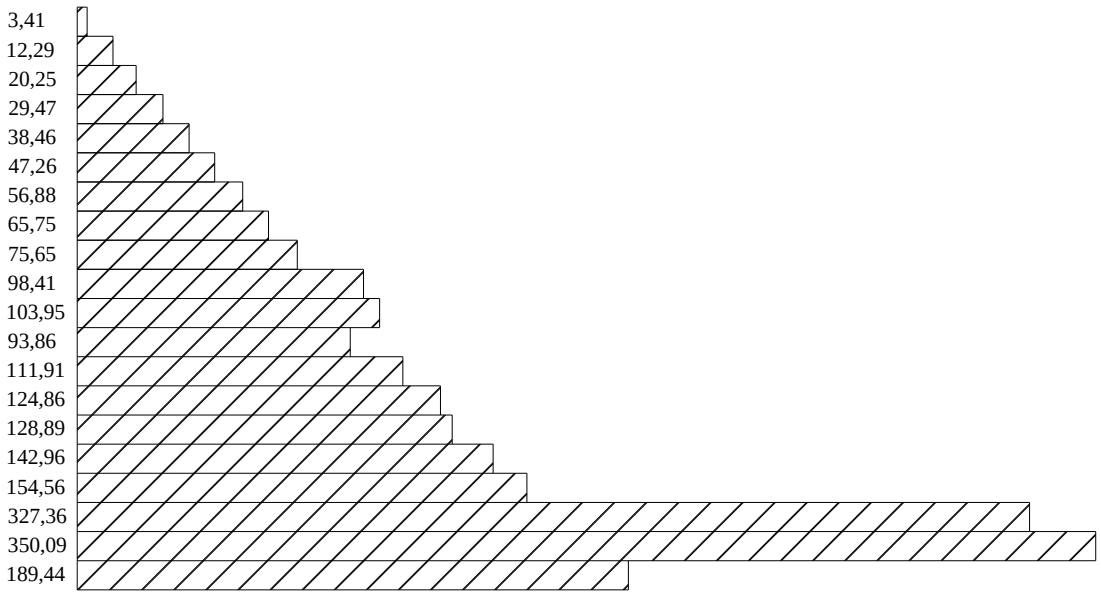
Barra de 20 mm, ancoragem igual a 5ϕ, apoio total (F_{ul} = 100,0 kN), volume de fibras: 0% – Tensões em MPa

Figura 6.7 – Perfil de tensões no modelo M20AD10N3

No trecho sem aderência, há uma variação de aproximadamente 72 MPa entre os valores de tensão máxima e mínima por segmento. O maior valor é encontrado na base inferior do bloco de concreto, na região onde foi aplicada a força. Esse valor, entretanto, é menor que a tensão de escoamento do aço, o que comprova que este modelo tende a romper no concreto antes do escoamento do aço.

No trecho superior da barra, em que há aderência entre o aço e o concreto, observa-se que a curva tem uma distribuição aproximadamente linear, indicando que, neste caso, o perfil da tensão de aderência entre a barra e o concreto tem uma distribuição aproximadamente constante, com valor médio de 16,7 MPa. Há uma queda de quase 46 MPa quando passa a haver o contato entre concreto e aço, e as tensões diminuem gradativamente até atingir o mínimo de 7,90 MPa no topo da barra.

Para o modelo com aderência de 10ϕ (20 cm), o perfil de distribuição de tensões na barra é apresentado na Figura 6.9 (modelo M20AD10N2). Observa-se um aumento da tensão de tração na barra no trecho próximo à região onde se inicia a aderência da barra com o concreto. A partir de certo ponto (a aproximadamente 3 cm de distância da face inferior do bloco), as tensões de tração começam a se reduzir, chegando a apenas 3,41 MPa no topo da barra. Após a máxima tensão de tração, a distribuição dessa tensão é aproximadamente linear, indicando que, neste caso, o perfil da tensão de aderência entre a barra e o concreto tem uma distribuição aproximadamente constante, com valor médio de 9,6 MPa. Essa tensão é ligeiramente maior que a tensão média obtida do ensaio no momento da ruptura do concreto por fendilhamento (5,2 MPa), o que se justifica pelo fato de a região por onde são transferidas as tensões de aderência no modelo computacional ter se mostrado menor que a altura do bloco.



Barra de 20 mm, ancoragem igual a 10ϕ, apoio total (F_{ul} = 65,5 kN), volume de fibras: 0% (modelo)

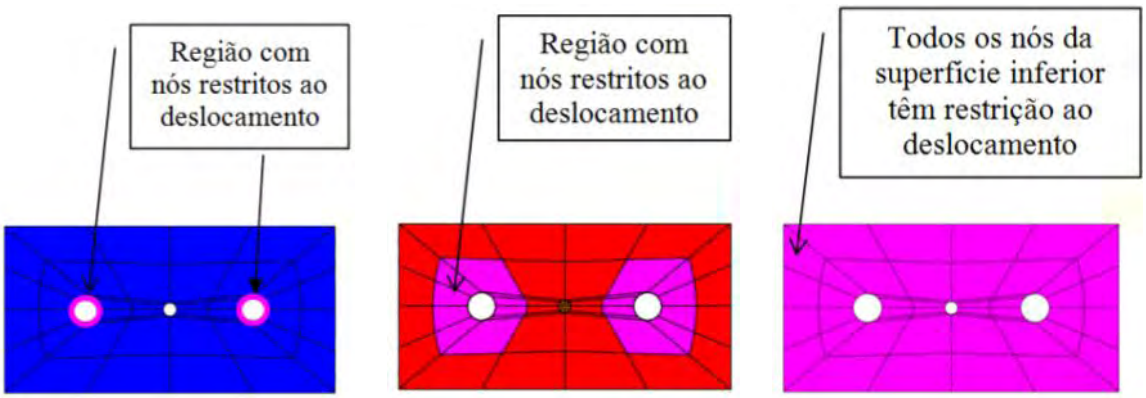
Figura 6.8 – Perfil de tensões no modelo M20AD20N2

Comparando-se os perfis obtidos para ancoragem de 5ϕ e 10ϕ, percebe-se uma ligeira diferença nos valores de tensão máxima e mínima em ambos os modelos. No topo da barra, o modelo com ancoragem de 10ϕ apresentou uma tensão inferior à apresentada pelo modelo com ancoragem igual a 5ϕ, indicando uma maior transferência de tensões entre o aço e o concreto devido ao maior comprimento de ancoragem.

6.2 CORPOS DE PROVA COM BARRAS DE 10 MM – ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Para a simulação dos corpos de prova de arrancamento, a nervura das barras foi considerada na construção do modelo computacional. Portanto, o tamanho da malha de elementos finitos foi definido em função das dimensões das nervuras e em função do volume mínimo para o elemento finito tridimensional admitido no Programa DIANA®.

Para avaliar a influência do tamanho do apoio nos resultados do modelo, foram feitas modelagens considerando apoios com dimensões de, aproximadamente, 2,5 cm x 2,5 cm, 10 cm x 10 cm, 30 cm x 15 cm (apoio em toda a superfície inferior do corpo-de-prova). As três dimensões consideradas para o apoio do bloco estão apresentadas na Figura 6.10.



(a) Apoio de 2,5 cm x 2,5 cm (b) Apoio de 10 cm x 10 cm (c) Apoio de 30 cm x 15 cm

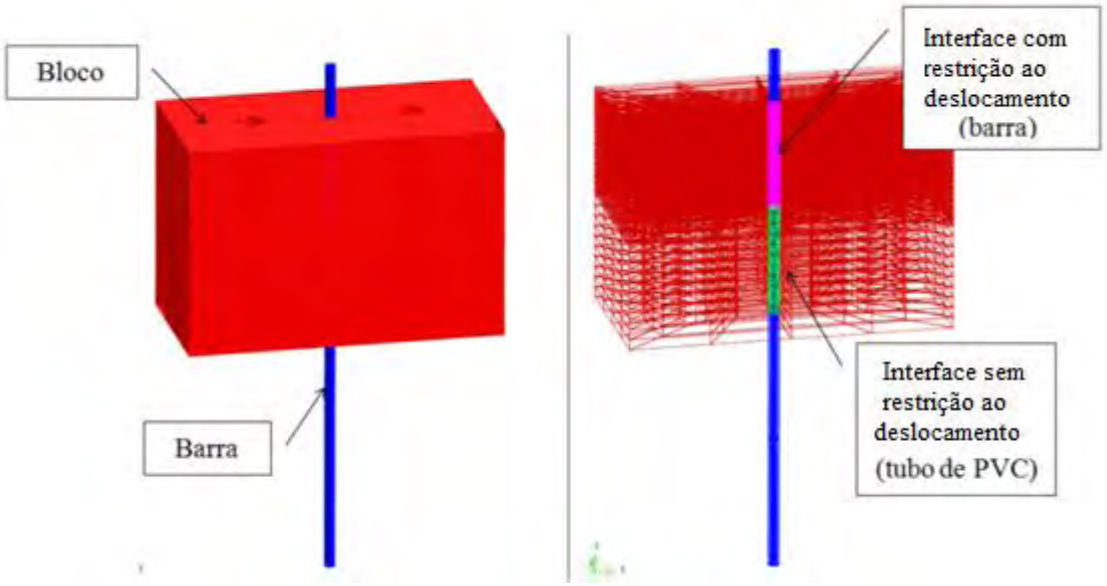
Figura 6.9 – Condições de contorno em deslocamento na direção z – Base do bloco de concreto

Em todos os modelos computacionais, a região entre o tubo de PVC e o início do trecho aderente da barra de aço com o concreto foi admitida com comportamento elástico linear com o objetivo de representar uma eventual ancoragem mecânica da barra nessa região. A malha de elementos finitos dos modelos computacionais é apresentada na Figura 6.11 e a região com material elástico linear para representar a ancoragem mecânica é apresentada na Figura 6.12.

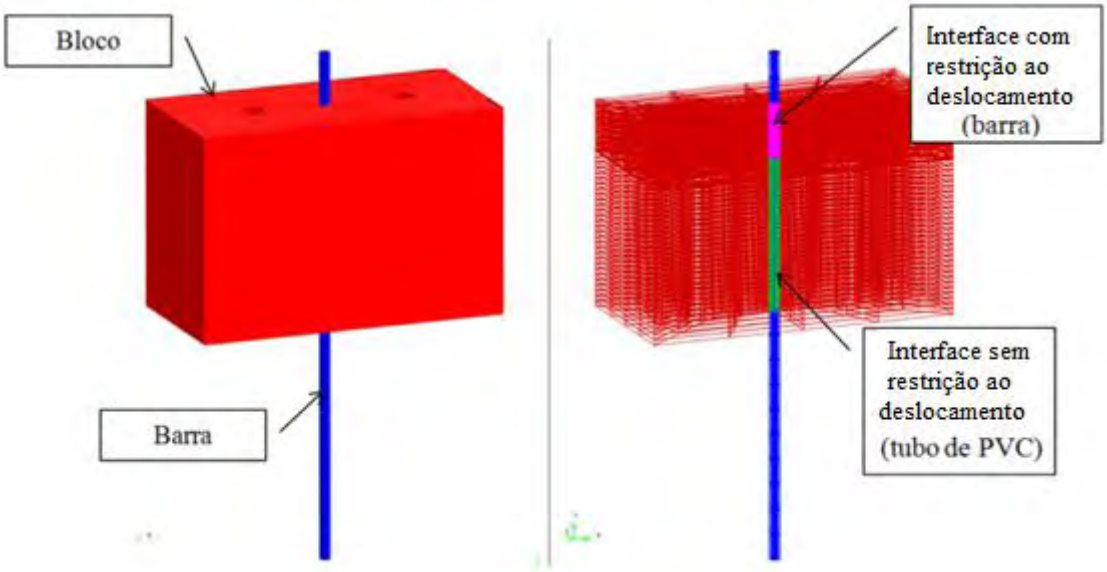
Para a análise da influência das fibras de aço no comprimento de ancoragem, foram analisados os modelos com barra de 10 mm e comprimento de aderência igual a 10ϕ e 5ϕ, alterando-se o modelo constitutivo do concreto. Dessa forma, o comportamento à tração do concreto foi representado pelo modelo constitutivo de Hordijk (TNO, 2008), disponível no programa DIANA®, que apresenta uma curva exponencial para a representação do amolecimento do concreto (Figura 6.13). Nesse caso, a energia no modo I de fratura para o concreto fibroso (G_f) foi calculada usando a equação de Araújo (2002). No trabalho desse autor foi proposta a Equação 6.1 para concretos com até 2% de fibras de aço.

$$\frac{G^{F}_{f}}{G^{0}_{f}} = 1 + 27{,}41 V_f \qquad (6.1)$$

Sendo G^{0}_{f} a energia da fratura para o concreto sem adição de fibras e V_f o volume de fibras, em porcentagem.



(a) Modelo com comprimento de aderência igual a 10ϕ (10 cm)



(a) Modelo com comprimento de aderência igual a 5ϕ (5 cm)

Figura 6.10– Malha de elementos finitos dos modelos com barra de 10 mm

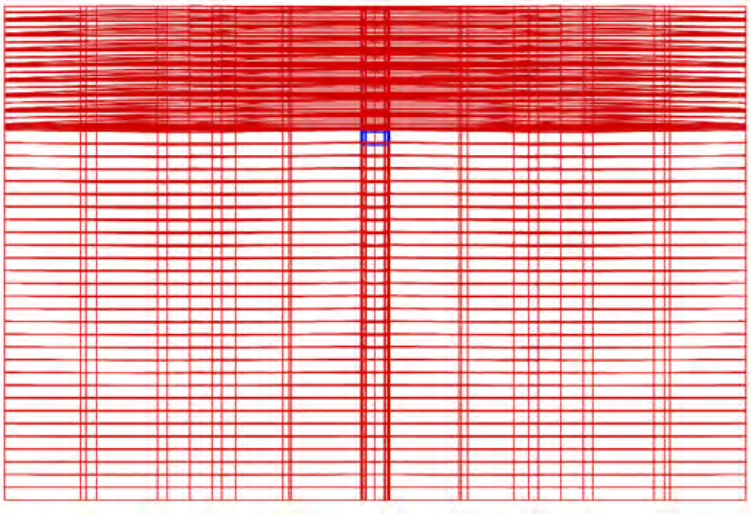


Figura 6.11 – Malha de elementos finitos com a região elástica em destaque – Modelo com comprimento de aderência igual a 5ϕ

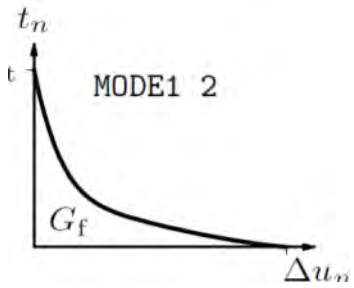


Figura 6.12 – Modelo constitutivo Hordijk (TNO, 2008)

6.2.1 Força última

Os valores da força última dos modelos com barras de 10 mm são apresentados na Tabela 6.3. A coluna com o valor da força última experimental refere-se à média da força de arrancamento dos corpos de prova ensaiados sem a presença de extensômetros internos (série B). As propriedades do concreto são mostradas na Tabela 6.2.

Para os modelos com comprimento de ancoragem igual a 5ϕ e 10ϕ, sem adição de fibras, verifica-se que a força última aumenta com o aumento da superfície de apoio, sendo que os modelos computacionais com resultados mais próximos dos resultados experimentais foram os que possuíam restrição em toda a superfície inferior do bloco de concreto (apoio de 30 x 15 cm). O modelo com comprimento de ancoragem igual a 5ϕ, sem adição de fibras e com apoio de 30 x 15 cm, (M10AD5N300F0) apresentou uma força última de convergência apenas 14% maior que a força última do ensaio, enquanto o modelo com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ (M10AD10N300F0) apresentou uma força última de convergência apenas 10% maior que a força última obtida do ensaio. A maior força de convergência observada com o aumento do tamanho do apoio se deve, provavelmente, à redução das tensões no apoio com o seu aumento.

Tabela 6.2 – Propriedades do concreto utilizado em cada modelo

Modelo	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)	G_c (N.m/m²)	G_f (N.m/m²)
M10AD5N25F0 M10AD5N100F0 M10AD5N300F0 M10AD10N25F0 M10AD10N100F0 M10AD10N300F0	58,90	6,50	29,56	20000	120
M10AD5N300F1 M10AD10N300F1	69,00	8,50	29,56	2000	3400
M10AD5N300F2 M10AD10N300F2	67,80	10,00	29,56	2000	4800

Tabela 6.3 – Resultados dos modelos computacionais com barra de 10 mm

Comprimento de embutimento	Volume de fibras (%)	Apoio (cm)	Modelo	Força última (kN)	$\frac{F_u}{F_{u-exp}}$ (1)
5ϕ	0	10 x 10	Experimental (2)	32,3	-
		2,5 x 2,5	M10AD5N25F0	12,5	0,387
		10 x 10	M10AD5N100F0	26,7	0,827
		30 x 15	M10AD5N300F0	36,8	1,139
	1	10 x 10	Experimental (3)	35,0	-
		30 x 15	M10AD5N300F1	46,8	1,337
	2	10 x 10	Experimental (4)	31,7	-
		30 x 15	M10AD5N300F2	46,9	1,479
10ϕ	0	10 x 10	Experimental (2)	42,6	-
		2,5 x 2,5	M10AD10N25F0	24,9	0,584
		10 x 10	M10AD10N100F0	32,4	0,761
		30 x 15	M10AD10N300F0	46,4	1,102
	1	10 x 10	Experimental (3)	48,7	-
		30 x 15	M10AD10N300F1	46,9	0,963
	2	10 x 10	Experimental (4)	48,7	-
		30 x 15	M10AD10N300F2	46,9	0,963

(1) F_u / F_{u-exp}: relação entre a força última do modelo e a força última experimental.

(2) Experimental: resultado da força última média dos corpos-de-prova ensaiados sem adição de fibras, sendo estes equivalentes aos modelos computacionais (dosagem E-15628).

(3) Experimental: resultado da força última média dos corpos-de-prova ensaiados com adição de 1% de fibras, sendo estes equivalentes aos modelos computacionais (dosagem E-15638 A).

(4) Experimental: resultado da força última média dos corpos-de-prova ensaiados com adição de 2% de fibras, sendo estes equivalentes aos modelos computacionais (dosagem E-15635 A).

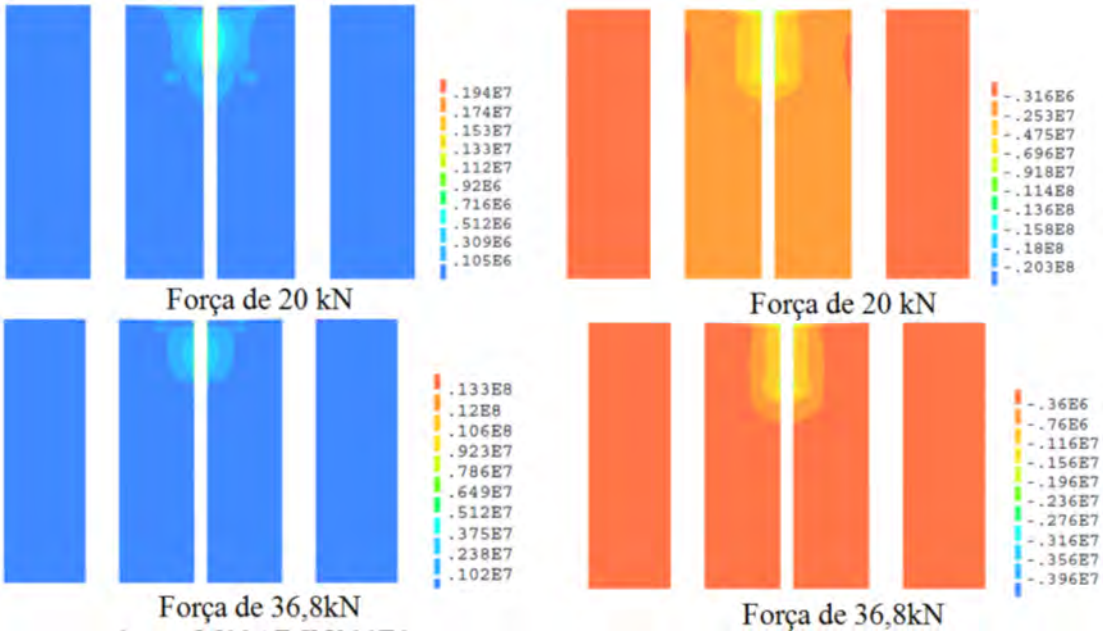
Verifica-se, também, que os modelos computacionais com adição de fibras e comprimento de ancoragem igual a 5ϕ apresentaram resultados até 47% superiores aos resultados experimentais, enquanto os modelos com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ representaram bem os modelos experimentais em termos de força última (diferença de apenas 4%). Nesse caso, em todos os modelos a restrição ao deslocamento foi realizada em toda a superfície inferior do bloco de concreto (apoio de 30 x 15 cm). Porém, nos modelos computacionais com adição de fibras, observa-se que o aumento do volume de fibras de 1%

para 2% alterou muito pouco a força última. Tal fato pode ser explicado porque, com a adição das fibras, os corpos de prova apresentaram escoamento do aço antes da ruptura da aderência (por exemplo, nos corpos de prova CP10.5.1.B2 e CP10.5.2.B1).

6.2.2 Tensões principais

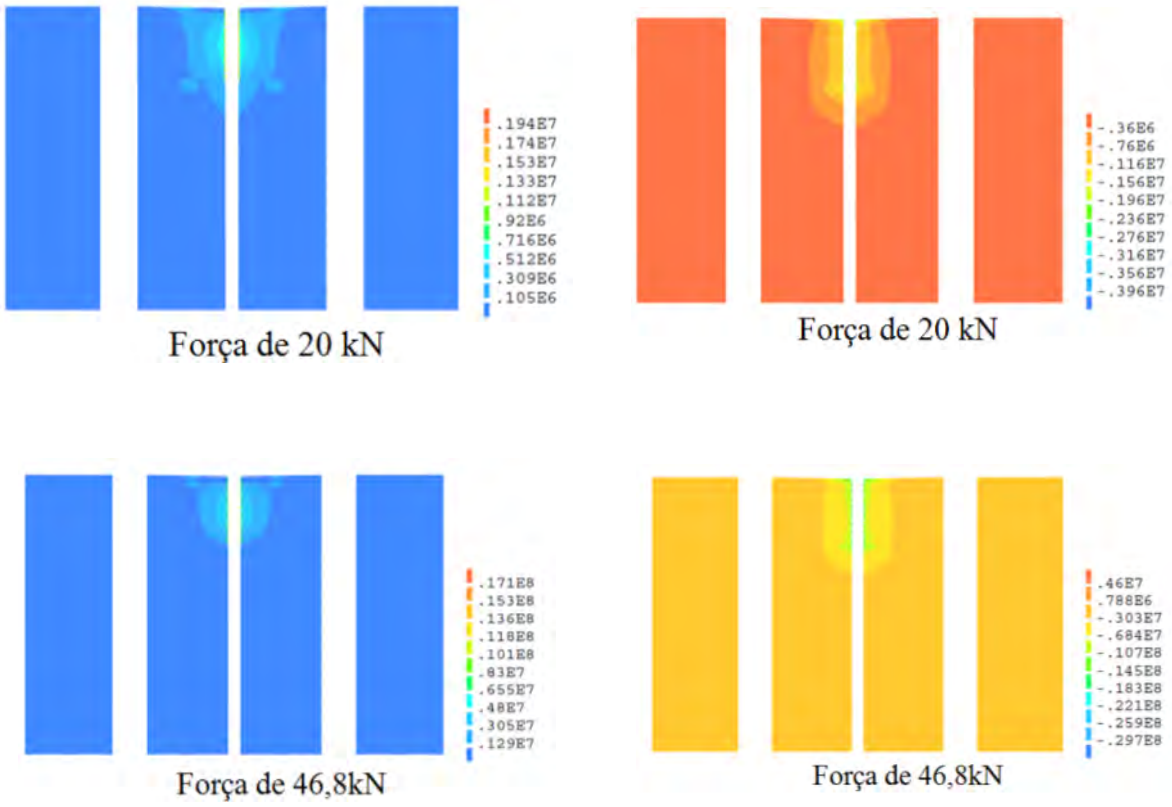
Nas Figuras 6.14 a 6.16 são apresentadas as distribuições das tensões principais de tração (σ_1) e de compressão (σ_3) dos modelos com comprimento de ancoragem igual a 5ϕ para a força última e para, aproximadamente, metade da força última desses modelos. Em todos os modelos, verificam-se concentrações de tensões em torno da região aderente, independente do volume de fibras. As tensões principais de tração no concreto mostraram-se distribuídas em todo o comprimento de ancoragem para um carregamento inferior ao de ruptura. No instante da ruptura, nota-se que essas tensões concentraram-se em uma região menor que o trecho com aderência.

Comparando a distribuição das tensões principais de tração nos modelos com 1% e 2 % de fibras, nota-se que, neste último, as tensões são menores. Além disso, neste modelo as tensões se distribuem em todo o trecho com aderência, o que mostra o efeito positivo do maior volume de fibras, isto é, o aumento da resistência à tração do concreto. Sendo assim, é de se esperar que, caso não tivesse ocorrido o escoamento da barra de aço, este modelo apresentaria uma força última maior que o modelo com 1% de fibras.



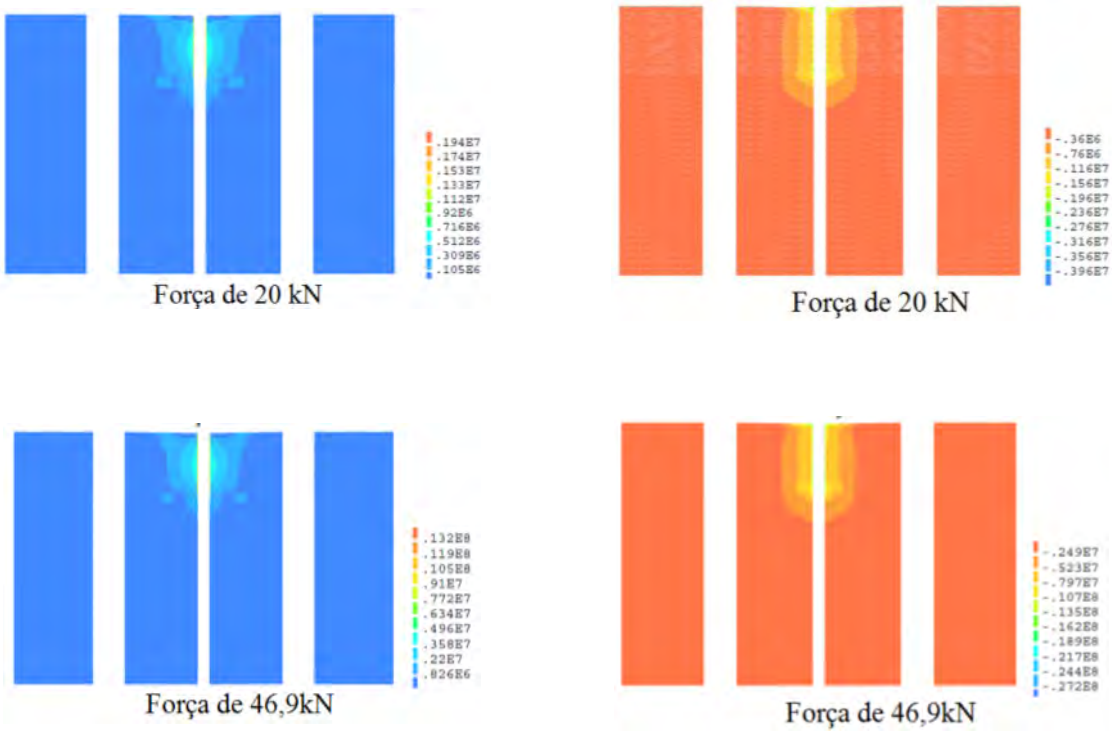
(a) σ_1 – M10AD5N300F0 (b) σ_3 – M10AD5N300F0

Figura 6.13 – Distribuição de tensões no modelo sem adição de fibras – M10AD5N300F0



(a) σ_1 – M10AD5N300F1 (b) σ_3 – M10AD5N300F1

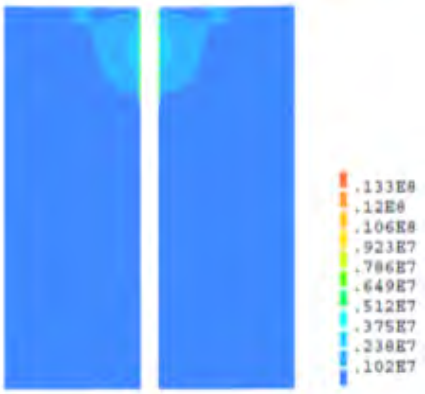
Figura 6.14 – Distribuição de tensões no modelo sem adição de fibras – M10AD5N300F1



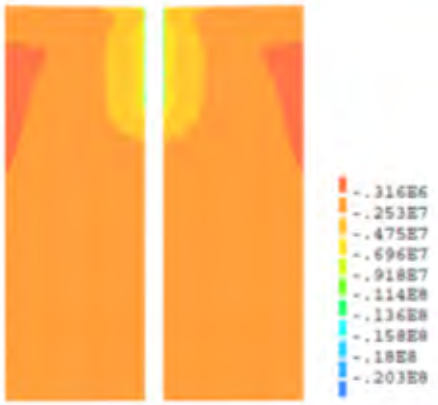
(a) σ_1 – M10AD5N300F2 (b) σ_3 – M10AD5N300F2

Figura 6.15 – Distribuição de tensões no modelo sem adição de fibras – M10AD5N300F2

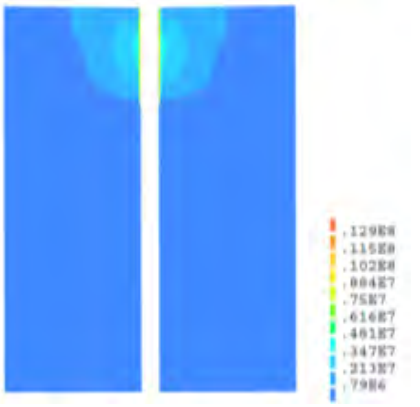
Na Figura 6.17 é apresentada a mesma distribuição de tensões em um plano perpendicular ao apresentado nas Figuras 6.14 a 6.16. Observa-se que as tensões na face extrema do bloco são inferiores à resistência a tração do concreto, o que justifica o não surgimento de fissuras nas faces do bloco que pudessem causar uma ruptura por fendilhamento.



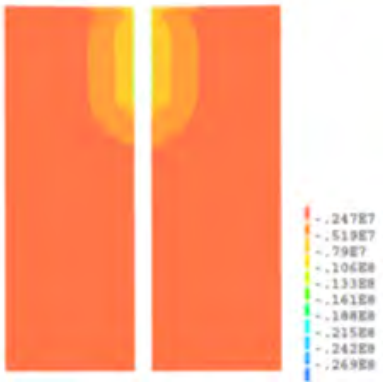
(a) σ_1 – M10AD5N300F0 – Força de 36,8 kN



(b) σ_3 – M10AD5N300F0 – Força de 36,8 kN



(c) σ_1 – M10AD5N300F2 – Força de 46,9 kN

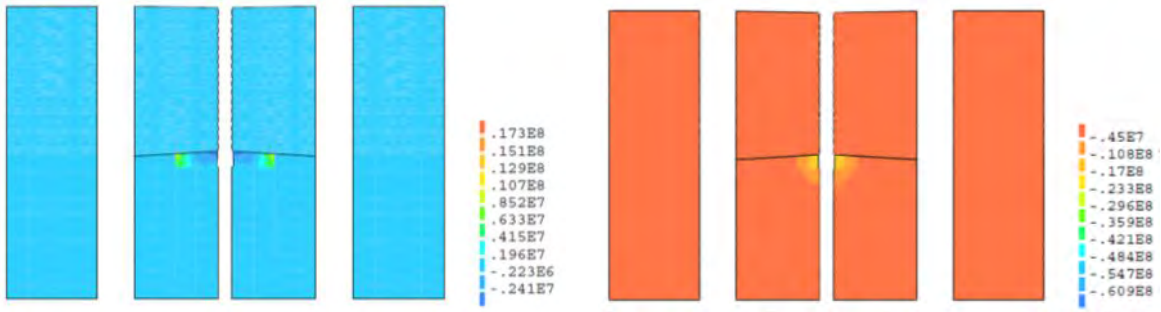


(d) σ_3 – M10AD5N300F2 – Força de 46,9 kN

(a) tensão principal de tração no modelo sem adição de fibras (M10AD5N300F2), (b) tensão principal de compressão no modelo sem adição de fibras, (c) tensão principal de tração no modelo com 2% de fibras (M10AD5N300F2), (d) tensão principal de compressão no modelo com 2% de fibras

Figura 6.16 – Distribuição de tensões

A distribuição das tensões de tração e compressão no modelo com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ, sem adição de fibras, é mostrada na Figura 6.18. Verifica-se que há uma grande concentração de tensões em torno da região considerada com propriedade elástica linear. Os demais modelos com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ, e com adição de fibras, apresentaram o mesmo comportamento.



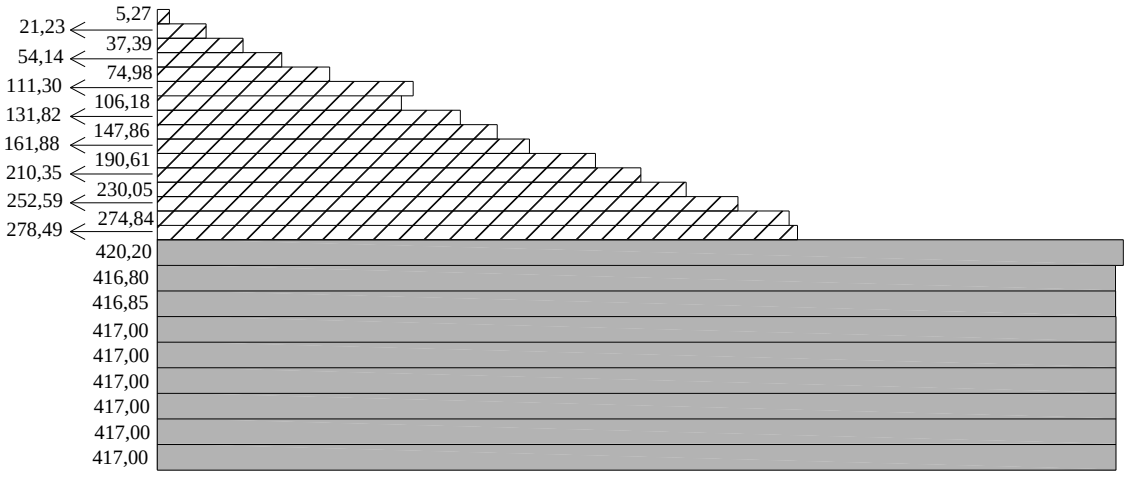
(a) σ_1 – M10AD10N300F0 – Força de 46,4 kN (b) σ_3 – M10AD10N300F0 – Força de 46,4 kN

Figura 6.17 – Distribuição de tensões no modelo com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ e sem adição de fibras

6.2.3 Perfil de tensões

Para os modelos com barra de 10 mm, também foi traçado o perfil de tensões de tração ao longo da barra em toda a altura do bloco de concreto, considerando-se corpos de prova com os três volumes de fibras estudados. As tensões na barra foram determinadas na direção da aplicação da força, ou seja, na direção vertical (z).

Para o comprimento de ancoragem igual a 10ϕ (10 cm), o perfil de tensões é apresentado nas Figuras 6.19 a 6.21. O trecho hachurado representa a região de aderência entre o aço e o concreto, enquanto a região cinza representa a parte da barra que se encontrava envolta pelo tubo de PVC, criando uma zona sem aderência.



Barra de 10 mm, ancoragem igual a 10ϕ, apoio total (F_{ult} = 46,4 kN), volume de fibras: 0% (modelo) – Tensões em MPa

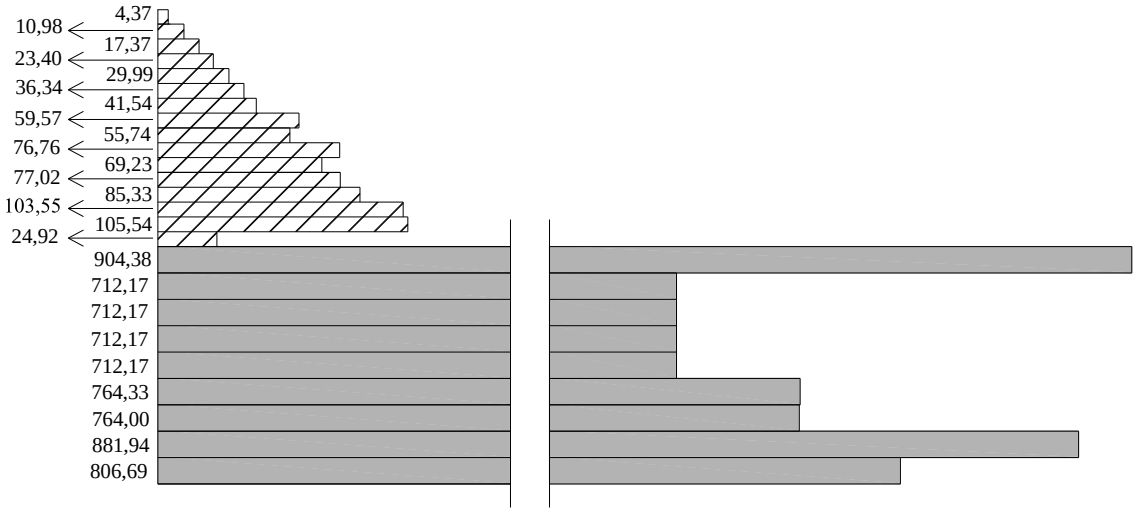
Figura 6.18 – Perfil de tensões no modelo M10AD10N300F0

No caso do modelo sem fibras, observa-se que, na região sem aderência, a tensão na barra é bastante uniforme, variando de 417 MPa a 420 MPa. Essa tensão é inferior à tensão de escoamento do aço, o que mostra que, neste caso, a ruptura pode ocorrer pelo arrancamento da barra antes que ela atinja o escoamento do aço. Este resultado corrobora o que foi observado nos ensaios experimentais.

A partir do ponto em que começa a haver aderência entre os dois materiais, a tensão na barra diminui, e assim prossegue até o mínimo de 5,27 MPa no trecho mais superior da barra. O perfil é aproximadamente linear, o que mostra que neste caso a tensão de aderência ao longo do trecho aderente é constante, com valor médio igual a 18,2 MPa. Este valor é 17% maior que o observado nos ensaios, dos quais se obteve uma tensão de aderência média de

15,5 MPa, sendo que a força última do modelo computacional foi apenas 10% maior que a obtida dos ensaios.

Com a adição de 1% de fibras ao corpo de prova, as tensões de tração na barra passaram a se distribuir da forma apresentada na Figura 6.20. Foi feito um corte no gráfico devido à escala. Observa-se que a distribuição de tensões é menos uniforme no trecho da barra sem aderência, variando de 712,17 MPa a 904,38 MPa. Essa tensão é superior à tensão de escoamento do aço, o que mostra que neste caso a ruptura do modelo ocorreu pelo escoamento do aço. Este resultado corrobora o que foi observado nos ensaios experimentais, isto é, que a adição de fibras melhorou a aderência, permitindo à barra alcançar o seu escoamento antes de ser arrancada do concreto.

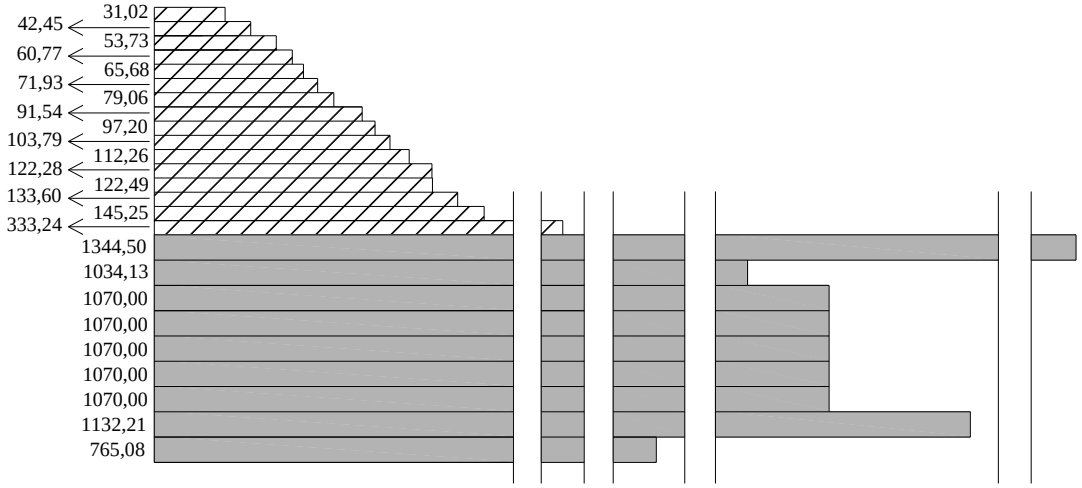


Barra de 10 mm, ancoragem igual a 10ϕ, apoio total (F_{ul} = 46,9 kN), volume de fibras: 1% (modelo) – Tensões em MPa

Figura 6.19 – Perfil de tensões no modelo M10AD10N300F1

No trecho em que há aderência entre o aço e o concreto, o perfil de distribuição das tensões de tração sofre modificação, mostrando uma região com menores tensões. A partir de aproximadamente 13 cm de distância da base, o perfil é aproximadamente linear, o que mostra que neste caso a tensão de aderência ao longo do trecho aderente também é constante, com valor médio igual a 7,2 MPa. De forma geral, as tensões no trecho aderente para o modelo com 1% de fibras foram menores do que as apresentadas pelo modelo sem fibras, o que indica um aumento da resistência do mecanismo responsável pela transmissão dos esforços da barra para o concreto devido à adição das fibras de aço.

Com a adição de 2% de fibras, o perfil de tensões na barra assumiu uma forma mais uniforme, distribuindo-se sobre todo o trecho aderente e confirmando o observado na distribuição das tensões principais de tração no concreto. A diferença de tensão entre os trechos passou a ser quase constante, como se vê na Figura 6.21. As tensões no trecho interno ao tubo de PVC atingiram valores extremamente altos, mostrando que a ruptura do modelo ocorreu pelo escoamento do aço. O perfil de tensões é aproximadamente linear, o que mostra que neste caso a tensão de aderência ao longo do trecho aderente é constante, com valor médio igual a 8,2 MPa



Barra de 10 mm, ancoragem igual a 10ϕ, apoio total (F_{ul} = 46,9 kN), volume de fibras: 2% (modelo) – Tensões em MPa

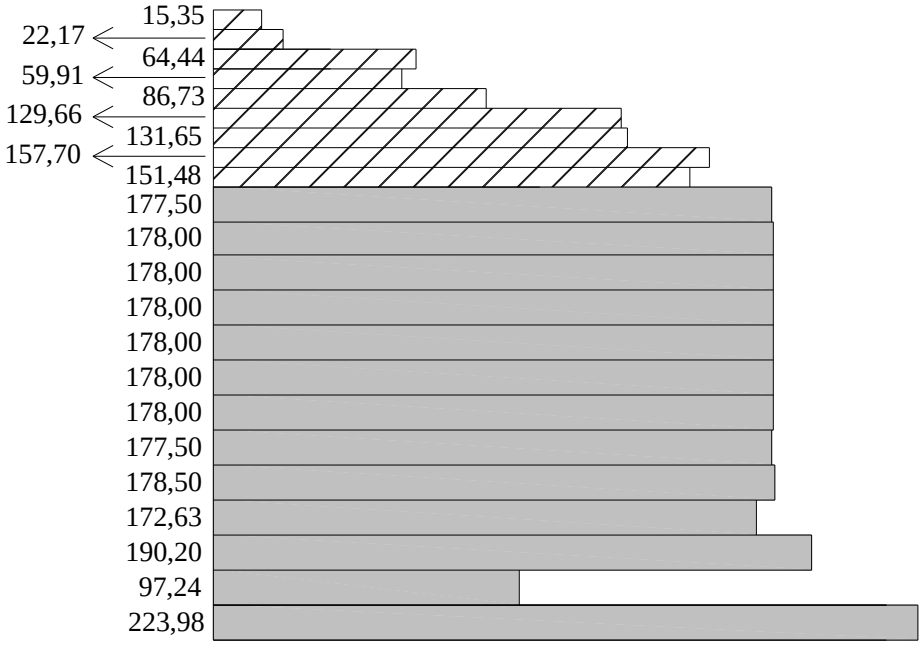
Figura 6.20 – Perfil de tensões no modelo M10AD10N300F2

Os perfis de tensões para os modelos com ancoragem de 5ϕ são apresentados nas Figuras 6.22 a 6.24. Em todos os modelos, observa-se que as tensões de tração na barra foram inferiores à tensão de escoamento do aço. Isso mostra que, neste caso, o comprimento de ancoragem de apenas 5 cm foi insuficiente para que a barra alcançasse o escoamento.

Observa-se, ainda, que, neste caso, o perfil de distribuição das tensões de tração não é tão linear quanto no caso do comprimento de ancoragem igual a 10ϕ. Isso mostra que a tensão de aderência para o comprimento de ancoragem igual a 5ϕ não é constante.

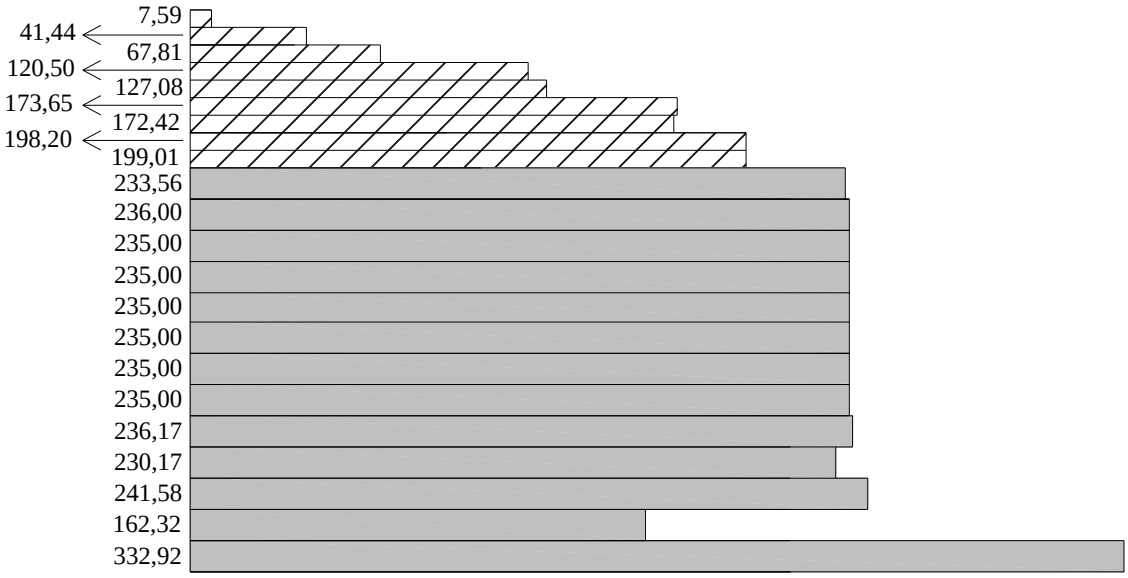
Para o modelo sem fibras, a tensão média de aderência ao longo do trecho de ancoragem é de 17 MPa. Já para os modelos com 1% e 2% de fibras, essa tensão média é de 23,9 MPa e 24 MPa, respectivamente. Esse aumento da tensão de aderência deve-se ao aumento da força última resistida pelo modelo. Esses resultados mostram a influência positiva das fibras de aço

que, ao aumentar a resistência à tração do concreto, proporcionou um aumento da resistência da aderência entre a barra de aço e o concreto.



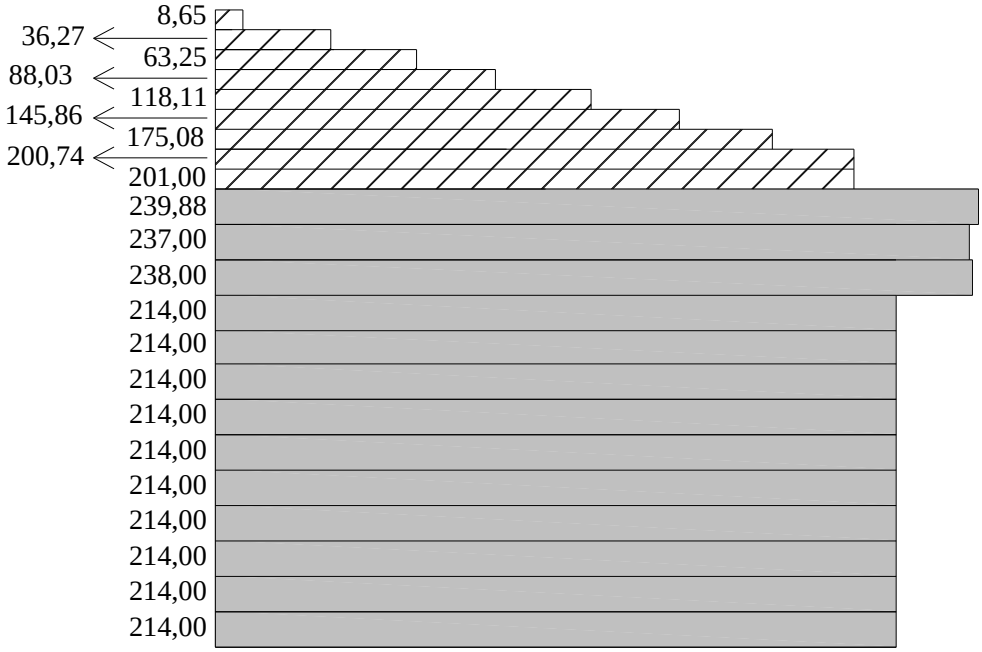
Barra de 10 mm, ancoragem igual a 5ϕ, apoio total (F_{ul} = 36,8 kN), volume de fibras: 0% – Tensões em MPa

Figura 6.21 – Perfil de tensões no modelo M10AD5N300F0



Barra de 10 mm, ancoragem igual a 5ϕ, apoio total (F_{ul} = 46,8 kN), Volume de fibras: 1% – Tensões em MPa

Figura 6.22 – Perfil de tensões no modelo M10AD5N300F1



Barra de 10 mm, ancoragem igual a 5ϕ, apoio total (F_{ul} = 46,9 kN), volume de fibras: 2% – Tensões em MPa

Figura 6.23 – Perfil de tensões no modelo M10AD5N300F2

CAPÍTULO 7
CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas após a análise dos resultados discutidos nos capítulos 4, 5 e 6 acerca da influência das fibras de aço na aderência entre o aço e o concreto. São apresentadas, ainda, algumas sugestões para trabalhos futuros.

7.1 CONCLUSÕES

7.1.1 Propriedades mecânicas do concreto

Foram analisadas as propriedades mecânicas do concreto, sendo realizados ensaios tanto no concreto simples como naqueles que receberam a adição de 1% ou 2% de fibras de aço (em volume). As principais conclusões obtidas são enumeradas a seguir:

- A adição de 1% de fibras proporcionou um aumento de cerca de 20% na resistência à compressão do concreto aos 28 dias. Com a adição de 2% de fibras, esse aumento foi um pouco menor, atingindo 13,36%.
- Ainda em relação à resistência à compressão do concreto, foi observado um crescimento na dispersão dos valores com o aumento do teor de fibras, o que pode ser justificado pela própria presença das fibras, que tornam o concreto mais heterogêneo.
- A resistência à tração por compressão diametral foi bastante influenciada pela presença das fibras: a adição de 1% de fibras provocou um aumento de 68%, enquanto a adição de 2% de fibras provocou um crescimento superior a 95% em relação aos concretos não fibrosos.
- A adição de diferentes volumes de fibras teve significativa influência na resistência à tração na flexão. A adição de 2% de fibras ao concreto aumentou a resistência média à tração na flexão do compósito em 65% se comparada com os corpos de prova que receberam 1% de fibras.

- O módulo de elasticidade foi mais influenciado pela presença das fibras do que pela quantidade das mesmas, uma vez que o ganho por haver reforço fibroso, em comparação ao concreto simples, foi semelhante (5,53% para 1% de fibras e 7,17% para 2%). Apesar disso, os valores obtidos para o módulo de elasticidade, tanto para as amostras sem fibras quanto para as fibrosas, foram bastante semelhantes, indicando que a adição de fibras não foi capaz de causar variação significativa no módulo de elasticidade.
- Os valores do módulo de elasticidade obtidos dos ensaios de caracterização foram, em geral, inferiores aos valores previstos por normas e trabalhos anteriores. Em alguns casos, o módulo de elasticidade apresentou um valor igual a 67% do valor proposto pela norma NBR 6118 (ABNT, 2003c). Porém, os resultados aqui obtidos encontram-se próximos daqueles obtidos por outros pesquisadores, como é o caso de Gardner e Zao (1991 *apud* ALMEIDA FILHO, 2006), Nunes (2006) e Araújo (2002).
- Ficou comprovada, também, a influência das fibras na tenacidade relativa por meio do ensaio de compressão com deslocamento controlado. Com a adição de 2% de fibras, a tenacidade relativa média foi 57,58% superior à tenacidade relativa das dosagens não fibrosas. Com a adição de 1% de fibras, entretanto, não foi observada contribuição das mesmas na tenacidade do concreto.
- A energia no modo I de fratura, determinada apenas para o concreto sem reforço fibroso, apresentou um valor médio de 0,061 N.m/m². Analisando-se isoladamente cada dosagem, porém, percebe-se que apenas a dosagem E-15643 apresentou um valor satisfatório de acordo com o CEB-FIP 90 (1999).
- O fator de tenacidade na flexão, calculado segundo a norma japonesa JSCE SF4 (JSCE, 1984), teve um aumento de 60% quando o volume de fibras adicionadas passou de 1% para 2%.
- Da análise das curvas força *versus* deslocamento no meio do vão para o ensaio de flexão sob quatro pontos de carga, nota-se que o volume de fibras adicionado em todas as dosagens fibrosas se encontrava acima do volume crítico, de modo que o corpo de prova continuava a suportar acréscimos de força mesmo após a fissuração da matriz.

7.1.2 Ensaios de arrancamento

Neste trabalho, foram realizados ensaios de arrancamento para avaliação do comprimento de ancoragem de barras de aço no concreto simples e fibroso. Os corpos de prova possuíam dimensões de 30 cm x 15 cm x 20 cm, no centro dos quais foi concretada a barra a ser ensaiada. O método de ensaio seguiu uma adaptação entre o recomendado pelo Rilem-CEB-FIB (1973) e o proposto por Al-Tamimi (2001). As variáveis do ensaio foram o diâmetro da barra, o comprimento de ancoragem e a quantidade de fibras. As conclusões desse ensaio são apresentadas a seguir:

- O uso de instrumentação interna (extensômetros) em um comprimento de ancoragem de apenas 5 cm (ou seja, 5ϕ para a barra de 10 mm) prejudicou a aderência, pois reduziu em 40% a superfície de contato entre a barra de aço e o bloco de concreto. Os baixos valores de força de ruptura apresentados por esses modelos foram facilmente superados quando foram ensaiados os seus semelhantes sem instrumentação interna.
- Nos corpos de prova com barra de 10 mm, sem fibras, um comprimento de ancoragem de apenas 5 cm (5ϕ), na maioria dos casos, não permitiu o desenvolvimento satisfatório da aderência, tendo havido apenas duas rupturas após o escoamento do aço, sendo que em todas as demais houve arrancamento da barra antes do escoamento do aço. Aumentando o trecho aderente para 10 cm (10ϕ), os modelos passaram a romper por escoamento do aço seguido de ruptura da aderência. Nesse caso, a influência da instrumentação interna foi menor, embora tenha havido uma maior variação nos resultados de força de ruptura. Isso mostra que para o concreto utilizado, o comprimento básico de ancoragem se encontra no intervalo entre 5ϕ e 10ϕ.
- A adição de fibras permitiu que, mesmo com comprimentos de ancoragem inferiores aos prescritos pela norma NBR 6118 (ABNT, 2003c) e ACI 318 (ACI, 2002), a aderência entre o aço e o concreto se desenvolvesse de forma adequada, propiciando o escoamento do aço antes da ruptura da aderência. Isso ocorreu, com mais interesse, nos corpos de prova com barra de 10 mm e comprimento de ancoragem de apenas 5 cm (5ϕ), com 1% e 2% de fibras. Nesses casos, o aumento

da resistência à tração do concreto proporcionado pelas fibras foi o responsável pela redução do comprimento básico de ancoragem.

- Foi observado que a adição de fibras em volumes mais altos pode acarretar na redução da resistência do concreto e, consequentemente, afetar a aderência entre a barra e o concreto, como ocorreu nos corpos de prova com ancoragem de 10ϕ e adição de 2% de fibras. Nesse caso, a série A apresentou um aumento de 14,32% na força de ruptura com a incorporação de fibras, quando comparado aos modelos sem fibras. Já na série B, em que houve redução da resistência do concreto quando se adicionou 2% de fibras, a força média passou de 42,6 kN para 32,7 kN, o que corresponde a uma queda de 32,85% se comparado aos modelos sem fibras, e uma queda de 37,24% em relação aos modelos com 1% de fibras.
- Os modelos teóricos para determinação da curva tensão de aderência *versus* deslizamento estimaram valores de deslizamento no instante da ruptura da aderência bastante superiores aos encontrados nos ensaios. A tensão de aderência, por outro lado, variou conforme o modelo teórico utilizado, tendo sido encontrados valores acima e abaixo dos obtidos experimentalmente.
- Os modelos do CEB-FIP 90 (CEB, 1999) e de Harajli *et al.* (1995) apresentaram uma expressão para a determinação da tensão máxima de aderência que previu de maneira muito boa os resultados experimentais dos corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem igual a 5ϕ, independentemente do volume de fibras.
- O modelo de Barbosa (2001) propõe uma equação para determinação da tensão máxima de aderência que se mostrou razoável para representar a resistência observada nos corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem igual a 10ϕ. Entretanto, nesse caso o comprimento de ancoragem era maior que o valor mínimo previsto pela NBR 6118 (ABNT, 2003c) para os concretos com fibras. Isso pode justificar essa divergência, tendo em vista que nesse caso as barras atingiram a ruptura da aderência após o escoamento do aço.
- De forma geral, a expressão da NBR 6118 (ABNT, 2003c) para avaliar o comprimento básico de ancoragem se mostrou adequada para determinar o comprimento de ancoragem das barras imersas no concreto fibroso, desde que se utilize nessa expressão a resistência à tração do concreto fibroso.

7.1.3 Ensaios de fendilhamento

Os ensaios de fendilhamento foram realizados com o objetivo de se determinar uma relação entre o cobrimento da barra e o seu diâmetro, a partir do qual haveria a ruptura por fendilhamento do concreto. Além disso, pretendia-se determinar a influência das fibras de aço no controle do fendilhamento. A esse respeito, foram tiradas as seguintes conclusões:

- Os corpos de prova com barra de 12,5 mm apresentaram comportamento semelhante aqueles com barra de 10 mm, não havendo a fissuração superficial do bloco. Assim, conclui-se que a razão entre o cobrimento e o diâmetro da barra adotada nesse ensaio igual a 5,5 foi suficientemente grande para prevenir o fendilhamento do cobrimento de concreto.
- Com a utilização de corpos de prova com barra de 16 mm, houve rupturas por fendilhamento do concreto e por arrancamento da barra. Portanto, a razão entre o cobrimento e o diâmetro da barra, neste caso igual a 3,35, encontra-se no limite para a definição da forma de ruptura.
- Nos corpos de prova com barra de 20 mm, a ruptura se deu por fendilhamento, corroborando a hipótese de que uma relação cobrimento/diâmetro da barra inferior a 3,35 propicia essa forma de ruptura.
- Para corpos de prova com barra de 20 mm e ancoragem igual a 10ϕ, a força de ruptura média passou de 64,8 kN para 166,6 kN quando se comparam os corpos de prova sem fibras e com 2% de fibras. Isso mostra que as fibras têm influência significativa no aumento da resistência ao fedilhamento do concreto.
- O aumento da força de ruptura dos corpos de prova foi diretamente proporcional ao aumento da resistência à tração por compressão diametral do concreto devido à adição das fibras de aço. Isso demonstra a importância das fibras de aço no controle da ruptura à tração do concreto.
- De forma geral, os valores para o comprimento de ancoragem básico previstos pela NBR 6118 (ABNT, 2003c) para as barras de 20 mm, foram inferiores a 10ϕ. Apesar disso, apenas com a adição de 2% de fibras a barra com 20 cm de comprimento de ancoragem conseguiu alcançar o escoamento do aço antes da ruptura por fendilhamento. Isso mostra a importância de se garantir um

confinamento adequado para a barra de modo a permitir que o mecanismo de aderência seja de fato mobilizado.

- A adição das fibras de aço tornou a ruptura mais dúctil, permitindo um maior deslizamento entre a barra e o concreto antes da ruptura por fendilhamento do corpo de prova.

7.1.4 Modelagem computacional

Foram realizadas simulações computacionais dos ensaios de arrancamento e fendilhamento com o auxílio do programa DIANA® 9.3. Após análise dos resultados obtidos, foram tiradas as seguintes conclusões:

- A comparação entre os modelos processados com e sem a representação das nervuras apresentou valores para a força última com diferença de até 50% (no caso dos modelos M20AD10N e M20AD10). Os valores obtidos para os modelos cujas nervuras foram representadas são mais próximos dos obtidos experimentalmente, de modo que se verificou que a representação física das nervuras da barra exerce influência nos resultados.
- A alteração do tamanho do apoio do bloco também influenciou os resultados obtidos. No caso da modelagem, a restrição de toda a face inferior do corpo de prova permitiu que a força de ruptura fosse maior que os valores obtidos quando se considerou o apoio por meio de duas chapas quadradas de aproximadamente 10 cm de lado (situação real).
- Comparando os perfis de distribuição das tensões de tração na armadura para as barras de 20 mm e comprimento de ancoragem igual a 5ϕ e 10ϕ, percebe-se uma ligeira diferença nos valores de tensão máxima e mínima em ambos os modelos. No topo da barra, o modelo com ancoragem de 10ϕ apresentou uma tensão inferior à apresentada pelo modelo com ancoragem igual a 5ϕ, indicando uma maior transferência de tensões da barra para o concreto devido ao maior comprimento de ancoragem.
- Comparando os perfis de distribuição das tensões de tração na armadura para as barras de 10 mm e comprimento de ancoragem igual a 5ϕ e 10ϕ, pode-se concluir

que, no primeiro caso, o comprimento de ancoragem foi insuficiente para permitir que a barra atingisse a tensão de escoamento do aço. Já no segundo caso, esse comprimento também foi insuficiente para o modelo sem adição de fibras de aço. Entretanto, com a adição das fibras de aço nos modelos com comprimento de ancoragem igual a 10ϕ, houve uma sensível redução da tensão de aderência na interface entre a barra e o concreto. Além disso, a barra alcançou a tensão de escoamento do aço. Isso mostra a influência positiva das fibras na melhoria da aderência entre a barra e o concreto, sendo que essa melhoria se deve, principalmente, ao aumento da resistência à tração do concreto proporcionada pelas fibras.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sabe-se que o assunto é extenso e o objetivo do presente trabalho não foi esgotá-lo. Assim, no intuito de que se mantenham as pesquisas acerca do tema, são apresentadas algumas sugestões de temas para trabalhos futuros.

- Estudos com fibras de dimensão menor, de modo a avaliar sua influência na resistência ao arrancamento de barras com diâmetro de 10 mm, pois o presente trabalho concluiu que a contribuição das fibras estudadas para barras de pequeno diâmetro foi pequena.
- Estudos de diferentes formas de ligação, como ligações em laço, que se mostram eficientes para combater os esforços em estruturas formadas por segmentos pré-moldados de concreto.
- Realização de ensaios utilizando hibridização geométrica, de modo que uma mesma combinação de diferentes geometrias de fibras seja capaz de apresentar influências positivas para barras de diâmetros variados.
- Realização de simulações numéricas para se determinar o comprimento de ancoragem ideal para determinadas características e propriedades do concreto estudado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRISHAMINI, H. H.; MITCHELL, D. Influence of steel fibers on tension stiffening, **ACI Structural Journal**, Vol. 94, nº 6, nov-dec, 1997, p. 769-776.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI. **ACI 318**. Building code requirements for structural concrete. Committee 318, United States, 2002.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7477:** Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 9833:** Concreto fresco – Determinação da massa específica e do teor de ar pelo método gravimétrico, Rio de Janeiro, 1987.

_____, **NBR 11578:** Cimento Portland Composto. Rio de Janeiro, 1991.

_____, **NBR 7222:** Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR NM 67:** Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica, Rio de Janeiro, 2001a.

_____. **NBR NM 23**: Cimento Portland e outros materiais em pó – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001b.

_____. **NBR NM 46:** Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μm, por lavagem, Rio de Janeiro, 2001c.

_____. **NBR NM 43:** Cimento Portland – Determinação da consistência normal, Rio de Janeiro, 2002a.

_____. **NBR ISO 6892:** Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente, São Paulo, 2002b.

_____. **NBR NM 47:** Concreto – Determinação do teor de ar em concreto fresco – Método pressométrico, Rio de Janeiro, 2002c.

_____. **NBR NM 65:** Cimento Portland – Determinação do tempo de pega, Rio de Janeiro, 2002d.

_____. **NBR 5738:** Concreto – Procedimento de moldagem e cura de corpos de prova, Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBR 5739:** Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos de prova cilíndricos – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, 2003b.

_____. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2003c.

_____. **NBR 8522:** Concreto – Determinação dos Módulos Estáticos de Elasticidade e Deformação e da Curva tensão versus deformação, Rio de Janeiro, 2003d.

_____, **NBR 7211:** Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 9062:** Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 15823-2:** Concreto auto adensável. Parte 2: determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2010.

AL-TAMIMI, A. **Fibre-reinforced connections in precast concrete flat slabs.** 308p. Thesis (Doctor of Philosophy). School of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK, 2001

ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis**. 2006. 310p.Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006

ARAÚJO, D. L. **Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediantes nichos preenchidos com concreto de alto desempenho.** 2002. 250p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 114:** Standard test methods for chemical analysis of hydraulic cement. United States, 2010.

_____. **ASTM C 494:** Standard specifications for chemical admixtures for concrete. United States, 1994.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J. J.; GHOSH, S. K. **Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete.** ACI Structural Journal, vol 90, nº 5, p554-561, 1993.

BALAGURU, P. N.; SHAH, S. P. **Fiber reinforced cement composites**. McGraw-Hill, International Editions, New York, 1992, 530p.

BANGASH, M. Y. H. **Concrete and concrete structures:** numerical modeling and applications, Elsevier, London, 1989.

BARBOSA, M. T. G. **Avaliação do comportamento da aderência em concretos de diferentes classes de resistência.** 2001. 215p. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

BARROS, J. A. O. **Comportamento do betão reforçado com fibras: Análise experimental e simulação numérica.** 1995. 507p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 1995.

BENTUR, A.; MINDESS, S. Fibre reinforced cementitious composites. **Elsevier Applied Science**, London, 1990.

BOULEKBACHE, B.; HAMRAT, M.; CHEMROUK, M.; AMZIANE, S. **Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material.** Construction and Building Materials (2010), doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.02.025.

COMISÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN. **Instrucción de Hormigon Estructural (EHE)**. Real decreto 2661/1998. Madri, Espanha, 1999.

CEB – COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETÓN. **CEB-FIP MODEL CODE 1990**. Design Code, Thomas Telford Services ltda, London, 1990.

COUTO, I. A. **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero.** 2007. 153p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007

DANCYNGIER, A. N.; KATZ, A. The effect of concrete strength and geometric parameters in concrete-reinforcement bond. In: 8th INTERNATIONAL SYMPOSYUM ON UTILIZATION OF HIGHT-STRENGTH AND HIGH-PERFORMANCE CONCRETE. Mechanical Properties. 2008, Japão

EZELDIN, A. S; BALAGURU, P. N. Bond behavior of normal and high-strength fiber reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, Vol. 86, No. 5, Sept.–Oct. 1989, p. 515-524.

EZELDIN, A. S, e BALAGURU, P. N, Normal and high-strength fiber-reinforced concrete under compression, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 4, n. 4, Nov. 1992, p. 415-429.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço**. BT/PCC/206. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 68 p. São Paulo, 2000.

FERGUSON, P. M.; BREEN, J. E.; THOMPSON, N. Pull-out tests on high strength reinforcing bars. **Journal of ACI**, aug, p. 933-949, 1965.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. Editora Pini. São Paulo, 1995.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S. A., **N° 01.008.001**: Determinação do Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson, Aparecida de Goiânia, 2003, 9 p.

HARAJLI, M. H. Numerical bond analysis using experimental derived local bond laws: a powerful method for evaluating the bond strength of steel bars. **ASCE Journal of Structural Engineering**, may, 2007, 11p.

HARAJLI, M. H.; GHARZEDDINE, O. Effect of steel fibers on bond performance of steel bars in NSC and HSC under load reversals. **ASCE Journal of Structural Engineering**, oct, 2007, 10p.

HARAJLI, M. H.; HAMAD, B.; KARAM, K. **Bond-slip response of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete.** ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 14, nº 6, p503-511, 2002.

HARAJLI, M. H.; HOUT, M. A.; JALKH, W. Local bond stress-slip behavior of reinforced bars embedded in plain and fiber concrete. **ACI Materials Journal**, jul-aug, 1995.

HUESTE, M. B. D.; CHOMPREDA, P.; TREJO, D.; CLINE, D. B. H.; KEATING, P. B. Mechanical properties of high-strength concrete for prestressed members. **ACI Structural Journal**, vol.101, nº 4, Jul-Aug, p. 457-465, 2004.

JSCE – JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF4**: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete, Tokyo, 1984, p. 58-61.

LAN CHUNG; JANG-HO JAY KIM AND SEONG-TAE YI.Bond strength prediction for reinforced concrete members with highly corroded reinforcing bars, **Cement & Concrete Composites**, p. 603–611, 2008.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto:** princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Editora Interciência. Rio de Janeiro, 1977.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E., **Construções de concreto.** Vol. 1, Rio de Janeiro, 1982

LOPES, M. M. **Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vigas de concreto**. 2005. 130 p. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.

MARKOVIC, I. **High-performance hybrid-fibre concrete:** development and utilization. PhD thesis, Technische Universiteit Delft, Delft, Netherlands, 2006.

MC-BAUCHEMIE. **MC-Powerflow 1130**: Superplastificante de alto desempenho baseado na nova tecnologia de polímeros MC. Ficha técnica. Disponível em: <http://www.mc-bauchemie.com.br/download.aspx?file=/datasheets/technical/MC-PowerFlow 1130.pdf> Acessado em Maio de 2010.

MELO, M. B. **Viga composta com viga e laje pré-moldadas ligadas mediantes nichos:** Análise via modelagem computacional. 2009. 209p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil . Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.

MENZEL, C. A. **Effect of settlement of concrete on results of pull-out tests.** Research department bulletin 41, Research and development laboratories of portland cement association, 42p. Nov., 1952.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto:** estrutura, propriedade e materiais. 573p. Editora Pini, São Paulo, 1994.

MONTGOMERY, D. C. **Introduction to statistical quality control**. 3rd. ed. New York: Wile, 1997.

NEUBAUER, C. M.; YIANG, M.; JENNINGS, H. M.. Interparticle potential and sedimentation behavior of cement suspension: effects of admixture. **Cement and Concrete Research**, v. 8, p. 17-27, 1998.

NUNES, F. G. T. **Análise experimental de viga de concreto reforçado com fibras de aço submetidas a esforço de cisalhamento**. 219p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006

NUNES, N. L.; AGOPYAN, V. Influência do fator de forma da fibra na tenacidade à flexão do concreto reforçado com fibra de aço. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP**, nº 225, 26p., São Paulo, 1998.

OLIVEIRA JUNIOR, L. A. **A influência das fibras de aço e das adições minerais no enrijecimento à tração do concreto armado:** Análise experimental. 288p. 2007. Dissertação (Mestrado) – Curso de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007.

REHM, G. AND ELIGEHAUSEN, R. **Bond of Ribbed Bars under Repeated Loads**, Report 291, German Institute for Reinforced Concrete, Berlin, 1979.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado submetidas à pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço**. 2003. 285f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de são Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2003.

REYES, F. E. G. **Análise da aderência entre barras de aço e concretos (CC, CAA e CAAFA) sob influência de ações monotônicas e cíclicas.** 2009. 253p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de são Paulo, São Carlos, 2009.

RILEM-FIP-CEB. Bond test for reinforcing steel: pull-out test, recommendation RC 6. **Concrete Reinforcement Technology**, Paris, França, 1983.

RILEM-FIP-CEB. Bond test for reinforcing steel: 1-Beam test (7-II-28 D). 2-Pullout test (7-II-128): Tentative recommendations. **RILEM Journal Materials and Structures**, Vol. 6, No. 32, Março-Abril, 1973, p. 96-105.

RILEM-CEB-FIP. Bond test for reinforcing steel: 2. Pull out test. **Materials and Structures**, vol. 3, nº 15, 1970, p. 175-178.

RILEM DRAFT RECOMMENDATION. 50-FMC. Committee fracture mechanics of concrete. Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. **Matériaux et Constructions**, vol. 33, p. 347-351, 1985.

SANTOS, D. dos. **Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes**. 195p. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de são Paulo, São Carlos, 2006.

SIMPLÍCIO, M. A. S. **Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras**. 2008. 263p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Curso de Pós-graduação da Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

SILVA, R. D. **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos**. 152p. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de Sao Carlos, Universidade de Sao Paulo, Sao Carlos, 2006.

TNO Building and Construction Research. **DIANA User's Manual:** Release 9.3. Delft, Netherlands, 2008.

WEILER, B.; GROSSE, C. Ausziehverhalten von fasern in stahlfaserbeton. (Em ingles). **Otto-Graf Journal**, Universität Sttugtart, Deutschland, 1996. Disponível em: <http://www.mpa.uni-sttuttgart.de/publikationen/publikationen.html> Acessado em Maio de 2010.

APÊNDICE 1

PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

Conforme descrito no Capítulo 3, no estado fresco foram realizados ensaios de abatimento do tronco de cone (*slump test*), teor de ar na mistura, massa específica e espalhamento do cone de Abrams (*slum flow test*). Os resultados obtidos para cada dosagem são apresentados na Tabela A1.1.

Tabela A1.1 – Propriedades do concreto no estado fresco

Volume de fibras (%)	Dosagem	Propriedades			
		Slump (mm)	Teor de ar (%)	Massa específica (kg/m³)	*Flow* (cm)
0	E-15448	-	2,40	2,330	65
	E-15628	-	1,90	2,332	64
	E-15643	-	1,80	2,316	69
	E-15644	-	1,10	3,318	69
	Média	-	1,80	2,324	67
1	E-15511	185	1,90	2,396	58
	E-15638 A	150	1,60	2,395	66
	E-15638 B	175	1,30	2,404	64
	E-15654	140	1,00	2,390	71
	Média	163	1,45	2,396	65
2	E-15430	115	1,70	2,455	75
	E-15573	70	1,20	2,453	70
	E-15635 A	50	1,60	2,457	71
	E-15635 B	85	0,80	2,455	77
	Média	80	1,33	2,455	73

Comparando os valores apresentados na Tabela A1.1, percebe-se que a adição de 2% de fibras provocou uma redução de 51% em relação às amostras com 1% de fibras no abatimento do tronco de cone médio (slump).

O teor de ar incorporado médio passou de 1,80% nas amostras sem fibras para 1,45% e 1,33% nas amostras com adição de 1% e 2% de fibras, respectivamente. Isso representa uma redução de 19% em relação aos corpos de prova com 1% de fibras e 26% em relação aos corpos de prova com 2% de fibras.

A massa específica média aumentou 3% com a adição de 1% de fibras e 6% com a adição de 2% de fibras, passando de 2,324 kg/m³ para 2,396 kg/m³ (nos corpos de prova com 1% de fibras) e para 2,455 kg/m³ (nos corpos de prova com 2% de fibras).

O espalhamento de cone de Abrams (flow) passou de 67 cm para 65 cm quando foram adicionadas 1% de fibras, uma redução de 3%. Com a adição de 2% de fibras, houve um aumento de 8% no valor medido para o espalhamento do cone de Abrams médio, passando a 73 cm.

APÊNDICE 2

DEFORMAÇÃO INTERNA DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Conforme apresentado no Capítulo 5, referente a parte experimental do trabalho, foram realizados ensaios de arrancamento em corpos de prova prismáticos. Inicialmente, foi realizada instrumentação interna por meio de extensômetros, nas posições indicadas na Figura 3.19 e na Tabela 3.14 do Capítulo 3. As dosagens cujas barras foram instrumentadas internamente são listadas na Tabela A2.1.

Tabela A2.1 – Dosagens em que foi feita instrumentação interna

Volume de fibras (%)	Diâmetro da armadura (mm)	Dosagem
0	10	E-15448
	20	E-15448
1	10	E-15511
2	10	E-15430

A maioria dos extensômetros internos apresentou problemas na data dos ensaios, de modo que poucas curvas foram registradas pelo sistema de aquisição de dados. Em nenhum dos corpos de prova os dois estensômetros internos funcionaram simultaneamente.

Para os corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem igual a cinco vezes o diâmetro da barra, as curvas força versus deformação registradas são apresentadas na Figura A2.1. Percebe-se que apenas os corpos de prova da dosagem sem fibras tiveram suas curvas registradas. Comparando com as curvas apresentadas no Capítulo 5 (Figura 5.1a), observa-se que há uma semelhança na forma, embora a deformação registrada tenha sido inferior.

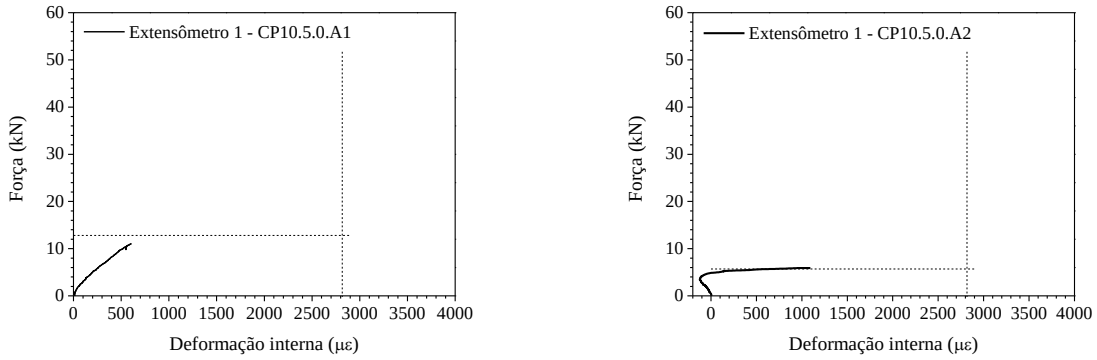


Figura A2.1 – Curvas força versus deformação para corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem iguala 5ϕ

Percebe-se que apenas os corpos de prova da dosagem sem fibras tiveram suas curvas registradas. Comparando com as curvas apresentadas no Capítulo 5 (Figura 5.1a), observa-se que há uma semelhança na forma, embora a deformação registrada tenha sido inferior.

Para os corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem igual a dez vezes o diâmetro da barra, as curvas força versus deformação são apresentadas na Figura A2.2. O corpo de prova CP10.10.0.A1, que não teve sua curva força versus deformação externa registrada, apresentou deformação interna inferior à tensão de escoamento do aço, corroborando a hipótese de que a ruptura se deu por arrancamento da barra. Já o corpo de prova CP10.10.2.A2 apresentou curva força versus deformação interna com forma semelhante à curva de deformação externa. Porém, para um mesmo valor de força, a deformação registrada foi menor, como se vê na Figura 5.7a.

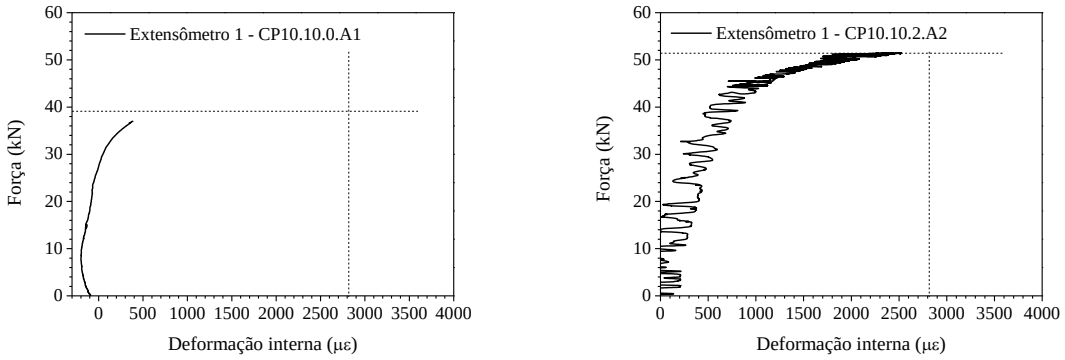


Figura A2.2 – Curvas força *versus* deformação para corpos de prova com barra de 10 mm e ancoragem de 10ϕ

Para os corpos de prova com barra de 20 mm, a única curva força versus deformação interna registrada foi a do corpo de prova CP20.5.0.B, apresentada na Figura A2.3. Percebe-se a pequena deformação, principalmente se comparada à curva força versus deformação externa apresentada na Figura 5.30 do Capítulo 5.

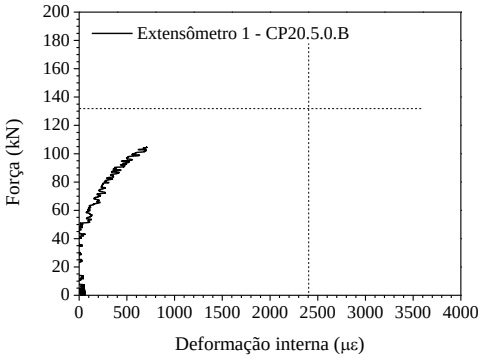


Figura A2.3 – Curva força versus deformação para corpos de prova com barra de 20 mm