



**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS**

IGOR VINICIUS SANTANA

DISSERTAÇÃO

**Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da
aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de
resistência**

v. 1

**São Carlos
Setembro de 2014**

IGOR VINICIUS SANTANA

Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

v. 1

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Engenharia Civil (Estruturas).

Área de Concentração: Estruturas de Concreto

Orientadora: Profa. Dra. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs

São Carlos
Setembro de 2014

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

S231e Santana, Igor Vinicius
Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência / Igor Vinicius Santana; orientadora Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs. São Carlos, 2014.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. Aderência aço-concreto. 2. Ensaio de arrancamento. 3. Concreto de alta resistência. 4. Fibras de aço. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **IGOR VINICIUS SANTANA**.

Título da dissertação: "Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência".

Data da defesa: 18/09/2014

Comissão Julgadora:

Resultado:

Profa. Associado **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**
(Orientadora)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Profa. Dra. **Mônica Pinto Brabosa**
(Pontifícia Universidade Católica de Campinas/PUC - Campinas)

APROVADO

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

[Faint blue stamp or signature]

Dedico este trabalho aos meus pais, minha irmã e demais familiares e à Érica por todo amor, carinho e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus que me ilumina, me protege e me proporciona saúde, força e coragem para enfrentar todas as dificuldades encontradas na vida.

Ao meu pai, Élio Jesus Santana, à minha mãe, Rosmary Mauri Santana e à minha irmã, Bruna Renata Santana, pelo amor incondicional, apoio e compreensão em todas as fases da minha vida.

À minha namorada Érica Pereira da Silva pelo companheirismo e pelo apoio nos momentos de felicidade e principalmente nos momentos difíceis.

A toda minha família, tios, tias, primos, primas, em especial aos meus avós Olga Castilho Santana e Miguel Venâncio Santana, pelo amor, carinho, incentivo aos estudos e pelos ensinamentos sábios e preciosos.

À minha orientadora Profa. Dra. Ana Lúcia Homce de Cresce El Debs, pela orientação, apoio, incentivo e, acima de tudo, pela amizade e confiança depositada durante o desenvolvimento do trabalho.

À Profa. Dra. Mônica Pinto Barbosa, a minha gratidão, por fazer parte do início de minha carreira acadêmica, sendo minha orientadora de iniciação científica. Agradeço também pela amizade, dedicação e confiança adquirida ao longo da graduação.

Aos professores Fernando Menezes de Almeida Filho e Vladimir Guilherme Haach pelas sugestões para o aprimoramento e enriquecimento deste trabalho.

A todos os amigos de turma e do departamento que de alguma forma me ajudaram a alcançar este importante objetivo.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas que contribuíram para o meu crescimento pessoal e profissional durante a fase das disciplinas.

Aos funcionários da Secretaria do Departamento, especialmente a Rosi, a Nadir, a Sylvia e o Masaki, pela atenção, paciência e dedicação nos serviços prestados.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas: Amaury, Fabiano, Luiz Vareda, Mário, Mauri e Romeu pelo auxílio na realização dos ensaios.

Às empresas BASF e Maccaferri pelo fornecimento do superplastificante e das fibras metálicas.

Enfim, a todos que, direta ou indiretamente, colaboraram para a realização deste trabalho.

“Somos muito pequenos e insignificantes perante o universo, mas profundamente capazes de feitos grandiosos”.

Stephen Hawking

RESUMO

SANTANA, I. V. (2014). **Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência.** 246p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

O emprego e o funcionamento do concreto armado como material estrutural só é possível devido à aderência entre o aço e o concreto. A aderência atua como um mecanismo de transferência de forças, além de garantir a compatibilidade de deformações entre a armadura e o concreto circundante. Inúmeros fatores influenciam no seu comportamento, desde as variáveis relacionadas aos componentes fundamentais do material: como o diâmetro da barra de aço e a resistência à compressão do concreto, até as variáveis que não são essenciais para a sua mobilização como é o caso das fibras metálicas. Sendo assim, buscou-se com o presente trabalho estudar o comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de resistência convencional e de alta resistência com adição de fibras metálicas. Para tanto foram pesquisados alguns dos modelos teóricos que se dispõem a representar o comportamento da aderência, como os prescritos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 6118:2003 e o seu projeto de revisão, pela *International Federation for Structural Concrete (fib) Bulletin 65: Model Code 2010*, pelo *American Concrete Institute ACI 318:2014* e os modelos propostos por alguns autores encontrados na bibliografia específica, com posterior comparação dos seus resultados com os resultados obtidos experimentalmente mediante ensaios de arrancamento baseado no procedimento padrão proposto pela RILEM-FIP-CEB (1973). Foram empregadas no estudo experimental, barras de aço com diâmetros de 10 mm e 16 mm em corpos-de-prova moldados com concretos de resistências à compressão de 30 MPa, 60 MPa e 90 MPa. As fibras metálicas utilizadas possuíam comprimentos de 13 mm e 25 mm nos teores volumétricos de 0, 1% e 1,5%, além da hibridização para um volume de 1%. Os resultados experimentais demonstraram que para os teores utilizados, as fibras metálicas não influenciaram significativamente os parâmetros quantitativos da aderência como a tensão última de aderência e o seu respectivo deslizamento, porém foram decisivas para o tipo e a forma da ruptura predominantemente dos concretos de alta resistência. Da análise comparativa entre os resultados experimentais e teóricos verificou-se que os modelos do CEP-FIB (2010) e de Huang et al. (1996), com destaque para este último, foram os modelos que melhor representaram o comportamento da curva tensão de aderência *versus* deslizamento. Em relação à resistência de aderência de cálculo o ACI 318:2014 foi o código que apresentou os resultados mais conservadores e o código brasileiro, mesmo em seu projeto de revisão, foi o que apresentou resultados com menores diferenças em relação aos valores experimentais.

Palavras-chave: Aderência aço-concreto. Ensaio de arrancamento. Concreto de alta resistência. Fibras de aço.

ABSTRACT

SANTANA, I. V. (2014). **Study of the influence of steel fibers on the behavior of bond between steel reinforcement and concretes of different strength classes.** 246p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

The use and operation of reinforced concrete as a structural material is only possible due to the bond between reinforcement and concrete. The adherence acts as a mechanism to transfer forces and ensures the compatibility of deformations between the reinforcement and the surrounding concrete. Several factors influence its behavior, since the variables related to the fundamental components of the material: as the diameter of the reinforcement and the compressive strength of the concrete, as the variables that are not essential for its mobilization as the steel fibers. Thus, it sought with this present work to study the behavior of bond between steel reinforcement and conventional strength concrete and high strength concrete with addition of steel fibers. For that, some of the analytical models that seek to represent the behavior of bond were researched as prescribed by the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT) NBR 6118:2003 and its project review, by the International Federation for Structural Concrete (fib) Bulletin 65: Model Code 2010, by the American Concrete Institute ACI 318:2014 and models proposed by some authors found in the research literature, with subsequent comparison of its results with those obtained experimentally by pullout tests based on the standard test proposed by RILEM-CEB-FIP (1973). Steel reinforcements with diameters from 10 mm to 16 mm in specimens molded with concretes with compressive strength of 30 MPa, 60 MPa and 90 MPa were used. The steel fibers used had lengths of 13 mm and 25 mm in volumetric rates of 0, 1% and 1,5%, in addition to hybridization to a volume of 1%. The experimental results showed that for the rates used, the steel fibers had no significant influence on quantitative parameters of the adherence as the bond strength and its respective slip, but they are decisive for the type and mode of failure of high-strength concrete. The comparative analysis between experimental and theoretical results showed that the models of CEP-FIB (2010) and Huang et al. (1996), especially the latter, were the models that best represented the behavior of the bond stress-slip relationship. Regarding to the design bond strength, the ACI 318:2014 was the model code that presented the most conservative results and the Brazilian code, even in its draft version, presented the results with minor differences from the experimental values.

Keywords: Bond steel-concrete. Pull-out test. High strength concrete. Steel fiber.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.01 - Aderência por adesão (FUSCO, 1995).....	45
Figura 2.02 - Aderência por atrito (FUSCO, 1995).	46
Figura 2.03 - Aderência mecânica (FUSCO, 1995).	46
Figura 2.04 - Rugosidade superficial de barras e fios lisos (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).	47
Figura 2.05 - Comportamento esquemático da relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para barras lisas e nervuradas (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).	47
Figura 2.06 - Formação de espaços vazios ou poros sob barras horizontais, devido à segregação e acumulação de água (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).....	52
Figura 2.07 - Representação esquemática de ensaios de arrancamento de barras retas em diferentes posições por ocasião da concretagem (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).....	52
Figura 2.08 - Regiões de boa ou má aderência (PROMOM, 1976).	53
Figura 2.09 - Superfície relativa da nervura (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).....	56
Figura 2.10 - Desenho esquemático com os termos da expressão da área relativa das nervuras (ACI, 2003).....	56
Figura 2.11 - Representação gráfica dos modos de ruptura por arrancamento (a) e por fendilhamento (b) (DUMÊT, 2003).	61
Figura 2.12 - Rupturas por fendilhamento (a) e por arrancamento (b) (DUMÊT, 2003).	62
Figura 2.13 - Transferência de esforços por aderência (CEB 151, 1982).	63
Figura 2.14 - Fendilhamento longitudinal do concreto (FUSCO, 1995).	63
Figura 2.15 - Corpos-de-prova para o ensaio de arrancamento e as respectivas variações da tensão ao longo do comprimento de aderência (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).	65
Figura 2.16 - Comportamento da tensão de aderência (FUSCO, 1995).	66
Figura 2.17 - Elemento infinitesimal (FUSCO, 1995).....	67
Figura 2.18 - Prisma para ensaio de arrancamento (RILEM-FIP-CEB, 1973).....	69
Figura 2.19 - Prisma para ensaio de arrancamento (REHM, 1979).	70
Figura 2.20 - Prisma para ensaio de arrancamento com barra vertical (ASTM C-234, 1991).	71
Figura 2.21 - Prisma para o ensaio de arrancamento com barras horizontais (ASTM C-234, 1991).	72
Figura 2.22 - Ensaio de viga para $\varnothing < 16$ mm (RILEM-FIP-CEB, 1973).....	73
Figura 2.23 - Ensaio de viga para $\varnothing \geq 16$ mm (RILEM-FIP-CEB, 1973).....	73
Figura 2.24 - Ensaio de extremidade de viga (BARBOSA, 2001).....	74

Figura 2.25 - Ensaio de tração direta - dimensões em mm (BARBOSA, 2001).	75
Figura 2.26 - Cobrimentos mínimos e máximos (CEB-FIB, 2010).	84
Figura 2.27 - Fator k relacionado à disposição de armadura de confinamento (CEB-FIB, 2010).	85
Capítulo 3	
Figura 3.01 - Relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento (CEB-FIB, 2010).....	88
Figura 3.02 - Relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento (HARAJLI et al., 1995). ..	91
Figura 3.03 - Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento proposta por (HUANG et al., 1996).	93
Figura 3.04 - Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento proposta por (SIMPLÍCIO, 2008).	96
Capítulo 4	
Figura 4.01 - Tipos de fibras fabricadas (MEHTA & MONTEIRO, 2008).	103
Figura 4.02 - Tipos de fibra de aço disponíveis no mercado brasileiro (DUMÊT, 2003).....	103
Figura 4.03 - Características geométricas de uma fibra metálica (MACCAFERRI, 2008)..	104
Figura 4.04 - Esquema de concentração de tensões para um concreto com reforço de fibras (MEHTA & MONTEIRO, 2008).....	107
Figura 4.05 - Volume crítico de fibra (FIGUEIREDO, 2000).	109
Figura 4.06 - Distribuições possíveis de tensão ao longo de uma fibra em função do comprimento crítico (BENTUR & MINDESS, 1990).....	109
Capítulo 5	
Figura 5.01 - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V ARI).....	117
Figura 5.02 - Tambores de armazenamento da sílica e demais materiais.	118
Figura 5.03 - Agregado miúdo.....	119
Figura 5.04 - Agregado graúdo.	121
Figura 5.05 - Aditivo superplastificante.....	122
Figura 5.06 - Fibras metálicas com 25 mm de comprimento.	123
Figura 5.07 - Fibras metálicas com 13 mm de comprimento.	124
Figura 5.08 - Modelo de betoneira e inserção das fibras metálicas.	127
Figura 5.09 - Ensaio do abatimento do tronco de cone (<i>Slump Test</i>).	127
Figura 5.10 - Relógio medidor de temperatura e umidade relativa.	128
Figura 5.11 - Adensamento dos corpos-de-prova em mesa vibratória.....	129
Figura 5.12 - Envolvimento dos corpos-de-prova por filme plástico.....	129
Figura 5.13 - Retificação dos corpos-de-prova.	129
Figura 5.14 - Ensaio de resistência à compressão.	130

Figura 5.15 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	131
Figura 5.16 - Ensaio de módulo de elasticidade estático.....	132
Figura 5.17 - Posicionamento do corpo-de-prova para realização do ensaio.	133
Figura 5.18 - Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico.....	134
Figura 5.19 - Parâmetros para o cálculo da tenacidade à flexão (JSCE-SF4, 1984).	135
Figura 5.20 - Ensaio de tenacidade à flexão.	136
Figura 5.21 - Ensaio de tração da barra de aço.	137
Figura 5.22 - Caracterização da barra de aço.	137
Figura 5.23 - Definição do trecho não aderente da barra.	139
Figura 5.24 - Duplo travamento do conjunto da fôrma através de fita isolante e massa de calafetar.....	139
Figura 5.25 - Fôrmas finalizadas e prontas para concretagem.....	139
Figura 5.26 - Detalhamento do modelo de arrancamento.	140
Figura 5.27 - Perspectivas das fôrmas.	140
Figura 5.28 - Dimensões dos corpos-de-prova para as barras de 10 mm e 16 mm.	141
Figura 5.29 - Moldagem e adensamento dos corpos-de-prova.	142
Figura 5.30 - Acabamento e proteção dos corpos-de-prova.....	142
Figura 5.31 - Armazenamento dos corpos-de-prova em câmara úmida.	142
Figura 5.32 - Aparato para realização dos ensaios de arrancamento.....	143
Figura 5.33 - Detalhamento dos dispositivos utilizados no ensaio de arrancamento.	144

Capítulo 6

Figura 6.01 - Gráfico tensão <i>versus</i> deformação das barras de aço de 10 mm e 16 mm. .	148
Figura 6.02 - Gráficos comparativos dos valores de abatimento do tronco de cone para os concretos das classes de 30 MPa e 60 MPa.	150
Figura 6.03 - Gráfico comparativo dos valores de abatimento do tronco de cone para os concretos da classe de 90 MPa.	151
Figura 6.04 - Gráficos comparativos dos valores de resistência à compressão.....	153
Figura 6.05 - Gráficos comparativos dos valores de resistência à tração.	155
Figura 6.06 - Gráficos comparativos dos valores de módulo de elasticidade.....	156
Figura 6.07 - Gráficos força <i>versus</i> deflexão e comparativos dos valores de tenacidade à flexão para os concretos da classe de 30 MPa.	158
Figura 6.08 - Gráficos força <i>versus</i> deflexão e comparativos dos valores de tenacidade à flexão para os concretos da classe de 60 MPa.	158
Figura 6.09 - Gráficos força <i>versus</i> deflexão e comparativos dos valores de tenacidade à flexão para os concretos da classe de 90 MPa.	159

Figura 6.10 - Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento dos modelos da classe de 30 MPa para as barras de 10 mm e 16 mm, variando-se o teor das fibras metálicas.....	161
Figura 6.11 (a) e (b) - Ruptura por arrancamento e fissuração dos corpos-de-prova da classe de 30 MPa.	162
Figura 6.12 - Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento dos modelos da classe de 60 MPa para as barras de 10 mm e 16 mm, variando-se o teor das fibras metálicas.....	163
Figura 6.13 (a) e (b) - Ruptura e fissuração dos corpos-de-prova da classe de 60 MPa. ..	164
Figura 6.14 - Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento dos modelos da classe de 90 MPa para as barras de 10 mm e 16 mm, variando-se o teor das fibras metálicas.....	165
Figura 6.15 (a) e (b) - Ruptura e fissuração dos corpos-de-prova da classe de 90 MPa. ..	166
Figura 6.16 - Porcentagens de cada tipo de ruptura observadas para os corpos-de-prova da classe de 30 MPa.	167
Figura 6.17 - Porcentagens de cada tipo de ruptura observadas para os corpos-de-prova da classe de 60 MPa.	168
Figura 6.18 - Porcentagens de cada tipo de ruptura observadas para os corpos-de-prova da classe de 90 MPa.	169
Figura 6.19 - Comparação das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 30 MPa.....	170
Figura 6.20 - Comparação das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 60 MPa.....	171
Figura 6.21 - Comparação das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 90 MPa.....	172
Figura 6.22 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, sem fibras.....	174
Figura 6.23 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, com 1% de fibras mistas.	175
Figura 6.24 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, com 1% de fibras longas.	176
Figura 6.25 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, com 1,5% de fibras longas.	176
Figura 6.26 - Comparação em termos de resistência dos valores de tensão última de aderência para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm.	178
Figura 6.27 - Regressões lineares.	179
Figura 6.28 - Análise dos fatores de proporcionalidade entre a resistência à compressão e a tensão última de aderência (ACI 408R, 2003).....	180
Figura 6.29 - Análise dos fatores de proporcionalidade entre a resistência à compressão e a tensão última de aderência para a barra de 10 mm.	181

Figura 6.30 - Análise dos fatores de proporcionalidade entre a resistência à compressão e a tensão última de aderência para a barra de 16 mm.	182
Figura 6.31 - Comparação entre os valores de resistência de aderência de cálculo para o concreto da classe de 30 MPa.	184
Figura 6.32 - Comparação entre os valores de resistência de aderência de cálculo para o concreto da classe de 60 MPa.	186
Figura 6.33 - Comparação entre os valores de resistência de aderência de cálculo para o concreto da classe de 90 MPa.	187

Capítulo 7

Figura 7.01 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, sem fibras e barra de 10 mm.	192
Figura 7.02 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, sem fibras e barra de 16 mm.	192
Figura 7.03 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 10 mm.	195
Figura 7.04 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 16 mm.	195
Figura 7.05 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 10 mm.	197
Figura 7.06 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 16 mm.	198
Figura 7.07 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, sem fibras e barra de 10 mm.	200
Figura 7.08 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, sem fibras e barra de 16 mm.	201
Figura 7.09 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 10 mm.	203
Figura 7.10 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 16 mm.	204
Figura 7.11 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 10 mm.	206
Figura 7.12 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 16 mm.	207
Figura 7.13 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, sem fibras e barra de 10 mm.	210
Figura 7.14 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, sem fibras e barra de 16 mm.	210
Figura 7.15 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 10 mm.	212

Figura 7.16 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 16 mm.	213
Figura 7.17 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 10 mm.	215
Figura 7.18 - Comparação entre as curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 16 mm.	216

Anexo A

Figura A.01 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CC30-F0.	235
Figura A.02 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CC30-F0,5+f0,5.	236
Figura A.03 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CC30-F1,0.	237
Figura A.04 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CC30-F1,5.	238
Figura A.05 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR60-F0.	239
Figura A.06 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR60-F0,5+f0,5.	240
Figura A.07 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR60-F1,0.	241
Figura A.08 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR60-F1,5.	242
Figura A.09 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR90-F0.	243
Figura A.10 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR90-F0,5+f0,5.	244
Figura A.11 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR90-F1,0.	245
Figura A.12 - Gráficos tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento - CAR90-F1,5.	246

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.01 - Fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem (ACI 318:2014). 81

Capítulo 3

Tabela 3.01 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras nervuradas (CEB-FIB, 2010)..... 89

Tabela 3.02 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras lisas (CEB-FIB, 2010). 90

Tabela 3.03 - Parâmetros para definição do modelo proposto por HUANG et al. (1996). 93

Capítulo 4

Tabela 4.01 - Principais propriedades de diversas fibras (BENTUR & MINDESS, 1990)... 102

Tabela 4.02 - Classificação e geometria das fibras de aço conforme ABNT NBR 15530:2007..... 105

Tabela 4.03 - Requisitos especificados pela ABNT NBR 15530:2007 para as fibras de aço. 106

Capítulo 5

Tabela 5.01 - Resumo dos ensaios realizados. 116

Tabela 5.02 - Propriedades físicas e químicas do cimento..... 117

Tabela 5.03 - Propriedades da sílica ativa (<http://www.caue.com.br>, 2006)..... 118

Tabela 5.04 - Análise granulométrica do agregado miúdo..... 119

Tabela 5.05 - Características do agregado miúdo. 119

Tabela 5.06 - Análise granulométrica do agregado graúdo..... 120

Tabela 5.07 - Características do agregado graúdo..... 120

Tabela 5.08 - Características técnicas do superplastificante Glenium 51 (<http://www.basf-cc.com.br/PT/produtos/aditivos/GLENIUM51/Documents/GLENIUM%C2%AE%2051.pdf>). 121

Tabela 5.09 - Características técnicas da fibra longa. 122

Tabela 5.10 - Características técnicas da microfibra. 123

Tabela 5.11 - Consumo dos materiais e traços em massa para os concretos de 30 MPa. 125

Tabela 5.12 - Consumo dos materiais e traços em massa para os concretos de 60 MPa. 125

Tabela 5.13 - Consumo dos materiais e traços em massa para os concretos de 90 MPa. 126

Capítulo 6

Tabela 6.01 - Relação das medidas das barras estudadas. 148

Tabela 6.02 - Propriedades mecânicas das barras de aço.	149
Tabela 6.03 - Resultados dos ensaios de abatimento do tronco de cone (<i>Slump Test</i>).	149
Tabela 6.04 - Resultados do estudo comparativo entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico.	152
Tabela 6.05 - Propriedades mecânicas dos concretos estudados.	156
Tabela 6.06 - Resumo dos fatores de tenacidade à flexão.	160
Tabela 6.07 - Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento considerando os modelos da classe de 30 MPa.	162
Tabela 6.08 - Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento considerando os modelos da classe de 60 MPa.	164
Tabela 6.09 - Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento considerando os modelos da classe de 90 MPa.	166
Tabela 6.10 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 30 MPa.	170
Tabela 6.11 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 60 MPa.	171
Tabela 6.12 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 90 MPa.	172
Tabela 6.13 - Resumo comparativo dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm.	173
Tabela 6.14 - Resumo comparativo dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência, em termos de resistência, entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm.	177
Tabela 6.15 - Expressões e coeficientes de determinação obtidas das regressões lineares.	180
Tabela 6.16 - Relatório geral dos resultados dos ensaios de arrancamento	183
Tabela 6.17 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação ao resultado experimental para o concreto da classe de 30 MPa.	185
Tabela 6.18 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação ao resultado experimental para o concreto da classe de 60 MPa.	186
Tabela 6.19 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação ao resultado experimental para o concreto da classe de 90 MPa.	187
Tabela 6.20 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação aos resultados experimentais.	189

Capítulo 7

Tabela 7.01 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 30$ MPa, sem fibras.	193
Tabela 7.02 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 30$ MPa e $V_f = 1,0\%$	196

Tabela 7.03 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 30$ MPa e $V_f = 1,5\%$	198
Tabela 7.04 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 60$ MPa, sem fibras.	201
Tabela 7.05 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 60$ MPa e $V_f = 1,0\%$	204
Tabela 7.06 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 60$ MPa e $V_f = 1,5\%$	207
Tabela 7.07 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 90$ MPa, sem fibras.	211
Tabela 7.08 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 90$ MPa e $V_f = 1,0\%$	213
Tabela 7.09 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 90$ MPa e $V_f = 1,5\%$	216
Tabela 7.10 - Resumo dos valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação aos resultados experimentais para os concretos sem fibras.....	218
Tabela 7.11 - Resumo dos valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação aos resultados experimentais para os concretos com 1% de fibras.....	219
Tabela 7.12 - Resumo dos valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação aos resultados experimentais para os concretos com 1,5% de fibras.....	220
Anexo A	
Tabela A.01 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F0.	235
Tabela A.02 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F0,5+f0,5.	236
Tabela A.03 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F1,0.	237
Tabela A.04 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F1,5.	238
Tabela A.05 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F0.....	239
Tabela A.06 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F0,5+f0,5.	240
Tabela A.07 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F1,0.....	241
Tabela A.08 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F1,5.....	242
Tabela A.09 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F0.....	243
Tabela A.10 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F0,5+f0,5.	244
Tabela A.11 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F1,0.....	245
Tabela A.12 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F1,5.....	246

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ARI	Alta Resistência Inicial
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAD	Concreto de Alto Desempenho
CAR	Concreto de Alta Resistência
CC	Concreto de Resistência Convencional
CEB	Comité Euro-International du Béton
CP	Cimento Portland
CRFA	Concreto Reforçado com Fibra de Aço
CV	Coeficiente de Variação
DP	Desvio Padrão
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
FIB	Fédération Internationale du Béton
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
FT	Fator de Tenacidade na Flexão
ISO	International Organization for Standardization
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
NBR	Norma Brasileira Registrada
NM	Norma Mercosul
PVC	Polyvinyl Chloride
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages
SSS	Saturada Superfície Seca
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos romanos minúsculos

a/c	relação água/cimento
c	cobrimento ou distância entre barras
c_{min}	cobrimento ou espaçamento mínimo entre barras ancoradas
c_{max}	cobrimento ou espaçamento máximo entre barras ancoradas
$f_{b,0}$	resistência básica de aderência
f_{bd}	resistência de aderência de cálculo
f_c	resistência à compressão do concreto
f'_c	resistência característica à compressão conforme o ACI
f_{ck}	resistência característica à compressão
f_{cm}	resistência média à compressão do concreto
$f_{cm,28}$	resistência média à compressão do concreto aos 28 dias
f_{ct}	resistência à tração do concreto
f_{ctd}	resistência à tração de cálculo do concreto
$f_{ctk,inf}$	resistência característica à tração na flexão
$f_{ctk,sup}$	resistência característica à tração indireta
$f_{ctm,28}$	resistência média à tração do concreto aos 28 dias
f_l	frequência longitudinal
f_r	superfície relativa da nervura
f_y	tensão de escoamento da armadura passiva
f_{yd}	tensão de escoamento de cálculo da armadura passiva
f_{yr}	tensão de ruptura do aço
h	altura do elemento estrutural
h_r	altura da nervura

k	coeficiente relacionado à eficiência da disposição da armadura de confinamento em relação à barra ancorada
l_b	comprimento de ancoragem básico
l_d	comprimento de ancoragem de cálculo
n_b	número de barras ancoradas
n_1	número de ramos de armadura de confinamento em uma seção
p_{tr}	tensão média de compressão perpendicular à superfície potencial de fendilhamento no estado limite último
s_r	espaçamento entre nervuras
s_v	espaçamento longitudinal da armadura de confinamento
v_p	velocidade de aplicação de força

Símbolos romanos maiúsculos

A_b	área da seção transversal da armadura principal
A_{sv}	seção transversal de um ramo de armadura de confinamento
A_{tr}	área total de armadura transversal disposta ao longo de uma distância s que atravessa o plano potencial de fendilhamento da armadura ancorada
B_r	bearing área
E_c	módulo de elasticidade estático do concreto
$E_{c,d}$	módulo de elasticidade dinâmico do concreto
E_s	módulo de deformação do aço
FM	superfície lateral
FR	superfície da nervura
F_t	força de tração
F_{tu}	força de tração última
K_{tr}	índice de armadura transversal

M	média aritmética
R_{st}	força de tração na armadura
S_r	shearing area
T_b	tenacidade na flexão
V_c	percentual volumétrico crítico de fibra
V_f	percentual volumétrico de fibra
°C	graus Celsius

Símbolos gregos minúsculos

α_2	coeficiente que representa a influência do confinamento passivo do cobrimento
α_3	coeficiente que representa a influência do confinamento da armadura transversal
γ_c	coeficiente de ponderação da resistência do concreto
δ	deslizamento relativo
δ_{max}	deslizamento máximo relativo definido pelos modelos analíticos
δ_{tb}	deflexão limite para o calcula da tenacidade à flexão
$\delta_{(ult)}$	deslizamento correspondente à tensão última de aderência
η_1	coeficiente de conformação superficial da barra
η_2	coeficiente relacionado à posição da armadura na concretagem
η_3	coeficiente relacionado ao diâmetro da armadura
η_4	coeficiente relacionado à tensão de escoamento da barra de aço ancorada
ρ	taxa de armadura
τ	tensão de aderência para um dado deslizamento
τ_b	tensão de aderência
τ_{bm}	tensão de aderência média

τ_{bu}	tensão última de aderência
τ_f	tensão final de aderência
τ_{max}	máxima tensão de aderência definida pelos modelos teóricos
τ_{1R}	tensão de aderência correspondente a um deslizamento de 0,1 mm

Símbolos gregos maiúsculos

\emptyset	diâmetro da barra de aço
Ψ_e	fator de majoração e/ou minoração relativo ao revestimento da armadura conforme o ACI
Ψ_s	fator de majoração e/ou minoração relativo ao diâmetro da barra conforme o ACI
Ψ_t	fator de majoração e/ou minoração relativo à posição da armadura conforme o ACI

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	35
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	35
1.2	OBJETIVOS.....	36
1.3	JUSTIFICATIVA.....	36
1.4	METODOLOGIA.....	37
1.5	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	38
2	ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	41
2.1	HISTÓRICO.....	41
2.2	DEFINIÇÃO.....	45
2.3	TENSÃO DE ADERÊNCIA.....	48
2.4	PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NA ADERÊNCIA.....	49
2.4.1	Características estruturais.....	49
2.4.2	Propriedades das barras.....	54
2.4.3	Propriedades do concreto.....	57
2.5	MODOS DE RUPTURA DA ADERÊNCIA.....	61
2.6	ENSAIOS DE ADERÊNCIA.....	64
2.6.1	Ensaio de arrancamento direto (<i>Pull-out Test</i>).....	64
2.6.2	Ensaio de arrancamento RILEM-FIP-CEB (1973).....	68
2.6.3	Ensaio de arrancamento RHEM (1979).....	70
2.6.4	Ensaio de arrancamento ASTM C-234 (1991).....	70
2.6.5	Ensaio de flexão (<i>Beam Test</i>).....	72
2.6.6	Ensaio de extremo de viga (<i>Beam End Test</i>).....	74
2.6.7	Ensaio de tração direta.....	74
2.7	PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA.....	76
2.7.1	ABNT NBR 6118:2003.....	76
2.7.2	ACI 318:2014.....	79
2.7.3	CEB-FIB (2010).....	82
3	MODELOS TÉORICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA VERSUS DESLIZAMENTO	87
3.1	CEB-FIB (2010).....	87
3.2	HARAJLI ET AL. (1995).....	90
3.3	HUANG ET AL. (1996).....	92
3.4	BARBOSA (2001).....	94
3.5	ALMEIDA FILHO (2006).....	95
3.6	SIMPLÍCIO (2008).....	95
4	O CONCRETO COM ADIÇÃO DE FIBRAS	101
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	101
4.2	AS FIBRAS DE AÇO.....	102
4.3	O COMPÓSITO E A INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ.....	106
4.4	EFICIÊNCIA DAS FIBRAS.....	108
4.4.1	Volume crítico.....	108
4.4.2	Comprimento crítico.....	109
4.5	O CONTROLE DO CONCRETO COM FIBRAS.....	110
4.5.1	Trabalhabilidade e mistura.....	110
4.5.2	Influências das fibras na resistência à compressão.....	110
4.5.3	Influência das fibras na resistência à tração.....	111
4.5.4	Influência das fibras na tenacidade.....	111
4.5.5	Influência das fibras no módulo de elasticidade.....	111
5	INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL	113
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	113
5.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	113
5.3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAS CONSTITUINTES DO CONCRETO.....	117
5.3.1	Cimento.....	117

5.3.2	Sílica ativa.....	118
5.3.3	Agregado miúdo	118
5.3.4	Agregado graúdo	120
5.3.5	Água de amassamento	121
5.3.6	Aditivo superplastificante	121
5.3.7	Fibras metálicas	122
5.4	DOSAGEM DOS MATERIAIS	124
5.4.1	Execução da mistura	126
5.5	ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO.....	127
5.5.1	Estado fresco	127
5.5.2	Estado endurecido	128
5.5.2.1	Resistência à compressão	130
5.5.2.2	Resistência à tração.....	130
5.5.2.3	Módulo de elasticidade	131
5.5.2.4	Tenacidade à flexão.....	134
5.6	ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO	136
5.7	ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO	138
5.7.1	Geometria dos modelos.....	138
5.7.2	Moldagem e cura dos modelos	141
5.7.3	Realização do ensaio	143
6	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	145
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	145
6.2	PARÂMETROS ESTATÍSTICOS UTILIZADOS	145
6.2.1	Média aritmética	145
6.2.2	Desvio padrão.....	146
6.2.3	Coefficiente de variação	146
6.2.4	Crítérios para análise dos resultados	146
6.3	CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO	147
6.3.1	Análise geométrica	147
6.3.2	Análise padrão.....	148
6.4	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO	149
6.4.1	Estado fresco	149
6.4.2	Estado endurecido	151
6.4.2.1	Resistência à compressão	152
6.4.2.2	Resistência à tração.....	154
6.4.2.3	Módulo de elasticidade	155
6.4.2.4	Tenacidade à flexão.....	157
6.5	ENSAIO DE ARRANCAMENTO	160
6.5.1	Fibras de aço.....	160
6.5.2	Tipo de ruptura.....	167
6.5.3	Diâmetro da barra de aço	169
6.5.4	Resistência à compressão	174
6.6	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA	183
7	MODELOS ANALÍTICOS PARA A CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA <i>VERSUS</i> DESLIZAMENTO.....	191
7.1	CONCRETOS DA CLASSE DE 30 MPA	191
7.1.1	Concreto sem fibras.....	191
7.1.2	Concreto com 1% de fibras (25 mm)	194
7.1.3	Concreto com 1,5% de fibras (25 mm)	197
7.2	CONCRETOS DA CLASSE DE 60 MPA	200
7.2.1	Concreto sem fibras.....	200
7.2.2	Concreto com 1% de fibras (25 mm)	203
7.2.3	Concreto com 1,5% de fibras (25 mm)	206
7.3	CONCRETOS DA CLASSE DE 90 MPA	209
7.3.1	Concreto sem fibras.....	209
7.3.2	Concreto com 1% de fibras (25 mm)	212

7.3.3	Concreto com 1,5% de fibras (25 mm).....	215
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	221
8.1	CONCLUSÃO	221
8.1.1	Propriedades mecânicas do concreto.....	221
8.1.2	Ensaio de aderência	223
8.1.3	Resistência de aderência de cálculo	224
8.1.4	Modelos analíticos <i>versus</i> resultados experimentais	225
8.2	SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	226
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	227
	APÊNDICE A – Curvas de tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento	235

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Diante do constante desenvolvimento dos materiais empregados, principalmente na construção civil, as estruturas em geral passaram a ser compostas por elementos cada vez mais esbeltos. Por este motivo, os materiais passaram a ser solicitados por esforços superiores aos que estavam expostos. Dentre esses materiais, destacam-se os materiais compósitos, como é o caso do concreto convencional, e mais recentemente dos concretos especiais, incluindo nesta categoria, o concreto reforçado com fibras e o concreto de alta resistência.

O concreto, apesar de apresentar boa capacidade resistente à compressão, apresenta algumas limitações como o comportamento de ruptura frágil e a pequena capacidade de deformação. O emprego das fibras tem sido utilizado para melhorar diversas propriedades do material, a depender do tipo e das dimensões das mesmas. O maior benefício proporcionado pela presença das fibras está relacionado ao comportamento pós-fissuração da matriz, pois são responsáveis pela redução da propagação das fissuras e pelo aumento da tenacidade do material. De maneira geral, as fibras são utilizadas juntamente com a armadura contínua quando for apropriadamente projetada. Como são muito eficazes no controle da fissuração, são geralmente introduzidas para melhorar a resistência à deterioração do material gerada por fadiga, impacto e retração. Em aplicações onde a presença de armadura contínua não é essencial para a segurança e a integridade da estrutura, como pisos, pavimentos, camadas de revestimento e revestimentos de concreto projetado, a melhora da resistência à flexão, resistência ao impacto, tenacidade e desempenho de fadiga associada às fibras pode ser usada para reduzir a espessura das seções e/ou melhorar o desempenho dos elementos estruturais.

Já os concretos de alta resistência, ainda são muito pouco utilizados, e se restringem quase que exclusivamente às construções experimentais e algumas obras específicas como as construções de pontes, edifícios altos e estruturas marítimas, principalmente nos países desenvolvidos. Este cenário tende a ser modificado nos próximos anos, visto a necessidade de se conceber estruturas cada vez mais duráveis e com melhor desempenho. Alguns códigos normativos, dentre

eles o *American Concrete Institute* (ACI) e o CEB-FIB, ao sofrerem revisões, já incluíram os concretos de alta resistência em suas recomendações sobre projeto. A norma brasileira que até a versão de 2007 limitava suas recomendações aos concretos com resistência de até 50 MPa, passou a incorporar também concretos com classe de resistência superiores a 50 MPa a partir da última versão atualizada e corrigida, publicada em Abril e válida desde Maio de 2014.

Uma das propriedades que é influenciada tanto pela adição de fibras quanto pela resistência à compressão do concreto é a aderência. Esta propriedade já foi estudada exaustivamente para os concretos convencionais, porém ainda existem muitas incógnitas acerca do comportamento da aderência em concretos não convencionais. O preenchimento destas lacunas torna-se extremamente necessário, pois é através do fenômeno da aderência que são transmitidos os esforços entre o aço e o concreto, garantindo a compatibilidade de deformações entre a armadura e o concreto que a envolve e, conseqüentemente, possibilitando o funcionamento do concreto armado como material estrutural.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste trabalho foi estudar o comportamento da aderência entre o aço e os concretos de resistência convencional e de alta resistência através de uma investigação teórica-experimental por meio de ensaios de arrancamento.

Os objetivos específicos foram:

- a) Investigar a influência de diferentes diâmetros de barras de aço e classes de resistência no comportamento da aderência;
- b) Investigar a influência da adição de diferentes teores e dimensões, além da hibridização das fibras de aço.

1.3 JUSTIFICATIVA

Os comprimentos de ancoragem utilizados nas estruturas de concreto devem ser suficientes para a transferência dos esforços e a compatibilidade de

deformações entre os materiais constituintes do concreto armado, o aço e o concreto.

A adoção de comprimentos aderentes inferiores ao necessário pode trazer sérios prejuízos, principalmente relacionados à segurança estrutural das edificações, pois poderá ocasionar a ruptura das ligações existentes entre os materiais antes mesmo que sejam atingidas suas máximas capacidades resistentes. Por outro lado, a adoção de comprimentos aderentes superiores ao necessário pode tornar o dimensionamento antieconômico, visto que parte dos materiais empregados não serão solicitados durante a utilização da estrutura.

Diversas pesquisas e códigos normativos trazem recomendações e representam o comportamento da aderência em concretos convencionais, porém existem poucos estudos desenvolvidos, principalmente nacionais, acerca do comportamento das regiões de ancoragem em concretos especiais, como os concretos reforçados com fibras e os concretos de alta resistência.

Com a utilização crescente dos concretos não convencionais surge a necessidade de aprofundamento dos estudos científicos envolvendo a aderência que resultem em dados experimentais que possam nortear e permitir a determinação de parâmetros e recomendações de projeto específicos para estes concretos.

É neste contexto, que a averiguação do comportamento da aderência nos materiais que estão sendo desenvolvidos e aprimorados é extremamente pertinente e necessária, principalmente quando se dispõem de diferentes diâmetros de barras de aço, classes de resistência de concretos, tipos e teores de fibras a serem empregados nas peças estruturais.

1.4 METODOLOGIA

O procedimento teórico-experimental empregado para alcançar os objetivos propostos foi constituído pelos estágios relacionados a seguir.

a) **Revisão bibliográfica:** foi realizada uma ampla pesquisa bibliográfica com o objetivo de se aprimorar os conhecimentos sobre o assunto e sobre os trabalhos desenvolvidos no tema até o momento. Nesta etapa, o estudo foi realizado através da leitura de livros didáticos, normas técnicas, teses, dissertações e artigos técnico-científicos;

b) **Análise teórica:** procedeu-se com o estudo de modelos teóricos sobre a aderência propostos por alguns autores encontrados na bibliografia existente, além do estudo dos modelos preconizados pelas normas: ABNT NBR 6118:2003 e seu projeto de revisão, pelo Código Modelo do CEB-FIB 2010 e pelo ACI 318:2014;

c) **Análise experimental:** este estágio foi dividido em duas etapas. Primeiramente foi realizada a caracterização dos materiais utilizados e posteriormente foram realizados os ensaios de arrancamento em barras de aço, onde foram variados os seguintes parâmetros para efeito de comparação:

I. **Classe de resistência do concreto:** os corpos-de-prova foram moldados com três classes de concretos, sendo uma classe de resistência convencional e duas classes de alta resistência.

II. **Diâmetro da armadura longitudinal:** foram realizados ensaios de arrancamento de barras de aço com dois diâmetros diferentes.

III. **Teor de fibras:** foram adicionados diversos teores e comprimentos de fibras metálicas, além da hibridização entre elas.

d) **Análise dos resultados:** de posse dos resultados teóricos e experimentais foi realizada uma análise comparativa dos resultados e com base nas análises e estudos comparativos desenvolvidos, foram elaboradas as conclusões possíveis e pertinentes ao assunto em questão e, então, foram sugeridos alguns temas para trabalhos futuros.

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho foi organizado em oito capítulos, além das referências bibliográficas, que foram estruturados conforme a sequência abaixo:

O primeiro capítulo apresenta uma introdução ao estudo da aderência, as conceituações e as principais utilizações dos concretos de alta resistência e dos concretos com adição de fibras. Compõem ainda, este capítulo, os objetivos, a justificativa à realização do trabalho, a metodologia empregada, e por fim, a estrutura da dissertação.

No segundo capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre a aderência, descrevendo os principais mecanismos de mobilização e de ruptura, os

fatores que influenciam no seu comportamento, os ensaios de aderência comumente utilizados e algumas prescrições normativas para o cálculo da resistência de aderência.

O terceiro capítulo apresenta os modelos analíticos disponíveis na literatura para determinação da curva tensão de aderência *versus* deslizamento.

O quarto capítulo aborda o concreto reforçado com fibras, identificando suas principais características e propriedades.

O quinto capítulo descreve os aspectos relativos ao programa experimental, tais como: caracterização dos materiais, dosagem dos concretos, métodos para definição das propriedades mecânicas do concreto e do aço, preparação e geometria dos modelos, além do aparato e instrumentação utilizados nos ensaios de arrancamento.

No sexto capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização do aço e do concreto, além dos resultados dos ensaios de arrancamento.

No sétimo capítulo são apresentadas as curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento obtidas por meio dos modelos analíticos, comparando-as com as curvas e os parâmetros experimentais.

No oitavo capítulo são apresentadas as conclusões obtidas no presente trabalho, bem como, sugestões para trabalhos futuros.

As referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento desta pesquisa são informadas em seguida, finalizando o corpo da dissertação.

2 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Neste capítulo é apresentado um breve histórico dos trabalhos desenvolvidos sobre a aderência entre o aço e o concreto até o momento, a definição e os principais mecanismos de mobilização e de ruptura envolvidos, os fatores que influenciam no seu comportamento, os ensaios de aderência comumente utilizados e algumas prescrições normativas para o cálculo da resistência de aderência.

2.1 HISTÓRICO

A partir da década de 40, vem crescendo substancialmente o interesse em conhecer o complexo mecanismo da aderência entre o aço e o concreto nas estruturas. Através de análises teóricas e experimentais, pesquisadores têm tido como propósito a explicação desse fenômeno para que, conceituado de forma mais realista, permita o desenvolvimento de métodos e modelos que serão aplicados na análise comportamental e no cálculo de estruturas. A seguir serão mencionados alguns dos principais estudos realizados sobre o fenômeno da aderência obtidos da literatura.

Watstein (1941) analisou a distribuição da tensão de aderência, ao longo de barras de aço, a partir do ensaio de arrancamento do tipo *Pull-out Test*. Com o auxílio de extensômetros mecânicos, o autor mediu o alongamento e a tensão na parte da barra contida no cilindro de concreto e observou uma maior concentração de tensão na região próxima ao apoio do bloco de concreto.

Rehm (1961) pesquisou a influência da posição das barras de aço durante a concretagem no comportamento da aderência. Segundo o autor, tratando-se das barras verticais, o desempenho da aderência é muito melhor quando a carga é aplicada na direção contrária àquela da sedimentação do concreto. Na situação inversa, isto é, para a carga aplicada na mesma direção do lançamento do concreto, a aderência pode registrar valores ainda menores do que no caso das barras horizontais concretadas no topo das fôrmas. A explicação para isto, de acordo com o

autor, está no acúmulo de argamassa porosa à frente das nervuras no primeiro caso e sob as barras de aço no segundo caso.

Orangun et al. (1977) destaca-se por ser um dos trabalhos mais citados na literatura técnica relacionado à ancoragem de barras de aço em peças de concreto armado. Os autores realizaram regressão linear dos resultados de ensaios de vigas para apresentarem uma expressão para o cálculo da tensão de aderência e, conseqüentemente, para os comprimentos de ancoragem e de traspasse de barras nervuradas.

Eligehausen et al. (1983) conduziram um amplo estudo experimental e analítico através da realização de 125 ensaios de arrancamento em modelos que representavam a região de nós de pórtico. Os parâmetros avaliados nos ensaios foram: tipo de carregamento, armadura de confinamento, diâmetro da barra de aço, resistência à compressão do concreto, espaçamento das barras, pressão transversal e incremento de carga durante o ensaio. Com base nos resultados obtidos, os autores propuseram um modelo analítico capaz de representar satisfatoriamente o comportamento da relação tensão de aderência *versus* deslizamento de barras de aço nervuradas, confinadas e submetidas a carregamentos monotônicos e cíclicos.

Ribeiro (1985) realizou uma análise experimental dos principais fatores que influenciam a aderência de barras nervuradas. Os ensaios realizados foram do tipo *Pull-out Test* e do tipo extremo de viga (caracterizado por ser um variante do ensaio de viga). As variáveis analisadas foram: o diâmetro da barra de aço, a resistência à compressão do concreto, o cobrimento e a porcentagem de estribos. Após a análise dos resultados, o autor chegou às seguintes conclusões: ao se aumentar o cobrimento, a tensão última de aderência também aumenta; quando se aumenta a quantidade de estribos, percebe-se um aumento na resistência de aderência e a presença de estribos altera também o modo de ruptura, menos brusca quando comparada aos corpos-de-prova sem a presença de estribos; aumentando-se a resistência do concreto, obtém-se um acréscimo na tensão última de aderência.

Ducatti e Agopyan (1993) realizaram um amplo estudo sobre a aderência, envolvendo o aço e o concreto de alto desempenho. Foram realizados diversos ensaios com o intuito de comparar o comportamento da aderência no concreto de alto desempenho com o concreto convencional. Os autores examinaram também a influência de diversos parâmetros na aderência como: resistências à compressão e à tração do concreto, posição das barras no lançamento do concreto, confinamento,

diâmetro, tipo e disposição das nervuras das barras de aço, além de alguns parâmetros tecnológicos.

Harajli (1994) e Harajli et al. (1995) realizaram um estudo experimental onde avaliaram as características da tensão de aderência *versus* deslizamento em barras de aço concretadas em corpos-de-prova com adição de fibras metálicas. Os corpos-de-prova foram submetidos a ensaios de arrancamento em que foram investigados diversos parâmetros que influenciam o comportamento da aderência. Entre eles, o diâmetro da barra de aço (20 mm e 25 mm), o modo de ruptura da aderência (arrancamento e fendilhamento), o revestimento, o tipo (aço e polipropileno), o volume e o aspecto de forma das fibras. Após analisarem os resultados, os autores apresentaram um modelo analítico que descreve o comportamento da tensão de aderência *versus* deslizamento, considerando os principais parâmetros que influenciam o comportamento da tensão de aderência.

Barbosa (2001) avaliou o comportamento da aderência aço-concreto, variando o diâmetro das barras de aço, além de empregar no estudo, concretos com diferentes classes de resistência. Verificou-se então, o aumento da tensão de aderência de acordo com o aumento do diâmetro da barra. Em relação às classes de resistência, Barbosa (2001) verificou através de ensaios de arrancamento monotônicos e de curta duração que, à medida que aumentou a resistência do concreto, a tensão de aderência também aumentou.

Dumêt (2003) apresentou em sua tese de doutorado os resultados das investigações teórica e experimental sobre a aderência de cordoalhas pré-tracionadas em concretos de alta resistência com e sem adição de fibras de aço. O pesquisador concluiu que a utilização de fibras em baixos teores não influencia na aderência de peças de concreto de alta resistência, porém melhora significativamente a ductilidade da estrutura.

Almeida Filho (2006) estudou o comportamento da aderência utilizando concretos autoadensáveis e convencionais, mediante ensaios monotônicos em vigas, ensaios de arrancamento direto e simulações numéricas. E com base nos resultados, concluiu que o concreto autoadensável possui características relacionadas à aderência semelhantes as do concreto convencional, com a vantagem da trabalhabilidade no estado fresco.

Caetano (2008) propôs um modelo matemático que representasse o comportamento da aderência de peças submetidas à corrosão da armadura e à

exposição a elevadas temperaturas. Diferentes diâmetros de barra de aço (8 mm, 12,5 mm, 16 mm, 20 mm e 25 mm), resistências do concreto (25 MPa, 45 MPa e 65 MPa), temperaturas ambiente (200°C, 400°C, 600°C e 800°C) e taxas de corrosão (0, 3%, 6%, 9%, e 12% de perda de massa) foram utilizados para determinar o comportamento da aderência através de dois tipos de ensaios: o ensaio de arrancamento simples e o ensaio de arrancamento excêntrico. Os resultados obtidos mostraram que os ensaios de arrancamento simples e de viga, fornecem, respectivamente, valores de tensão de aderência, em torno de 70% e 150% superiores aos obtidos em ensaios de arrancamento excêntrico. A autora concluiu ainda, que os efeitos de deterioração são extremamente importantes para a avaliação do desempenho final da aderência, verificando que, para temperaturas mais baixas, até aproximadamente 300°C, a temperatura não provoca alteração no desempenho da aderência, porém para temperaturas superiores a 550°C, a redução é superior a 50% para concretos de alta resistência. Já em relação à corrosão, Caetano (2008) verificou um comportamento oposto, com acréscimos de até 17% na tensão de aderência para baixas taxas de perda de massa e posterior perda de desempenho com o aumento da mesma.

Danin (2010) investigou mediante ensaios experimentais e modelagem numérica a influência das fibras de aço nas propriedades mecânicas do concreto e na aderência aço-concreto. As variáveis analisadas foram o diâmetro da barra (10 mm, 12,5 mm, 16 mm e 20 mm), o comprimento de ancoragem (5Ø e 10Ø) e o volume de fibras de aço adicionados ao concreto (0, 1% e 2%). O concreto utilizado apresentava resistência à compressão média de 60 MPa aos 28 dias. A pesquisadora verificou que, tanto os resultados dos ensaios experimentais quanto da modelagem, mostraram que as fibras utilizadas exercem pequena influência na resistência ao arrancamento para corpos-de-prova com barra de 10 mm. Porém, a influência das fibras é significativa na resistência ao fendilhamento do cobrimento de concreto.

Correia (2012) investigou os efeitos da adição de fibras de aço e da armadura de confinamento no comportamento da ancoragem. A investigação experimental foi realizada por meio de ensaios de arrancamento de barras, seguindo o modelo padrão do RILEM-CEB-FIP (1973), e ensaios de arrancamento propostos pelo próprio autor. As armaduras longitudinais foram compostas por barras de 10 mm e 16 mm e a resistência à compressão média do concreto de 50 MPa, e foi

utilizado teor de fibras de 2% em volume. Os resultados demonstraram que os estribos e as fibras exercem influência significativa na resistência ao fendilhamento do concreto e pouca influência na resistência ao arrancamento.

2.2 DEFINIÇÃO

As ligações existentes entre os diferentes tipos de elementos estruturais que compõem uma edificação como vigas e pilares, só são possíveis de serem realizadas de forma adequada quando a aderência é mobilizada.

A aderência pode ser entendida como o fenômeno responsável pela solidariedade dos principais componentes do concreto armado, o aço e o concreto, permitindo que ambos os materiais trabalhem em conjunto, uma vez que não existe deslocamento relativo entre a barra de aço e o concreto que a envolve. A transferência dos esforços e a compatibilidade de deslocamentos entre eles são fundamentais para o funcionamento do concreto armado como material estrutural.

Várias parcelas constituem a aderência, as quais decorrem de diferentes fenômenos que intervêm na ligação do concreto com o aço. Entretanto, é importante ressaltar que, a separação do fenômeno de aderência é meramente didática, não sendo possível determinar cada uma delas separadamente. Segundo Fusco (1995) e Leonhardt e Mönning (1977) são consideradas as seguintes parcelas:

a) **Aderência por adesão:** ocorre em função das ligações físico-químicas na interface aço e concreto que ocorrem durante a cura do cimento. Esse tipo de aderência depende da limpeza superficial e da rugosidade das barras, o que não é suficiente para uma boa aderência, pois é destruída no caso de pequenos deslocamentos relativos. Segundo o *American Concrete Institute (ACI) Committee 408* a parcela de aderência decorrente da adesão química, para carregamentos monotônicos, pode ficar entre 0,48 MPa e 1,03 MPa.

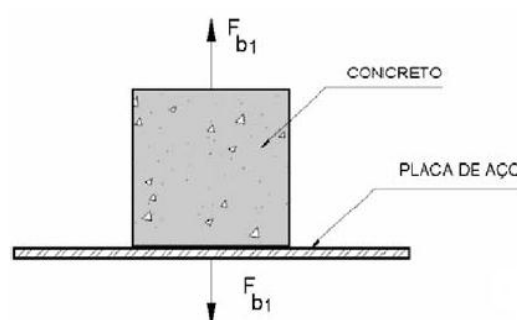


Figura 2.01 - Aderência por adesão (FUSCO, 1995).

b) **Aderência por atrito:** esta parcela da aderência decorre das forças de atrito existentes entre o aço e o concreto, desde que existam pressões transversais às barras, conforme Figura 2.02. Surge quando um material tende a se deslocar em relação ao outro, uma vez rompida a aderência por adesão. Tal aderência depende do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto (variando entre 0,3 a 0,6), segundo Leonhardt e Mönning (1977), o qual é função do estado superficial da barra às armaduras. O *ACI Committe 408* limita os valores de aderência por atrito entre 0,41 MPa e 10 MPa.

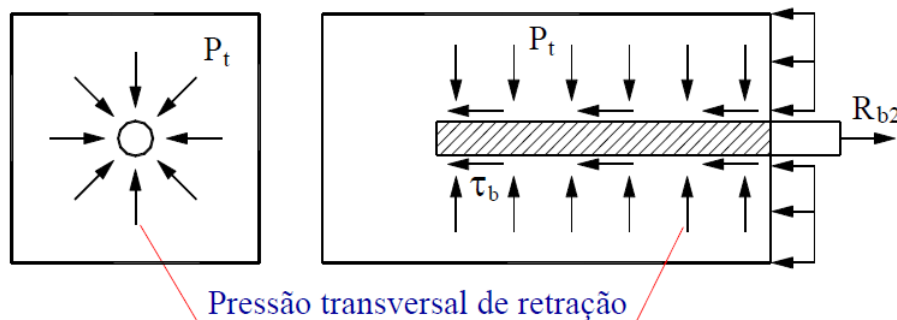


Figura 2.02 - Aderência por atrito (FUSCO, 1995).

c) **Aderência mecânica:** é a interação mecânica entre o aço e o concreto, decorrente da presença de saliências na superfície da barra (nervuras e mossas). 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). Este tipo de aderência é o tipo de ligação mais efetiva e confiável, pois contribui de maneira significativa para a solidarização dos dois materiais, conforme Figura 2.03.

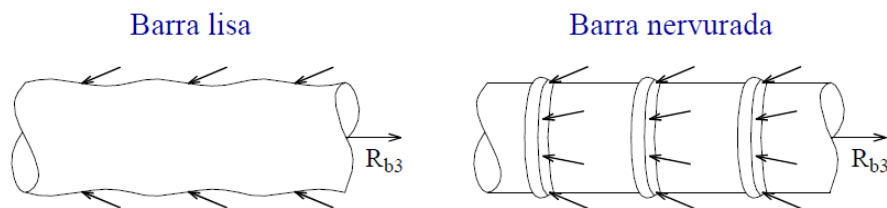


Figura 2.03 - Aderência mecânica (FUSCO, 1995).

De acordo com Fusco (1995) o efeito de aderência mecânica também está presente nas barras lisas em virtude das irregularidades superficiais inerentes ao processo de laminação e de oxidação. Na Figura 2.04, para efeito de comparação são apresentadas as superfícies microscópicas de uma barra de aço enferrujada, uma barra recém laminada e um fio de aço obtido por laminação a quente e

posterior encruamento a frio por estiramento. Nota-se que essas superfícies estão muito longe de serem efetivamente lisas.



Figura 2.04 - Rugosidade superficial de barras e fios lisos (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

Apesar de não se poder determinar a parcela de cada componente da aderência com precisão, pode-se realizar uma avaliação qualitativa das diversas parcelas que compõem a aderência, a partir da análise do gráfico da Figura 2.05.

Observa-se que, a partir do momento em que a barra é solicitada, inicialmente se desenvolve a parcela de adesão sem que ocorram deslizamentos. Em seguida, após a superação da componente de aderência por adesão, surge o trecho inclinado da curva, correspondente à aderência mecânica, sendo este expressivamente acentuado para as barras nervuradas. Nas barras lisas, a evolução da curva ocorre de forma mais modesta, característica da aderência por atrito.

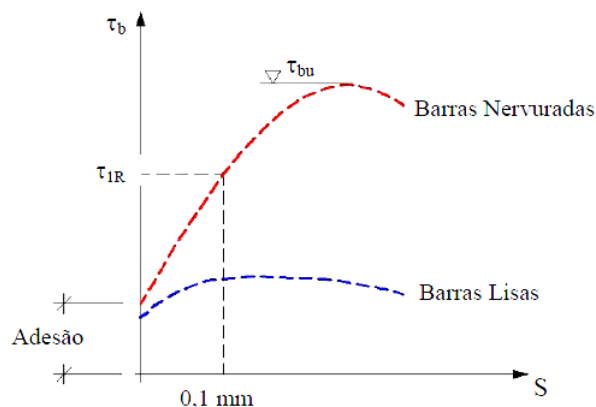


Figura 2.05 - Comportamento esquemático da relação tensão de aderência *versus* deslizamento para barras lisas e nervuradas (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

A identificação da perda da aderência efetiva se dá pelo decréscimo da tensão de aderência e o aumento do deslizamento (trecho descendente da curva), que ocorre de forma mais suave nas barras lisas, aonde o atrito vai sendo gradualmente vencido, sem que haja a necessidade do corte das cunhas de concreto que se formam entre as nervuras presentes nas barras corrugadas.

2.3 TENSÃO DE ADERÊNCIA

A tensão de aderência pode ser definida como sendo a relação entre a força atuante na barra e a superfície da barra aderente ao concreto. Esta relação é bastante simples de ser entendida a princípio, porém existem vários fatores que podem intervir na sua quantificação e influenciar o seu comportamento.

Uma barra de aço imersa em uma peça de concreto está na iminência de ser arrancada quando uma tensão última de aderência, que atua na interface do concreto e do aço é atingida. Considera-se esta tensão como sendo uniformemente distribuída ao longo do comprimento da barra, embora, na realidade, ela não seja uniforme.

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), as tensões de aderência, que surgem devido à ocorrência de uma variação de tensões em um determinado trecho do aço, possuem as seguintes causas:

- ✓ **Ações** - influenciam alterações das tensões de tração e compressão no aço;
- ✓ **Fissuras** - acarretam altas concentrações localizadas nas tensões de aderência;
- ✓ **Forças de ancoragem nos extremos das barras** - a força atuante na barra deve, em geral, ser transferida ao concreto através das tensões de aderência;
- ✓ **Variações de temperatura** - a maior condutibilidade térmica do aço comparado ao concreto provoca uma maior dilatação das barras de aço em relação ao concreto, que são impedidas pela tensão de aderência até que essas tensões atinjam um valor tão elevado que ocorra a ruptura do cobrimento;
- ✓ **Retração do concreto** - a perda de água adsorvida da pasta de cimento hidratada causada pela umidade diferencial relativa entre o concreto e o ambiente origina deformações no concreto que são impedidas pela barra de aço, provocando tensões de tração no concreto e tensões de compressão na armadura;
- ✓ **Deformação lenta do concreto em peças comprimidas de concreto armado** - o fenômeno de fluência assim como no caso da retração são

relativos principalmente à perda de água adsorvida da pasta de cimento hidratada. A diferença é que no caso da fluência, diferentemente da deformação por retração, a tensão constante aplicada ao concreto é a força motriz do fenômeno. Devido ao encurtamento provocado pela deformação lenta, as barras de aço recebem um acréscimo de tensões de compressão enquanto o concreto é aliviado.

2.4 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM NA ADERÊNCIA

Existem vários fatores que podem intervir na quantificação e influenciar o comportamento da aderência. De acordo com o ACI 408R-03 (ACI, 2003) as características que mais afetam o comportamento da aderência podem ser divididas em três grandes grupos: as que envolvem as características estruturais, as que envolvem as propriedades das barras e as que envolvem as propriedades do concreto, e que serão detalhadas sumariamente em seguida.

2.4.1 Características estruturais

Segundo o ACI 408R-03 (ACI, 2003), as características estruturais incluem o cobrimento do concreto, o espaçamento entre barras, o comprimento de emenda, a posição da barra durante a concretagem, bem como a utilização de armadura transversal. Existem outros fatores estruturais que não são abordados pelo ACI, mas que também influenciam o comportamento da aderência como o tipo e idade do carregamento.

▪ Cobrimento do concreto

Quanto maior for o cobrimento de concreto e o espaçamento entre as barras maior será o grau de confinamento exercido pelo grande volume de concreto, e por consequência, maior será a tensão de aderência. O cobrimento do concreto pode afetar tanto a tensão última de aderência como a forma de ruptura. Para valores de cobrimento elevados, a ruptura ocorrerá pelo corte e o esmagamento do concreto a frente das nervuras, ocasionando o arrancamento da barra. Por outro lado, se o cobrimento de concreto for relativamente pequeno, haverá o desenvolvimento de

fissuras ocasionadas pelas tensões radiais de tração, causando uma falha prematura por fendilhamento.

Orangun et al. (1977) e Haddad et al. (2008) estudaram a influência do cobrimento de concreto sobre a aderência e sugeriram um valor limite para a relação entre o cobrimento e o diâmetro da barra (c/ϕ) para a modificação do tipo de ruptura da aderência, ou seja, para valores de $(c/\phi) > 2,5$, haveria o arrancamento direto da barra e para valores inferiores à 2,5, a falha envolveria o fendilhamento do cobrimento.

▪ **Comprimento de aderência e de emenda**

O aumento do comprimento aderente e de emenda resulta em uma maior capacidade resistente da ligação aço-concreto. O ACI 408R-03 (ACI, 2003) relata que este incremento não é diretamente proporcional ao comprimento. Uma explicação para este fato está relacionada com a observação de que as tensões de aderência não serem uniformemente distribuídas ao longo do comprimento das barras e as rupturas da aderência tendem a ser por incrementos, ou seja, no início da solicitação, somente algumas nervuras próximas à aplicação da carga são responsáveis por resistir à totalidade do carregamento. Após a ruptura do concreto localizado a frente dessas nervuras, as nervuras mais afastadas do ponto de aplicação do carregamento começam também a ser mobilizadas. Segundo Azizinamini et al. (1993) e Harajli (2004) a não uniformidade das tensões de aderência é maior nos concretos de alta resistência e mais pronunciada na medida em que se aumenta o comprimento aderente ou que se diminui o cobrimento do concreto.

▪ **Armadura transversal**

O confinamento proporcionado pela presença de armadura transversal atua principalmente no modo de ruptura da aderência, alterando, muitas vezes uma ruptura brusca e frágil por fendilhamento do concreto para uma ruptura mais dúctil por arrancamento da barra.

Segundo Orangun et al. (1997), a ruptura por fendilhamento pode ocorrer em trechos aderentes mesmo com reforço de armadura transversal, mas o confinamento proporcionado por tal armadura restringe o fendilhamento e reduz a tendência de rupturas frágeis e repentinas. Outro fato observado por diversos autores, dentre eles

Zuo e Darwin (2000), é que a resistência de aderência cresce com o aumento da área relativa de nervura na presença de armadura transversal, pois além de retardar o processo de fissuração, a presença de armadura de confinamento permite que um número maior de nervuras participe da transferência de tensões entre a barra e o concreto circundante. Porém, a eficiência da armadura de confinamento limita-se até um determinado valor. De acordo com o ACI 408R-03 (ACI, 2003), a utilização de armadura transversal acima do necessário, torna-se progressivamente menos eficiente, chegando até o ponto de não proporcionar melhora no desempenho da aderência a partir de novos incrementos.

▪ **Posição das barras na concretagem**

Para a qualidade da aderência, a posição da barra durante a concretagem é essencial, assim como a sua altura em relação ao fundo da fôrma. Devido à segregação do concreto fresco, há o acúmulo de água sob as barras, que é mais tarde absorvido pelo concreto, deixando vazios os inúmeros poros na parte inferior (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977), conforme ilustrado na Figura 2.06.

De acordo com o ACI 408R-03 (ACI, 2003), barras posicionadas e concretadas no topo dos elementos estruturais apresentam pior desempenho em relação à aderência do que barras posicionadas na parte inferior de um elemento estrutural, como mostrado nos resultados extraídos de Leonhardt e Mönnig (1977) e demonstrados na Figura 2.07.

Alguns autores como Barbosa (1998), constataram que a posição das barras em relação ao sentido de concretagem influi de maneira menos acentuada sobre a aderência nos Concretos de Alto Desempenho (CADs) em relação aos concretos comuns. Uma das explicações apontadas pela autora para o fato é que os concretos de alto desempenho possuem uma compacidade maior que os concretos convencionais.

O CEB-FIP 10 (2000) também relata o comportamento distinto da aderência nos concretos de alta resistência de acordo com a posição das barras na concretagem. Enquanto a exsudação do concreto ao redor das barras posicionadas no topo dos corpos-de-prova provoca um efeito desfavorável nos concretos convencionais, nos concretos de alta resistência o efeito pode ser favorável, pois ao se reduzir a capacidade resistente do concreto frente às nervuras, uma distribuição

mais uniforme da tensão de aderência é atingida na ruptura, proporcionando maiores valores para a resistência de aderência.

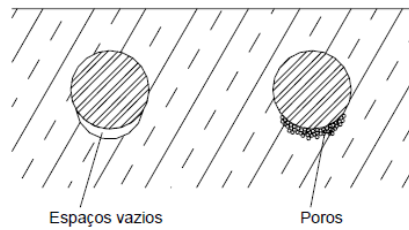


Figura 2.06 - Formação de espaços vazios ou poros sob barras horizontais, devido à segregação e acumulação de água (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

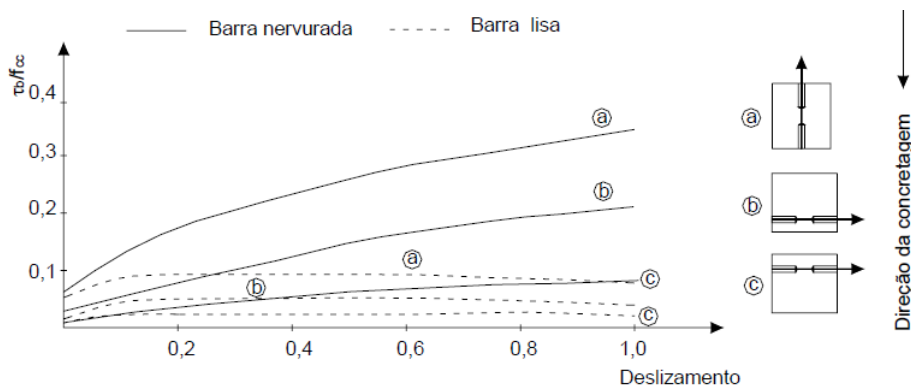


Figura 2.07 - Representação esquemática de ensaios de arrancamento de barras retas em diferentes posições por ocasião da concretagem (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

Visto a importância do posicionamento das barras de aço na concretagem, a ABNT NBR 6118:2003 através do item 9.3.1 caracteriza uma região como sendo de boa situação quanto à aderência, os trechos das barras que estiverem em uma das seguintes posições:

- ✓ com inclinação maior que 45° sobre a horizontal, conforme a Figura 2.08 (a);
- ✓ horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - para elementos estruturais com $h < 60$ cm, localizados no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima, conforme Figuras 2.08 (b) e 2.08 (c);
 - para elementos estruturais com $h \geq 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima, conforme Figura 2.8 (d).

Em outras posições e quando do uso de fôrmas deslizantes, os trechos das barras devem ser considerados em má situação quanto à aderência.

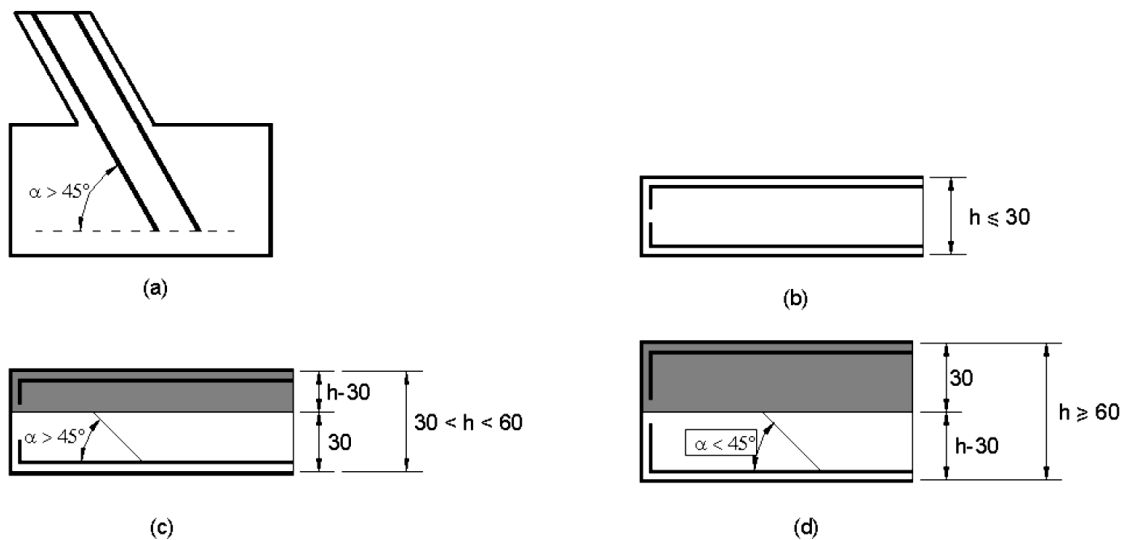


Figura 2.08 - Regiões de boa ou má aderência (PROMOM, 1976).

▪ Idade do concreto

Martin e Noakowski (1981) afirmam que a idade da carga possui a mesma influência tanto no comportamento da aderência quanto na resistência à compressão ou à tração do concreto. De forma geral, a resistência de aderência aumenta com a idade de carga, assim como a resistência à compressão e à tração do concreto.

Entretanto, Fu e Chung (1998) observaram reduções na resistência de aderência com o aumento do tempo de cura, a partir do sétimo dia até os 28 dias. De acordo com os autores, o comportamento pode ser explicado pelo aumento de vazios na interface, atribuído à retração de secagem do concreto.

Chapman e Shah (1987) verificaram que a influência da idade de carga no comportamento da aderência é mais significativa nas barras nervuradas do que no caso das barras lisas.

Khandaker e Hossain (2008) ao analisarem a variação da tensão de aderência de acordo com o acréscimo da resistência à compressão ou na idade do concreto, nas barras lisas, verificaram que as tensões permaneceram inalteradas tanto para o concreto leve como para o concreto convencional estudados. Para os autores a tensão de aderência independe do tipo, idade ou resistência à compressão do concreto. Isto pode ser atribuído ao fato de que nas barras lisas a tensão de aderência deriva-se, principalmente, da parcela da aderência por atrito a qual

independe da idade do concreto. Já em relação à variação da tensão de aderência nas barras nervuradas, verificou-se um acréscimo da tensão de aderência de acordo com o acréscimo da idade e da resistência à compressão do concreto, tanto nos concretos convencionais como nos concretos leves. Isto confirma, de acordo com os autores, que enquanto a aderência química e por atrito são pouco influenciadas pela resistência à compressão, a parcela mecânica da aderência depende consideravelmente da resistência à compressão, assim como da idade do concreto.

▪ **Forças transversais**

As forças transversais de compressão têm papel fundamental no comportamento da aderência, atuando de duas formas distintas: aumentando a força de atrito na interface aço-concreto e elevando o confinamento da barra, o que retarda ou inibe a falha por fendilhamento, favorecendo assim, a ruptura por arrancamento (CAETANO, 2008).

Xu et al. (2012) concluíram que a influência da pressão transversal é maior nas barras lisas do que nas barras nervuradas ao observarem acréscimos de até 300% nas tensões de aderência nas barras lisas. Segundo os autores, o fato é atribuído principalmente ao aumento do atrito na interface aço-concreto proporcionado pela pressão lateral.

2.4.2 Propriedades das barras

Dentre as propriedades que influenciam de forma significativa a aderência entre o aço e o concreto, pode-se citar a geometria, o diâmetro, as condições e as conformações superficiais da barra.

▪ **Diâmetro da barra**

Segundo o ACI 408R-03 (ACI, 2003), quando se analisa o comportamento da aderência em termos da força necessária para o arrancamento (capacidade de aderência), para um determinado comprimento de ancoragem, quanto maior o diâmetro da barra, maiores serão os esforços de aderência exigidos para provocar a ruptura do elemento. Além disso, diversos pesquisadores constaram experimentalmente, dentre eles Soroushian e Shoi (1989), Soroushian et al. (1994) e Ducatti (1993), que com o aumento do diâmetro há uma queda na tensão última de

aderência. A provável justificativa está no fato de existir uma maior espessura da zona de transição nas barras de maior diâmetro.

De acordo com Ducatti e Agopyan (1993), o maior diâmetro aliado às maiores dimensões das nervuras transversais e longitudinais detém mais água de amassamento na face inferior da barra (exsudação interna), proporcionando uma zona de transição de maior espessura. O aumento da espessura da zona de transição enfraquece a ligação entre a matriz de argamassa e a armadura, tornando-a mais porosa e facilitando o seu esmagamento por compressão pelas nervuras.

Sobretudo, Barbosa (2001) contrariando a maioria dos pesquisadores, em sua tese de doutorado concluiu que, à medida que se aumentou o diâmetro da barra, a tensão última de aderência também aumentou. Assim, uma possível justificativa apontada pela autora está no fato do cobrimento e do trecho aderente serem dependentes do diâmetro da barra. A afirmação contrária, de que numa zona de transição aço-concreto nas barras de maior diâmetro, aliadas às maiores dimensões das nervuras retenham mais água de amassamento na face inferior da barra, enfraquece a ligação é, para a autora, um comportamento mais relacionado ao adensamento do concreto do que à espessura da zona de transição aço-concreto.

▪ **Condição superficial da barra**

A condição superficial de uma barra de aço desempenha um papel importante na ligação devido ao seu efeito sobre o atrito entre a armadura de aço e o concreto; e a capacidade das nervuras de transferir forças entre os dois materiais. Contudo, o efeito da condição superficial é muito mais preponderante para as barras lisas, os fios e cordoalhas do que para as barras nervuradas, dado que a resistência de aderência no primeiro caso está relacionada, basicamente, com a parcela de adesão e do atrito, e ambas são fortemente influenciadas pela presença de graxas e impurezas. Nestes casos, de acordo com Dumêt (2003) e Fang et al. (2004), uma superfície mais rugosa, como a provocada pelos produtos formados durante o processo de corrosão, pode melhorar a aderência mecânica nas armaduras lisas. Por outro lado, uma oxidação maior pode levar à redução excessiva do diâmetro da armadura, provocando uma diminuição da capacidade resistente, principalmente nas barras nervuradas.

▪ Conformação superficial da barra

A presença de nervuras em barras de aço aumenta, e muito, a parcela da aderência mecânica, devido à formação de “consoles” de concreto. Segundo Leonhardt e Mönning (1977), em barras nervuradas, o valor da resistência de aderência mecânica depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura e da distância entre elas, sendo estes dois últimos parâmetros indicados na Figura 2.09. Ainda segundo o autor, outro parâmetro também indicado na Figura 2.09, denominado superfície relativa f_R , fornece uma medida de comparação utilizável para barras de perfis diferentes. Esta superfície nervurada relativa é a relação entre a superfície das nervuras (F_R), que é igual à área de contato dos consoles de concreto sobre as nervuras, e a superfície lateral (F_M) do cilindro de concreto a ser cortado.

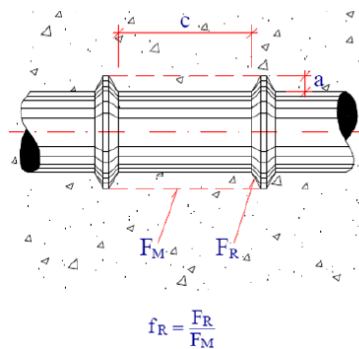


Figura 2.09 - Superfície relativa da nervura (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

O ACI também fornece uma relação para o cálculo da área relativa da nervura, porém de uma forma um pouco distinta. O ACI considera uma *Shearing area* e uma *Bearing area* especificadas no desenho esquemático da Figura 2.10. Nesta relação proposta pelo Instituto Americano existe uma aproximação da relação de áreas para uma simples relação de altura por espaçamento entre nervuras.

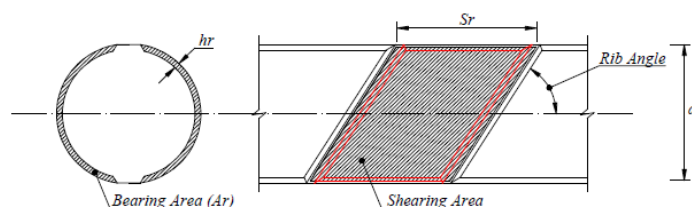


Figura 2.10 - Desenho esquemático com os termos da expressão da área relativa das nervuras (ACI, 2003).

Bearing area = $A_r = h_r \cdot \pi \cdot \phi$ e *Shearing area* = $s_r \cdot \pi \cdot \phi$

Assim, através da expressão 2.01, define-se a área relativa da nervura como sendo f_r .

$$f_r = \frac{\text{Bearing area}}{\text{Shearing area}} \approx \frac{h_r}{s_r} \quad (2.01)$$

O próprio ACI (2003) corrige esta relação com uma constante que varia de 0,8 a 0,9, mostrada na expressão 2.02.

$$f_r = \frac{\text{Bearing area}}{\text{Shearing area}} = (0,8 \text{ a } 0,9) \times \frac{h_r}{s_r} \quad (2.02)$$

Zuo e Darwin (2000) sugeriram que a área relativa da nervura só possui efeito sobre o comportamento da aderência quando existe a presença de armadura transversal confinando a barra de aço ancorada.

2.4.3 Propriedades do concreto

Inúmeras propriedades do concreto como: resistência à compressão, o tipo e a quantidade de agregados, a utilização de adições minerais, o adensamento e a orientação de lançamento do concreto e a utilização de fibras influenciam no comportamento da aderência, e serão discutidas com maior propriedade a seguir.

▪ Resistência à compressão

Este é um dos fatores que influencia de maneira mais profunda a resistência de aderência. De modo geral, quanto maior a resistência à compressão do concreto, maiores serão os esforços de aderência que o concreto poderá suportar na interface aço-concreto.

Segundo Ribeiro (1985), quando a ruptura da aderência acontece devido ao arrancamento da barra, envolvendo o corte do concreto circundante e o esmagamento do concreto situado à frente da nervura, a resistência à compressão

do concreto é o fator preponderante, sendo este o comportamento típico de concretos de baixa resistência.

Por outro lado, quando a ruptura ocorre pelo fendilhamento, mais comuns em concretos de alta resistência com ausência de alguma forma de confinamento, quem governa a capacidade de aderência é a resistência à tração do concreto, pois a falha, neste caso, é ocasionada pelo aparecimento de fissuras longitudinais, que por sua vez, ocorrem quando as tensões radiais internas alcançam ou superam a resistência à tração do concreto.

Ezeldin e Balaguru (1989) e Orangun et al. (1977) ao estudarem concretos de baixa resistência evidenciaram a importante influência das propriedades do concreto no comportamento da aderência ao adotarem como fator de proporcionalidade na avaliação da tensão de aderência, a raiz quadrada da resistência à compressão.

De acordo com o ACI 408R-03 (ACI, 2003) esta representação tem se mostrado adequada para concretos de resistência abaixo dos 55 MPa. Ainda segundo o ACI 408R-03 (ACI, 2003), o uso da relação da raiz quadrada da resistência à compressão não é universalmente aceita.

Darwin et al. (1996), Zuo e Darwin (2000) e Harajli e Mabsout (2002) combinaram seus próprios resultados com um amplo banco de dados internacional e observaram que uma melhor aproximação para a relação aderência *versus* resistência era obtida utilizando a raiz quarta da resistência à compressão, principalmente para concretos de alta resistência.

▪ Adições

O efeito das adições está relacionado principalmente com seu impacto nas propriedades mecânicas do concreto, especialmente em sua resistência à compressão. Estudos realizados sobre os efeitos de adições minerais no comportamento da aderência e que tem se limitado ao estudo dos efeitos da sílica, que é a principal adição utilizada em concretos de alta resistência, são, assim, contraditórios.

Por exemplo, O CEB-FIB 10 (2000) descreve o duplo efeito da sílica no comportamento da aderência. Por um lado, a sílica aumenta a resistência à compressão do concreto devido à diminuição da porosidade e da espessura da zona de transição, o que provoca maior capacidade resistente do concreto frente às

nervuras, proporcionando maior resistência de aderência quando a ruptura acontece pelo arrancamento da barra. Por outro lado, a sílica possui um efeito negativo quando a ruptura se dá pelo fendilhamento.

Vieira (1994) realizou estudos de avaliação da aderência de barras de aço em concretos de alta resistência com adição de sílica ativa. Os resultados demonstraram que para barras nervuradas e com adição de 10% de sílica ativa houve melhoria de 20% na tensão de aderência.

Na mesma direção, Mehta e Monteiro (2008) verificaram um incremento na tensão de aderência entre barras de aço e concretos com resistência entre 21 MPa e 83 MPa, utilizando teores de sílica ativa de 0, 8% e 16% da massa de cimento.

Já Hwang et al. (1994) e Hamad e Machaka (1999) registraram decréscimos na tensão de aderência com a adição de sílica. Uma possível explicação para este fato pode ser o ultrarrefinamento dos poros, a incorporação de ar ou a perda da adesão entre o aço e o concreto, consequências da adição de um alto teor de sílica.

Apesar dos resultados contraditórios observados, é praticamente consenso entre os pesquisadores, sobretudo entre Ezeldin e Balaguru (1989) e Hamad e Machaka (1999), que a adição de sílica ativa causa uma ruptura mais frágil e repentina da aderência, principalmente nos corpos-de-prova com ausência de armadura de confinamento.

▪ **Presença de fibras**

Similarmente ao efeito proporcionado pela armadura transversal, a utilização de fibras no concreto também pode ser considerada um método de confinamento do material, e tem como principal objetivo melhorar a ductilidade do compósito, ou seja, favorecer a ocorrência de rupturas mais dúcteis. Especificamente em relação à aderência, a melhora da ductilidade do concreto pode inibir ou reduzir o aparecimento das fissuras que poderiam levar à ruptura por fendilhamento, e favorecer a ruptura por arrancamento.

Soroushian et al. (1994), Harajli (1994), Harajli et al. (1995), dentre outros estudaram a influência das fibras na aderência e verificaram que a utilização de baixos teores de fibra influencia de forma mais significativa na ruptura por fendilhamento, onde elas atuam no controle da fissuração. Quando a ruptura se dá pelo arrancamento, sem muita fissuração, a contribuição das fibras é pequena. Para teores elevados de fibra a contribuição é significativa tanto na ruptura por

fendilhamento como na por arrancamento. Segundo os autores, isso ocorre devido ao aumento expressivo da resistência à tração do concreto por causa da presença das fibras em alto teor.

▪ **Adensamento**

O adensamento é um fator crucial para a produção de um concreto de qualidade, pois é através do procedimento que se podem eliminar os vazios retidos durante o processo de fabricação, manuseio e aplicação do material. Em termos da aderência, um adensamento adequado, geralmente obtido através de vibração, desempenha o papel de reduzir os efeitos da segregação e da exsudação, que resulta no acúmulo de água e de concreto fraco e de baixa densidade abaixo das nervuras das barras de aço, tornando esta região mais fraca quando solicitada, sobretudo quando se tratar de concretos com baixo teor de água/cimento.

O CEB 151 (1982) diz que o adensamento influencia na aderência da mesma forma com que influencia a resistência à compressão. Uma justificativa plausível seja que, com os devidos cuidados, a vibração pode colaborar para o adensamento e melhoria da zona de transição.

Segundo Chan et al. (2003), que estudaram a influência do adensamento nos diferentes tipos de concreto, o adensamento é absolutamente importante para o desenvolvimento da aderência nos concretos convencionais. A falta ou um adensamento inadequado reduz significativamente a resistência de aderência. Nos concretos de elevado desempenho a vibração é tão decisiva que uma vibração imprópria ou uma revibração pode reduzir substancialmente a resistência de aderência. E por fim, de acordo com os pesquisadores, os concretos autoadensáveis são capazes de desenvolver tensões últimas de aderência superiores aos concretos convencionais submetidos ao adensamento. Além disso, a vibração nos concretos autoadensáveis pode prejudicar o comportamento da aderência, e por este motivo deve ser evitada.

▪ **Orientação do lançamento do concreto**

De acordo com Caetano (2010), este fator pode influenciar a aderência, pois ao longo da altura de concretagem, tende-se a surgir pequenas diferenças no teor de agregados graúdos e nas relações de a/c, devido à tendência de deposição dos materiais mais pesados e da exsudação da água.

A exsudação favorece o acúmulo de água sob as barras, afetando mais intensamente as barras concretadas na parte superior das fôrmas. As variações no concreto podem gerar zonas de boa e má aderência, como discutido anteriormente.

Alcântara et al. (2004) ao analisarem o comportamento da aderência dos concretos autoadensáveis, comparando-os com concretos convencionais, concluíram que o efeito do sentido de lançamento do concreto é similar nos dois casos. Os autores verificaram que a capacidade de aderência de barras em situações diversas pode ser classificada, em ordem decrescente, da seguinte forma:

- ✓ barras posicionadas verticalmente e carregadas no sentido contrário ao da concretagem;
- ✓ barras posicionadas horizontalmente;
- ✓ barras posicionadas verticalmente e carregadas no sentido da concretagem.

2.5 MODOS DE RUPTURA DA ADERÊNCIA

Ao se analisar a literatura, é possível verificar que a ruptura da aderência pode se dar de diversas formas. Porém, as que mais se destacam são: a ruptura por arrancamento e a ruptura por fendilhamento. As Figuras 2.11 e 2.12 apresentam respectivamente os gráficos característicos para os dois tipos de ruptura e os padrões de fissuração desses dois modos de ruptura.

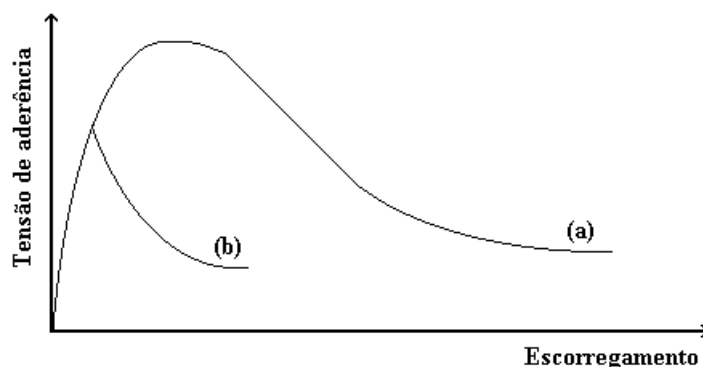


Figura 2.11 - Representação gráfica dos modos de ruptura por arrancamento (a) e por fendilhamento (b) (DUMÊT, 2003).

Pelo gráfico, percebe-se que a ruptura por arrancamento é mais dúctil que a ruptura por fendilhamento, e mobiliza uma tensão de aderência maior, para peças semelhantes.

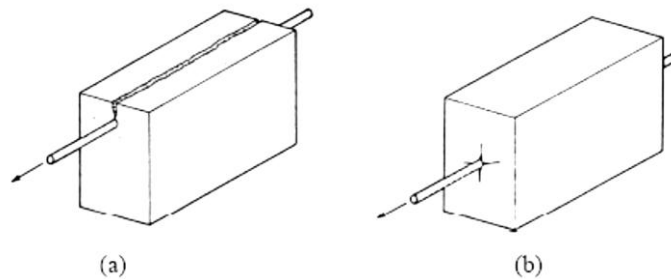


Figura 2.12 - Rupturas por fendilhamento (a) e por arrancamento (b) (DUMÊT, 2003).

O mecanismo de ruptura por corte do concreto entre as nervuras e o arrancamento da barra ocorre basicamente quando existe um bom confinamento da armadura, isto é, quando o cobrimento do concreto circundante é suficientemente grande para resistir às tensões radiais de tração, ou quando existe armadura transversal suficiente para impedir ou retardar a propagação de fissuras decorrente da compressão do concreto próximo à nervura. Caso haja confinamento adequado, o que aumenta a capacidade de compressão do concreto, a capacidade de aderência tende a aumentar, sendo limitada pela resistência ao corte dos consoles.

Nas barras lisas o processo de arrancamento é facilitado, pois as irregularidades da superfície são muito pequenas e não se formam consoles pela ausência de nervuras. Por isso, a ruptura da aderência, nas barras lisas, normalmente se dá por arrancamento, ocorrendo quando a aderência por adesão e por atrito já foi ultrapassada.

Segundo Almeida Filho (2006), a ruptura por arrancamento da barra de aço está relacionada, principalmente, à resistência à compressão do concreto e à geometria das nervuras.

Já o fendilhamento do cobrimento pode ser definido como o efeito de tração circunferencial ocasionado pelas componentes radiais das tensões de compressão que transferem o esforço do aço para o concreto. Este tipo de ruptura ocorre quando o confinamento é insuficiente para garantir o arrancamento completo da barra.

As tensões radiais de tração oriundas das tensões diagonais de compressão ocasionam uma pressão no concreto em torno da barra, tornando essa região

microfissurada e sujeita ao fendilhamento paralelo ao eixo da armadura, como pode ser verificado nas Figuras 2.13 e 2.14 abaixo.

As fissuras de fendilhamento geradas pelas tensões circunferenciais de tração tendem a se propagar em direção às bordas quando estas atingem ou superam a resistência à tração do concreto, resultando na perda do cobrimento e da aderência. O número de barras e sua configuração ao longo do elemento são os principais fatores que influenciam a orientação dessas fissuras.

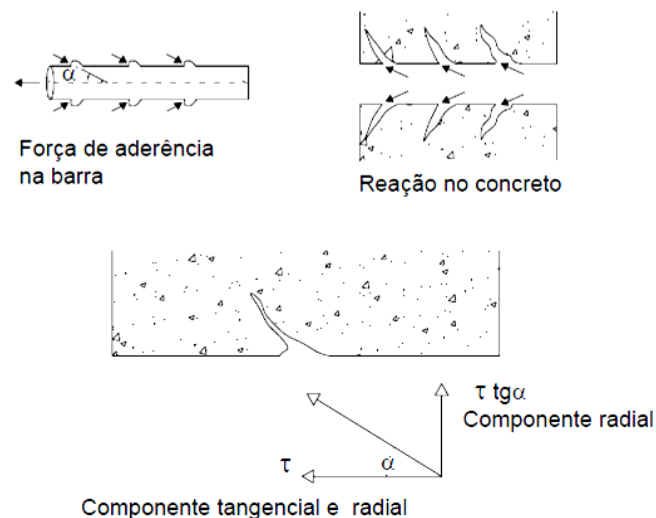


Figura 2.13 - Transferência de esforços por aderência (CEB 151, 1982).

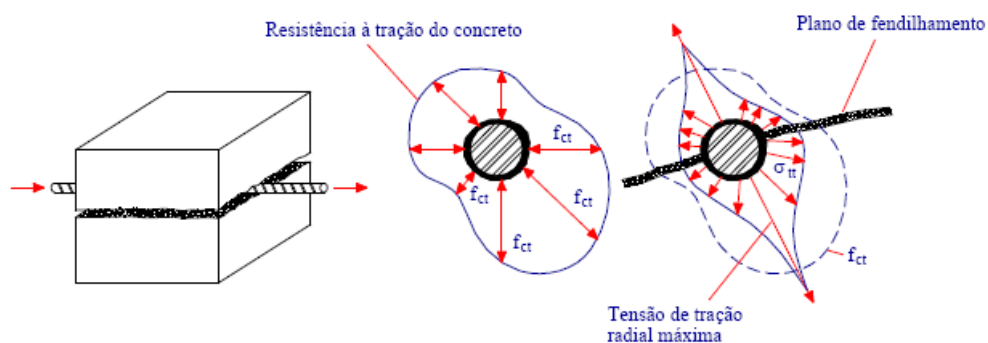


Figura 2.14 - Fendilhamento longitudinal do concreto (FUSCO, 1995).

Segundo Al-Jahdali et al. (1994), em ensaio simples de arrancamento de barra de aço em um prisma de concreto simples, isto é, sem adição de armadura de confinamento ou de fibras metálicas, podem ocorrer quatro modos de rupturas:

- ✓ **Arrancamento:** consiste do escorregamento da barra no prisma de concreto, pois o cobrimento do concreto adjacente à barra de aço promove um confinamento adequado, prevenindo o fendilhamento do

modelo, caracterizando, então, uma ruptura dúctil (ALMEIDA FILHO, 2006).

- ✓ **Fendilhamento:** consiste da ruptura do prisma no concreto adjacente à barra de aço. Isso ocorre em virtude do aumento das tensões que superam a capacidade resistente da peça, originando fissuração intensa nas direções transversal e longitudinal. Tais fissuras são denominadas fissuras de aderência (SIMPLICIO, 2008). Segundo Silva (2006), este tipo de ruptura é caracterizado como frágil ou brusca.
- ✓ **Tração:** consiste da formação de fissuras perpendiculares à direção da aplicação da força, localizadas na extremidade da barra de aço envolvida pelo prisma de concreto.
- ✓ **Ruptura do aço:** consiste do escoamento da barra de aço antes que seja atingida a capacidade resistente da ligação entre o aço e o concreto, ou seja, a aderência entre os dois materiais excedeu o limite de escoamento do aço.

2.6 ENSAIOS DE ADERÊNCIA

Existem diversos ensaios que permitem determinar a curva tensão de aderência *versus* deslizamento, além de avaliar os diversos fatores que influenciam no comportamento da aderência, tais como: resistência à compressão do concreto, diâmetro da barra de aço, sentido do carregamento, entre outros. Todavia, alguns desses procedimentos são mencionados e descritos a seguir.

2.6.1 Ensaio de arrancamento direto (*Pull-out Test*)

É um dos mais tradicionais ensaios de aderência e consiste em extrair uma barra de aço posicionada no centro de um corpo-de-prova de concreto, colocado sobre placas de apoio de uma máquina de ensaio. As duas extremidades da barra são projetadas para fora do corpo-de-prova, medindo-se a força de tração aplicada a um dos extremos e os deslizamentos no outro extremo.

O ensaio de arrancamento direto (*Pull-out Test*) apresenta algumas vantagens e desvantagens quando comparado a outros tipos de ensaios de aderência.

Segundo Lorrain e Barbosa (2008), um dos principais inconvenientes apresentados pelo procedimento está no fato das placas utilizadas no ensaio colocarem o concreto sobre compressão, criando conseqüentemente restrições às deformações transversais do corpo-de-prova, levando à possibilidade de superestimação dos resultados obtidos.

Em contrapartida, Barbosa (2001), entre outros, ressaltam que o baixo custo do ensaio, um corpo-de-prova relativamente simples de ser preparado, e a possibilidade de se isolar as variáveis que influenciam a aderência são os principais atributos observados no ensaio de arrancamento direto (*Pull-out Test*).

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), o tamanho e a forma do corpo-de-prova, bem como a posição e o comprimento do trecho de aderência da barra, influenciam consideravelmente os resultados do ensaio.

O corpo-de-prova (a) representado na Figura 2.15 é inadequado, visto que, devido ao impedimento da deformação transversal da placa de apoio e através da compressão por efeito arco, existe uma compressão transversal sobre a barra, provocando uma aderência por atrito adicional. Utilizando no ensaio trechos sem aderência, como observado nos exemplos (b) e (c), essas influências são diminuídas.

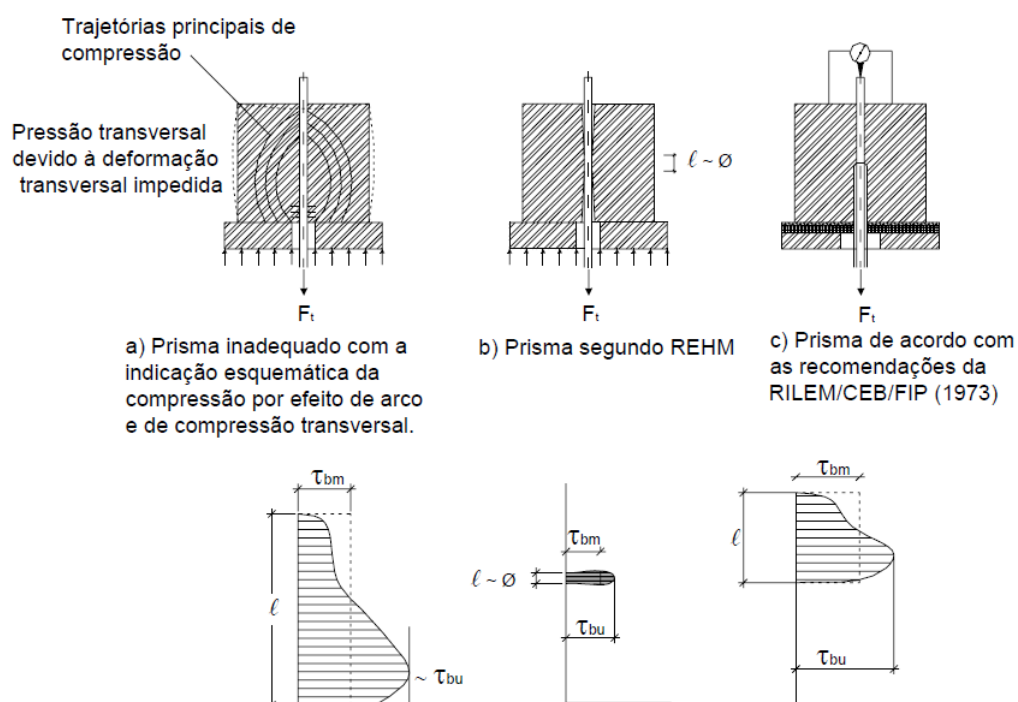


Figura 2.15 - Corpos-de-prova para o ensaio de arrancamento e as respectivas variações da tensão ao longo do comprimento de aderência (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

O comportamento teórico das tensões de aderência em um ensaio de arrancamento pode ser verificado na Figura 2.16 abaixo.

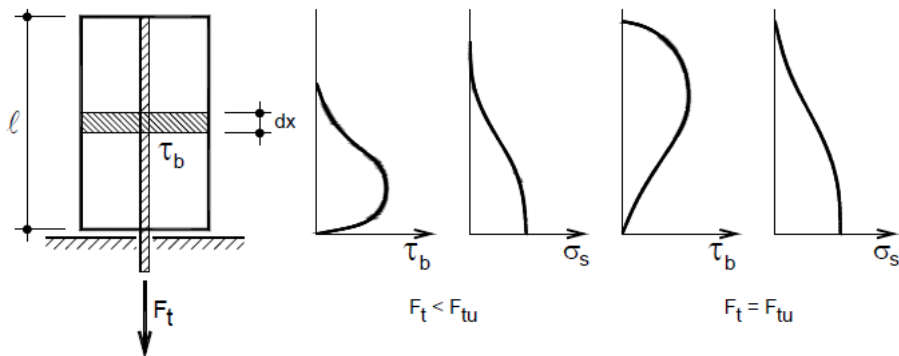


Figura 2.16 - Comportamento da tensão de aderência (FUSCO, 1995).

Sob a ação da força de tração F_t , na barra age a tensão σ_s (aço), sendo mobilizadas as tensões de aderência τ_b . A tensão σ_s diminui à medida que se consideram seções mais afastadas do ponto de entrada da barra de aço no bloco de concreto. No caso de se ter uma força de tração F_t menor que a força de tração última F_{tu} , a aderência será mobilizada em apenas uma parte do comprimento total. Quando ocorrer o arrancamento, no caso de $F_t = F_{tu}$, será mobilizada a máxima capacidade de aderência entre os dois materiais.

Na realidade, quase sempre antes que ocorra o arrancamento da barra, o bloco de concreto sofre um processo de fissuração que evidencia o caráter progressivo do fenômeno de destruição das ligações existentes entre os dois materiais. Por este motivo, a força última F_{tu} não é determinada pela carga final de arrancamento, mas sim pela força F_t correspondente a um deslocamento convencional da extremidade não carregada da barra.

Através de um elemento infinitesimal dx , é possível determinar analiticamente a tensão de aderência entre uma barra e o concreto que a envolve, pelo equilíbrio das forças atuantes na barra e no concreto, como demonstrado da Figura 2.17.

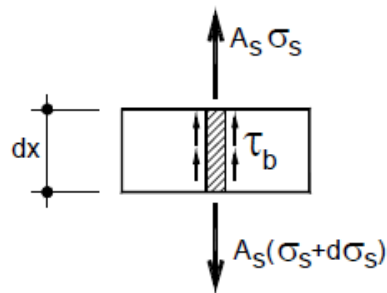


Figura 2.17 - Elemento infinitesimal (FUSCO, 1995).

$$A_s \times \sigma_s + \tau_b \times \pi \times \phi \times d_x = A_s \times \sigma_s + A_s \times d\sigma_s$$

Logo

$$\tau_b = \frac{A_s}{\pi \times \phi} \times \frac{d\sigma_s}{d_x} \quad (2.03)$$

As tensões de aderência (τ_b) se opõem à tendência de deslocamento relativo entre a barra de aço e o concreto.

Os resultados dos ensaios de arrancamento geralmente são representados por valores médios da tensão de aderência, supondo-se que, na iminência do arrancamento, todo o comprimento da barra transferiu a tensão atuante para a massa de concreto.

Dessa forma, a capacidade de aderência admitida para determinada situação é bem menor que a tensão de aderência que pode ser obtida dentro desses pequenos comprimentos de ancoragem. Portanto, esses valores médios, são dados pela expressão 2.04 seguinte:

$$\tau_{bm} = \frac{R_{st}}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} \quad (2.04)$$

Sendo:

R_{st} é a força atuante na barra;

ϕ é o diâmetro da barra;

l_b é o comprimento de ancoragem.

Segundo Leonhardt e Mönning (1977), a resistência de aderência de cálculo f_{bd} é definida como a tensão de aderência τ_{1R} para a qual ocorre um deslizamento na extremidade livre da barra de 0,1 mm. Assim, a resistência f_{bd} pode ser representada pela expressão 2.05 abaixo:

$$f_{bd} = \frac{R_{st}(\delta=0,1 \text{ mm})}{\pi \times \phi \times l_b} \quad (2.05)$$

Entretanto, a resistência de aderência efetiva, ou seja, a tensão última de aderência τ_{bu} é muito maior que o valor de cálculo, especialmente para barras nervuradas, atinge até o dobro desse valor e alcança deslizamentos de até 1 mm. Para o dimensionamento, por questões de segurança, devido à grande dispersão dos valores da resistência de aderência, recomenda-se um valor bastante afastado da resistência efetiva.

O ensaio de arrancamento direto encontra-se normalizado em diversos códigos normativos. É apresentado pela RILEM-FIP-CEB (1973) e também está referido na *American Society for Testing and Materials* (ASTM) C-234 (1991), com todo detalhamento necessário a sua execução.

2.6.2 Ensaio de arrancamento RILEM-FIP-CEB (1973)

Um dos ensaios de arrancamento mais difundidos é o proposto pela RILEM-FIP-CEB (1973), neste ensaio as duas extremidades da barra são projetadas para fora do prisma de concreto (Figura 2.18), a barra é tracionada em um dos extremos e os deslocamentos relativos entre a barra e o prisma são medidos no outro extremo.

O prisma é moldado com a barra na posição horizontal, a compactação é realizada com um vibrador de imersão e após três dias o prisma é desmoldado. A resistência à compressão média do concreto, mensurada em corpos-de-prova cilíndricos de 15/30 cm, precisa estar no intervalo de 27 MPa a 33 MPa.

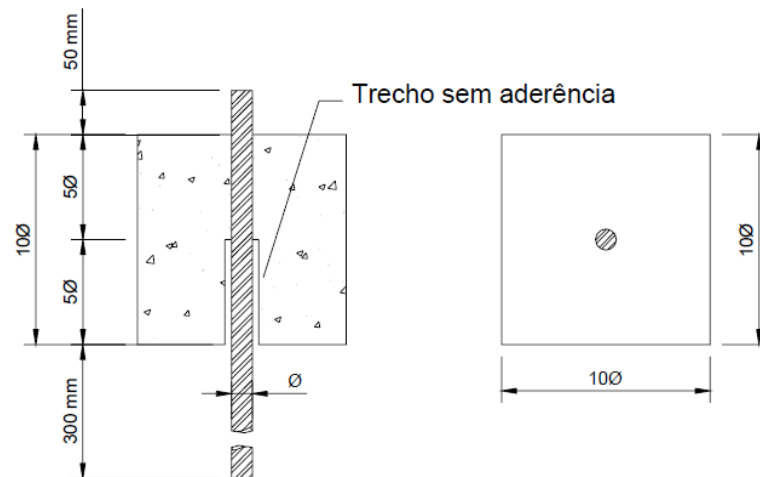


Figura 2.18 - Prisma para ensaio de arrancamento (RILEM-FIP-CEB, 1973).

A velocidade de aplicação da força é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$v_p = 5 \cdot \varnothing^2 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{s}} \right] \quad (2.06)$$

Sendo:

\varnothing - diâmetro da barra em [cm].

A tensão de aderência é obtida com base em um concreto de resistência de 30 MPa, e pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_b = 0,0637 \cdot \frac{R_{st}}{\varnothing^2} \cdot \frac{30}{f_{cm}} \quad (2.07)$$

Sendo:

τ_b - tensão de aderência em [MPa];

R_{st} - força de tração em [kN];

\varnothing - diâmetro da barra em [mm];

f_{cm} - resistência média à compressão do concreto em [MPa].

Como se observa na Figura 2.18, o modelo tradicional do RILEM-FIP-CEB (1973) usa um prisma de concreto com seção transversal quadrada com aresta igual a 10 vezes o diâmetro da barra.

No entanto, pesquisadores como Almeida Filho (2006) optaram por trabalhar com corpos-de-prova cilíndricos, argumentando que estes, por possuírem uma simetria geométrica que proporciona um cobrimento constante, favorecem o estabelecimento de uma distribuição uniforme de tensões. Por este motivo, esta geometria foi escolhida e será utilizada neste trabalho na realização dos ensaios de arrancamento.

2.6.3 Ensaio de arrancamento RHEM (1979)

O prisma para este ensaio de arrancamento consiste em um cubo de concreto com uma barra centrada, possuindo dois trechos sem aderência (nas duas extremidades do prisma), como ilustrado na Figura 2.19. O valor do comprimento de aderência é de uma vez o diâmetro da barra.

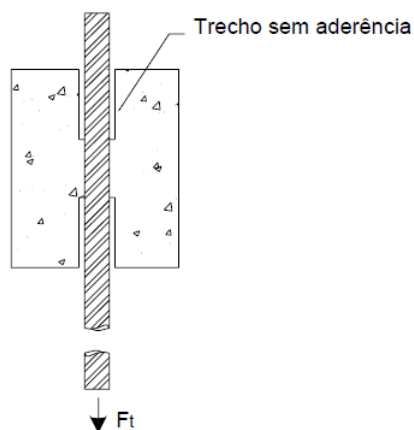


Figura 2.19 - Prisma para ensaio de arrancamento (REHM, 1979).

2.6.4 Ensaio de arrancamento ASTM C-234 (1991)

Existem dois modelos de corpos-de-prova admitidos pela ASTM C-234 para a realização do referido ensaio. O primeiro tipo de espécime possui o formato de um prisma com arestas medindo 150 mm, com uma barra de aço posicionada verticalmente ao longo do eixo.

A extremidade superior da barra deve ter comprimento suficiente para transpassar os blocos de apoio do dispositivo de ensaio e ser presa às garras da máquina. Destaca-se que neste primeiro modelo de ensaio, a concretagem é realizada na direção da barra, como ilustrado na Figura 2.20.



Figura 2.20 - Prisma para ensaio de arrancamento com barra vertical (ASTM C-234, 1991).

O segundo tipo de ensaio possui um prisma de dimensões 150 mm x 150 mm x 300 mm, estando o eixo maior na direção vertical. No ensaio são utilizadas duas barras de aço, sendo uma delas posicionada na parte superior do espécime com uma distância de 75 mm do topo do mesmo, enquanto a outra barra é posicionada na parte inferior, distante 75 mm da base do corpo-de-prova.

O comprimento das barras também precisa ser suficiente para que suas extremidades fiquem para fora do corpo de concreto, transponham os dispositivos de ensaio e sejam ancoradas nas garras da máquina de ensaio.

Na metade do prisma, em cada uma das faces opostas, é feita uma ranhura paralela, com profundidade de, pelo menos 13 mm, com o objetivo de facilitar o rompimento do prisma em duas partes através do plano de enfraquecimento compreendido entre as ranhuras, durante a execução do ensaio, conforme Figura 2.21. Destaca-se que neste segundo modelo, a concretagem é realizada na direção perpendicular aos eixos nas barras.

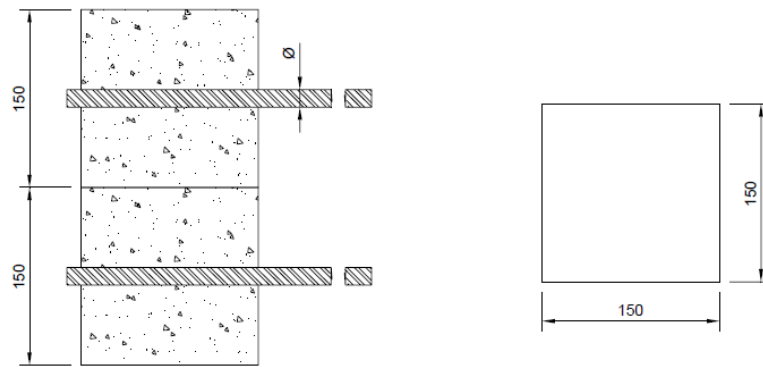


Figura 2.21 - Prisma para o ensaio de arrancamento com barras horizontais (ASTM C-234, 1991).

De acordo com a ASTM C-234 (1991), a velocidade de aplicação da força não deve ser superior a 20 kN/min ou deve ser feito o controle de deslocamento em 1,3 mm/min.

2.6.5 Ensaio de flexão (*Beam Test*)

Os ensaios de arrancamento simples são de fácil execução, porém não representam fielmente o campo de tensões atuantes em situações reais, como o que ocorre nas zonas de ancoragem das armaduras de tração das vigas fletidas.

Por esta razão, o ensaio de viga mostra-se como um melhor procedimento para determinar a capacidade de ancoragem de barras em vigas, apesar da dificuldade de sua execução, proporcionada pela complexidade de sua montagem e o tamanho dos elementos envolvidos. Este ensaio pode ser empregado para avaliar variáveis como: comprimento de ancoragem, diâmetro da barra, tipo de carregamento (monotônico ou cíclico), variação do comprimento, presença ou não de armadura de confinamento, resistência à compressão e a presença ou não de fibras.

O corpo-de-prova do ensaio consiste de dois blocos paralelepípedicos de concreto, interconectados na parte inferior por uma barra de aço destinada ao estudo da aderência e na parte superior existe um perfil metálico funcionando como uma rótula. As dimensões dos blocos são dependentes do diâmetro da barra utilizada, como é possível verificar nas Figuras 2.22 e 2.23.

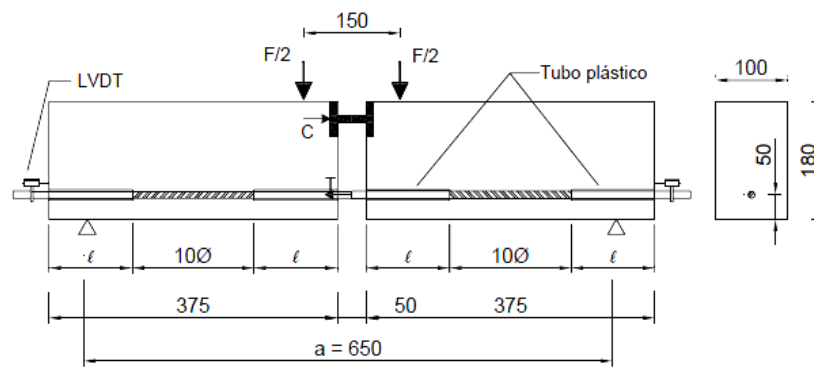


Figura 2.22 - Ensaio de viga para $\varnothing < 16$ mm (RILEM-FIP-CEB, 1973).

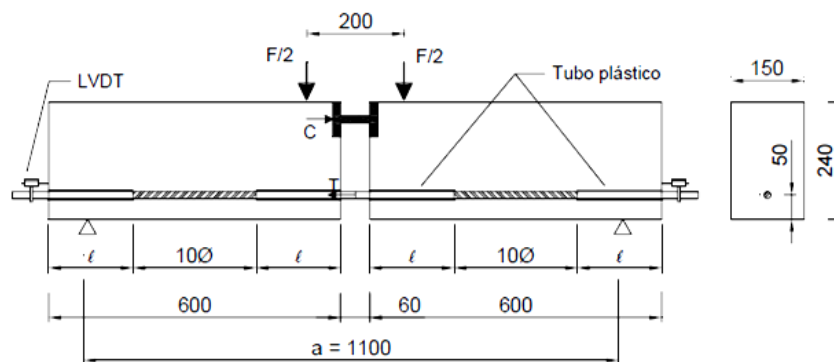


Figura 2.23 - Ensaio de viga para $\varnothing \geq 16$ mm (RILEM-FIP-CEB, 1973).

São aplicadas duas forças iguais e simétricas em relação ao perfil metálico, medindo-se os deslocamentos em cada extremidade livre da barra após cada incremento de força.

A tensão média de aderência é calculada conforme as expressões 2.08 e 2.09.

$$\tau_b = \frac{R_{st}}{\pi \cdot \varnothing \cdot l_b} \quad (2.08)$$

$$R_{st} = \frac{F}{4} \cdot \frac{a}{z} \quad (2.09)$$

Sendo:

τ_b - tensão de aderência [em MPa];

R_{st} - força de tração na armadura [em N];

a - comprimento da viga;

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

\emptyset - diâmetro da barra [em mm];

l_b - comprimento de ancoragem, igual a $10\emptyset$ [em mm].

2.6.6 Ensaio de extremo de viga (*Beam End Test*)

O ensaio de extremo de viga é caracterizado por ser um variante do ensaio de viga (*Beam Test*), com a vantagem de oferecer as mesmas informações, porém com redução do corpo-de-prova (RIBEIRO, 1985).

O ensaio consiste de uma barra tracionada, situada na parte inferior de um corpo-de-prova (viga) e a reação que simula a zona de compressão da viga, é aplicada na parte superior do corpo-de-prova. O momento criado é equilibrado por um par de forças que atuam perpendicularmente à barra e simulam a reação de apoio e a força cortante que seriam transmitidos através do concreto, conforme ilustrado na Figura 2.24.

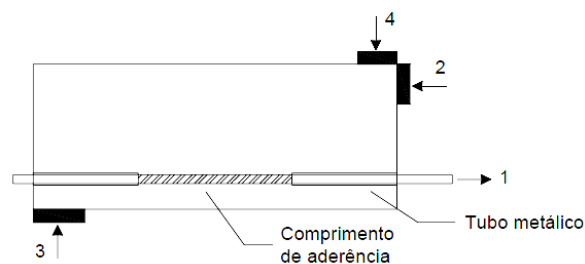


Figura 2.24 - Ensaio de extremidade de viga (BARBOSA, 2001).

Sendo:

- (1) Força de tração na barra;
- (2) Placa de reação que simula a zona de compressão de viga;
- (3) Placa de reação de apoio;
- (4) Placa que simula o esforço cortante que seria transmitido através do concreto.

2.6.7 Ensaio de tração direta

Segundo Barbosa (2001), este ensaio consiste em aplicar uma força de tração nas extremidades de uma barra de um tirante de concreto armado, de forma

cilíndrica ou prismática, com o objetivo de que se possa avaliar a aderência entre o aço e o concreto (Figura 2.25).

A força é aplicada até o valor de 80% da tensão de escoamento do aço, dividida em cinco intervalos de carga. Em geral, o ensaio tem como finalidade estudar a fissuração, simular a zona de transição entre duas fissuras de flexão, determinar a tensão de aderência e o coeficiente de conformação superficial das barras.

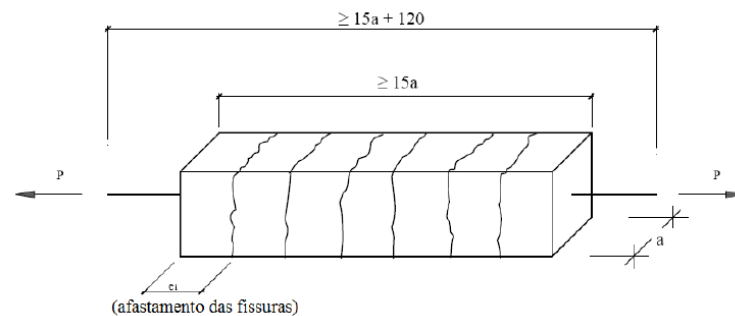


Figura 2.25 - Ensaio de tração direta - dimensões em mm (BARBOSA, 2001).

O coeficiente de conformação superficial da barra é calculado de acordo com a expressão 2.10 obtida da ABNT NBR 7477:1982, a partir do afastamento (e_i) e da quantidade de fissuras (n):

$$\eta = \frac{2,25 \cdot a}{X_m} \quad (2.10)$$

Sendo:

η - coeficiente superficial;

a - lado da seção do tirante;

$$X_m = \left(\frac{1}{n}\right) \times \sum e_i \quad (2.11)$$

A partir do cálculo do espaçamento médio entre fissuras determina-se a tensão média de aderência de barras de aço em concretos de diferentes classes de resistência, aplicando-se a seguinte expressão:

$$\tau_{bm} = 0,375 \cdot \frac{f_{ct}}{X_m} \cdot \frac{\phi}{\rho} \quad (2.12)$$

Sendo:

τ_{bm} – tensão média de aderência;

f_{ct} - resistência à tração simples do concreto;

X_m – espaçamento médio entre fissuras;

ϕ - diâmetro da barra;

ρ - taxa de armadura $\left(\frac{A_s}{A_c}\right)$.

2.7 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

2.7.1 ABNT NBR 6118:2003

Para a determinação da resistência de aderência de cálculo (f_{bd}) entre o concreto e a armadura passiva, a ABNT NBR 6118:2003 adota uma expressão que representa a média da resistência, uma vez que sua variação não é uniformemente distribuída ao longo da barra. A resistência de aderência, segundo a norma brasileira, depende da resistência do concreto, da rugosidade superficial da barra, da posição da barra na massa de concreto (situação de aderência) e do diâmetro da barra. Assim, vejamos que:

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \quad (2.13)$$

Sendo:

η_1 - coeficiente de conformação superficial da barra:

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas;

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas.

η_2 - coeficiente relacionado à posição da armadura na concretagem:

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência.

η_3 - coeficiente relacionado ao diâmetro da armadura:

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi \leq 32 \text{ mm}$;

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi > 32 \text{ mm}$.

Onde:

ϕ é o diâmetro da barra, em mm;

f_{ctd} - resistência de cálculo à tração direta.

A ABNT NBR 6118:2003 define que o valor da resistência à tração de cálculo do concreto (f_{ctd}) é dado pelo valor mínimo da resistência característica à tração.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad [\text{MPa}] \quad (2.14)$$

Na falta de ensaios para determinação mais precisa do valor da resistência característica do concreto à tração, a norma brasileira permite o uso das seguintes expressões:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (2.15)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad [\text{MPa}] \quad (2.16)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \times f_{ct,m} \quad (2.17)$$

Sendo:

$f_{ct,m}$ - resistência média à tração do concreto;

$f_{ctk,inf}$ - resistência característica do concreto à tração na flexão;

$f_{ctk,sup}$ - resistência característica à tração indireta;

γ_c - coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

Os valores de γ_c para o ELU valem:

$$\gamma_c = \begin{cases} 1,40 & \rightarrow \text{combinações normais} \\ 1,20 & \rightarrow \text{combinações especiais ou de construção} \\ 1,20 & \rightarrow \text{combinação excepcional} \end{cases}$$

Para $\gamma_c = 1,40$, resulta que:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,7 \times \frac{f_{ct,m}}{1,4} = 0,7 \times 0,3 \times \frac{f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \times f_{ck}^{2/3} \quad [\text{MPa}] \quad (2.18)$$

A norma brasileira define ainda um comprimento de ancoragem básico necessário para que haja transferência das tensões da armadura tracionada para o concreto, admitindo, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} . O comprimento de ancoragem básico é calculado pela expressão 2.19:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (2.19)$$

Sendo:

f_{yd} – tensão de escoamento de cálculo da armadura passiva;

f_{bd} - resistência de aderência de cálculo.

Projeto de revisão da ABNT NBR 6118:2013

Um dos principais aspectos verificados no projeto de revisão da norma brasileira é a incorporação de concretos com resistência superiores a 50 MPa, até então limitada pela versão anterior. O projeto considera dois grupos de classes de resistência, conforme a ABNT NBR 8953:2009: o Grupo I, abrangendo concretos com resistência entre 10 MPa e 50 MPa (C10 a C50) e o Grupo II, contemplando concretos com resistência entre 55 MPa e 90 MPa (C55 a C90).

Em relação ao cálculo da resistência de aderência, o projeto de revisão apresenta uma expressão para o cálculo da resistência média à tração do concreto para concretos com resistência entre 55 MPa e 90 MPa como verificado abaixo.

— para concretos de classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad (2.15)$$

— para concretos de classe de C50 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (2.20)$$

Assim,

para $\gamma_c = 1,4$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,7 \times \frac{f_{ct,m}}{1,4} = 0,7 \times \frac{2,12 \ln(1+0,11 f_{ck})}{1,4} = 1,06 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (2.21)$$

2.7.2 ACI 318:2014

Durante o período de 1963 a 1989, a norma americana apresentava a expressão 2.22 para o cálculo da máxima tensão de aderência:

$$f_{bd} = \frac{9,5}{\phi} \times \sqrt{f'_c} \quad (2.22)$$

Porém a partir do ACI 318:1989 esta expressão foi retirada, e o dimensionamento da aderência passou a se basear, apenas, no cálculo de um comprimento de ancoragem necessário, considerando uma tensão média, constante e a favor da segurança. Esta filosofia vigente no ACI se mantém até os dias atuais.

O comprimento de ancoragem necessário de barras longitudinais tracionadas é determinado pela expressão 2.23:

$$l_d = \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \times \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c+K_{tr}}{\phi}\right)} \times \phi \geq 300 \text{ mm} \quad (2.23)$$

Sendo:

l_d – comprimento de ancoragem básico de barras tracionadas [mm];

ϕ – diâmetro nominal da barra [mm];

f_y – tensão de escoamento do aço [MPa];

f'_c – resistência à compressão do concreto [MPa];

Ψ_t , Ψ_e , Ψ_s e λ – fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem, apresentados na Tabela 2.01;

c – cobrimento ou distância entre barras;

K_{tr} – índice de armadura transversal.

O valor do parâmetro (c) refere-se ao menor valor encontrado entre 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 é obtido conforme a expressão 2.24:

$$K_{tr} = \frac{40 \times A_{tr}}{s \times n} \quad (2.24)$$

Sendo:

A_{tr} – área total de armadura transversal disposta ao longo de uma distância s que atravessa o plano potencial de fendilhamento da armadura ancorada;

s – espaçamento máximo da armadura transversal;

n – número de barras ancoradas ao longo do plano de fendilhamento.

O ACI 318:2014 recomenda que o termo $\left(\frac{c+K_{tr}}{\phi}\right)$ deve ser limitado a 2,5. Para valores inferiores a este limite espera-se que a ruptura ocorra por fendilhamento e, para valores superiores a 2,5, é esperada a ruptura por arrancamento.

Tabela 2.01 - Fatores de majoração e/ou minoração do comprimento de ancoragem (ACI 318:2014).

Fator ⁽¹⁾	Condição	Valor
Ψ_t (Relativo à posição da armadura)	Para armadura longitudinal localizada a mais que 300 mm da face superior da peça	1,30
	Para outros casos	1,00
Ψ_e (Relativo ao revestimento da armadura)	Para armaduras sem revestimento	1,00
	Para barras revestidas com epóxi com o cobrimento menor que 3ϕ ou com espaçamento livre menor que 6ϕ	1,50
	Para todas as outras situações de armaduras revestidas com epóxi	1,20
Ψ_s (Relativo ao diâmetro da barra)	Para barras com diâmetro menor ou igual a 20 mm	0,80
	Para barras com diâmetro maior ou igual a 25 mm	1,00
λ (Relativo à densidade do concreto)	Para concreto com densidade normal	1,00
	Para concreto com baixa densidade (concreto leve)	0,75
		$1,8 \times \frac{f_{ct}}{(f'_c)^{\frac{1}{2}}}$ ⁽²⁾

⁽¹⁾ Não adotar um valor superior a 1,7 para o produto $\Psi_e \Psi_t$.

⁽²⁾ Usar esta expressão quando f_{ct} é especificada. Esse valor não pode ser maior que 1.

Por não apresentar uma formulação específica para o cálculo da resistência de aderência, não seria possível comparar diretamente a norma americana, em termos de tensão, com as demais normas abordadas neste trabalho: a ANBT NBR 6118:2003 e o CEB-FIB (2010) que apresentam uma expressão para o cálculo de tal resistência. Visto isto será empregada a expressão 2.25 abaixo para o cálculo da resistência de aderência quando se tratar do ACI 318:2014.

$$f_{bd} = \frac{0,6875 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}}{\omega_t \times \omega_e \times \omega_s} \quad (2.25)$$

Esta expressão resulta da substituição da expressão 2.23 na expressão 2.04, considerando uma força resultante na barra proporcional a força para o início do escoamento do aço ($R_{st} = f_y \times A_b$) e o termo $\left(\frac{c+K_{tr}}{\phi}\right) = 2,5$, já que para todos os modelos empregados esta relação foi de 4, que é maior que o limite especificado pela norma. Além disso, foi desconsiderado o valor mínimo de 300 mm para o

comprimento básico de aderência, sendo adotado diretamente o obtido da expressão 2.23.

2.7.3 CEB-FIB (2010)

A resistência básica de aderência $f_{b,0}$, assim como na norma brasileira, também é considerada como uma tensão média de aderência sobre a superfície nominal da barra ao longo do comprimento de ancoragem l_b . A resistência básica de aderência $f_{b,0}$ é obtida através da expressão 2.26:

$$f_{b,0} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \times \left(\frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}}{\gamma_c} \right) \quad (2.26)$$

Onde:

η_1 - coeficiente de conformação superficial da barra:

$\eta_1 = 1,8$ para barras nervuradas (incluindo as barras galvanizadas e de aço inoxidável);

$\eta_1 = 1,4$ para barras nervuradas revestidas com epóxi;

$\eta_1 = 0,9$ para barras lisas;

$\eta_1 = 1,1$ para barras recortadas.

η_2 - coeficiente relacionado à posição da armadura na concretagem (semelhante às condições especificadas pela norma brasileira):

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para todos os outros casos onde as barras nervuradas são utilizadas;

$\eta_2 = 0,5$ onde as barras lisas são utilizadas.

η_3 - coeficiente relacionado ao diâmetro da armadura:

$$\eta_3 = 1,0 \text{ para } \phi \leq 20 \text{ mm};$$

$$\eta_3 = (20/\phi)^{0,3} \text{ para } \phi > 20 \text{ mm}.$$

η_4 - coeficiente relacionado à tensão de escoamento da barra de aço ancorada:

$$\eta_4 = 1,00 \text{ para } f_{yk} = 500 \text{ MPa};$$

$$\eta_4 = 1,20 \text{ para } f_{yk} = 400 \text{ MPa};$$

$$\eta_4 = 0,85 \text{ para } f_{yk} = 600 \text{ MPa};$$

$$\eta_4 = 0,75 \text{ para } f_{yk} = 700 \text{ MPa}.$$

Sendo:

ϕ é o diâmetro da barra, em mm;

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão.

A resistência de aderência de cálculo f_{bd} de barras nervuradas pode ser incrementada acima do valor básico nos casos onde o cobrimento de concreto, o espaçamento das barras ou a armadura transversal estão acima dos seus respectivos valores mínimos ou quando a barra é submetida à compressão transversal:

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot f_{b,0} + 2p_{tr} < 2,0f_{b,0} + 0,4p_{tr} < 2,5\sqrt{f_{ck}} \quad (2.27)$$

Sendo:

α_2 - representa a influência do confinamento passivo do cobrimento, conforme Figura 2.26:

$$\alpha_2 = (c_{min}/\phi)^{0,5} \cdot (c_{max}/c_{min})^{0,15} \text{ para barras nervuradas};$$

$$\alpha_2 = (c_{min}/\phi)^{0,7} \cdot (c_{max}/c_{min})^{0,15} \text{ para barras revestidas com epóxi};$$

$\alpha_2 = 1,0$ para barras lisas.

Sendo:

$$0,5 \leq \frac{c_{min}}{\phi} \leq 3 \text{ e } \frac{c_{max}}{c_{min}} \leq 5$$

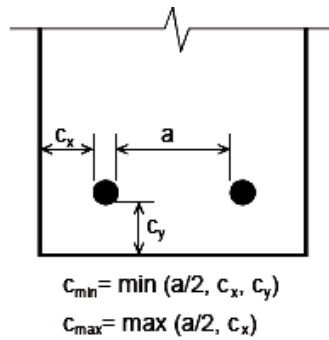


Figura 2.26 - Cobrimentos mínimos e máximos (CEB-FIB, 2010).

α_3 - representa a influência do confinamento da armadura transversal:

$$\alpha_3 = k \cdot K_{tr}$$

Onde:

K_{tr} - é a densidade de armadura transversal, sendo

$$K_{tr} = n_1 \cdot A_{sv} / (n_b \cdot \phi \cdot s_v), \text{ sendo} \quad (2.28)$$

n_1 - número de ramos de armadura de confinamento em uma seção;

A_{sv} - seção transversal de um ramo de armadura de confinamento [mm^2];

n_b - número de barras ancoradas;

s_v - espaçamento longitudinal da armadura de confinamento [mm];

ϕ - diâmetro da barra ancorada;

k - coeficiente relacionado à eficiência da disposição da armadura de confinamento em relação à barra ancorada, conforme Figura 2.27;

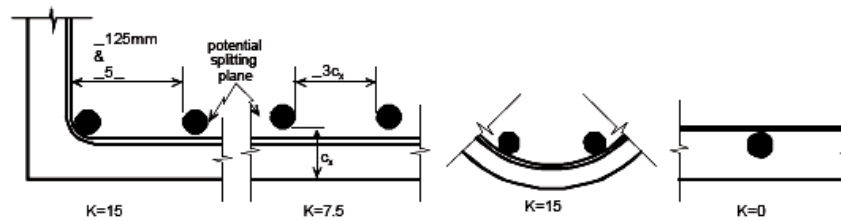


Figura 2.27 - Fator k relacionado à disposição de armadura de confinamento (CEB-FIB, 2010).

$k = 15$, onde os ramos de uma ligação são perpendiculares ao plano de fendilhamento e para a armadura de confinamento helicoidal;

$k = 7,5$, onde as barras estão confinadas por barras retas no interior da espessura de cobrimento, desde que o espaçamento livre seja de pelo menos 3 vezes o cobrimento;

$k = 0$ em outras circunstâncias;

p_{tr} - é a tensão média de compressão perpendicular à superfície potencial de fendilhamento no estado limite último, onde a compressão perpendicular transversal ao eixo da barra atua sobre uma parte do comprimento de ancoragem.

3 MODELOS TEÓRICOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA *VERSUS* DESLIZAMENTO

3.1 CEB-FIB (2010)

Além das recomendações para o cálculo da resistência de aderência, o CEB-FIB (2010) também apresenta em seu escopo, um modelo teórico para determinação do comportamento tensão de aderência *versus* deslizamento sob carregamento monotônico. As tensões de aderência entre o aço e o concreto para uma ruptura por arrancamento ou fendilhamento podem ser definidas em função do deslizamento relativo " δ " de acordo com as expressões abaixo, representadas graficamente pela Figura 3.01.

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

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \frac{(\delta - \delta_2)}{(\delta_3 - \delta_2)} \quad \text{para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } \delta_3 < \delta$$

Sendo:

τ - tensão de aderência para um dado deslizamento δ ;

τ_{max} - máxima tensão de aderência;

τ_f - tensão final de aderência;

δ_1 - deslizamento referente à máxima tensão de aderência;

δ_2 - deslizamento referente ao ponto de início do trecho descendente da tensão de aderência;

δ_3 - deslizamento referente à tensão final de aderência.

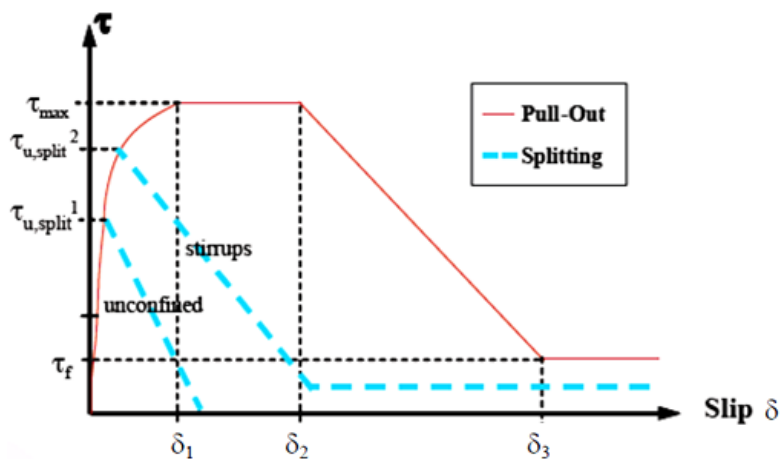


Figura 3.01 - Relação tensão de aderência *versus* deslizamento (CEB-FIB, 2010).

Os parâmetros utilizados nas expressões para o cálculo da tensão de aderência variam de acordo com o tipo de ruptura, com as condições de aderência, com a condição de confinamento do concreto e com o tipo de barra, como verificado nas Tabelas 3.01 e 3.02.

Tabela 3.01 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras nervuradas (CEB-FIB, 2010).

Valor	Ruptura por arrancamento		Ruptura por fendilhamento			
	Condições de aderência		Condições de aderência			
	Boas	Todos os outros casos	Boas		Todos os outros casos	
Concreto não-confinado			Concreto confinado	Concreto não-confinado	Concreto confinado	
δ_1	1,0mm	1,8mm	$\delta(\tau_{max})$	$\delta(\tau_{max})$	$\delta(\tau_{max})$	$\delta(\tau_{max})$
δ_2	2,0mm	3,6mm	δ_1	δ_1	δ_1	δ_1
δ_3	$s_{r,1}$	$s_{r,1}$	$1,2 \delta_1$	$s_{r,1}$	$1,2 \delta_1$	$0,5 s_{r,1}$
α	0,4		0,4			
τ_{max}	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$	$1,25 \sqrt{f_{ck}}$	$7,0 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$	$8,0 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$	$5,0 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$	$5,5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$
τ_f	$0,40 \tau_{max}$	$0,40 \tau_{max}$	0	$0,40 \tau_{max}$	0	$0,40 \tau_{max}$

$s_{r,1}$) é o espaçamento entre nervuras.

Os valores da segunda e terceira colunas (ruptura por arrancamento) são válidos para concreto confinado. Dessa forma, considera-se esta situação quando:

- ✓ $c \geq 5\phi$;
- ✓ espaçamento entre barras $\geq 10\phi$.

Os valores da quarta a sétima colunas (ruptura por fendilhamento) são válidos para $\phi \leq 20mm$, $c_{min} = \phi$ e um mínimo de densidade de armadura transversal igual a:

$$K_{tr} = 2\% \tag{3.01}$$

Onde

$$K_{tr} = n_1 \cdot A_{sv} / (n_b \cdot \phi \cdot s_v), \text{ sendo} \tag{3.02}$$

n_1 - número de ramos de armadura de confinamento em uma seção;

A_{sv} - seção transversal de um ramo de armadura de confinamento [mm^2];

s_v - espaçamento longitudinal da armadura de confinamento [mm];

n_b - número de barras ancoradas;

ϕ - diâmetro da barra ancorada [mm].

$$\tau_{u,split} = \eta_2 \cdot 6,54 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{20}{\phi}\right)^{0,2} \cdot \left[\left(\frac{c_{min}}{\phi}\right)^{0,33} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_{min}}\right)^{0,1} + 8K_{tr}\right] \quad (3.03)$$

Sendo:

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para todas as outras condições de aderência;

ϕ é o diâmetro da barra [mm];

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão [MPa];

$c_{min} = \min(c_x, c_y, c_s)$;

$c_{max} = \max(c_x, c_s)$.

Tabela 3.02 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras lisas (CEB-FIB, 2010).

Valor	Aço laminado a frio		Aço laminado a quente	
	Condições de aderência		Condições de aderência	
	Boas	Todos os outros casos	Boas	Todos os outros 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
$\tau_{max} = \tau_f$ (MPa)	$0,1 \sqrt{f_{ck}}$	$0,05 \sqrt{f_{ck}}$	$0,3 \sqrt{f_{ck}}$	$0,15 \sqrt{f_{ck}}$

3.2 HARAJLI ET AL. (1995)

Assim como o modelo preconizado pelo CEB-FIB (2010), este modelo também se baseia nos trabalhos de Eligehausen et al. (1983). É um modelo formulado para concretos com resistência entre 36 MPa e 81 MPa com adição de

fibras. O cálculo do deslizamento máximo, obtido por meio da distância entre nervuras, é realizado pela expressão 3.04:

$$\delta_{\max(mm)} = 0,189s_r + 0,18 \quad (3.04)$$

Ou de forma mais prática:

$$\delta_{\max} = \frac{s_r}{5} \quad (3.05)$$

A curva para ruptura por arrancamento é dividida em quatro estágios, conforme Figura 3.02.

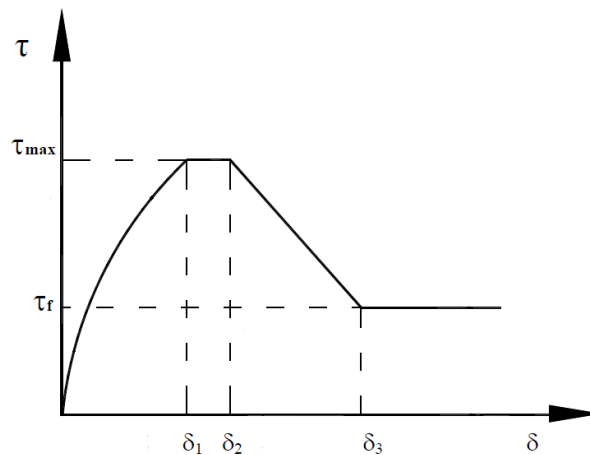


Figura 3.02 - Relação tensão de aderência *versus* deslizamento (HARAJLI et al., 1995).

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_{\max} \left(\frac{\delta}{\delta_1} \right)^\alpha && \text{para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \\ \tau &= \tau_{\max} && \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \\ \tau &= \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \times \left(\frac{\delta - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2} \right) && \text{para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \\ \tau &= \tau_f && \text{para } \delta > \delta_3 \end{aligned}$$

Segundo Harajli et al. (1995), resultados experimentais mostraram que os parâmetros ideais para as curvas das expressões acima quando aplicadas às barras de 8 mm a 25 mm de diâmetro são:

$$\alpha = 0,30 \quad (3.06)$$

$$\tau_{max} = 2,57 \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.07)$$

$$\tau_f = 0,9 \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.08)$$

$$\delta_1 = 0,75 \cdot \delta_{max} = 0,15 \cdot s_r \quad (3.09)$$

$$\delta_2 = 1,75 \cdot \delta_{max} = 0,35 \cdot s_r \quad (3.10)$$

$$\delta_3 = s_r \quad (3.11)$$

Sendo:

f_c – resistência à compressão do concreto [MPa];

s_r – 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.

3.3 HUANG ET AL. (1996)

Huang, Engstron e Magnusson (1996) apresentaram um modelo simplificado, baseado nos conceitos propostos por Eligehausen et al. (1983) para a curva tensão de aderência *versus* deslizamento. Os autores propuseram alterações nos parâmetros do modelo proposto pelo CEB (1993), como verificado na Tabela 3.03.

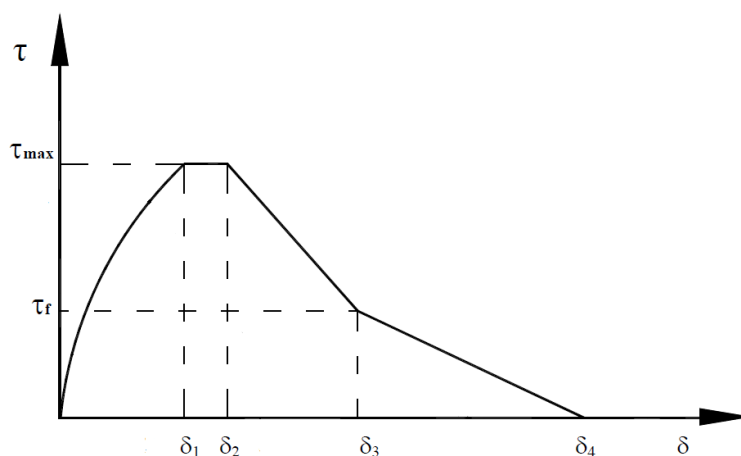
O modelo é aplicável à ancoragem de barras nervuradas em concreto bem confinado, de alta resistência ou de resistência convencional.

Tabela 3.03 - Parâmetros para definição do modelo proposto por HUANG et al. (1996).

Valor	Concreto Convencional		Concreto de Alta Resistência	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
δ_1 (mm)	1,0	1,0	0,5	0,5
δ_2 (mm)	3,0	3,0	1,5	1,5
δ_3 (mm)	s_{r1}	s_{r1}	s_{r1}	s_{r1}
δ_4 (mm)	$3 s_r$	$3 s_r$	$3 s_r$	$3 s_r$
α	0,4	0,4	0,3	0,3
τ_{max} (MPa)	$0,45f_{cm}$	$0,225f_{cm}$	$0,45f_{cm}$	$0,225f_{cm}$
τ_f (MPa)	$0,40\tau_{max}$	$0,40\tau_{max}$	$0,40\tau_{max}$	$0,40\tau_{max}$

s_{r1}) é o espaçamento entre nervuras.

A curva para ruptura por arrancamento é dividida em quatro estágios, conforme Figura 3.03.

**Figura 3.03** - Curva tensão de aderência versus deslizamento proposta por (HUANG et al., 1996).

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

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2$$

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

$$\tau = \tau_f - \tau_f \times \left(\frac{\delta - \delta_3}{\delta_4 - \delta_3} \right) \quad \text{para } \delta_3 \leq \delta \leq \delta_4$$

3.4 BARBOSA (2001)

Através de uma análise estatística dos resultados obtidos por meio de 140 ensaios de arrancamento do tipo *Pull-out*, utilizando concretos convencionais ($f_c \leq 50 \text{ MPa}$), concretos de alta resistência ($f_c > 50 \text{ MPa}$) e diversos diâmetros de barra de aço, Barbosa (2001) propôs as seguintes expressões para a curva tensão de aderência *versus* deslizamento para o seu modelo:

a) Para concretos convencionais: ($f_c \leq 50 \text{ MPa}$)

$$\tau = 19,36\delta^{0,51} \quad (3.12)$$

Sendo:

$$\delta_{max} = 0,25 \times \varnothing^{0,68} \quad (3.13)$$

b) Para concretos de alta resistência ($f_c > 50 \text{ MPa}$)

$$\tau = 32,58\delta^{0,48} \quad (3.14)$$

Sendo:

$$\delta_{max} = 0,52 \times \varnothing^{0,42} \quad (3.15)$$

A autora propôs também expressões para o cálculo da tensão máxima de aderência em função da resistência do concreto e do diâmetro da barra:

$$\tau_{max} = e^{0,104 \times \varnothing} + e^{0,027 \times f_c} + 0,93, \text{ concretos convencionais } (f_c \leq 50 \text{ MPa}); \quad (3.16)$$

$$\tau_{max} = e^{0,08 \times \varnothing} + e^{0,003 \times f_c} + 6,68, \text{ concretos de alta resistência } (f_c > 50 \text{ MPa}). \quad (3.17)$$

Sendo:

τ – tensão de aderência [MPa];

τ_{max} – tensão máxima de aderência [MPa];

δ – deslizamento [mm];

\varnothing - diâmetro da barra [mm];

f_c – resistência à compressão do concreto [MPa].

3.5 ALMEIDA FILHO (2006)

O autor realizou duas séries de ensaios utilizando concretos com classe de resistência de 30 MPa (concretos convencionais e concretos autoadensáveis) e classe de resistência de 60 MPa (concreto de alto desempenho).

Através de uma análise estatística dos resultados dos ensaios de arrancamento, o autor propôs as seguintes expressões para determinação das tensões de aderência (apenas para o comportamento pré-pico) em função do deslizamento:

a) Concreto de Alto Desempenho

$$\tau(\delta) = 15,73 - 15,79 \times e^{\frac{-\delta}{0,602}}, \text{ para } \varnothing = 10 \text{ mm} \quad (3.18)$$

$$\tau(\delta) = 21,31 - 24,23 \times e^{\frac{-\delta}{0,956}} \text{ para } \varnothing = 16 \text{ mm} \quad (3.19)$$

b) Concreto Convencional

$$\tau(\delta) = 11,522 - 10,138 \times e^{\frac{-\delta}{0,2552}}, \text{ para } \varnothing = 10 \text{ mm} \quad (3.20)$$

$$\tau(\delta) = 10,583 - 9,165 \times e^{\frac{-\delta}{0,3597}} \text{ para } \varnothing = 16 \text{ mm} \quad (3.21)$$

Sendo:

$\tau(\delta)$ – tensão de aderência [MPa];

δ – deslizamento [mm].

3.6 SIMPLÍCIO (2008)

Simplício (2008) realizou ensaios de arrancamento em corpos-de-prova prismáticos de 200 mm de aresta, confeccionados com concreto de alto

desempenho reforçado com fibras de aço, com resistências à compressão de 64 MPa, 80 MPa e 110 MPa. Os ensaios e a confecção dos corpos-de-prova seguiram as recomendações do RILEM RC6.

O autor dividiu os corpos-de-prova confeccionados em duas séries: SÉRIE I e SÉRIE II. Na SÉRIE I não foi empregada fibra de aço, foram utilizadas barra de aço com diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm, 12,5 mm e 16 mm e o comprimento de ancoragem de $5\varnothing$. Já na SÉRIE II, a quantidade de fibra foi variada, os diâmetros das barras limitaram-se aos de 8,0 mm, 12,5 mm e 16 mm devido à dificuldade de posicionamento das barras de 6,3 mm e o comprimento de ancoragem foi alterado de $5\varnothing$ para $3\varnothing$ pela observação de que em vários modelos da primeira série houvera o escoamento da armadura e a ruptura da barra.

A partir de observações de modelos apresentados por Huang (1996), Harajli (1995) e Eligehausen (1983) e dos dados obtidos experimentalmente o autor propôs o seguinte modelo representado graficamente na Figura 3.04.

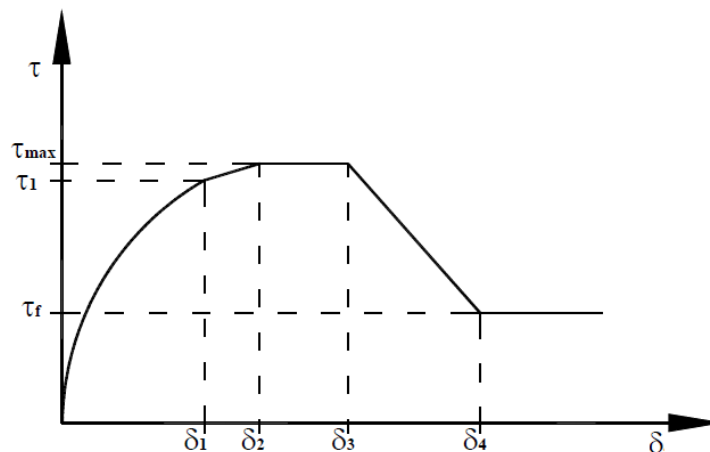


Figura 3.04 - Curva tensão de aderência *versus* deslizamento proposta por (SIMPLÍCIO, 2008).

A formulação proposta é composta por um trecho ascendente não linear que vai de zero até um deslizamento δ_1 , seguida de um seguimento de reta inclinada até o deslizamento δ_2 , em que se inicia um patamar até o deslizamento δ_3 , após as tensões decrescem linearmente até um valor final τ_f .

A curva tensão de aderência *versus* deslizamento é obtida através das expressões abaixo:

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_{max} \left(\frac{\delta}{\delta_2} \right)^{0,35} && \text{para } 0 < \delta < \delta_1 \\ \tau &= (\tau_{max} - \tau_1) \times \left(\frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \right) + \tau_1 && \text{para } \delta_1 < \delta < \delta_2 \\ \tau &= \tau_{max} && \text{para } \delta_2 < \delta < \delta_3 \\ \tau &= (\tau_{max} - \tau_f) \times \left(\frac{\delta_4 - \delta}{\delta_4 - \delta_3} \right) + \tau_f && \text{para } \delta_3 < \delta < \delta_4 \end{aligned}$$

Onde:

τ – tensão relativa ao deslizamento δ ;

τ_{max} – tensão máxima de aderência [MPa];

δ_2 – deslizamento relativo do início do patamar [mm];

$$\delta_1 = 0,35 \cdot \delta_2. \quad (3.22)$$

Ao analisar os diversos fatores influentes para o cálculo de δ_2 , o autor verificou que o percentual de fibras pouco influenciou no valor do respectivo deslizamento. Já o efeito da variação do diâmetro foi significativo no deslizamento δ_2 .

Sobretudo, alguns autores, tais como Eligehausen et al. (1983), apontam que a altura e o espaçamento das nervuras também influenciam o deslizamento. Desta forma, o autor optou por levar em consideração a influência da altura h_r e o espaçamento das nervuras s_r , na determinação da expressão 3.23 do deslizamento δ_2 , pois estas, geralmente, são expressas como uma função do diâmetro.

$$\delta_2 = \frac{a}{f_c} \times (s_r h_r)^{0,28} \quad (3.23)$$

Onde:

$$a = 30 - 0,174 \cdot f_c; \quad (3.24)$$

f_c – resistência à compressão do concreto [MPa];

h_r – altura das nervuras [mm];

s_r – espaçamento das nervuras [mm].

O autor verificou que tanto as características geométricas da barra quanto a resistência à compressão do concreto influenciam o deslizamento δ_3 . Dessa forma, definiu-se a expressão 3.25:

$$\delta_3 = b \cdot f_c + c \quad (3.25)$$

Sendo:

$$b = 0,0164 \cdot h_r - 0,0079; \quad (3.26)$$

$$c = 0,85; \quad (3.27)$$

h_r – altura das nervuras [mm];

f_c – resistência à compressão do concreto [MPa].

A tensão máxima de aderência τ_{max} é afetada principalmente pela resistência à compressão do concreto. Outro parâmetro avaliado pelo autor e que também influencia a tensão máxima de aderência é o fator área relativa de nervura f_r .

A partir de análises estatísticas dos resultados experimentais, o autor obteve a expressão 3.28 para o cálculo da máxima tensão de aderência, válida para qualquer percentual de fibras entre 0,5% e 1%.

$$\tau_{max} = (400 \cdot V_f + 28) \times (f_c \cdot f_r)^{0,35} \quad (3.28)$$

Sendo:

V_f – percentual volumétrico de fibra;

f_c – resistência à compressão do concreto [MPa];

$$f_r - \text{área relativa das nervuras} = 0,5 \cdot \left(\frac{h_r}{s_r}\right); \quad (3.29)$$

h_r - altura das nervuras;

s_r - espaçamento das nervuras.

O autor apresenta também a seguinte expressão para o cálculo da tensão final de aderência (τ_f):

$$\frac{\tau_f}{\tau_{max}} = 0,0013 \cdot f_c \cdot (1 + h_r) + 0,23 \cdot h_r + 0,05 \quad (3.30)$$

Sendo:

f_c - resistência à compressão do concreto [MPa];

h_r - altura das nervuras [mm];

τ_{max} - tensão máxima de aderência [MPa].

O autor considera que o deslizamento δ_4 , relativo à tensão final de aderência τ_f , é igual a 8 mm, e a partir deste deslizamento a tensão se mantém constante, pois provavelmente o concreto entre as nervuras já se encontra fendilhado.

4 O CONCRETO COM ADIÇÃO DE FIBRAS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Desde a antiguidade, as fibras são utilizadas para reforçar materiais estruturais de alta resistência, porém de comportamento extremamente frágil. No Egito antigo, por exemplo, era adicionada palha à argila no processo de fabricação de tijolos, conseguindo-se desta maneira maior resistência à flexão para seu posterior manuseio.

Em momentos históricos distintos, crinas de cavalo ou palha eram utilizadas como reforço nos revestimentos das construções mais pobres para evitar fissuras de retração; e tranças de bambus utilizadas como reforço em forros de gesso armado.

Alguns estudos mais recentes sobre os benefícios da utilização das fibras datam do início do século XX. A partir de 1910, algumas pesquisas e patentes foram desenvolvidas, envolvendo a utilização de elementos descontínuos de reforço em aço, tais como pregos, segmentos de arame e aparas metálicas, para melhorar as propriedades do concreto. Porém, foi só a partir dos anos de 1950 e 1960 que surgiram as primeiras pesquisas relevantes na avaliação do potencial das fibras de aço como reforço no concreto (MACCAFERRI, 2008).

A utilização de compósitos que envolvem o emprego de fibras cresceu em diversidade, podendo ser encontradas em várias aplicações na construção civil como telhas, painéis de vedação, tubos e estruturas de concreto tais como túneis e pavimentos (FIGUEIREDO, 2000).

Diversos tipos de fibras podem ser incorporados à matriz cimentícia, a depender das propriedades que se deseja melhorar: ductilidade, resistência à tração, tenacidade, características de deformação, dentre outros. Dentre elas podem ser citadas, as fibras poliméricas (polipropileno, polietileno e poliéster); as fibras metálicas; as fibras vegetais (coco, piaçava, sisal e celulose), normalmente empregadas na produção de componentes como tijolos, telhas e cochos; e as fibras minerais (carbono, amianto e vidro).

A Tabela 4.01 apresenta algumas propriedades de diversos tipos de fibras e da matriz cimentícia para efeito de comparação.

Tabela 4.01 - Principais propriedades de diversas fibras (BENTUR & MINDESS, 1990).

Fibra	Diâmetro (μm)	Massa específica (g/cm^3)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à Tração (GPa)	Deformação na Ruptura (%)
Aço	5 - 500	7,85	200	0,5 - 2,0	0,5 - 3,5
Vidro	9 - 15	2,60	70 - 80	2 - 4	2 - 3,5
Polipropileno	20 - 200	0,90	5 - 77	0,5 - 0,75	8,0
Kevlar	10	1,45	65 - 133	3,6	2,1 - 4
Carbono	9	1,90	230	2,6	1,0
Nylon	-	1,10	4,0	0,9	13 - 15
Celulose	-	1,20	10,0	0,3 - 0,5	-
Acrílico	18	1,18	14 - 19,5	0,4 - 1,0	3,0
Polietileno	-	0,95	0,3	$0,7 \times 10^{-3}$	10,0
Madeira	-	1,50	71	0,9	-
Sisal	10 - 50	1,50	-	0,8	3,0
Matriz de cimento (comparação)	-	2,50	10 - 45	$3,7 \times 10^{-3}$	0,02

O módulo de elasticidade e a resistência mecânica são as duas propriedades mais importantes na definição da capacidade de reforço que a fibra pode proporcionar ao concreto. As fibras poliméricas, que possuem módulo inferior ao do concreto endurecido, são caracterizadas por serem fibras de baixo módulo de elasticidade, sendo destinadas basicamente no controle de fissuração por retração restringida que surge comumente durante a hidratação inicial do cimento. Já as fibras que possuem módulo de elasticidade superior ao do concreto, como é o caso das fibras de aço, são classificadas como fibras de alto módulo de elasticidade, sendo destinadas ao reforço primário do concreto, ou seja, não se destinam ao mero controle de fissuração, podendo até, substituir a armadura em algumas aplicações.

4.2 AS FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço são elementos descontínuos produzidos com grande variedade de formatos, dimensões e mesmo tipos de aço. Possuem geralmente,

ondulações ou extremidades na forma de gancho para aumentar sua ancoragem e têm comprimento variando entre 6,4 mm, chamadas de fibras curtas ou microfibras, a 76 mm, chamadas de fibras longas, como ilustrado na Figura 4.01 (a) e (b). Podem ser fornecidas soltas ou coladas em pentes, Figura 4.01 (c).

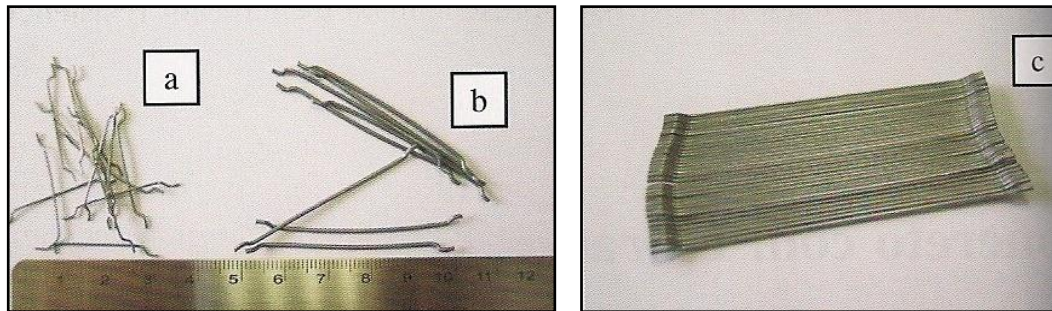


Figura 4.01 - Tipos de fibras fabricadas (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

De acordo com Dumêt (2003), não existe uma padronização internacional para as fibras de aço. Cada país ou região têm sua própria fabricação, tanto no que se refere ao material quanto à geometria, como também, em seu processo de fabricação, não existindo, entretanto, grandes diferenças de um país para o outro. Existem basicamente três tipos de fibras de aço disponíveis no mercado brasileiro:

A fibra com ancoragem em gancho, com seção transversal circular, ilustrada na Figura 4.02 (a), produzida através do trefilamento de fios de aço até o diâmetro desejado; a fibra com ancoragem em gancho, assim como o primeiro tipo de fibra, porém com seção transversal retangular, produzida a partir de chapas de aço cortadas na largura da fibra, ilustrada na Figura 4.02 (b); e a fibra de aço corrugada, de seção transversal irregular, produzida a partir do fio chato que sobra da produção de lã de aço, Figura 4.02 (c). Tal fibra possui como vantagens principais o baixo custo e a pouca influência na consistência do concreto.

Abaixo estão ilustrados os três tipos de fibras mais comuns no mercado brasileiro:

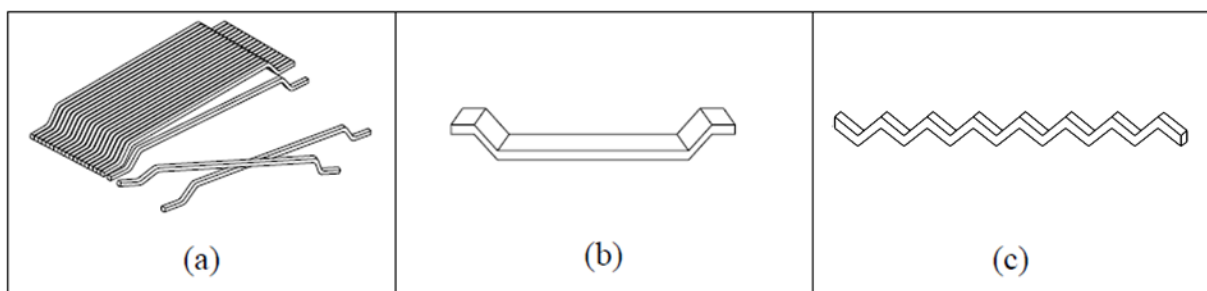


Figura 4.02 - Tipos de fibra de aço disponíveis no mercado brasileiro (DUMÊT, 2003).

Basicamente, as fibras de aço são caracterizadas geometricamente pelo comprimento (l), pela forma e pelo diâmetro equivalente (D), conforme ilustrado na Figura 4.03. Através destes parâmetros geométricos, obtém-se a relação de esbeltez, ou fator de forma, ($\lambda = l/D$). Os fatores de forma típicos variam entre 30 e 150 (FIGUEIREDO, 2000).

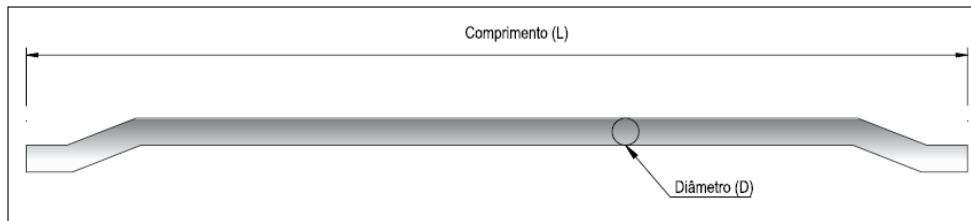


Figura 4.03 - Características geométricas de uma fibra metálica (MACCAFERRI, 2008).

Em relação à padronização e normatização sobre fibras de aço, o país possui a ABNT NBR 15530:2007 - Fibras de Aço para Concreto - Especificação. Ela estabelece parâmetros de classificação para as fibras de aço de baixo teor de carbono e define os requisitos mínimos de forma geométrica, tolerâncias dimensionais para defeitos de fabricação, resistência à tração e dobramento.

De acordo com Figueiredo et al. (2008), a principal contribuição dessa norma, inclusive do ponto de vista internacional, é a proposição de uma classificação para as fibras de aço, correlacionando-a aos requisitos e tolerâncias específicas do material.

São encontrados na norma três tipos básicos de fibras em função de sua conformação geométrica:


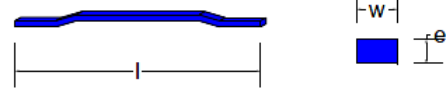

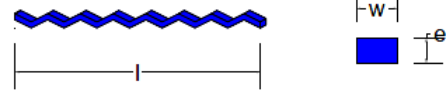
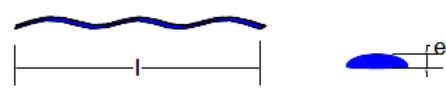

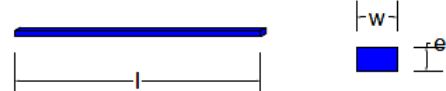
- ✓ **TIPO A:** Fibras de aço com ancoragem nas extremidades;
- ✓ **TIPO C:** Fibras de aço corrugadas;
- ✓ **TIPO R:** Fibras de aço retas.

Além disso, a norma brasileira especifica três classes de fibras, segundo o aço que deu origem as mesmas:

- ✓ **CLASSE I:** Fibras oriundas de arames trefilados a frio;
- ✓ **CLASSE II:** Fibras oriundas de chapas laminadas cortadas a frio;
- ✓ **CLASSE III:** Fibras oriundas de arames trefilados e escarificados.

A Tabela 4.02 apresenta esquematicamente a configuração geométrica dos referidos tipos de fibras previstos pela norma, bem como suas respectivas classes.

Tabela 4.02 - Classificação e geometria das fibras de aço conforme ABNT NBR 15530:2007.

GEOMETRIA	TIPO GEOMETRIA	CLASSE DE FIBRA
	A	I
		II
	C	I
		II
		III
	R	I
		II

Já a Tabela 4.03 apresenta o nível de resistência mínima do aço em função da classe da fibra.

Tabela 4.03 - Requisitos especificados pela ABNT NBR 15530:2007 para as fibras de aço.

Fibra	Fator de Forma Mínimo $\lambda = l/D$	Limite de Resistência Mínima à Tração do Aço f_u (MPa)
AI	40	1000
AII	30	500
CI	40	800
CII	30	500
CIII	30	800
RI	40	1000
RII	30	500

4.3 O COMPÓSITO E A INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ

O concreto é conhecido por apresentar boa capacidade quando solicitado através de sua resistência à compressão. Por outro lado, apresenta reduzida capacidade de resistência à tração. Este fato ocorre devido à grande dificuldade de se interromper a propagação de fissuras quando o material é submetido a este tipo de esforço, que por sua vez, tem como causa o fato da direção de propagação das fissuras ser transversal à direção principal de tensão. Uma falha ou fissura pré-formada localizada na pasta de cimento hidratada reduz a área disponível para suporte de carga, levando ao aumento das tensões presentes nas extremidades das fissuras. Esse comprometimento da resistência é muito maior quando o esforço é de tração do que quando o material é comprimido. Logo, a ruptura na tração é causada por algumas fissuras que se unem e não por numerosas fissuras, como ocorre na ruptura do material quando solicitado à compressão (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

No caso do concreto simples, apresentado na Figura 4.04, uma fissura irá representar um obstáculo à propagação de tensões, representadas simplificadaamente pelas linhas de tensão. O desvio observado implicará na concentração de tensões na extremidade da fissura e, no caso desta tensão, superar a resistência da matriz, haverá a ruptura abrupta do material, caracterizando dessa forma, um comportamento tipicamente frágil.

As fibras de aço quando adicionadas ao concreto com teores, resistência e módulo adequados, inibem e dificultam o processo de propagação das fissuras, incrementando a capacidade do concreto de se deformar e absorver energia. Bentur

e Mindess (1990) destacam que as fibras exercem um efeito de ponte de transferência de esforços através das fissuras da matriz (efeito de "costura") em estágios avançados de carregamento, minimizando a concentração dessas tensões junto às extremidades das mesmas. Com isso, tem-se uma grande redução na velocidade de propagação das fissuras no concreto, que passa a ter um comportamento pseudodúctil, ou seja, apresentando alguma capacidade resistente pós-fissuração.

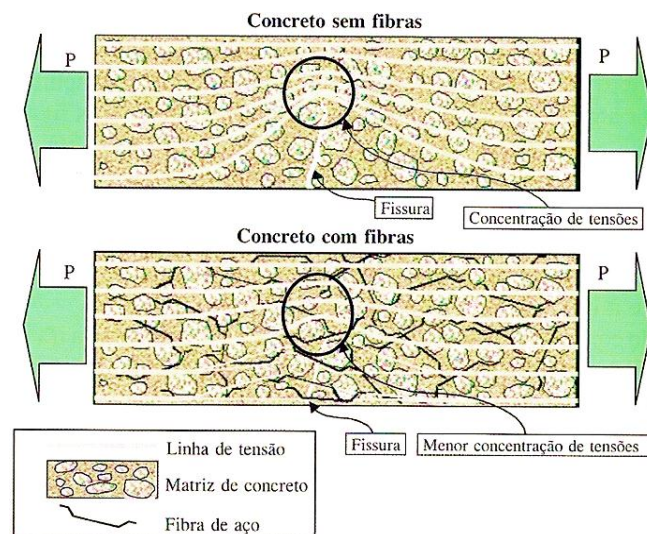


Figura 4.04 - Esquema de concentração de tensões para um concreto com reforço de fibras (MEHTA & MONTEIRO, 2008).

Markovich et al. (2001) que estudaram a influência do comprimento das fibras de aço nas propriedades do concreto, tanto no estado fresco como no estado endurecido relatam que a combinação de fibras de aço curtas e longas propicia que cada tipo de fibra seja solicitada apropriadamente como ponte de transferência de tensões para cada tamanho de fissura. Fibras curtas podem ser solicitadas como ponte de transferência de tensões das microfissuras nos primeiros estágios da sollicitação por tração, enquanto as fibras longas podem ser solicitadas nas fases subsequentes da sollicitação de tração, quando as fissuras possuem larguras maiores. O processo de arrancamento das fibras longas é normalmente acompanhado por um extenso processo de microfissuração dentro de uma zona em seu entorno. Isto pode sugerir, segundo os autores, que as fibras curtas também podem ser solicitadas como ponte de transferência entre as microfissuras que circundam as fibras longas. Desta forma, o deslizamento total e a resposta do

arrancamento das fibras longas podem ser significativamente melhorados, refletindo diretamente para a melhoria do comportamento do concreto submetido à tração.

É importante destacar que o nível de tensão que a fibra consegue transferir pela fissura depende de uma série de aspectos como o comprimento e o volume das mesmas. Tais aspectos serão discutidos com maior ênfase nos próximos itens.

4.4 EFICIÊNCIA DAS FIBRAS

Existem vários fatores que podem influenciar na eficiência das fibras no concreto e dentre as mais importantes destacam-se o volume e o comprimento das fibras. Vejamos a seguir.

4.4.1 Volume crítico

A definição conceitual do volume crítico é a de que ele corresponde ao teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente para o compósito a partir da ruptura da matriz.

Bentur e Mindess (1990) relatam que as fibras só contribuem para o aumento da resistência do compósito se o volume de fibras for maior que o volume crítico ($V_f > V_c$), pois nestes casos, o compósito apresenta um ganho de resistência na fase de pós-fissuração, com um quadro de fissuração múltipla. Se o volume de fibras for menor do que o volume crítico ($V_f < V_c$), o modo de ruptura será pela propagação de uma única fissura, não havendo aumento significativo de resistência.

Seja para qualquer teor de fibra adicionado, sempre haverá um aumento da tenacidade do compósito em relação à matriz sem adição de fibra.

O gráfico da Figura 4.05, demonstra o comportamento de compósitos sem adição de fibras e compósitos com volume de fibras igual, inferior e superior ao volume crítico.

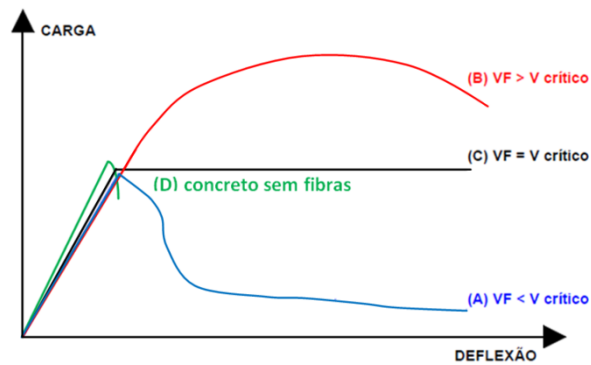


Figura 4.05 - Volume crítico de fibra (FIGUEIREDO, 2000).

4.4.2 Comprimento crítico

De acordo com Dumêt (2003), o comprimento da fibra interfere diretamente na aderência entre a fibra e a matriz. Quanto maior for o comprimento, melhor será a aderência e, conseqüentemente, levará a uma ruptura por escoamento da fibra, que é dúctil. Isso proporciona, de maneira geral, um aumento da tenacidade do compósito. Porém, quanto maior for o comprimento da fibra, pior será a trabalhabilidade do compósito. Por outro lado, se a fibra for muito curta, não haverá comprimento suficiente para que seja feita a transferência de tensões e ela não atingirá o escoamento, o que acarretará numa ruptura por arrancamento da fibra. Portanto, é desejável que o comprimento das fibras adicionadas seja próximo ao comprimento crítico, para que haja o melhor aproveitamento das fibras e a máxima tenacidade do compósito.

Na Figura 4.06 são apresentadas as situações possíveis de distribuição de tensão na fibra em relação ao comprimento crítico.

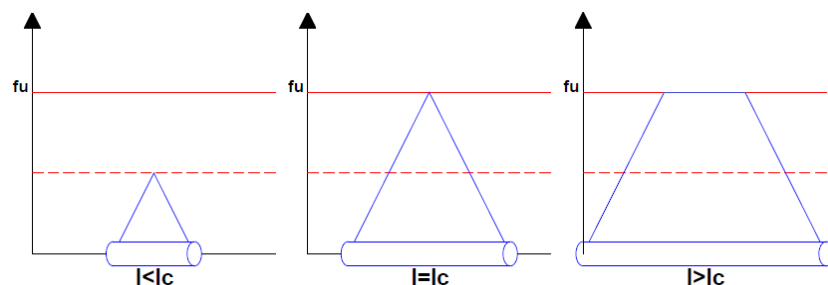


Figura 4.06 - Distribuições possíveis de tensão ao longo de uma fibra em função do comprimento crítico (BENTUR & MINDESS, 1990).

4.5 O CONTROLE DO CONCRETO COM FIBRAS

4.5.1 Trabalhabilidade e mistura

A adição de qualquer tipo de fibra ao concreto convencional altera as condições de consistência do concreto e, conseqüentemente, reduz a sua trabalhabilidade. Independente do tipo de fibra, a perda da trabalhabilidade é proporcional à concentração do volume de fibras no concreto e também ao fator de forma, ou seja, quanto maior o fator maior será o impacto na trabalhabilidade. Isto ocorre principalmente porque com a adição de fibras ao concreto, incorpora-se também uma grande área superficial que demanda água de molhagem. De acordo com Mehta e Monteiro (2008), em geral, a quantidade de fibras de aço deve ser limitada em cerca de 2% por volume, com um fator de forma máximo de 100 para evitar problemas de distribuição e homogeneidade da mistura.

A trabalhabilidade está relacionada também à dimensão do agregado graúdo, a qual diminui se o diâmetro máximo do agregado graúdo for muitas vezes maior que o comprimento da fibra utilizada.

A utilização de aditivo superplastificante e a substituição de parte do cimento por pozolana podem melhorar a trabalhabilidade da mistura. É possível, também, aumentar a relação água/cimento, embora com o prejuízo de perda de resistência.

4.5.2 Influências das fibras na resistência à compressão

O objetivo da adição de fibras no concreto não é alterar a sua resistência à compressão. Para baixos e moderados teores, a contribuição mais importante do reforço de fibra no concreto não é para a resistência, mas sim, para a tenacidade à flexão do material. De acordo com o ACI 544.1R (1996), a resistência à compressão do concreto pode ser levemente afetada, com aumentos observados entre 0 e 15%, para teores de fibra superiores a 1,5% em volume. Por outro lado, a adição de teores muito elevados, pode levar a uma diminuição da resistência à compressão, visto que as fibras provocam a incorporação de vazios à matriz e a formação dos chamados ouriços.

4.5.3 Influência das fibras na resistência à tração

De acordo com Metha e Monteiro (2008), originalmente acreditava-se que adição de fibras poderia melhorar substancialmente a resistência à tração e à flexão, obstruindo a propagação de microfissuras, retardando o aparecimento de fissuras de tração e aumentando a resistência à tração do material. Danin (2010) relata que a incorporação de fibras com teores usuais (inferiores a 3%) não ocasiona aumento significativo da resistência à tração do concreto e que para as fibras contribuírem de forma significativa na resistência à tração, é necessário que o volume de fibras seja superior ao volume crítico. Entretanto, o ACI 544.1R (1996) informa que a melhora na resistência à tração é significativo, com acréscimos da ordem de 30% a 40%, para cada incremento de 1,5% em volume de fibras.

4.5.4 Influência das fibras na tenacidade

A maior vantagem do concreto reforçado com fibras é a melhora na tenacidade. De acordo com Nunes e Agopyan (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 da resistência ao arrancamento da fibra, demandando uma quantidade maior de energia necessária para arrancá-la da matriz. Uma das formas de aumentar a resistência ao arrancamento é alterando sua geometria através do aumento do comprimento das fibras. No segundo caso, o aumento da quantidade de fibras pode ser feito tanto pelo acréscimo do teor de fibras adicionadas à matriz quanto pelo aumento do fator de forma, através do aumento do comprimento da fibra ou do decréscimo no diâmetro equivalente. Assim, há um crescimento no número de fibras que podem interceptar uma fissura.

4.5.5 Influência das fibras no módulo de elasticidade

De acordo com o ACI 544.1R (1996), os valores de módulo de elasticidade para concretos com adições de fibras inferiores a 2% são geralmente iguais ao dos concretos sem fibras.

5 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

Neste capítulo são descritos os procedimentos utilizados para a realização dos ensaios de caracterização dos materiais, dos ensaios de arrancamento bem como a geometria dos modelos, a instrumentação e os equipamentos empregados durante a investigação experimental.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Esta etapa da pesquisa consistiu na realização de um estudo experimental, todo desenvolvido no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, com o objetivo de avaliar o comportamento das propriedades mecânicas e de aderência aço-concreto. A primeira etapa do programa experimental compreendeu a realização de uma sequência de ensaios para definição das propriedades mecânicas dos concretos e do aço utilizados. Em seguida, na segunda etapa, foi realizado o estudo da aderência de barras de aço através de ensaios baseados no ensaio de arrancamento padrão, normalizado pela RILEM-FIP-CEB (1973) e modificado para o modelo cilíndrico pelas razões já discutidas em capítulos anteriores. Detalha-se a seguir cada fase do trabalho experimental.

5.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi dividido nas seguintes etapas:

a) Caracterização dos materiais

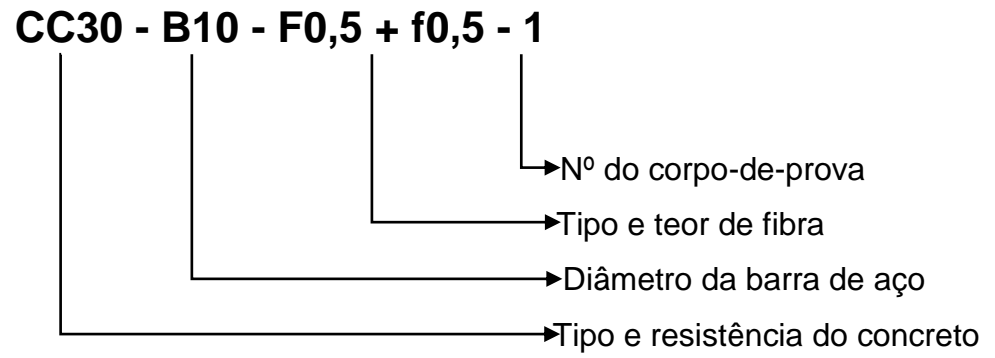
- Estudo de dosagem do concreto, para obtenção de três traços com resistência à compressão de 30 MPa, 60 MPa e 90 MPa aos 28 dias;
- Caracterização dos materiais empregados na confecção dos concretos estudados;
- Ensaios para caracterização dos concretos;
- Ensaios para caracterização das barras de aço;

b) Ensaio de arrancamento

Foram realizados dois modelos de corpos-de-prova para o ensaio de arrancamento padronizado pelo RILEM. Os parâmetros escolhidos para estudo foram:

- Diâmetro da armadura:
 - ✓ barras de 10 mm;
 - ✓ barras de 16 mm.
- Tipo de carregamento:
 - ✓ carregamento monotônico.
- Tipo e resistência à compressão do concreto:
 - ✓ concreto convencional de referência:
 - $f_{cm} = 30$ MPa.
 - ✓ concreto de alta resistência:
 - $f_{cm} = 60$ MPa;
 - $f_{cm} = 90$ MPa.
- Volume e comprimento das fibras de aço:
 - ✓ Sem fibras;
 - ✓ 1% como composição de 0,5% de fibras com comprimento de 13 mm e 0,5% de fibras com comprimento de 25 mm;
 - ✓ 1% de fibras com comprimento de 25 mm;
 - ✓ 1,5% de fibras com comprimento de 25 mm.

A nomenclatura utilizada para definir os modelos baseou-se no tipo de concreto (concreto convencional - CC ou concreto de alta resistência - CAR), na resistência à compressão do concreto (30 MPa, 60 MPa ou 90 MPa), seguido do diâmetro da barra de aço (10 mm ou 16 mm), do tipo (fibra longa - F ou fibra curta - f) e do volume de fibras (0, 1,0% ou 1,5%) e por fim pelo número do corpo-de-prova, como demonstrado a seguir.



O resumo dos ensaios que foram realizados está apresentado na Tabela 5.01.

Tabela 5.01 - Resumo dos ensaios realizados.

Tipo de concreto	Resistência média à compressão	Diâmetro da barra	Teor de fibra	Comprimento das fibras	Número de repetições	Série
Concreto Convencional - CC	30 MPa	10 mm	Sem fibras	-	5	1
			1% de fibras	25 mm	5	2
			1,5% de fibras	25 mm	5	3
			0,5% de fibras + 0,5% de fibras	13 mm 25 mm	5	4
		16 mm	Sem fibras	-	5	5
			1% de fibras	25 mm	5	6
			1,5% de fibras	25 mm	5	7
			0,5% de fibras + 0,5% de fibras	13 mm 25 mm	5	8
Concreto de Alta Resistência - CAR	60 MPa	10 mm	Sem fibras	-	5	9
			1% de fibras	25 mm	5	10
			1,5% de fibras	25 mm	5	11
			0,5% de fibras + 0,5% de fibras	13 mm 25 mm	5	12
		16 mm	Sem fibras	-	5	13
			1% de fibras	25 mm	5	14
			1,5% de fibras	25 mm	5	15
			0,5% de fibras + 0,5% de fibras	13 mm 25 mm	5	16
	90 MPa	10 mm	Sem fibras	-	5	17
			1% de fibras	25 mm	5	18
			1,5% de fibras	25 mm	5	19
			0,5% de fibras + 0,5% de fibras	13 mm 25 mm	5	20
		16 mm	Sem fibras	-	5	21
			1% de fibras	25 mm	5	22
			1,5% de fibras	25 mm	5	23
			0,5% de fibras + 0,5% de fibras	13 mm 25 mm	5	24

5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAS CONSTITUINTES DO CONCRETO

5.3.1 Cimento

O cimento empregado na dosagem dos concretos foi do tipo CP V ARI (Cimento Portland de Alta Resistência Inicial), da marca Ciminas, fabricado pela empresa Holcim Brasil, cujas propriedades físicas e químicas, fornecidas pela fabricante, encontram-se na Tabela 5.02.

Tabela 5.02 - Propriedades físicas e químicas do cimento.

Propriedades do cimento		
Superfície Blaine	4500 g/cm	
#325	3%	
Tempo de Pega	130 min	
Resistência à Compressão	1 dia	26,0 MPa
	3 dias	41,0 MPa
	7 dias	46,0 MPa
	28 dias	53,0 MPa

A Figura 5.01 ilustra a embalagem do cimento utilizado.

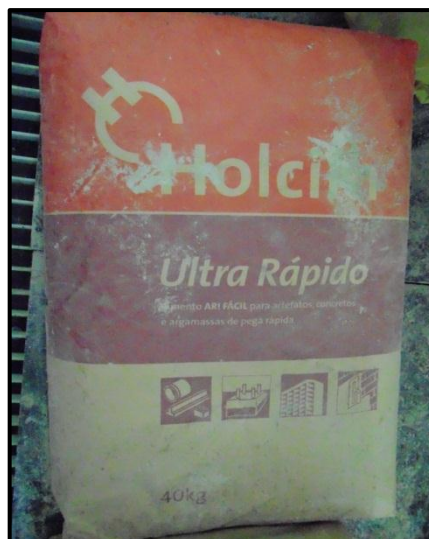


Figura 5.01 - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V ARI).

5.3.2 Sílica ativa

A sílica ativa utilizada foi da marca Silmix, fabricada pela empresa Intercement, do grupo Camargo Córrea, cujas propriedades físicas e químicas, fornecidas pela fabricante, encontram-se na Tabela 5.03.

Tabela 5.03 - Propriedades da sílica ativa (<http://www.caue.com.br>, 2006).

Propriedades da sílica ativa	
Massa específica	2220 kg/m ³
Superfície específica	20000 m ² /kg
Formato da partícula	esférico
Diâmetro médio	0,2 µm
Teor de SiO ₂	Mín. 85%

A Figura 5.02 ilustra os tambores de armazenamento da sílica ativa e dos demais materiais após o processo de secagem.



Figura 5.02 - Tambores de armazenamento da sílica e demais materiais.

5.3.3 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado consistiu de uma areia média quartzosa proveniente do rio Mogi-Guaçu, localizado no município de Rincão - SP. A composição granulométrica, a dimensão máxima característica e o módulo de finura do agregado determinados conforme especificação da ABNT NBR NM 248:2003 e a massa específica determinada de acordo com a ABNT NBR 9776:1987 estão representados nas Tabelas 5.04 e 5.05.

Tabela 5.04 - Análise granulométrica do agregado miúdo.

Peneira (mm)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada
6,3	0	0
4,8	1	1
2,4	3	4
1,2	9	13
0,6	30	43
0,3	34	77
0,15	20	97
Fundo	3	100
Dimensão máxima característica (mm)		2,4 mm
Módulo de finura		2,35

Tabela 5.05 - Características do agregado miúdo.

Característica	Valores
Dimensão máxima característica	2,4 mm
Módulo de finura	2,35
Massa específica	2,630 g/cm ³

A Figura 5.03 exemplifica o agregado miúdo e o recipiente utilizado para a separação do material.

**Figura 5.03** - Agregado miúdo.

5.3.4 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado foi de origem basáltica, proveniente da pedreira Morada do Sol, localizada no município de Araraquara - SP, cuja composição granulométrica, dimensão máxima característica e módulo de finura estão representados na Tabela 5.06, conforme especificação da ABNT NBR NM 248:2003. A massa específica na condição seca, a massa específica na condição saturada e superfície seca (SSS) e o índice de absorção do agregado definidos conforme a ABNT NBR NM 53:2003 estão representados na Tabela 5.07.

Tabela 5.06 - Análise granulométrica do agregado graúdo.

Peneira (mm)	Porcentagem retida	Porcentagem retida acumulada
19	0	0
12,5	6	6
9,5	35	41
6,3	54	95
4,8	4	99
2,4	1	100
1,2	0	100
0,6	0	100
0,3	0	100
0,15	0	100
Fundo	0	100
Dimensão máxima característica (mm)		19 mm
Módulo de finura		6,40

Tabela 5.07 - Características do agregado graúdo.

Característica	Valores
Dimensão máxima característica	19 mm
Módulo de finura	6,40
Massa específica do agregado seco	2,682 g/cm ³
Massa específica do agregado na condição saturado superfície seca	2,713 g/cm ³
Índice de absorção do agregado	1,16%

A Figura 5.04 exemplifica o agregado graúdo e o recipiente utilizado para a separação do material.



Figura 5.04 - Agregado graúdo.

5.3.5 Água de amassamento

A água de amassamento empregada na produção dos concretos é proveniente do sistema público de abastecimento de água do município de São Carlos - SP, seguindo as recomendações da ABNT NBR 15900-1:2009.

5.3.6 Aditivo superplastificante

Foi empregado na produção dos concretos de alta resistência, o aditivo superplastificante de terceira geração denominado GLENIUM® 51, fabricado pela empresa BASF S/A, atendendo aos requisitos da ABNT NBR 11768:1992 (Tipo P e SP), com as características técnicas descritas na Tabela 5.08 e na Figura 5.05.

Tabela 5.08 - Características técnicas do superplastificante Glenium 51 (<http://www.basf-cc.com.br/PT/produtos/aditivos/GLENIUM51/Documents/GLENIUM%C2%AE%2051.pdf>).

Características técnicas do superplastificante		
Teste	Especificação	Unidade
Base química	Éter policarboxílico	-
Aspecto	Líquido	Visual
Aparência	Branco turvo	Visual
pH	5 - 7	-
Densidade	1,067 - 1,107	g/cm ³
Sólidos	28,5 - 31,5	%
Viscosidade	< 150	cps



Figura 5.05 - Aditivo superplastificante.

5.3.7 Fibras metálicas

Um dos fatores que foi estudado no programa experimental foi o comprimento da fibra de aço. Foram utilizadas dois tipos de fibras metálicas: uma fibra longa com comprimento de 25 mm (Figura 5.06) e uma microfibras com comprimento de 13 mm (Figura 5.07). O primeiro tipo de fibra estudada é fabricada pela empresa Maccaferri e é denominada Wirand® FS8. Possui as características técnicas, informadas pelo fabricante, descritas na Tabela 5.09. De acordo com a ABNT NBR 15530:2007 esta fibra é classificada como do tipo A e da classe I, ou seja, é uma fibra de aço com ancoragem nas extremidades e oriunda do trefilamento de fios de aço.

Tabela 5.09 - Características técnicas da fibra longa.

Fibra metálica Maccaferri - Wirand® FS8	
Fator de forma (l/D)	33,33
Diâmetro arame	0,75 mm
Comprimento	25 mm
Fibras/kg (Unidades aprox.)	11.308
Resistência à tração do aço	> 1100 MPa
Deformação na ruptura	< 4 %
Módulo de elasticidade	210.000 MPa
Tolerâncias médias	5 %
Embalagem saco	20 kg
Tipo e classe ABNT NBR 15530:2007	A - I
Massa específica	7850 kg/m ³

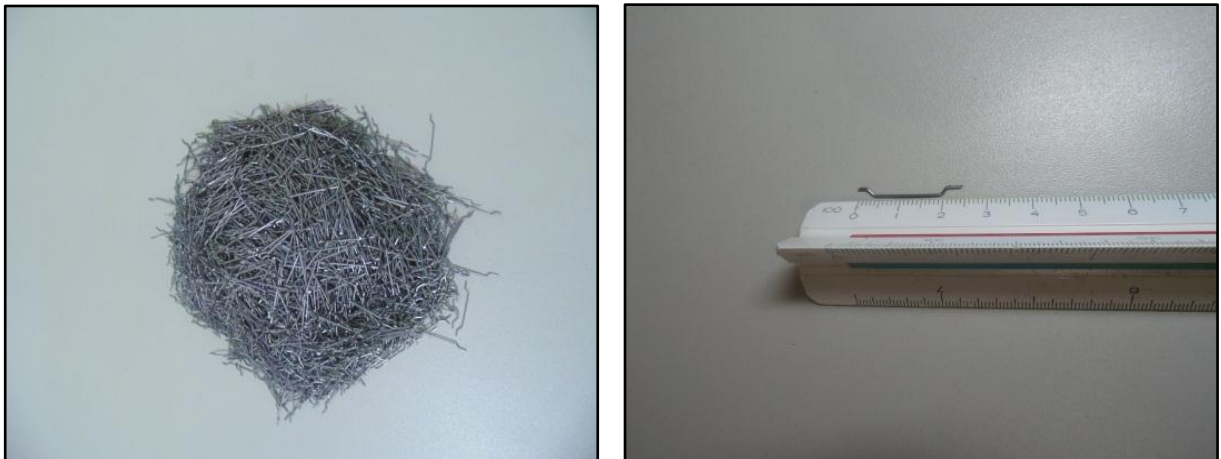


Figura 5.06 - Fibras metálicas com 25 mm de comprimento.

O segundo tipo de fibra utilizada também é fabricada pela Maccaferri e possui a mesma classificação da fibra longa, ou seja, do tipo A e classe I. As demais características técnicas, informadas pelo fabricante, estão descritas na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Características técnicas da microfibra.

Fibra metálica Maccaferri - 13 mm	
Fator de forma (l/D)	17,33
Diâmetro arame	0,75 mm
Comprimento	13 mm
Resistência à tração do aço	> 1100 MPa
Deformação na ruptura	< 4 %
Módulo de elasticidade	210.000 MPa
Tolerâncias médias	5 %
Embalagem saco	20 kg
Tipo e classe ABNT NBR 15530:2007	A - I
Massa específica	7850 kg/m ³

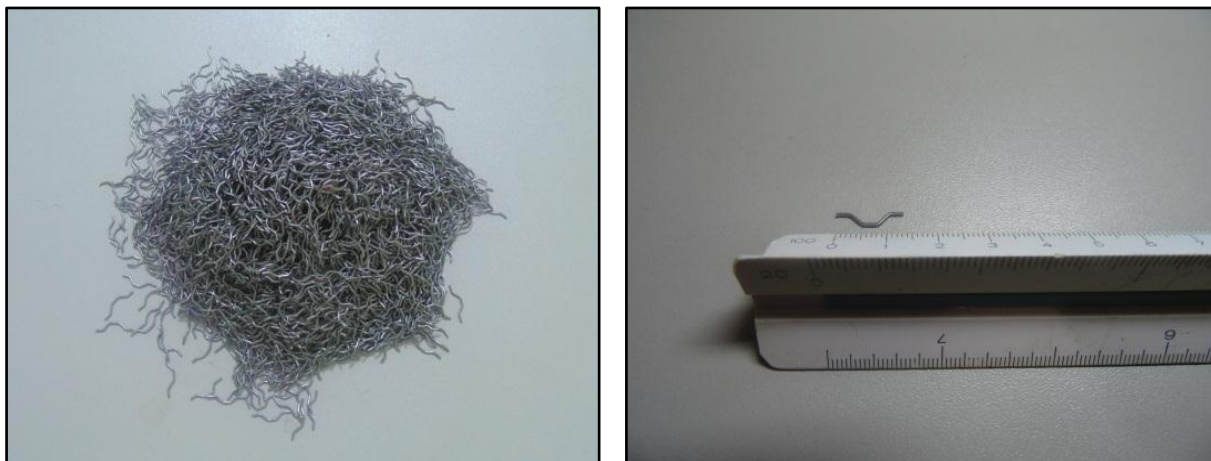


Figura 5.07 - Fibras metálicas com 13 mm de comprimento.

5.4 DOSAGEM DOS MATERIAIS

A dosagem dos materiais foi realizada de acordo com os traços propostos por Couto (2007), empregando-se algumas alterações, mantendo-se os mesmos componentes (agregado graúdo, cimento, areia e sílica ativa) e as mesmas condições de fabricação. O teor de argamassa fixado pela autora foi de 57% para as três classes de resistência à compressão do concreto (30 MPa, 60 MPa e 90 MPa). Para o concreto com resistência à compressão de 90 MPa, foram adicionados 0,6% de superplastificante e 10% de sílica ativa, ambos em relação à massa de cimento. Para o concreto com resistência à compressão de 60 MPa, foi adicionado 0,3% de superplastificante.

O consumo por metro cúbico dos materiais e os respectivos traços, em massa, tanto para os concretos fibrosos como para os concretos simples estão resumidos nas Tabelas 5.11 a 5.13.

Tabela 5.11 - Consumo dos materiais e traços em massa para os concretos de 30 MPa.

Consumo do material por m ³ de concreto (kg/m ³)	Resistência à compressão de 30 MPa aos 28 dias			
	Sem fibras	1% de fibras (25 mm)	1,5% de fibras (25 mm)	0,5% de fibras (25 mm) + 0,5% de fibras (13 mm)
Cimento	365	365	365	365
Areia	884	884	884	884
Brita	942	942	942	942
Água	247	247	247	247
Superplastificante	-	-	-	-
Sílica ativa	-	-	-	-
Fibra longa (25 mm)	-	78,5	117,75	39,25
Microfibra (13 mm)	-	-	-	39,25
Traço em massa	1 : 2,42 : 2,58 : 0,68	1 : 2,42 : 2,58 : 0,68 : 0,22	1 : 2,42 : 2,58 : 0,68 : 0,32	1 : 2,42 : 2,58 : 0,68 : 0,11 : 0,11

Tabela 5.12 - Consumo dos materiais e traços em massa para os concretos de 60 MPa.

Consumo do material por m ³ de concreto (kg/m ³)	Resistência à compressão de 60 MPa aos 28 dias			
	Sem fibras	1% de fibras (25 mm)	1,5% de fibras (25 mm)	0,5% de fibras (25 mm) + 0,5% de fibras (13 mm)
Cimento	488	488	488	488
Areia	767	767	767	767
Brita	942	942	942	942
Água	227	227	227	227
Superplastificante	1,46	1,46	1,46	1,46
Sílica ativa	-	-	-	-
Fibra longa (25 mm)	-	78,5	117,75	39,25
Microfibra (13 mm)	-	-	-	39,25
Traço em massa	1 : 1,57 : 1,93 : 0,465 : 0,003	1 : 1,57 : 1,93 : 0,465 : 0,003 : 0,16	1 : 1,57 : 1,93 : 0,465 : 0,003 : 0,24	1 : 1,57 : 1,93 : 0,465 : 0,003 : 0,08 : 0,08

Tabela 5.13 - Consumo dos materiais e traços em massa para os concretos de 90 MPa.

Consumo do material por m ³ de concreto (kg/m ³)	Resistência à compressão de 90 MPa aos 28 dias			
	Sem fibras	1% de fibras (25 mm)	1,5% de fibras (25 mm)	0,5% de fibras (25 mm) + 0,5% de fibras (13 mm)
Cimento	564	564	564	564
Areia	704	704	704	704
Brita	958	958	958	958
Água	198	198	198	198
Superplastificante	3,38	3,38	3,38	3,38
Sílica ativa	56,4	56,4	56,4	56,4
Fibra longa (25 mm)	-	78,5	117,75	39,25
Microfibra (13 mm)	-	-	-	39,25
Traço em massa	1 : 1,25 : 1,70 : 0,35 : 0,006 : 0,10	1 : 1,25 : 1,70 : 0,35 : 0,006 : 0,10 : 0,14	1 : 1,25 : 1,70 : 0,35 : 0,01 : 0,10 : 0,21	1 : 1,25 : 1,70 : 0,35 : 0,01 : 0,10 : 0,07 : 0,07

5.4.1 Execução da mistura

A mistura dos constituintes do concreto foi feita em betoneira de eixo inclinado e os materiais inseridos na seguinte ordem:

1. Mistura de 2/3 do agregado graúdo e 2/3 da água com o cimento e a sílica ativa durante 3 minutos;
2. Adição do agregado miúdo, restante da água, agregado graúdo e superplastificante por mais 8 minutos, totalizando 11 minutos de mistura. Para os concretos onde não foi utilizado o superplastificante, a segunda fração durou 4 minutos, totalizando 7 minutos de mistura;
3. As fibras metálicas, quando utilizadas, foram adicionadas fracionadamente durante os 3 primeiros minutos da segunda parte da mistura para evitar o empelotamento das mesmas, conforme Figura 5.08.



Figura 5.08 - Modelo de betoneira e inserção das fibras metálicas.

5.5 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO

5.5.1 Estado fresco

Para analisar a consistência dos concretos foram realizados ensaios de abatimento do tronco de cone (*Slump Test*), de acordo com as especificações da ABNT NBR NM 67:1996 e a Figura 5.09.



Figura 5.09 - Ensaio do abatimento do tronco de cone (*Slump Test*).

Além do abatimento, foram medidas também, com o auxílio de um relógio medidor (Figura 5.10), a temperatura ambiente e a umidade relativa no momento da execução de cada traço.



Figura 5.10 - Relógio medidor de temperatura e umidade relativa.

5.5.2 Estado endurecido

Para a determinação das propriedades mecânicas do concreto foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm.

Os procedimentos de moldagem e cura dos corpos-de-prova foram realizados de acordo com a ABNT NBR 5738:2003. Os corpos-de-prova foram moldados e adensados em uma mesa vibratória e em seguida envolvidos por sacos plásticos com o objetivo de evitar a perda de água, e após 24 horas foram desmoldados e colocados em câmara úmida, conforme Figuras 5.11 e 5.12.

Ao completarem 28 dias, os corpos-de-prova foram retificados (Figura 5.13), e então ensaiados à compressão uniaxial para medida da resistência à compressão, à compressão diametral para medida da resistência à tração e à flexão para a medida do índice de tenacidade.



Figura 5.11 - Adensamento dos corpos-de-prova em mesa vibratória.



Figura 5.12 - Envolvimento dos corpos-de-prova por filme plástico.



Figura 5.13 - Retificação dos corpos-de-prova.

5.5.2.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão do concreto foi determinada por meio do ensaio de cinco corpos-de-prova para cada uma das séries executadas. Os procedimentos de ensaios foram realizados de acordo com a ABNT NBR 5739:2007 e a velocidade do carregamento foi de 2,4 kN/s. O aparato utilizado no ensaio pode ser verificado na Figura 5.14.



Figura 5.14 - Ensaio de resistência à compressão.

5.5.2.2 Resistência à tração

A resistência à tração do concreto foi determinada por meio do ensaio de três corpos-de-prova para cada uma das séries executadas. Os procedimentos de ensaios foram realizados de acordo com a ABNT NBR 7222:2010 e a velocidade do carregamento foi de 0,94 kN/s. O aparato utilizado no ensaio pode ser verificado na Figura 5.15.

Como o plano de fratura imposto pelo arranjo do ensaio de compressão diametral não se constitui necessariamente no plano de menor resistência, os resultados fornecidos por esse ensaio são sistematicamente maiores que os do ensaio de tração direta. Portanto, os resultados referentes à resistência média à tração por compressão diametral foram multiplicados por um coeficiente igual a 0,85 para o cálculo da resistência média à tração direta.



Figura 5.15 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

5.5.2.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade foi determinado através de ensaios estático (destrutivo) e dinâmico (não destrutivo) com o objetivo de se comparar os resultados obtidos com o sistema Sonelastic®, desenvolvido pela ATPC Engenharia Física, e os resultados obtidos através do ensaio estático convencional conforme a ABNT NBR 8522:2008.

- **Ensaio estático**

O módulo de elasticidade estático foi determinado por meio do ensaio de compressão axial com controle de deslocamento de três corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura para todas as séries estudadas, aos 28 dias, utilizando a média aritmética dos valores obtidos. Os ensaios foram realizados na máquina de ensaio universal Instron, utilizando-se dois extensômetros removíveis com base de 100 mm, fixados ao corpo-de-prova por meio de elásticos, em posições diametralmente opostas, conforme Figura 5.16. Foi obtido o módulo de elasticidade estático tangente inicial, equivalente ao coeficiente angular da reta secante à curva tensão *versus* deformação, interceptando os pontos com tensões iguais a 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura (em MPa).



Figura 5.16 - Ensaio de módulo de elasticidade estático.

▪ Ensaio dinâmico

As técnicas experimentais dinâmicas podem ser classificadas em três categorias: 1) excitação por impulso; 2) velocidade por ultrassom e 3) frequência de ressonância.

A técnica de excitação por impulso consiste em um método dinâmico não-destrutivo, que permite o cálculo dos módulos elásticos e do amortecimento a partir do som emitido pelo corpo-de-prova ao sofrer um pequeno golpe mecânico. Este som, ou resposta acústica, é composto pelas frequências naturais de vibração do corpo que são proporcionais aos módulos elásticos.

Para geometrias simples, como barras, cilindros, discos e placas, existe uma relação unívoca entre as frequências naturais de vibração com as dimensões e massa do corpo-de-prova, parâmetros facilmente mensuráveis com um paquímetro e uma balança. Conhecendo-se as dimensões, a massa e as frequências naturais de vibração, o cálculo dos módulos elásticos com o equipamento Sonelastic® é imediato, conforme as expressões 5.01 e 5.02, empregadas no cálculo do módulo de elasticidade para corpos-de-prova cilíndricos excitados para captação da frequência longitudinal.

$$E_{c,d} = 5,093 \left(\frac{L}{d^2} \right) m f_l^2 \quad (5.01)$$

Ou através da densidade do material:

$$E_{c,d} = 4 L^2 \rho f_l^2 \quad (5.02)$$

Sendo:

L – comprimento do corpo-de-prova;

d – diâmetro do corpo-de-prova;

m – massa do corpo-de-prova;

f_l – frequência longitudinal;

ρ – densidade do corpo-de-prova.

▪ **Procedimento para obtenção do módulo elástico através do Sonelastic®**

Para a caracterização do corpo-de-prova, primeiramente foi necessário obter as dimensões, a massa e as respectivas incertezas. Foi utilizado um paquímetro e uma régua para obter o comprimento e o diâmetro do corpo-de-prova e uma balança de precisão para obter a massa. Em seguida, o corpo-de-prova foi apoiado e posicionado por um suporte adequado à sua geometria e às condições de contorno e precisão desejadas, ou seja, os corpos-de-prova foram apoiados nos chamados pontos nodais para favorecer a excitação dos modos de vibração de interesse. Estes pontos estão localizados a $0,224 L$ de cada extremidade, conforme Figura 5.17.

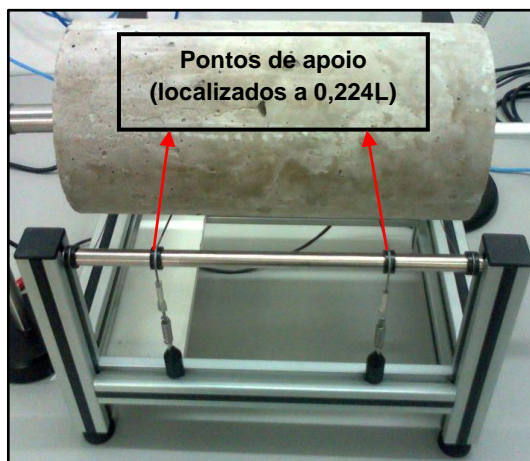


Figura 5.17 - Posicionamento do corpo-de-prova para realização do ensaio.

Em seguida, o corpo-de-prova foi excitado através de um leve golpe em uma extremidade através de um pulsador manual e a resposta acústica foi captada pelo microfone instalado na outra extremidade e processada pelo software Sonelastic®, conforme Figura 5.18.

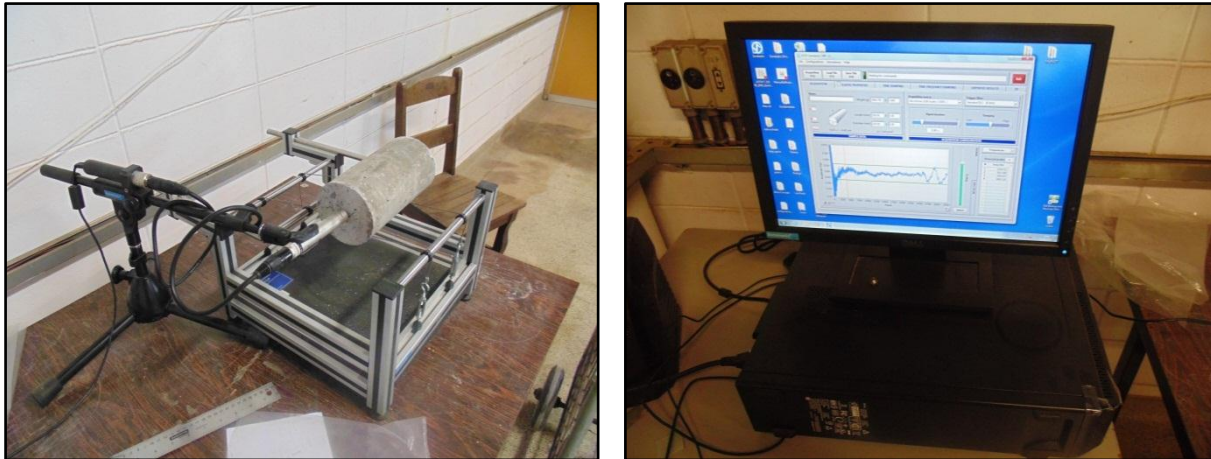


Figura 5.18 - Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico.

5.5.2.4 Tenacidade à flexão

A avaliação da tenacidade nos compósitos pode ser realizada através do ensaio de tração na flexão com carregamentos em quatro pontos em corpos-de-prova prismáticos, sob deformação controlada, propostos por diversos códigos normativos. Dentre os principais e mais utilizados estão os prescritos pela norma americana ASTM C1018 (1994), pelo ACI 544.1R (1996) e pela recomendação da japonesa JSCE-SF4 (1984). Apesar de apresentarem o mesmo procedimento básico de ensaio, os métodos apresentam uma concepção diferente na quantificação da tenacidade. Os índices de tenacidade prescritos pela ASTM C1018 (1994) são obtidos pela área total abaixo da curva carga *versus* deflexão e os pontos de delimitação das áreas são definidos como múltiplo da deformação obtida até o ponto de aparecimento da primeira fissura. O ACI 544.1R (1996) assim como a ASTM C1018 (1994) também depende da localização precisa do ponto de primeira fissura e isso é considerado uma desvantagem em relação ao método da JSCE-SF4, já que na realidade, a primeira fissura não existe, pois o que ocorre é uma progressiva

microfissuração da matriz, à medida que o carregamento vai sendo aplicado no prisma.

A recomendação japonesa JSCE-SF4 emprega o fator de tenacidade para a quantificação da tenacidade. Este parâmetro é obtido através da área total (T_b), medido em Joules ou kgf.cm, sob a curva carga *versus* deslocamento vertical até o limite de deslocamento vertical equivalente a $L/150$ onde L é a distância entre os eixos de apoio do corpo-de-prova, Figura 5.19. O valor de T_b deve entrar na expressão 5.03 para obtenção do valor do fator de tenacidade FT . Como T_b é dividido por δ_{tb} , que é o deslocamento de referência para sua determinação, isto resulta no valor médio de carga a que o compósito suportou durante sua deformação.

$$FT = \frac{T_b x L}{\delta_{bt} x b x h^2} \quad (5.03)$$

Onde,

FT é o fator de tenacidade na flexão (kgf/cm² ou MPa);

T_b é a tenacidade na flexão (kgf.cm ou Joule);

δ_{bt} é o deslocamento equivalente a $L/150$ (cm ou mm);

b é a largura do corpo-de-prova;

h é a altura do corpo-de-prova;

L é o vão do corpo-de-prova durante o ensaio.

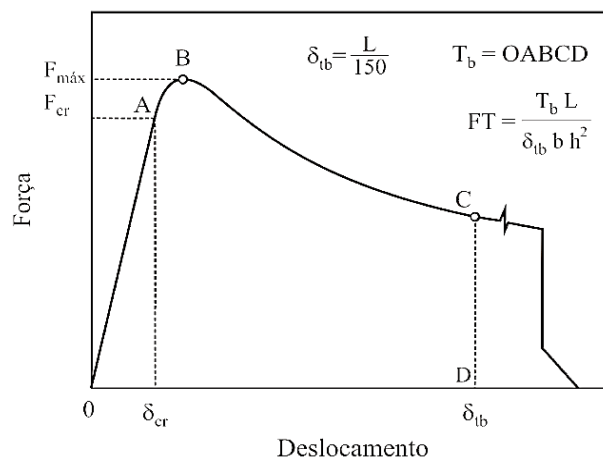


Figura 5.19 - Parâmetros para o cálculo da tenacidade à flexão (JSCE-SF4, 1984).

Os ensaios de flexão foram realizados em uma máquina servohidráulica da fabricante Instron, modelo 300 HVL, com capacidade para 1500 kN e altura útil de ensaio de 1500 mm, com controle de velocidade de deformação previamente programado para 0,30 mm/min, conforme Figura 5.20: o qual está no intervalo estabelecido pela JSCE-SF4 (de 0,15 a 0,30 mm/min).

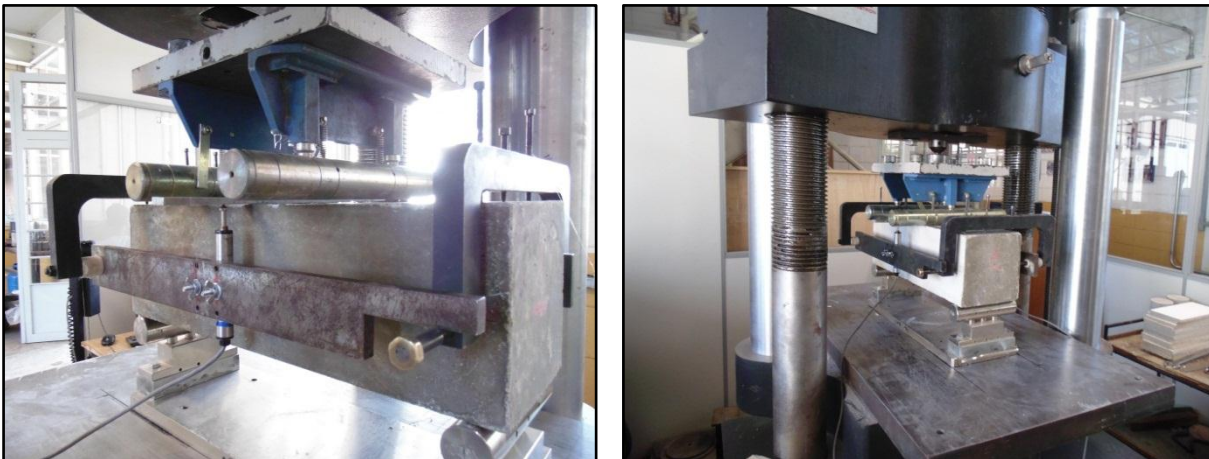


Figura 5.20 - Ensaio de tenacidade à flexão.

5.6 ENSAIOS DE DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO AÇO

As barras de aço utilizadas na confecção dos corpos-de-prova destinados aos ensaios de aderência foram da classe CA-50 e fabricadas pela empresa siderúrgica Arcelor Mittal, unidade produtora de aços longos de Piracicaba - SP. As propriedades mecânicas definidas à temperatura ambiente foram determinadas conforme a ABNT NBR 7480:1996 e a ABNT NBR ISO 6892:2002, sendo ensaiadas três amostras para cada diâmetro estudado. A partir do ensaio de tração (Figura 5.21), foram determinados os valores das tensões de escoamento (f_y), tensões de ruptura (f_{yr}) e o módulo de deformação (E_s) do aço.

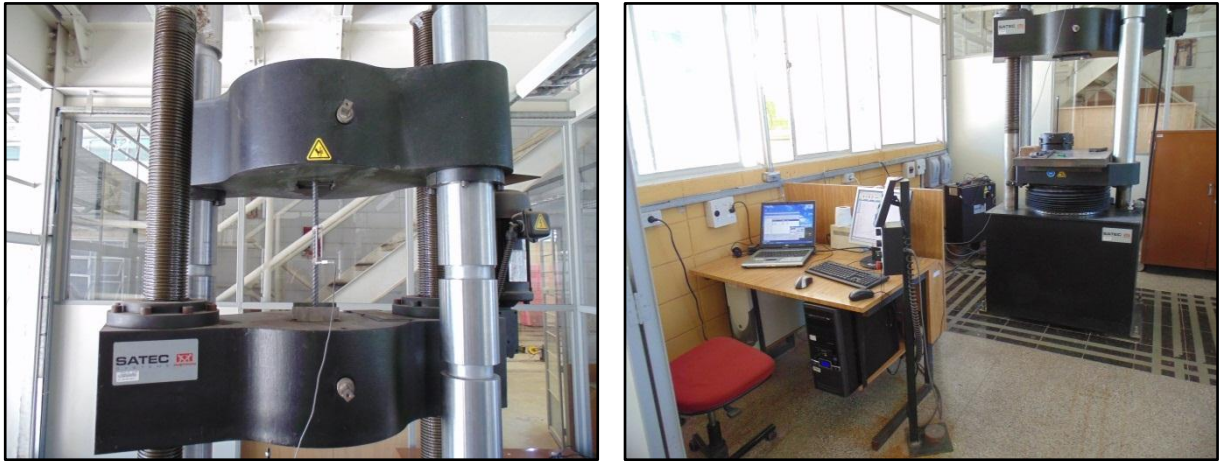


Figura 5.21 - Ensaio de tração da barra de aço.

Foram determinadas também a massa específica linear, a altura e o espaçamento das nervuras conforme especificações da ABNT NBR 7480:1996 e a Figura 5.22.

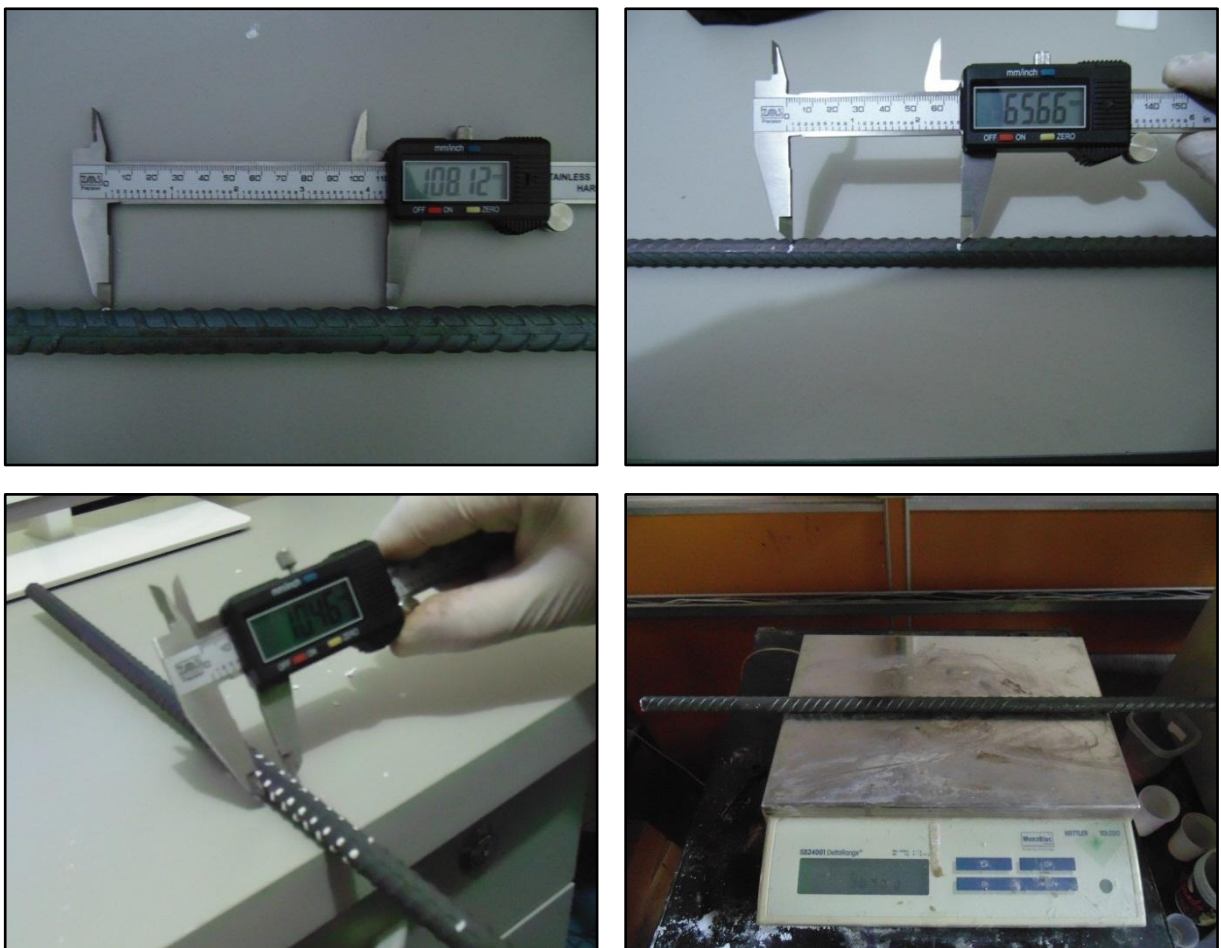


Figura 5.22 - Caracterização da barra de aço.

5.7 ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

A investigação experimental do comportamento da aderência aço-concreto foi realizada através de ensaios de arrancamento baseados no ensaio padrão normalizado pela RILEM-FIP-CEB (1973) com algumas modificações e descrito com maior detalhamento a seguir.

5.7.1 Geometria dos modelos

As fôrmas utilizadas nos ensaios de arrancamento foram semelhantes as do ensaio de arrancamento proposto pela RILEM, com a alteração do diâmetro do corpo-de-prova ser igual a 9 vezes o diâmetro da barra ao invés de 10 vezes como proposto pelo modelo do RILEM. Essa alteração foi necessária, visto a inexistência da comercialização de tubos de PVC com diâmetro de 160 mm (correspondente ao diâmetro da fôrma de 10 vezes o diâmetro da barra de 16 mm).

Para a confecção dos modelos foram utilizadas fôrmas cilíndricas de tubos de PVC. O tubo recebeu um corte longitudinal para facilitar a desforma do corpo-de-prova. Para que o tubo não sofresse qualquer abertura durante a concretagem foi colocada uma abraçadeira metálica envolvendo o modelo. A extremidade inferior do corpo-de-prova foi fechada por uma base de madeirite plastificado com um orifício central, preso ao tubo de PVC por parafusos laterais. Na parte superior, foi fixado um sarrafo sobre um gabarito de madeira para garantir o posicionamento vertical da barra. O trecho não aderente da barra, utilizado para restringir a influência do efeito de confinamento causado pela placa de apoio, foi obtido pela introdução de uma mangueira plástica (fixada através do envolvimento da barra por fita isolante até o preenchimento do espaço vazio existente entre a barra e a mangueira plástica), conforme Figura 5.23. Para realizar o travamento de todo o conjunto da fôrma e evitar qualquer movimentação da barra durante o transporte ou concretagem, e conseqüentemente alteração do comprimento aderente, foi inserida uma camada de fita isolante e em seguida uma camada de massa de calafetar tanto na parte superior como na parte inferior da fôrma, como demonstrado na Figura 5.24. O trecho aderente definido, também diferiu do comprimento proposto pelo modelo do RILEM e foi igual a três vezes o diâmetro da barra. De acordo com Simplício (2008),

a adoção de comprimentos aderentes de 10 ou até mesmo 5 vezes o diâmetro da barra, como especificado pelo RILEM, pode não ser adequado para concretos com alta resistência, visto o escoamento da barra de aço ocorrer antes da ruptura da aderência, seja pelo arrancamento da barra ou pelo fendilhamento do concreto.



Figura 5.23 - Definição do trecho não aderente da barra.

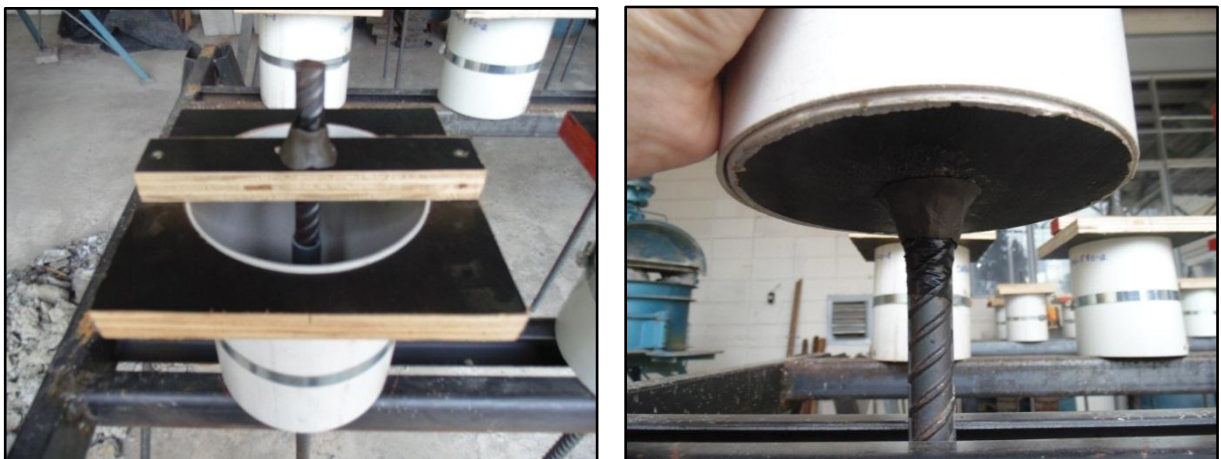


Figura 5.24 - Duplo travamento do conjunto da fôrma através de fita isolante e massa de calafetar.

O detalhamento da montagem da fôrma pode ser observado na Figura 5.25.

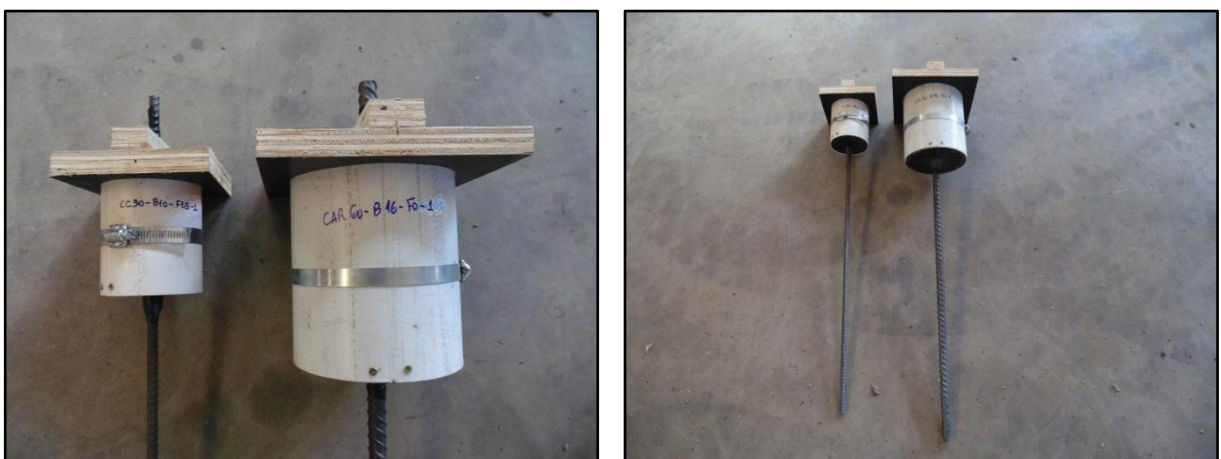


Figura 5.25 - Fôrmas finalizadas e prontas para concretagem.

A Figura 5.26 traz o detalhamento das dimensões e dos materiais empregados na execução das fôrmas.

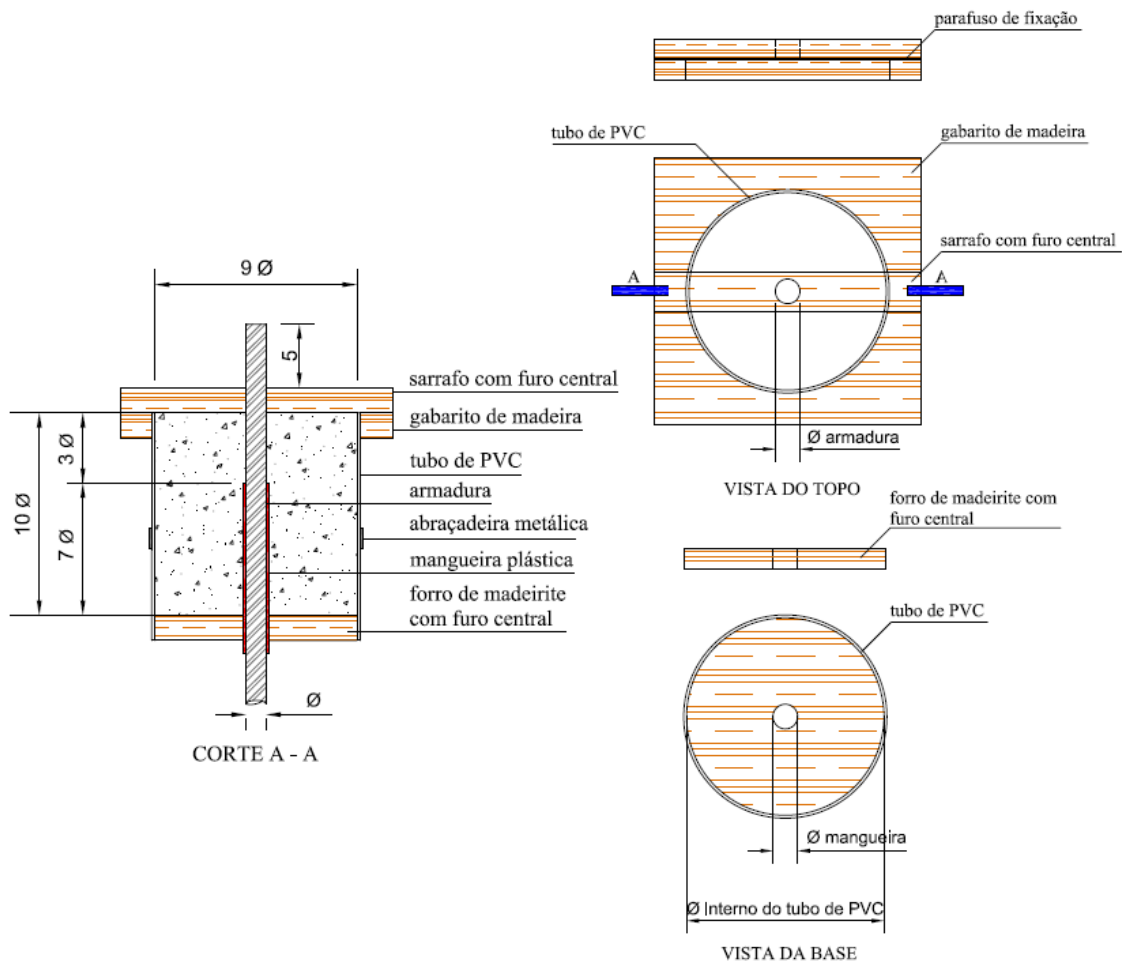


Figura 5.26 - Detalhamento do modelo de arrancamento.

A Figura 5.27 ilustra as vistas de três perspectivas das fôrmas dos modelos de arrancamento para as barras de 10 mm e 16 mm.

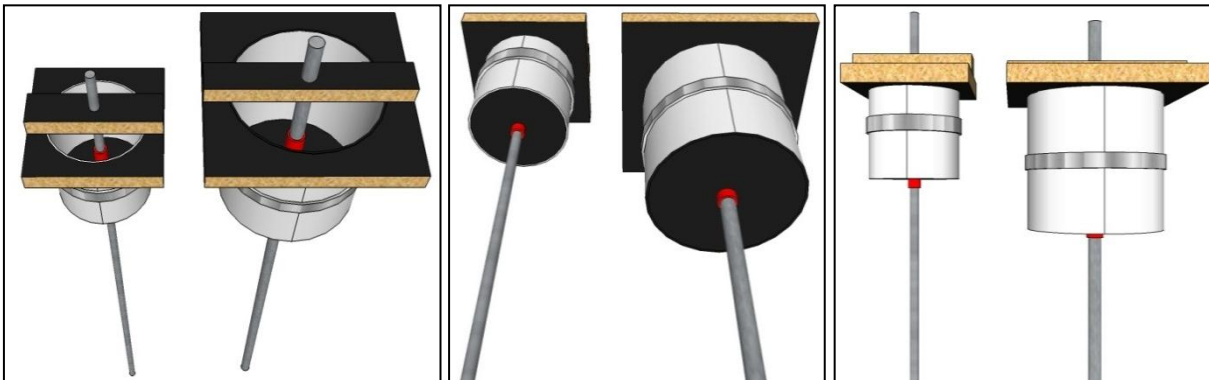


Figura 5.27 - Perspectivas das fôrmas.

A Figura 5.28 ilustra as dimensões dos corpos-de-prova para as barras de 10 mm e 16 mm.

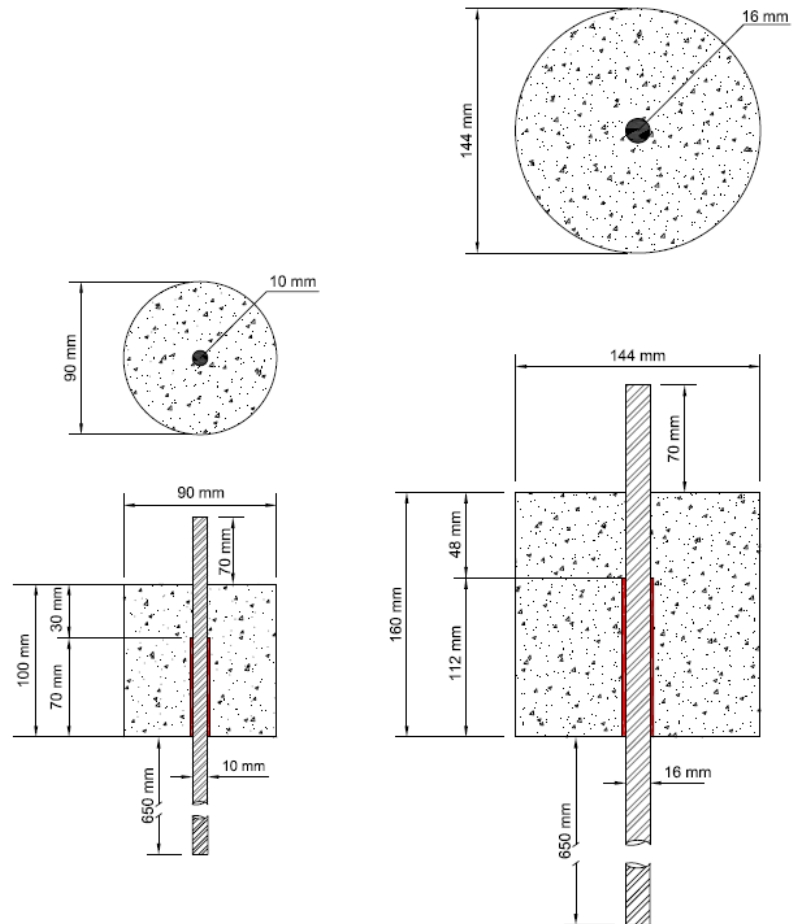


Figura 5.28 - Dimensões dos corpos-de-prova para as barras de 10 mm e 16 mm.

5.7.2 Moldagem e cura dos modelos

Os corpos-de-prova foram moldados na direção vertical sobre uma mesa de suporte metálica, previamente projetada e o concreto adensado externamente através de vibrador de imersão (Figura 5.29). Em seguida foi realizado o acabamento do concreto ainda fresco e a cobertura por meio de uma lona plástica (Figura 5.30). Após três dias de moldagem, os corpos-de-prova foram desmoldados e em seguida armazenados em câmara úmida até a data do ensaio, como observado na Figura 5.31.



Figura 5.29 - Moldagem e adensamento dos corpos-de-prova.



Figura 5.30 - Acabamento e proteção dos corpos-de-prova.



Figura 5.31 - Armazenamento dos corpos-de-prova em câmara úmida.

5.7.3 Realização do ensaio

Os ensaios foram realizados em uma máquina servohidráulica da fabricante Instron, modelo 300 HVL, com capacidade para 1500 kN e altura útil de ensaio de 1500 mm. Este equipamento encontra-se acoplado a um sistema de aquisição de dados computadorizado da marca Vishay - *Measurements Group*, modelo System 5000.

Os ensaios de arrancamento foram realizados quando os corpos-de-prova completaram 28 dias. O corpo-de-prova foi apoiado em uma placa metálica, com um orifício central que permitisse a passagem da barra, que por sua vez, foi apoiada sobre o dispositivo atuador da máquina Instron. A extremidade da barra com maior comprimento foi presa ao dispositivo de garra da máquina de ensaio.

Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento, permitindo desta forma, a análise do comportamento da aderência após a ruptura da ligação (ramo descendente do diagrama tensão de aderência *versus* deslizamento), sendo os deslizamentos medidos por meio de um transdutor posicionado na extremidade de menor dimensão da barra de aço. A velocidade de aplicação foi definida de acordo com o diâmetro da barra ensaiada. No caso dos modelos com barra de 10 mm, a velocidade adotada foi de 0,010 mm/s, e no caso dos modelos com barra de 16 mm, a velocidade adotada foi de 0,016 mm/s (FERNANDES, 2000 e COUTO, 2007). A Figura 5.32 demonstra o aparato utilizado para a realização dos ensaios de arrancamento.



Figura 5.32 - Aparato para realização dos ensaios de arrancamento.

A Figura 5.33 ilustra com maior detalhe os dispositivos empregados no ensaio de arrancamento.

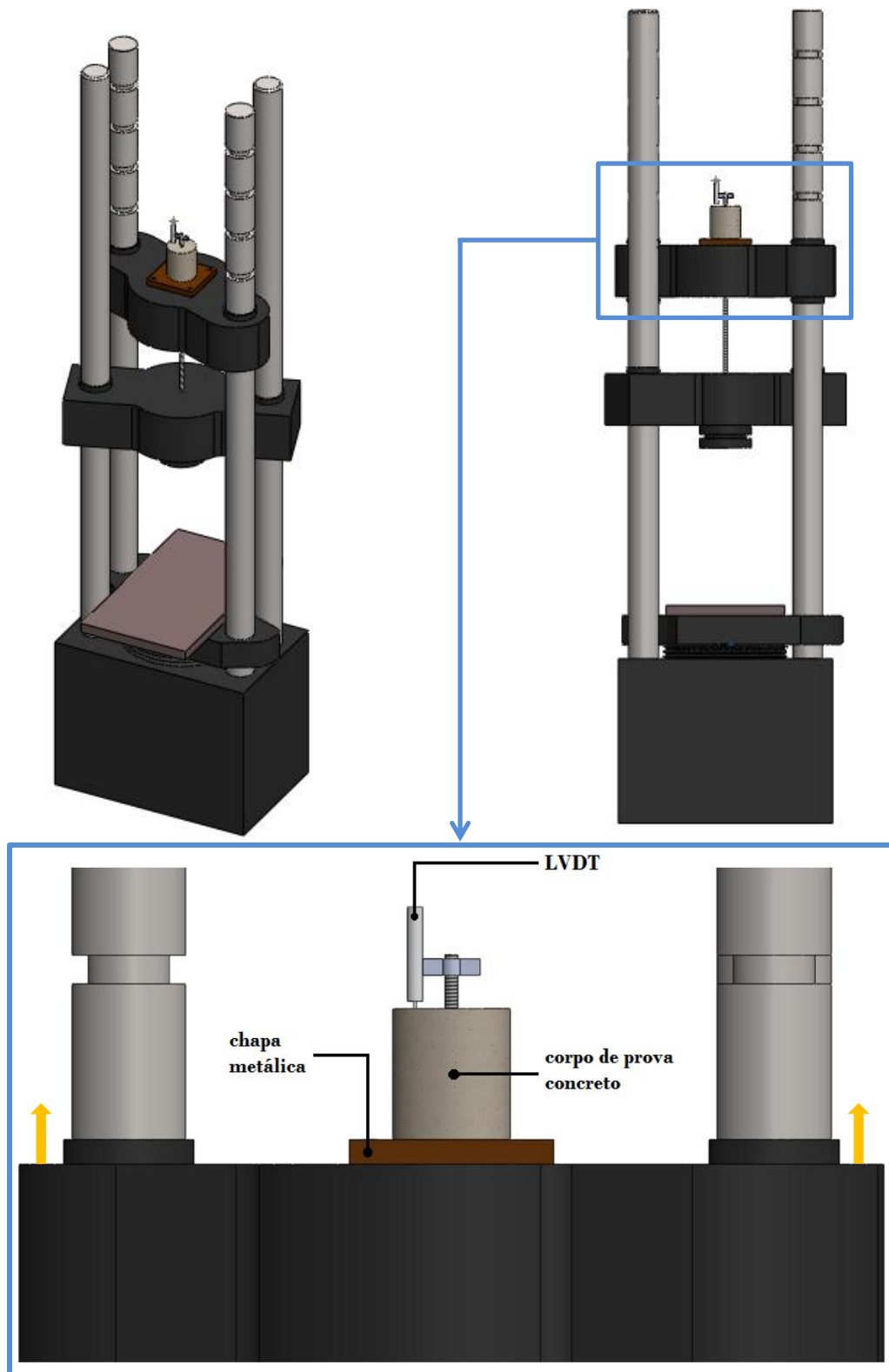


Figura 5.33 - Detalhamento dos dispositivos utilizados no ensaio de arrancamento.

6 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo serão apresentados, analisados e discutidos os resultados obtidos por meio da investigação teórica-experimental. Primeiramente apresentam-se os resultados da caracterização geométrica e padrão das barras de aço utilizadas. Em seguida serão analisados os resultados da caracterização dos concretos tanto no estado fresco como no estado endurecido. E por fim serão apresentados os resultados gerais da investigação da aderência. Estes dados receberão tratamento estatístico e serão comparados com os resultados obtidos pela análise teórica de modelos propostos por alguns autores e por prescrições normativas disponíveis na literatura técnica. Nesta etapa, será analisada a influência da resistência à compressão do concreto, do diâmetro da barra de aço, do teor e da dimensão das fibras de aço no comportamento da aderência.

6.2 PARÂMETROS ESTATÍSTICOS UTILIZADOS

Para a análise estatística dos resultados obtidos da investigação experimental foi utilizada a média aritmética como parâmetro de medida de tendência central e; o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV) como parâmetros para avaliar o grau de dispersão dos resultados. A seguir são apresentadas as expressões para o cálculo dos parâmetros em questão.

6.2.1 Média aritmética

A média aritmética consiste na relação entre a soma dos valores obtidos e o número de amostras.

$$M = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (6.01)$$

6.2.2 Desvio padrão

O desvio padrão é obtido através da raiz quadrada positiva da variância, representada pela soma dos quadrados das diferenças entre os valores encontrados em relação à sua média e o número de amostras menos um (no caso do desvio padrão amostral).

$$DP = \sqrt{\frac{\sum_i^n (x_i - M)^2}{(n-1)}} \quad (6.02)$$

6.2.3 Coeficiente de variação

O coeficiente de variação é uma medida adimensional de dispersão, sendo definida como o quociente entre o desvio padrão e a média aritmética, ou seja:

$$CV = \frac{DP}{M} \quad (6.03)$$

6.2.4 Critérios para análise dos resultados

O coeficiente de variação, como verificado, apresenta como principal vantagem, caracterizar a dispersão dos dados em termos relativos ao seu valor médio. Além disso, por ser adimensional, fornece uma maneira de se comparar diferentes dispersões para uma mesma variável. Algumas publicações estabelecem critérios para classificação do coeficiente de variação, de acordo com os dados do trabalho e as variáveis estudadas, muitas vezes expressando essa classificação em tabelas onde se determinam valores de CV considerados: baixo, médio, alto e muito alto.

Barbosa (2001) e França (2004) realizaram a análise estatística dos resultados experimentais da aderência entre o aço e o concreto e adotaram como valor limite do coeficiente de variação igual a 25%.

Almeida Filho (2006) estabeleceu três classes de valores para o coeficiente de variação, visando maior controle de qualidade das amostras estudadas. Para a classe de qualidade A (excelente), o limite aceito para o coeficiente de variação foi de 10%, para a classe B (médio), o limite foi de 15% e para a classe C (pobre), o limite para o CV foi de 20%.

Neste trabalho, será adotado como critério de qualidade o valor limite de 25% para coeficiente de variação, assim como o estabelecido por Barbosa (2001) e França (2004).

6.3 CARACTERIZAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO

6.3.1 Análise geométrica

A análise geométrica realizada compreendeu as definições: da altura média de nervura, da distância média entre nervuras, além do fator de forma, especificados conforme o ACI e Simplício (2008). As medições foram realizadas com o auxílio de um paquímetro digital, mantendo-se o mesmo padrão e o agente medidor, a fim de se evitar erros durante as leituras. A altura média de nervura de cada corpo-de-prova foi determinada, escolhendo-se 10 nervuras contínuas para cada amostra. Nessas nervuras foram realizadas três medições, sendo uma no meio da nervura e as outras duas a um quarto e três quartos do comprimento da mesma. A altura de nervura adotada representa a média aritmética das alturas de nervuras das amostras analisadas.

O espaçamento médio entre nervuras foi determinado através da divisão de um comprimento ocupado por dez espaços contínuos do corpo-de-prova por 10, sendo considerada a média de três amostras.

Já o fator de forma foi calculado através da expressão 2.02 com o coeficiente de 0,85, e da expressão 3.29, utilizando-se os valores de altura média de nervura e distância média entre nervuras calculadas. Os valores encontrados estão apresentados na Tabela 6.01.

Tabela 6.01 - Relação das medidas das barras estudadas.

Diâmetro Nominal (mm)	Altura da nervura (mm)	Distância entre nervuras (mm)	Fator de forma conforme o ACI (f_r)	Fator de forma conforme Símplicio (f_r)
10,0	0,66	6,57	0,085	0,050
16,0	1,28	10,83	0,100	0,059

6.3.2 Análise padrão

As definições da tensão de escoamento, da tensão de ruptura e do módulo de elasticidade foram realizadas a partir do gráfico tensão *versus* deformação das amostras de aço ensaiadas à tração da Figura 6.01. A massa por metro foi calculada com o auxílio de uma trena e de uma balança de precisão, dividindo-se o comprimento de cada barra por sua respectiva massa. Os valores de tensão de escoamento, tensão de ruptura, módulo de elasticidade e massa por metro encontrados são apresentados na Tabela 6.02.

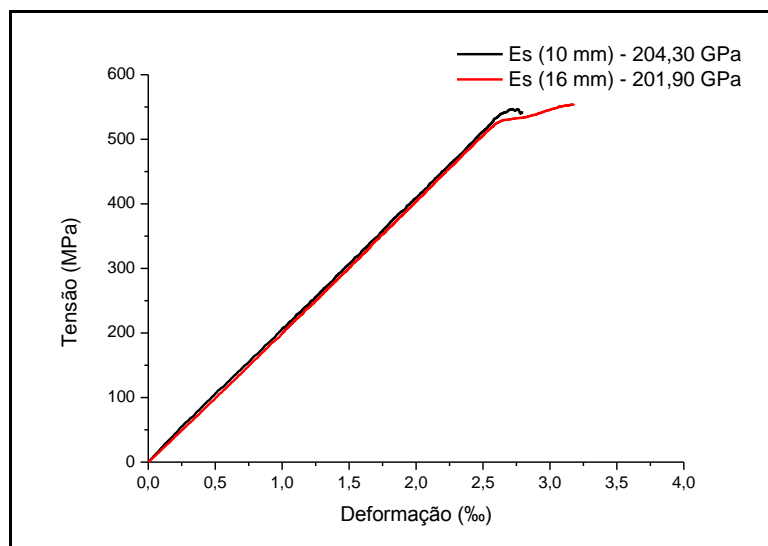
**Figura 6.01** - Gráfico tensão *versus* deformação das barras de aço de 10 mm e 16 mm.

Tabela 6.02 - Propriedades mecânicas das barras de aço.

Diâmetro Nominal (mm)	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)	Módulo de Deformação (GPa)	Massa por metro (kg/m)
10,0	549,30	678,32	204,30	0,615
16,0	555,74	716,95	201,90	1,574

6.4 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

As propriedades do concreto no estado fresco e endurecido conforme descrito no capítulo 5 são apresentadas e discutidas a seguir.

6.4.1 Estado fresco

Os resultados dos ensaios de abatimento do tronco de cone, obtidos para as composições dos concretos de referência e dos concretos com fibras, estão dispostos na Tabela 6.03. Além do abatimento, foram medidas também, com o auxílio de um relógio medidor, a temperatura ambiente e a umidade relativa no momento da execução de cada traço.

Tabela 6.03 - Resultados dos ensaios de abatimento do tronco de cone (*Slump Test*).

Classe de Resistência (MPa)	Tipo e Teor de Fibras	Temperatura Ambiente (°C)	Umidade Relativa (%)	<i>Slump</i> (cm)	<i>Slump</i> Relativo
30	F0	16,7	70	22,8	1,00
	F0,5+f0,5	19,6	72	20,0	0,88
	F1,0	17,6	75	19,0	0,83
	F1,5	18,6	74	18,7	0,82
60	F0	17,2	71	30,0	1,00
	F0,5+f0,5	19,9	73	26,8	0,89
	F1,0	17,4	76	26,3	0,88
	F1,5	18,8	75	25,7	0,86
90	F0*	14,1	95	22,3	1,00
	F0,5+f0,5	22,1	74	18,5	1,00
	F1,0*	14,0	97	21,5	0,96
	F1,5	21,5	77	17,5	0,95

* Concretos confeccionados após mudança drástica nas condições de temperatura e umidade.

Após a análise dos dados dispostos na Tabela 6.03 e dos gráficos da Figura 6.02, verificou-se uma redução geral nos valores de *slump* com o acréscimo do teor de fibras no concreto. Para a classe de resistência de 30 MPa, a redução em relação ao concreto de referência, sem adição de fibras, foi de 12%, 17% e 18% respectivamente aos teores de fibras adicionados de (0,5%+0,5%), 1% e 1,5%. Já para a classe de resistência de 60 MPa essa redução foi de 11%, 12% e 14%. Outro fato observado foi que, apesar do mesmo volume de fibras, houve uma redução no abatimento comparando o traço com volume de 1% de fibras de 25 mm com o traço de 1% como composição de 0,5% de fibras de 13 mm e 0,5% de fibras de 25 mm. O mesmo foi observado por Figueiredo (2000), que relatou que além do teor e do fator de forma, o comprimento da fibra também influencia nas condições de consistência do concreto.

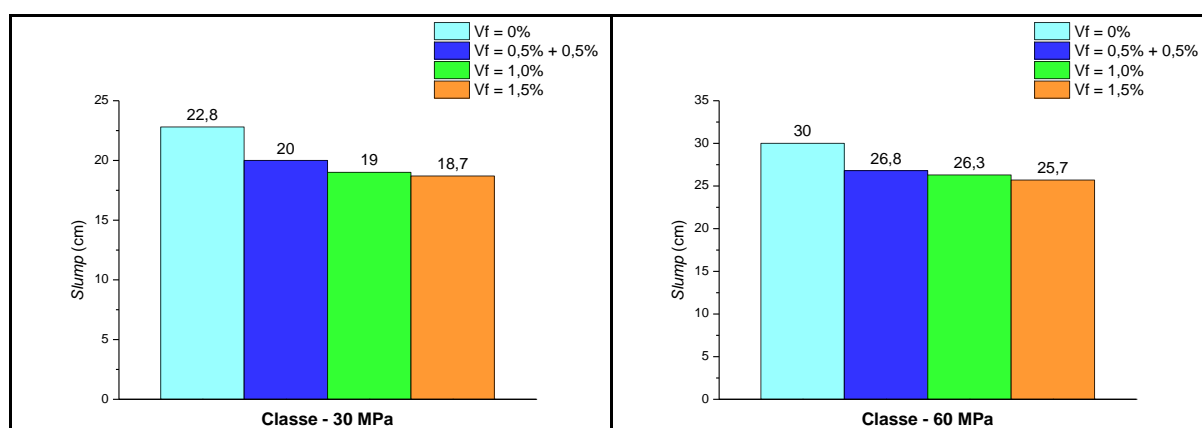


Figura 6.02 - Gráficos comparativos dos valores de abatimento do tronco de cone para os concretos das classes de 30 MPa e 60 MPa.

A programação de concretagem estabelecida previa a realização de todas as concretagens em um período de três dias, sendo reservado um dia para cada classe de resistência. Os traços pertencentes às duas primeiras classes (30 MPa e 60 MPa) foram realizados conforme programado, sob as mesmas condições de temperatura e umidade relativa do ambiente. Porém, os quatro traços pertencente à classe de 90 MPa tiveram de ser divididos e realizados em dois dias, pois durante a execução dos mesmos houve um erro na colocação dos materiais na betoneira. Os concretos com (0,5%+0,5%) e 1,5% de fibras foram executados em um dia e os concretos de referência e com 1% de fibras de 25 mm foram executados no dia seguinte. Ressalta-se que de um dia para o outro houve uma mudança drástica nas

condições de temperatura e umidade relativa, conforme observado nos dados na Tabela 6.03. Enquanto os dois primeiros traços foram produzidos sob temperaturas ambientes de 21,5° e 22,1° e umidade relativa entre 74% e 77%, os dois últimos traços foram produzidos sob temperatura em torno de 14° e umidade relativa entre 95% e 97%. Este fato foi determinante para os resultados observados, pois se esperava, assim como ocorreu nas duas primeiras classes, valor de abatimento do concreto com composição de 1% de fibras com comprimentos diferentes, superior ao concreto com adição de 1% de fibras de 25 mm. Por fim, comparando os traços dos concretos da classe de 90 MPa, realizados no mesmo dia, verifica-se uma redução de 4% no abatimento para o concreto com adição de 1,0% em relação ao concreto de referência e de 5% para o concreto com adição de 1,5% em relação ao concreto com adição de 1% como composição de 0,5% de fibras de 13 mm e 0,5% de fibras de 25 mm, como pode ser verificado no gráfico da Figura 6.03.

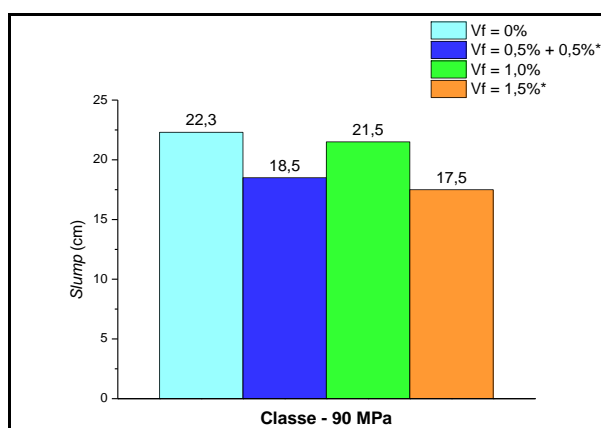


Figura 6.03 - Gráfico comparativo dos valores de abatimento do tronco de cone para os concretos da classe de 90 MPa.

6.4.2 Estado endurecido

Os resultados obtidos para as propriedades mecânicas dos concretos estudados, tais como: resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e tenacidade à flexão são apresentados e discutidos com maior propriedade a seguir.

A Tabela 6.04 demonstra os resultados do estudo comparativo entre os módulos de elasticidade obtidos através do ensaio estático convencional e do ensaio dinâmico. Os três corpos-de-prova separados para os ensaios em questão foram

primeiramente ensaiados para a obtenção dos módulos de elasticidade dinâmicos (ensaio não destrutivo), que estão informados na terceira coluna. Logo após a realização dos ensaios dinâmicos, os mesmos corpos-de-prova foram ensaiados pelo método convencional (ensaio destrutivo). Os valores obtidos estão informados na sexta coluna. Em seguida se obteve as relações entre os módulos de elasticidade dinâmicos e os módulos de elasticidade estáticos (nona coluna). Na última coluna estão os fatores médios de correção encontrados para cada classe de resistência que foram utilizados na correção dos valores dos módulos de elasticidade dinâmicos obtidos anteriormente ao ensaio dos cinco corpos-de-prova destinados à obtenção da resistência à compressão. Após a análise realizada, verificou-se que os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos são em média 13,37% superiores aos valores dos módulos de elasticidade estáticos.

Tabela 6.04 - Resultados do estudo comparativo entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico.

(1) Classe de Resistência (MPa)	(2) Tipo e Teor de Fibras	(3) $E_{c,d}$ (GPa)	(4) DP (GPa)	(5) CV (%)	(6) E_c (GPa)	(7) DP (GPa)	(8) CV (%)	(9) Relação ($E_{c,d}/E_c$)	(10) Fator Médio de Correção ($E_{c,d}/E_c$)
30	F0	37,25	0,36	0,97	31,41	0,97	3,08	1,186	1,137
	F0,5+f0,5	38,34	0,40	1,03	36,23	0,39	1,07	1,058	
	F1,0	36,80	0,31	0,85	32,87	3,06	9,32	1,120	
	F1,5	37,54	0,93	2,47	31,66	3,32	10,50	1,186	
60	F0	44,76	2,62	5,85	38,46	3,42	8,90	1,164	1,179
	F0,5+f0,5	41,80	0,08	0,19	36,70	0,56	1,52	1,139	
	F1,0	39,48	0,57	1,45	32,19	1,67	5,18	1,226	
	F1,5	37,86	0,95	2,52	31,88	1,11	3,48	1,188	
90	F0	49,78	0,54	1,08	46,65	5,29	11,34	1,067	1,085
	F0,5+f0,5	48,51	0,11	0,23	41,10	0,57	1,39	1,180	
	F1,0	48,09	1,40	2,91	48,09	1,27	2,65	1,000	
	F1,5	49,42	0,05	0,10	45,29	0,61	1,34	1,091	

6.4.2.1 Resistência à compressão

Figueiredo (2000) relata que vários estudos já foram feitos sobre a adição de fibras ao concreto, onde a resistência à compressão foi avaliada de forma principal e secundária, não existindo, contudo, nenhum consenso entre os resultados. Alguns

trabalhos apontam uma redução nos valores obtidos para a resistência à compressão como consequência da má compactação obtida com o material. No entanto, como as fibras agem como ponte de transferência de tensões entre as fissuras, dentre elas, as produzidas pelo próprio esforço de compressão, seria plausível que o concreto apresentasse um ganho na resistência à compressão. Este mesmo comportamento inconclusivo foi observado nos dados informados nos gráficos da Figura 6.04 abaixo.

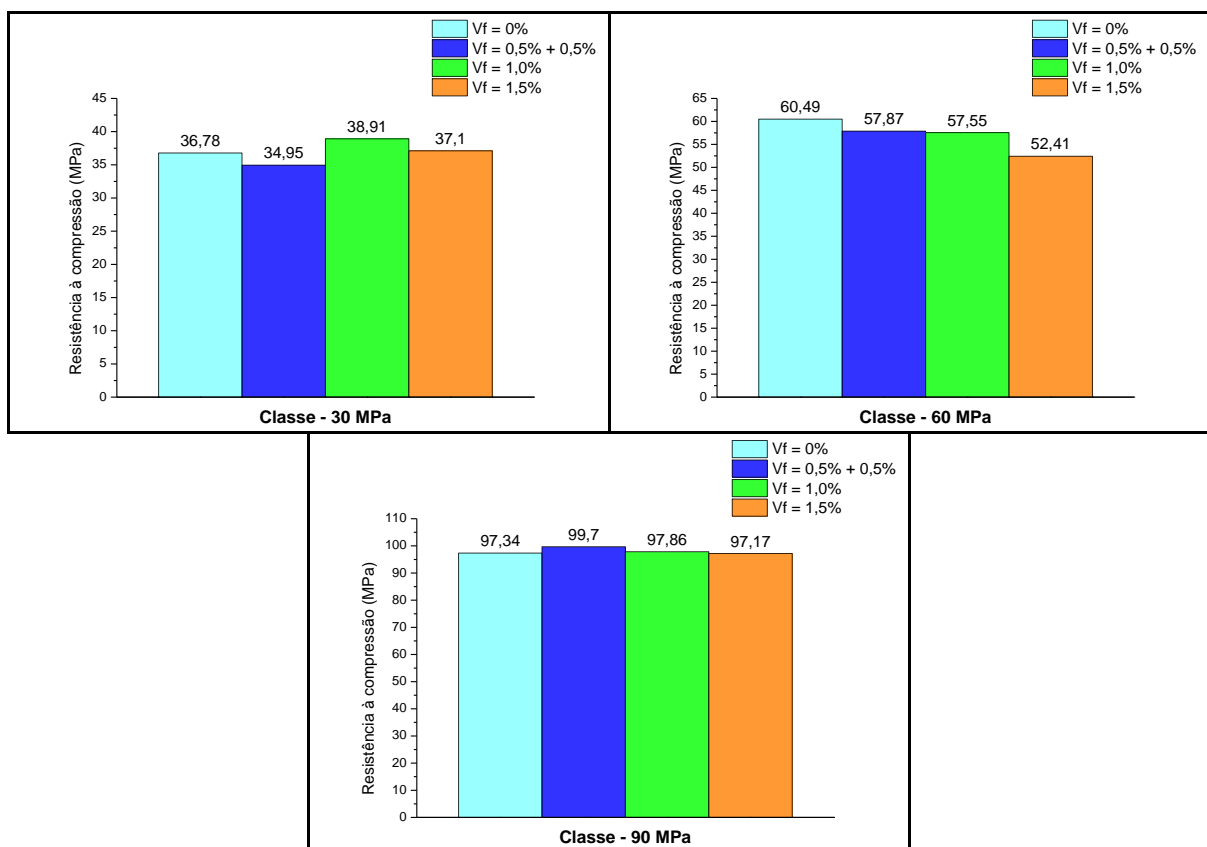


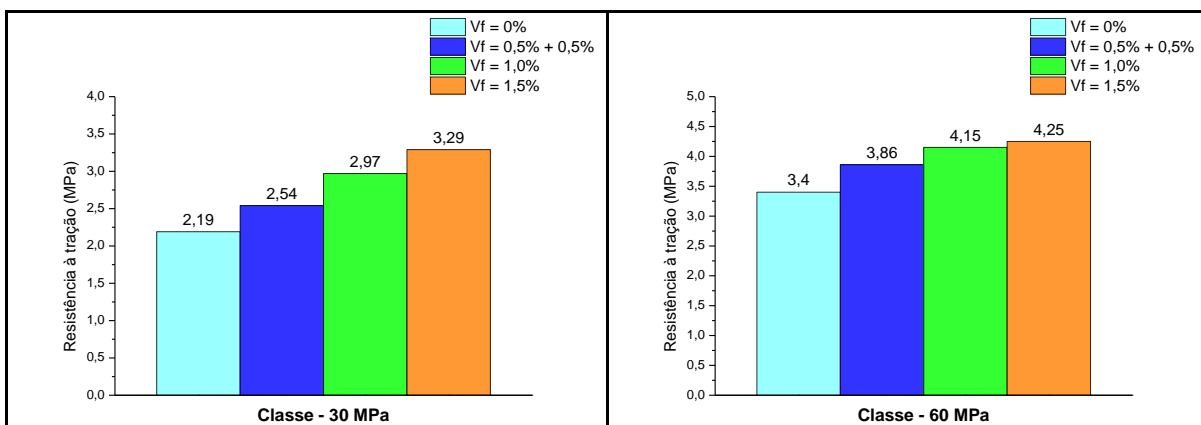
Figura 6.04 - Gráficos comparativos dos valores de resistência à compressão.

O emprego de fibras metálicas, nos teores e dimensões estudados, não influenciou significativamente a resistência à compressão dos concretos. Para os concretos da classe de resistência de 60 MPa verificou-se uma tendência de decréscimo nos valores de resistência de acordo com o acréscimo dos teores de fibras, com reduções de 4%, 5% e 13% respectivamente aos teores de fibras adicionados de (0,5%+0,5%), 1% e 1,5%, em relação ao concreto de referência. Para as demais classes de resistência não foi possível determinar nenhum tipo de comportamento padrão. Para a classe de 30 MPa, houve uma redução de 5% para o

concreto com (0,5%+0,5%) de fibras e acréscimos de 6% e 1% para os concretos com adição de 1% e 1,5%, respectivamente. Já para a classe de 90 MPa, os valores de resistência à compressão mantiveram-se praticamente inalterados em torno de 97 MPa, com exceção do concreto com (0,5%+0,5%) de fibras, que apresentou resistência à compressão de 99,7 MPa, ou seja, apenas 2% superior ao concreto sem adição de fibras.

6.4.2.2 Resistência à tração

Diferentemente do que foi observado quanto à influência das fibras na resistência à compressão, é obvio o benefício das fibras para a resistência à tração. Os gráficos da Figura 6.05 demonstram aumentos generalizados da referida resistência de acordo com o aumento da taxa e do comprimento das fibras, independentemente da classe do concreto. Foram observados incrementos de 16%, 36% e 50% para as taxas de (0,5%+0,5%), 1% e 1,5% para a classe de 30 MPa; 14%, 22% e 25% para a classe de 60 MPa e; 24%, 47% e 70% para a classe de 90 MPa. Comparando somente os traços com 1% de fibras observou-se acréscimos de 16%, 7,5% e 19%, respectivamente às classes de resistência de 30 MPa, 60 MPa e 90 MPa.



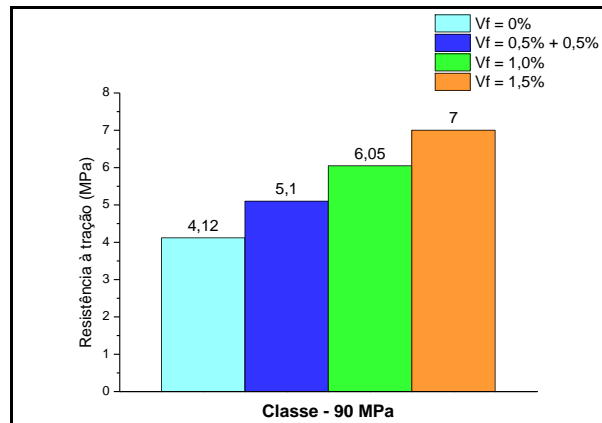
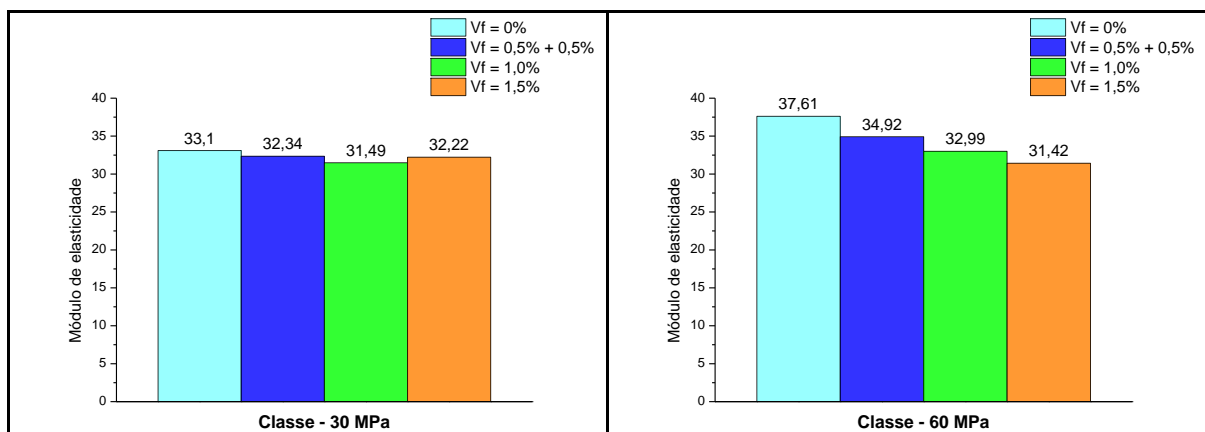


Figura 6.05 - Gráficos comparativos dos valores de resistência à tração.

6.4.2.3 Módulo de elasticidade

Por ser uma propriedade intrinsecamente ligada à resistência à compressão, esperava-se que o módulo de elasticidade apresentasse o mesmo comportamento da resistência à compressão na presença das fibras. Apesar de não ter sido possível identificar claramente a influência das fibras na resistência à compressão, no caso do módulo de elasticidade, verificou-se ligeiros decréscimos nos valores da propriedade de acordo com o aumento do volume de fibras. Esse comportamento mostrou-se generalizado e envolveu todas as classes de resistência, como pode ser verificado nos gráficos da Figura 06.



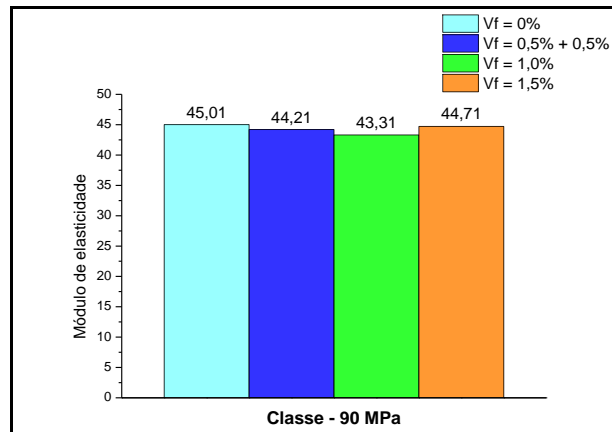


Figura 6.06 - Gráficos comparativos dos valores de módulo de elasticidade.

Para a classe de 30 MPa observou-se reduções de 2%, 5% e 3% para as taxas de fibras de (0,5%+0,5%), 1% e 1,5%. Para a classe de 60 MPa houve reduções de 7%, 12% e 16%. E para a classe de 90 MPa, as reduções alcançaram 2%, 4% e 1%, respectivamente.

A Tabela 6.05 abaixo apresenta um resumo das principais propriedades mecânicas dos concretos investigados, além dos seus respectivos desvios padrão e coeficientes de variação.

Tabela 6.05 - Propriedades mecânicas dos concretos estudados.

Classe (MPa)	Tipo e Teor Fibras	$f_{cm,28}$ (MPa)	DP (MPa)	CV (%)	$f_{cm,28}$ Relat.*	$f_{ctm,28}$ (MPa)	DP (MPa)	CV (%)	$f_{ctm,28}$ Relat.*	E_c^{**} (GPa)	DP (GPa)	CV (%)	E_c Relat.*
30	F0	36,78	2,69	7,30	1,00	2,19	0,35	15,99	1,00	33,10	0,92	2,78	1,00
	F0,5+f0,5	34,95	0,98	2,79	0,95	2,54	0,13	5,25	1,16	32,34	0,49	1,53	0,98
	F1,0	38,91	1,42	3,64	1,06	2,97	0,33	11,09	1,36	31,49	0,14	0,45	0,95
	F1,5	37,10	0,86	2,31	1,01	3,29	0,07	2,05	1,50	32,22	0,34	1,06	0,97
60	F0	60,49	3,89	6,42	1,00	3,40	0,50	14,60	1,00	37,61	0,88	2,33	1,00
	F0,5+f0,5	57,87	8,12	14,03	0,96	3,86	0,46	11,83	1,14	34,92	0,35	1,00	0,93
	F1,0	57,55	4,89	8,49	0,95	4,15	0,30	7,33	1,22	32,99	0,40	1,20	0,88
	F1,5	52,41	2,27	4,34	0,87	4,25	0,23	5,50	1,25	31,42	0,41	1,29	0,84
90	F0	97,34	4,78	4,91	1,00	4,12	0,18	4,43	1,00	45,01	0,42	0,93	1,00
	F0,5+f0,5	99,70	3,87	3,88	1,02	5,10	0,90	17,74	1,24	44,21	0,48	1,08	0,98
	F1,0	97,86	5,14	5,25	1,01	6,05	0,49	8,08	1,47	43,31	1,21	2,79	0,96
	F1,5	97,17	7,07	7,28	1,00	7,00	0,91	13,05	1,70	44,71	0,23	0,50	0,99

* Relação entre o valor da propriedade correspondente ao concreto com fibras (com o respectivo tipo e teor de fibra) e o valor do concreto de referência (sem fibras).

** Valores dos módulos de elasticidade obtidos através dos valores dos módulos de elasticidade dinâmicos corrigidos.

Uma observação pertinente quando da discussão dos métodos de ensaio disponíveis e utilizados seja que os ensaios dinâmicos para caracterização das propriedades mecânicas dos materiais estão aos poucos substituindo, sem prejuízo, os ensaios estáticos convencionais. Algumas vantagens podem ser facilmente destacadas, dentre elas, o fato das amostras não ficarem inutilizadas após o ensaio, ficando disponíveis para serem monitoradas e ensaiadas outras vezes. Outra vantagem característica dos ensaios dinâmicos está relacionada à incerteza nas medidas e nos resultados. O ensaio convencional para obtenção do módulo de elasticidade, por exemplo, apresenta grande dispersão de resultados, exibindo elevados desvios-padrão e coeficientes de variação. Já nos ensaios dinâmicos as incertezas e a variabilidade nos resultados não chegam a 2%. Existe também a questão do tempo e do custo-benefício, pois visto a necessidade frequente da caracterização de grandes quantidades de amostras, o tempo de aquisição torna-se um fator indispensável na agilização das medidas. A utilização de equipamentos e dispositivos compactos para caracterização dinâmica possibilita que um menor número de ensaios corriqueiros seja realizado em máquinas com grande custo de manutenção, sendo essas destinadas apenas para execução de ensaios específicos, onde o seu emprego seja indispensável.

Visto todas as disposições realizadas, considera-se que a realização de ensaios destrutivos para obtenção de algumas propriedades mecânicas, como é o caso do módulo de elasticidade, seja em muitos casos dispensável, principalmente quando se dispuser de banco de dados contendo informações sobre agregados disponíveis na região e dos coeficientes que correlacionam e permitam a obtenção indireta das propriedades de interesse.

6.4.2.4 Tenacidade à flexão

Os valores obtidos no ensaio de tenacidade à flexão confirmaram a grande correlação existente entre o teor de fibras e o comportamento pós-fissuração dos CRFA, medido através do fator de tenacidade. Pode-se observar um aumento expressivo no desempenho em relação à tenacidade na medida em que se aumentaram a taxa e a dimensão das fibras.

Nas Figuras 6.07 a 6.09 a seguir se encontram os gráficos força *versus* deflexão e os gráficos comparativos entre os valores de tenacidade em questão.

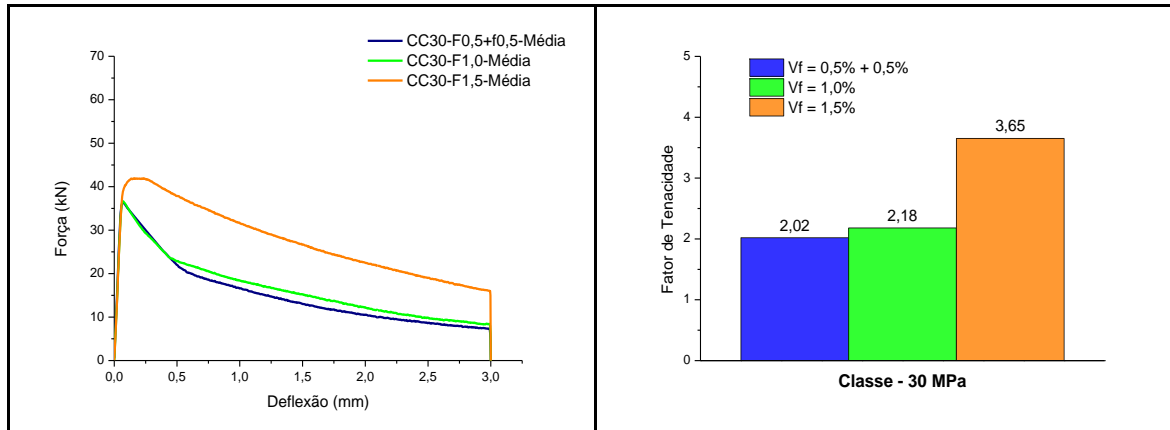


Figura 6.07 - Gráficos força *versus* deflexão e comparativos dos valores de tenacidade à flexão para os concretos da classe de 30 MPa.

O concreto com teor de fibra de 1,5% apresentou valor de tenacidade 81% superior ao concreto com teor de 1% como composição de 0,5% de fibras de 13 mm e 0,5% de fibras de 25 mm. Já em relação ao concreto com 1% de fibras de 25 mm esse acréscimo ficou em 67%. Comparando apenas os dois traços de 1% a diferença foi de apenas 8%.

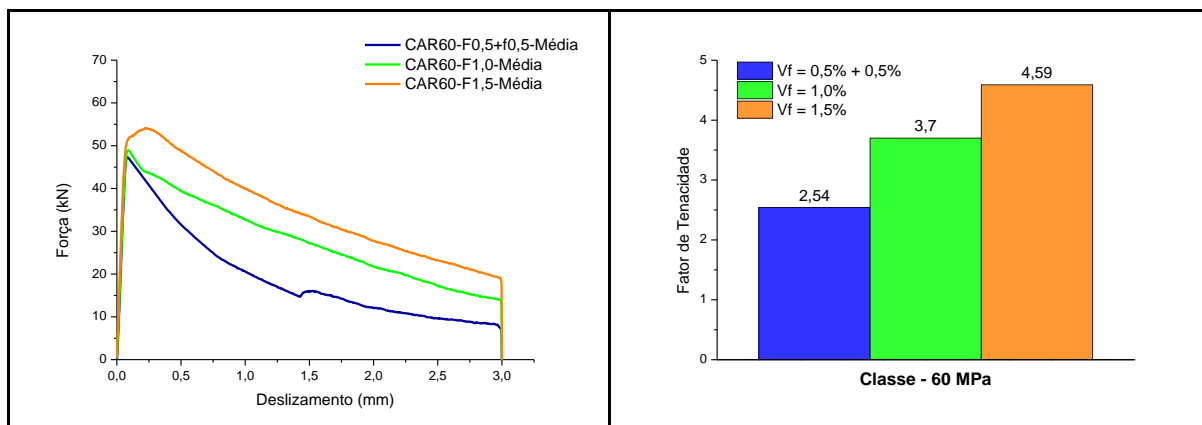


Figura 6.08 - Gráficos força *versus* deflexão e comparativos dos valores de tenacidade à flexão para os concretos da classe de 60 MPa.

O mesmo acréscimo de 81% no valor de tenacidade foi observado para a classe de 60 MPa, quando comparado as taxas mínimas e máximas de fibras. Em relação ao valor intermediário houve um acréscimo de 24% no trabalho dissipado do

material até a deflexão considerada. Entre os concretos de 1% a diferença chegou a 46%.

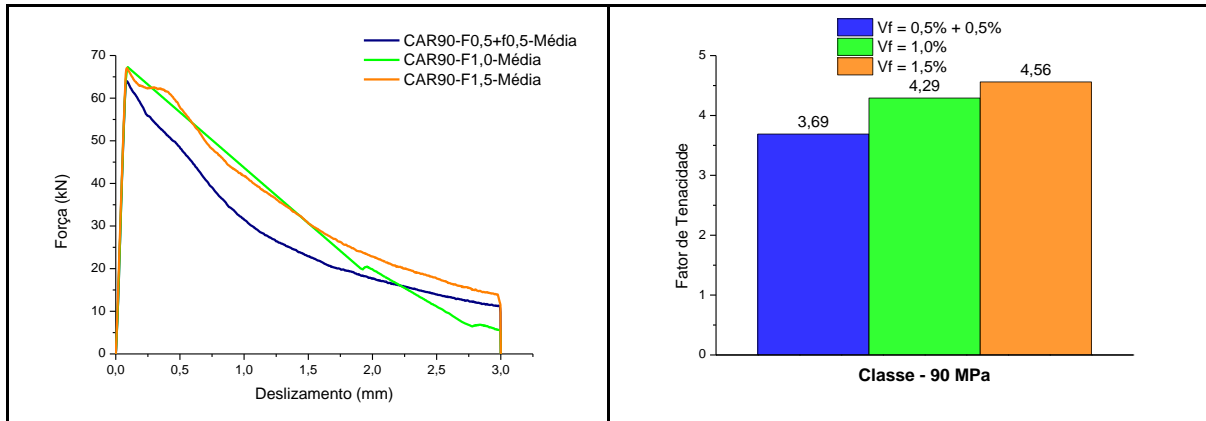


Figura 6.09 - Gráficos força *versus* deflexão e comparativos dos valores de tenacidade à flexão para os concretos da classe de 90 MPa.

Os concretos da classe de 90 MPa apresentaram um comportamento um pouco distinto das demais classes de resistência. Houve uma menor diferença entre os valores de tenacidade de acordo com o aumento da taxa e do comprimento das fibras. Para o concreto com 1,5% houve um acréscimo de 6% em relação ao concreto com 1% de fibras de 25 mm e de 24% em relação ao concreto com fibras mistas. A diferença entre os traços com 1% de fibras foi de 16%. Uma possível explicação seja que para os concretos de alta resistência, a eficiência das fibras seja menor durante a fase pós-fissuração da matriz, visto o comportamento extremamente frágil dos CARs.

A Tabela 6.06 apresenta um resumo dos valores dos fatores de tenacidade obtidos através do ensaio de tenacidade à flexão bem como seus respectivos desvios-padrão e coeficientes de variação.

Tabela 6.06 - Resumo dos fatores de tenacidade à flexão.

Classe de Resistência (MPa)	Tipo e Teor de Fibras	T_b (kN.mm)	FT	DP	CV (%)	Fator de Tenacidade Relativo*
30	F0,5+f0,5	45,45	2,02	0,14	7,08	1,00
	F1,0	49,12	2,18	0,36	16,50	1,08
	F1,5	82,10	3,65	0,35	9,65	1,81
60	F0,5+f0,5	57,07	2,54	0,29	11,55	1,00
	F1,0	83,25	3,70	0,25	6,88	1,46
	F1,5	103,36	4,59	0,65	14,18	1,81
90	F0,5+f0,5	82,93	3,69	0,44	11,86	1,00
	F1,0	96,51	4,29	0,81	18,98	1,16
	F1,5	102,68	4,56	0,50	10,99	1,24

* Relação entre o valor da propriedade correspondente ao concreto com fibras (com o respectivo tipo e teor de fibra) e o valor do concreto de referência (com 0,5% de fibras de 13 mm e 0,5% de fibras de 25 mm).

6.5 ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Os ensaios de arrancamento são caracterizados por apresentarem uma grande dispersão nos seus resultados, inerente ao controle, processo ou tipo de ensaio empregado. Em muitos casos, a influência de alguns fatores, como é o caso das fibras metálicas, não pode ser facilmente identificado, ou então apresentar resultados distintos, quando da apreciação de diferentes autores. Nos tópicos a seguir serão apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento divididos entre as principais variáveis estudadas e que influenciam na aderência, a saber: tipo e diâmetro da fibra de aço, tipo de ruptura, resistência à compressão do concreto e diâmetro da barra de aço.

6.5.1 Fibras de aço

Todos os gráficos correspondentes aos ensaios de arrancamento que se seguem representam as curvas médias de tensão *versus* deslizamento dos cinco corpos-de-prova de cada série e se encontram complementarmente no anexo deste trabalho. Já as tabelas apresentam os valores de tensão última de aderência e o seu respectivo deslizamento, calculados através da média aritmética de cinco amostras.

▪ Concretos da classe de 30 MPa

Analisando qualitativamente os gráficos da Figura 6.10 abaixo, verifica-se que a adição de fibras metálicas, nos teores e diâmetros estudados, não modifica o comportamento dos concretos de resistência convencional, no caso, o concreto da classe de resistência de 30 MPa. O comportamento pós-pico para todos os concretos foi praticamente coincidente e a ruptura observada foi majoritariamente pelo arrancamento da barra, ou seja, pelo esmagamento do concreto frente às nervuras.

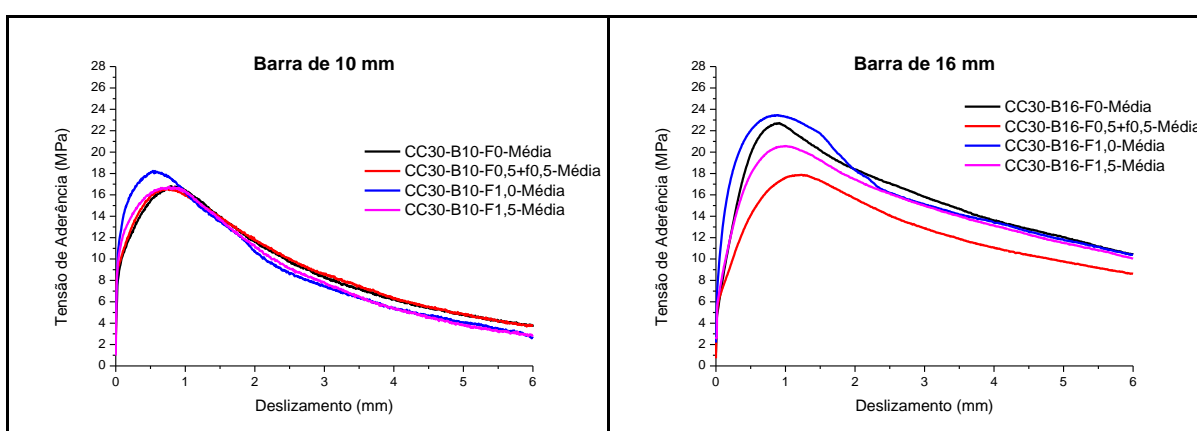


Figura 6.10 - Curva tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos da classe de 30 MPa para as barras de 10 mm e 16 mm, variando-se o teor das fibras metálicas.

Por outro lado, analisando quantitativamente os resultados apresentados na Tabela 6.07, verifica-se que para os corpos-de-prova com barra de 10 mm, houve decréscimo nos valores de deslizamento; e em contrapartida acréscimo nos valores de tensão última de aderência em relação ao concreto de referência. Para o deslizamento último, as reduções foram de 27%, 43% e 9%, respectivamente aos concretos com adições de 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm), 1% (25 mm) e 1,5% (25 mm) de fibras. Já as tensões últimas de aderência aumentaram em 13%, 31% e 12%, respectivamente.

Para os corpos-de-prova com barra de 16 mm, o comportamento observado foi o oposto, ou seja, houve acréscimo de 37%, 3% e 14% nos valores de deslizamento último; e para a tensão última de aderência não se pode observar um comportamento padrão, pois houve redução de 21% para o concreto com 1% de fibras mistas e 9% para o concreto com 1,5% de fibras longas; e acréscimo de 3% para o concreto com 1% de fibras (25 mm).

Tabela 6.07 - Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento considerando os modelos da classe de 30 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Tipo e Teor de Fibras	$\delta_{(ult)}$ (mm)	DP	CV (%)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	DP	CV (%)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
30	10	F0	0,86	0,09	10,27	1,00	15,19	1,94	12,79	1,00
		F0,5+f0,5	0,63	0,15	23,85	0,73	17,23	3,29	19,09	1,13
		F1,0	0,49	0,12	23,37	0,57	19,84	1,12	5,63	1,31
		F1,5	0,78	0,18	23,00	0,91	17,08	2,00	11,74	1,12
	16	F0	0,93	0,03	3,76	1,00	22,80	1,69	7,40	1,00
		F0,5+f0,5	1,27	0,07	5,36	1,37	18,05	1,90	10,54	0,79
		F1,0	0,96	0,05	4,85	1,03	23,59	1,17	4,96	1,03
		F1,5	1,06	0,08	7,84	1,14	20,70	1,12	5,42	0,91

O estado dos corpos-de-prova após a ruptura pode ser observado na Figura 6.11 (a) e (b). A Figura 6.11 (a) ilustra o espécime sem fibras. Já a Figura 6.11 (b) é do corpo-de-prova com 1,0% de fibras (25 mm) e demonstra que não há influência das fibras no processo de fissuração dos concretos de baixa resistência, pois em ambos os casos, ou as fissuras são ausentes ou apareceram de forma imperceptível, característica da ruptura por arrancamento.

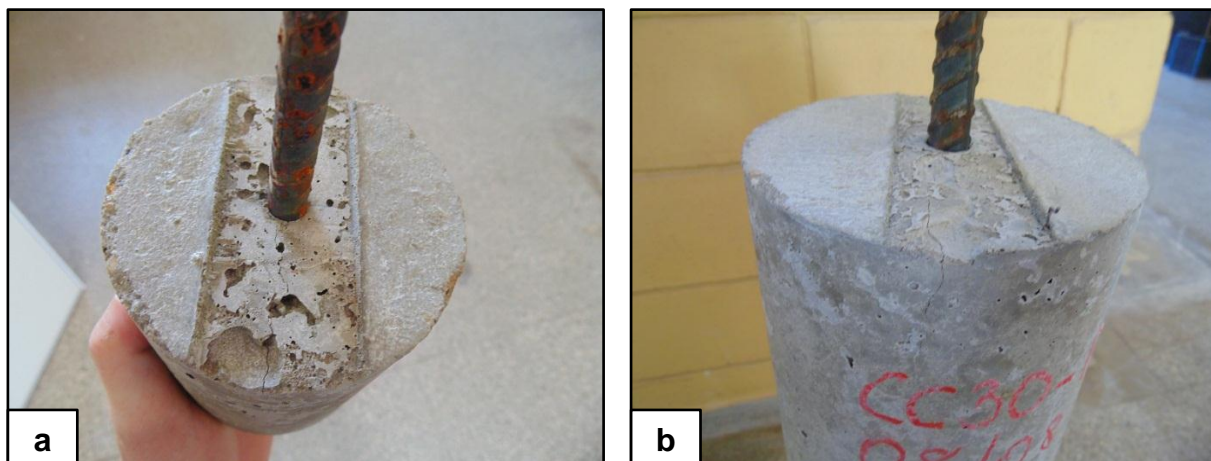


Figura 6.11 (a) e (b) - Ruptura por arrancamento e fissuração dos corpos-de-prova da classe de 30 MPa.

▪ Concretos da classe de 60 MPa

A partir desta classe de resistência, as fibras metálicas passaram a ter um papel importante no comportamento da aderência. De maneira geral a ruptura

ocorreu pelo deslizamento da barra, exceto para os concretos sem fibras onde a ruptura por fendilhamento foi preponderante, tanto para os corpos-de-prova com barra de 10 mm como para os corpos-de-prova com barra de 16 mm, como observado nos gráficos da Figura 6.12 e na Tabela 6.08.

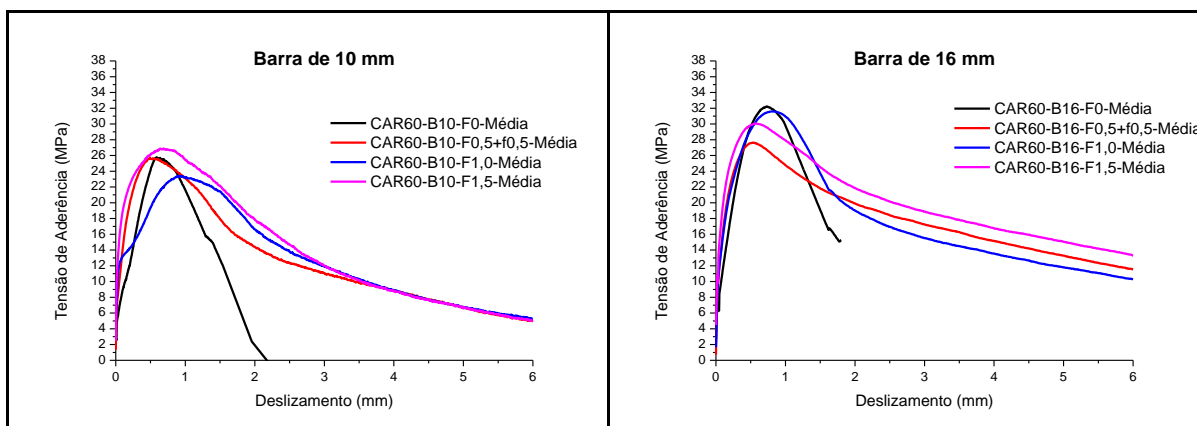


Figura 6.12 - Curva tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos da classe de 60 MPa para as barras de 10 mm e 16 mm, variando-se o teor das fibras metálicas.

As fibras mostraram-se prejudiciais tanto para o deslizamento como para a tensão última de aderência. Houve redução generalizada no caso do deslizamento, independentemente do diâmetro, do tipo e do teor de fibra; e um único aumento de 8% no concreto com adição de 1,5% de fibras para o corpo-de-prova com barra de 10 mm, no caso da tensão de aderência.

Tabela 6.08 - Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento considerando os modelos da classe de 60 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Tipo e Teor de Fibras	$\delta_{(ult)}$ (mm)	DP	CV (%)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	DP	CV (%)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
60	10	F0	1,01	0,24	24,02	1,00	27,48	1,66	6,03	1,00
		F0,5+f0,5	0,52	0,05	10,31	0,51	26,09	2,41	9,25	0,95
		F1,0	0,97	0,14	14,21	0,96	25,17	2,23	8,85	0,92
		F1,5	0,82	0,17	20,14	0,81	29,56	3,66	12,37	1,08
	16	F0	0,79	0,11	14,56	1,00	32,83	2,80	8,53	1,00
		F0,5+f0,5	0,51	0,02	4,82	0,65	27,90	1,49	5,34	0,85
		F1,0	0,79	0,05	6,27	1,00	31,97	3,94	12,32	0,97
		F1,5	0,56	0,04	7,76	0,71	30,23	1,26	4,17	0,92

O quadro de fissuração dos concretos desta classe de resistência pode ser resumido e observado através da Figura 6.13 (a) e (b). A Figura 6.13 (a), correspondente ao corpo-de-prova sem fibras, onde houve ruptura por fendilhamento, observa-se a existência de uma fissura bem destacada. Já a Figura 6.13 (b), correspondente ao corpo-de-prova com 1% de fibras, onde grande parte das rupturas ocorreram pelo deslizamento da barra, as fissuras são inexistentes ou imperceptíveis, como no caso dos concretos de baixa resistência.

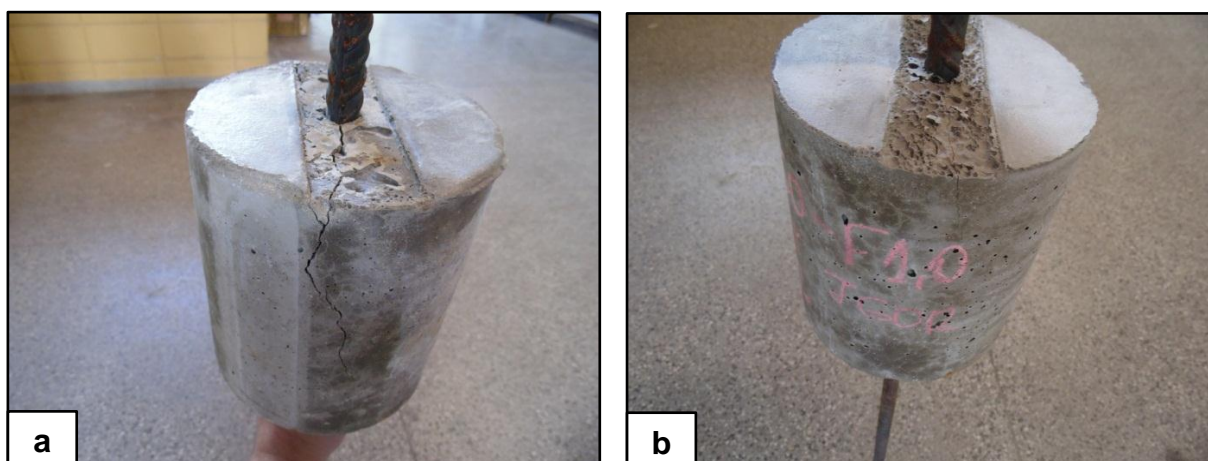


Figura 6.13 (a) e (b) - Ruptura e fissuração dos corpos-de-prova da classe de 60 MPa.

▪ Concretos da classe de 90 MPa

A adição de fibras metálicas mostrou-se ter efetiva influência no caso dos concretos da classe de resistência de 90 MPa, apesar de já apresentar influência na

classe de resistência anterior. Percebe-se nitidamente, ao se analisar o gráfico da Figura 6.14, a mudança no comportamento pós-fissuração dos concretos estudados quando da adição das fibras metálicas. Primeiramente destaca-se a ruptura extremamente brusca e frágil dos concretos de referência, sem nenhuma resistência de aderência residual após a ruptura. Outra característica importante é a capacidade das fibras de proporcionar uma resistência de aderência residual ao corpo-de-prova. Esta capacidade mostrou-se proporcional à dimensão e ao teor de fibra empregado, ou seja, a tensão residual de aderência foi maior quanto maior o comprimento e o teor da fibra.

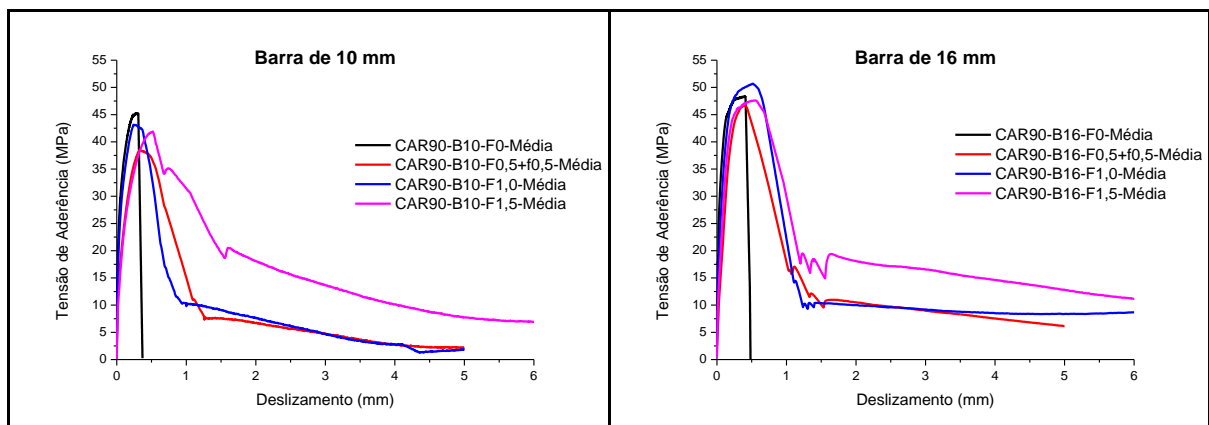


Figura 6.14 - Curva tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos da classe de 90 MPa para as barras de 10 mm e 16 mm, variando-se o teor das fibras metálicas.

Em relação aos valores de tensão de aderência e deslizamento últimos, verificou-se que as fibras proporcionaram um aumento nos valores de deslizamento, exceto para os corpos-de-prova com 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm) de fibras e barra de 16 mm, onde houve uma diminuição de 14% em relação ao concreto de referência; e uma diminuição em termos da tensão última de aderência, exceto para os corpos-de-prova utilizando concreto com 1% de fibras e barra de 16 mm, onde houve um aumento de 4%. Ressalta-se que a diferença entre os valores de tensão última de aderência foram muito pequenos e não superaram 7%, conforme observado na Tabela 6.09.

Tabela 6.09 - Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento considerando os modelos da classe de 90 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Tipo e Teor de Fibras	$\delta_{(ult)}$ (mm)	DP	CV (%)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	DP	CV (%)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
90	10	F0	0,35	0,05	13,97	1,00	46,20	0,88	1,90	1,00
		F0,5+f0,5	0,49	0,11	23,11	1,40	43,63	2,77	6,35	0,94
		F1,0	0,36	0,10	28,46	1,03	45,33	1,45	3,19	0,98
		F1,5	0,47	0,06	11,91	1,34	42,91	4,18	9,75	0,93
	16	F0	0,44	0,05	10,64	1,00	48,51	1,73	3,56	1,00
		F0,5+f0,5	0,38	0,04	10,91	0,86	47,51	1,69	3,56	0,98
		F1,0	0,58	0,04	7,76	1,32	50,48	1,19	2,35	1,04
		F1,5	0,56	0,03	4,71	1,27	46,89	1,32	2,83	0,97

Os ensaios das séries sem fibras pertencentes a esta classe de resistência tiveram de ser executados com o auxílio de uma cesta protetora envolvendo o aparato de ensaio, visto a ruptura explosiva e a desagregação do corpo-de-prova. Este comportamento pode ser entendido ao se verificar que a ruptura dos concretos de alta resistência acontece exclusivamente pelo fendilhamento, através do desenvolvimento de uma única fissura. Quando há a presença das fibras, a ruptura continua a ser pelo fendilhamento, porém as fibras são capazes de manter uma coesão e a integridade do corpo-de-prova, proporcionando a resistência de aderência residual mencionada. A ruptura, neste caso, ocorre pelo desenvolvimento de mais de uma fissura e passa a ser menos brusca e frágil, como verificado na Figura 6.15 (a) e (b).

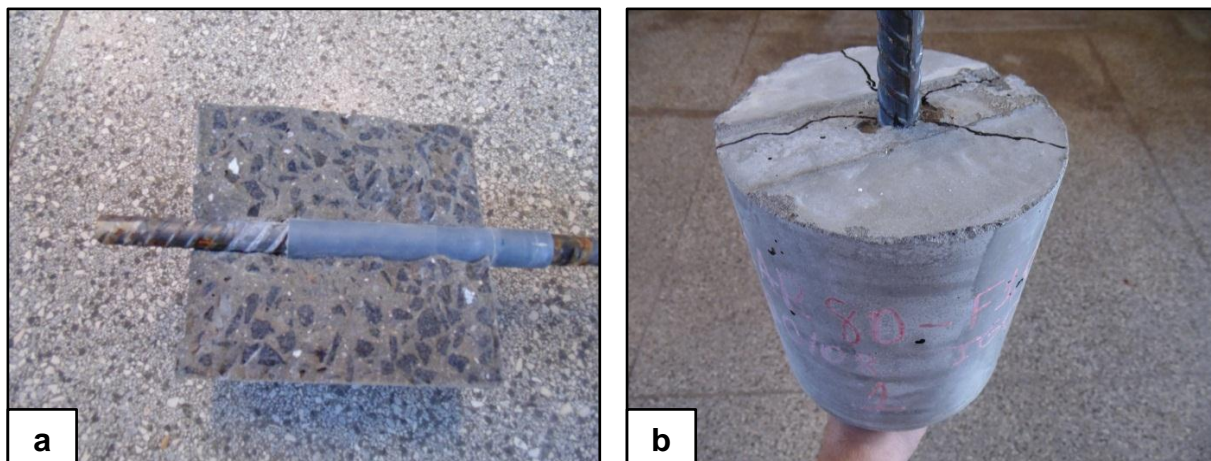


Figura 6.15 (a) e (b) - Ruptura e fissuração dos corpos-de-prova da classe de 90 MPa.

6.5.2 Tipo de ruptura

Além de modificar o comportamento pós-fissuração, principalmente dos concretos de alta resistência, as fibras metálicas também são responsáveis por modificar o tipo de ruptura de aderência. A seguir estão demonstrados os resultados da análise estatística a fim de se verificar a porcentagem de cada tipo de ruptura ocorrida e observada durante os ensaios de arrancamento.

▪ Concretos da classe de 30 MPa

Os corpos-de-prova desta classe de resistência apresentaram como ruptura predominante o arrancamento da barra, exceto para os concretos com 1% de fibras, tanto para a barra de 10 mm como para a barra de 16 mm, onde 20% ou 1/5 dos corpos-de-prova apresentaram ruptura por fendilhamento. Considera-se que para esta magnitude de resistência, a presença das fibras é indiferente para o tipo de ruptura, visto que mesmo os corpos-de-prova sem fibras apresentaram ruptura por arrancamento, como pode ser observado nos gráficos da Figura 6.16.

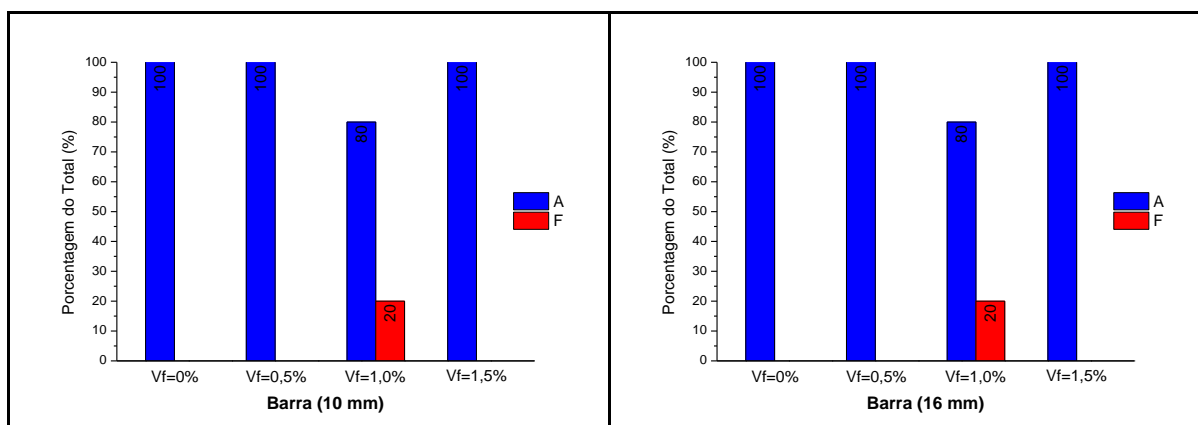


Figura 6.16 - Porcentagens de cada tipo de ruptura observadas para os corpos-de-prova da classe de 30 MPa.

▪ Concretos da classe de 60 MPa

A influência das fibras metálicas no tipo de ruptura para os corpos-de-prova com concretos desta classe de resistência é evidente ao se analisar os gráficos da Figura 6.17. A ruptura preponderante deixa de ser pelo fendilhamento nos concretos de referência e passa a ser pelo arrancamento da barra nos concretos com algum tipo e porcentagem de fibra. Para os espécimes com barra de 10 mm e sem fibras,

60% das rupturas ocorreram pelo fendilhamento. Para os demais concretos, 80% das rupturas ocorreram pelo arrancamento da barra. Já para os espécimes com barra de 16 mm, houve 80% das rupturas por fendilhamento para o concreto sem fibras, 100% das rupturas por arrancamento para os concretos com 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm) e 1,5% (25 mm) de fibras; e 60% de rupturas por fendilhamento para o concreto com 1%.

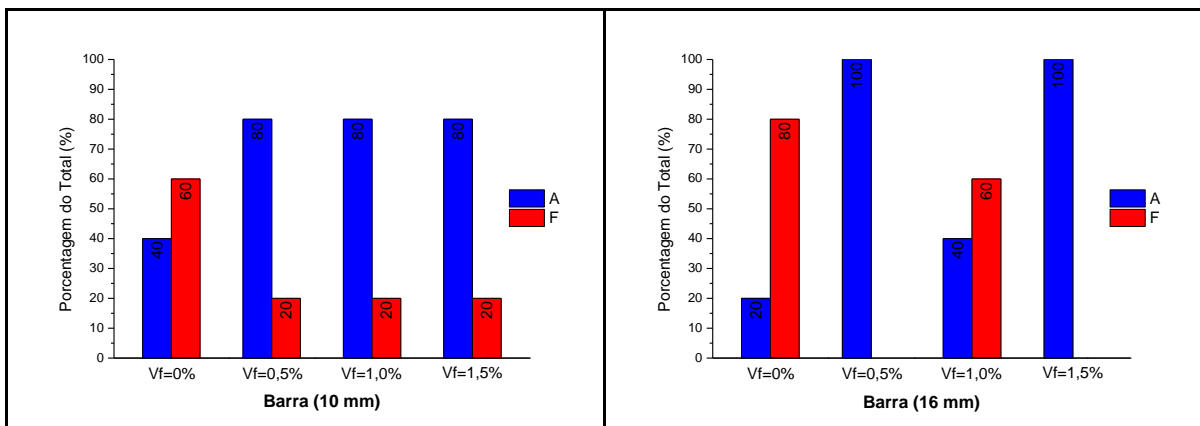


Figura 6.17 - Porcentagens de cada tipo de ruptura observadas para os corpos-de-prova da classe de 60 MPa.

▪ Concretos da classe de 90 MPa

Observou-se para esta classe de resistência outro tipo de ruptura em adição às rupturas por arrancamento da barra e pelo fendilhamento do concreto, já observadas nas classes de resistência anteriores. Houve além da ruptura simples pelo fendilhamento, o escoamento da barra precedido pelo fendilhamento do concreto, conforme os gráficos da Figura 6.18. Neste caso a força aplicada superou a força necessária para o início do escoamento da barra. Entretanto, estas solicitações não foram suficientes para ocasionar a ruptura das barras de aço utilizadas.

Apesar de não serem capazes de alterar o tipo de ruptura, preeminente pelo fendilhamento nos concretos de alta resistência, as fibras foram capazes de proporcionar uma ruptura menos brusca e frágil, o desenvolvimento de uma resistência de aderência residual e um processo de ruptura por fissuração múltipla.

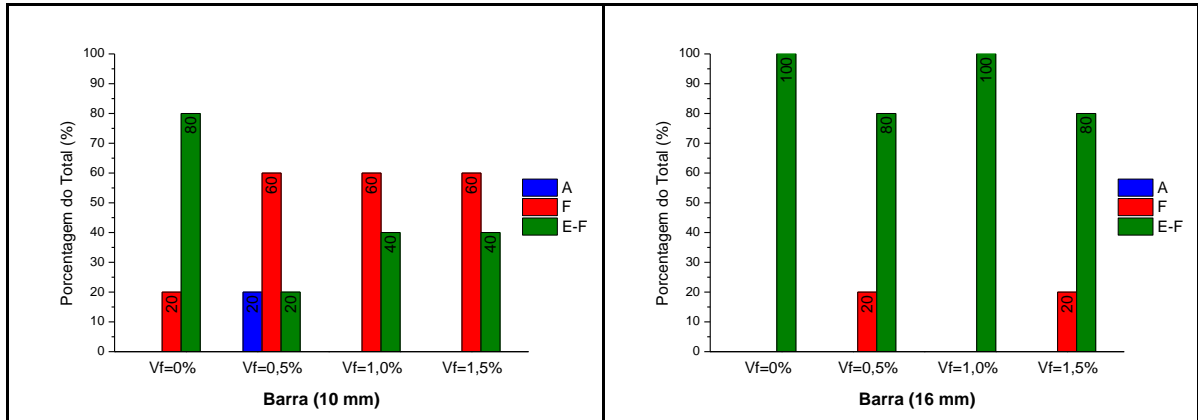


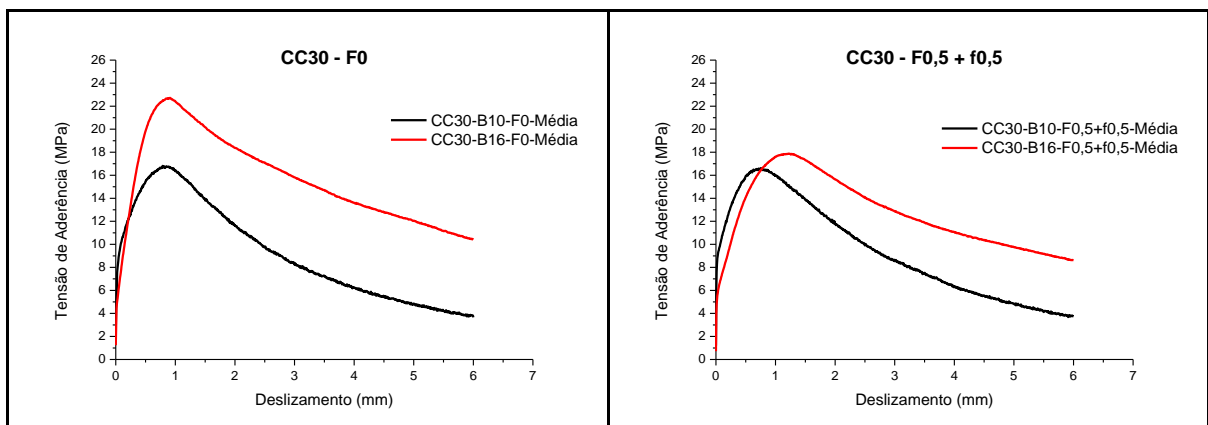
Figura 6.18 - Porcentagens de cada tipo de ruptura observadas para os corpos-de-prova da classe de 90 MPa.

6.5.3 Diâmetro da barra de aço

Neste tópico foi analisada a influência do diâmetro da barra de aço na tensão última de aderência, no deslizamento último e na energia despendida durante o ensaio até a ruptura.

- **Concretos da classe de 30 MPa**

No caso dos corpos-de-prova com concretos da classe de 30 MPa verificou-se que a tensão última de aderência, o deslizamento último e a energia despendida aumentaram de acordo com o aumento do diâmetro da barra. A tensão última de aderência para os corpos-de-prova com barra de 16 mm foi 24% superior aos corpos-de-prova com barra de 10 mm. Para o deslizamento essa diferença foi de 60%, como verificado nos gráficos da Figura 6.19 e na Tabela 6.10.



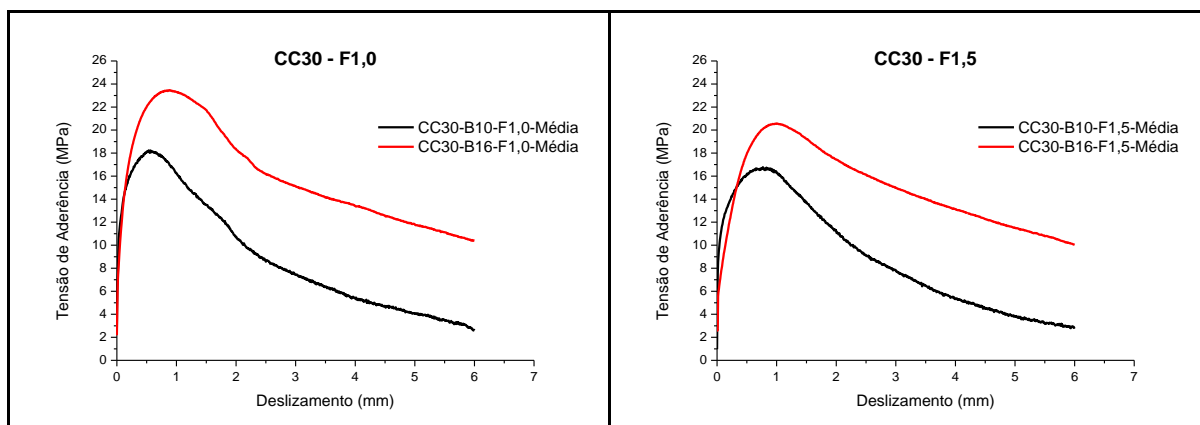


Figura 6.19 - Comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 30 MPa.

Tabela 6.10 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 30 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Tipo e Teor de Fibras	Diâmetro (mm)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
30	F0	10	0,86	1,00	15,19	1,00
		16	0,93	1,08	22,8	1,50
	F0,5 + f0,5	10	0,63	1,00	17,24	1,00
		16	1,27	2,02	18,05	1,05
	F1,0	10	0,49	1,00	19,84	1,00
		16	0,96	1,96	23,59	1,19
F1,5	10	0,78	1,00	17,08	1,00	
	16	1,06	1,36	20,7	1,21	
Relação Média da Classe				1,60		1,24

▪ Concretos da classe de 60 MPa

Para os corpos-de-prova com concretos da classe de 60 MPa e com barra de 16 mm, a tensão última de aderência foi em média 14% superior quando comparado às tensões dos corpos-de-prova com barra de 10 mm. Percebe-se também uma maior energia despendida nos corpos-de-prova com barra de 16 mm. Já em relação ao deslizamento último, o comportamento foi o oposto, houve uma redução média de 18% no valor do deslizamento entre os corpos-de-prova com barra de 16 mm e os corpos-de-prova com barra de 10 mm, como pode ser observado nos gráficos da Figura 6.20 e na Tabela 6.11.

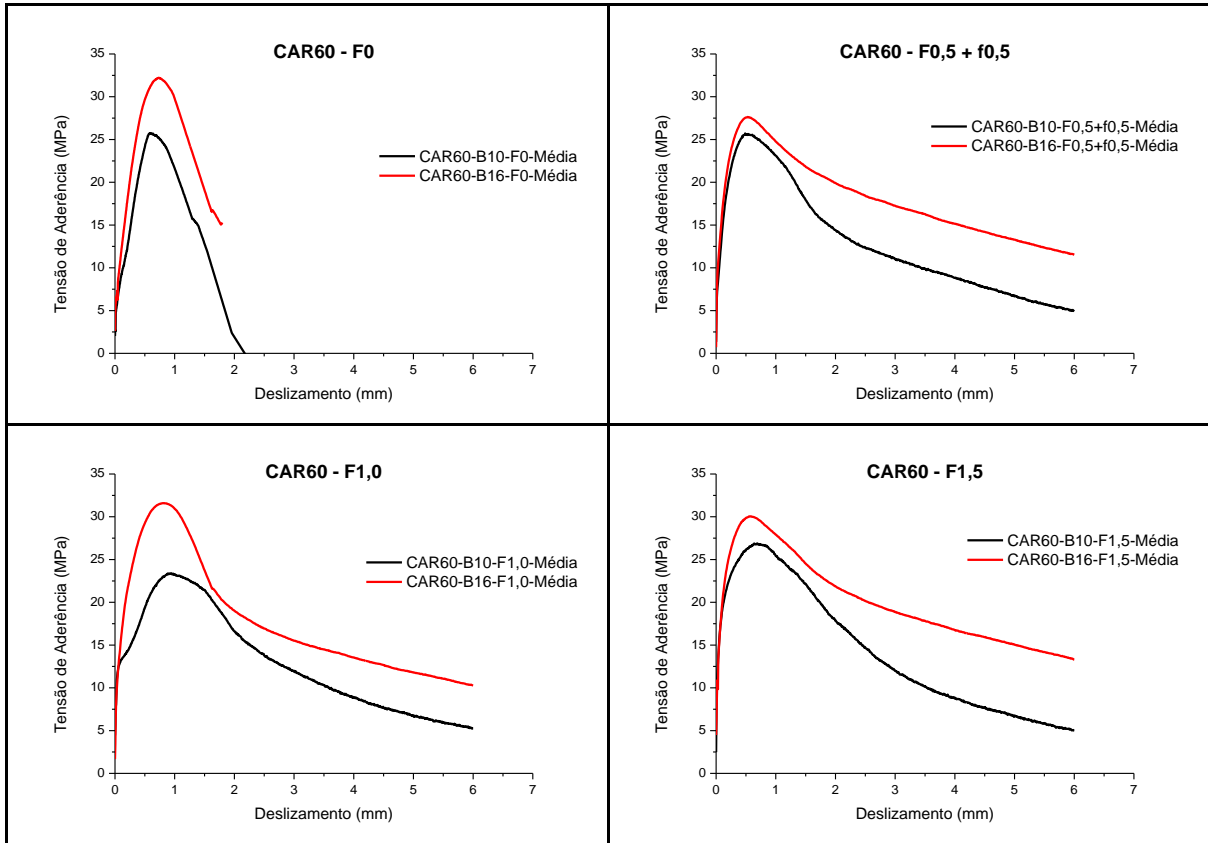


Figura 6.20 - Comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 60 MPa.

Tabela 6.11 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 60 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Tipo e Teor de Fibras	Diâmetro (mm)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
60	F0	10	1,01	1,00	27,48	1,00
		16	0,79	0,78	32,83	1,19
	F0,5 + f0,5	10	0,52	1,00	26,09	1,00
		16	0,51	0,98	27,90	1,07
	F1,0	10	0,97	1,00	25,17	1,00
		16	0,79	0,81	31,97	1,27
	F1,5	10	0,82	1,00	29,56	1,00
		16	0,56	0,68	30,23	1,02
Relação Média da Classe				0,82		1,14

▪ **Concretos da classe de 90 MPa**

O comportamento dos corpos-de-prova com concretos da classe de 90 MPa foi semelhante ao dos corpos-de-prova com concretos da classe de 30 MPa, ou

seja, as tensões últimas de aderência dos exemplares com barra de 16 mm foram superiores às tensões dos exemplares com barra de 10 mm, em média de 9%. Em relação ao deslizamento último, o valor foi 21% superior, conforme os gráficos da Figura 6.21 e Tabela 6.12. O mesmo pode ser considerado para a energia.

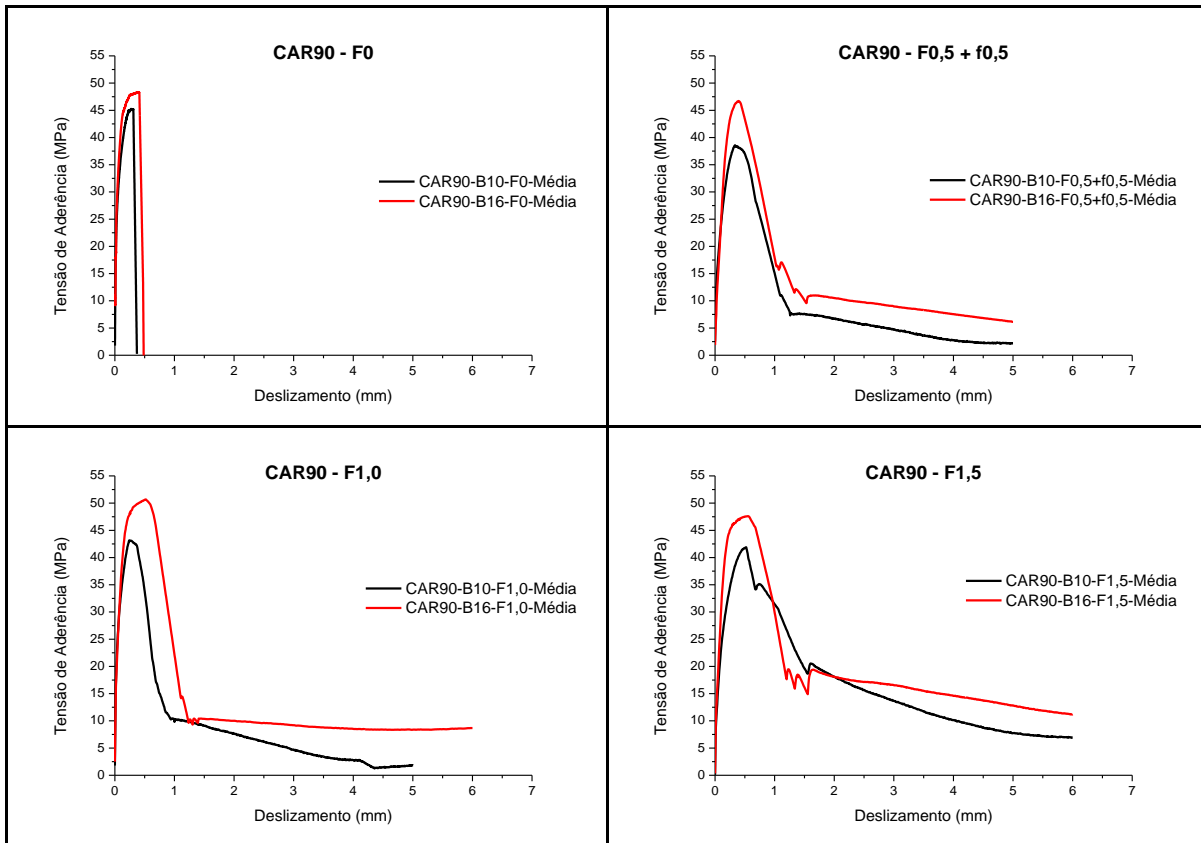


Figura 6.21 - Comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 90 MPa.

Tabela 6.12 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm da classe de 90 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Tipo e Teor de Fibras	Diâmetro (mm)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
90	F0	10	0,35	1,00	46,20	1,00
		16	0,44	1,26	48,51	1,05
	F0,5 + f0,5	10	0,49	1,00	43,63	1,00
		16	0,38	0,78	47,51	1,09
	F1,0	10	0,36	1,00	45,33	1,00
		16	0,58	1,61	50,48	1,11
	F1,5	10	0,47	1,00	42,91	1,00
		16	0,56	1,19	46,89	1,09
Relação Média da Classe				1,21		1,09

A Tabela 6.13 apresenta um resumo geral e comparativo da influência do diâmetro da barra de aço na aderência. Levando em consideração as três classes de resistência e os diferentes tipos e teores de fibra, verificou-se que a tensão última de aderência dos corpos-de-prova com barra de 16 mm foi em média 15% maior do que a tensão de aderência dos corpos-de-prova com barra de 10 mm. Em relação ao deslizamento último, o valor foi 21% superior. Para todas as classes de resistência observou-se uma maior energia despendida nos corpos-de-prova com barra de 16 mm.

Tabela 6.13 - Resumo comparativo dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm.

Tipo e Teor de Fibras	Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
F0	30	10	0,86	1,00	15,19	1,00
		16	0,93	1,08	22,80	1,50
	60	10	1,01	1,00	27,48	1,00
		16	0,79	0,78	32,83	1,19
	90	10	0,35	1,00	46,20	1,00
		16	0,44	1,26	48,51	1,05
F0,5 + f0,5	30	10	0,63	1,00	17,24	1,00
		16	1,27	2,02	18,05	1,05
	60	10	0,52	1,00	26,09	1,00
		16	0,51	0,98	27,90	1,07
	90	10	0,49	1,00	43,63	1,00
		16	0,38	0,76	47,51	1,09
F1,0	30	10	0,49	1,00	19,84	1,00
		16	0,96	1,96	23,59	1,19
	60	10	0,97	1,00	25,17	1,00
		16	0,79	0,81	31,97	1,27
	90	10	0,36	1,00	45,33	1,00
		16	0,58	1,61	50,48	1,11
F1,5	30	10	0,78	1,00	17,08	1,00
		16	1,06	1,36	20,70	1,21
	60	10	0,82	1,00	29,56	1,00
		16	0,56	0,68	30,23	1,02
	90	10	0,47	1,00	42,91	1,00
		16	0,56	1,19	46,89	1,09
Relação Média Geral				1,21		1,15

6.5.4 Resistência à compressão

Os gráficos a seguir demonstram a diferença no comportamento tensão de aderência *versus* deslizamento entre os corpos-de-prova das três classes de resistência. Para cada gráfico houve a manutenção do diâmetro da barra de aço, do teor e da dimensão da fibra, variando-se a classe de resistência à compressão do concreto.

A análise da influência da resistência à compressão do concreto foi realizada em termos da tensão última de aderência, do deslizamento último, da tensão residual de aderência e da ductilidade.

▪ Concretos sem fibras - (F0)

A ruptura frágil dos corpos-de-prova com concretos de alta resistência e com ausência de fibras pode ser verificada nos gráficos das Figuras 6.22 a 6.25. O comportamento frágil englobou tanto os espécimes da classe de 60 MPa como os da classe de 90 MPa, independentemente do diâmetro da barra de aço utilizado. Porém o comportamento frágil foi mais pronunciado quanto maior a resistência à compressão do concreto.

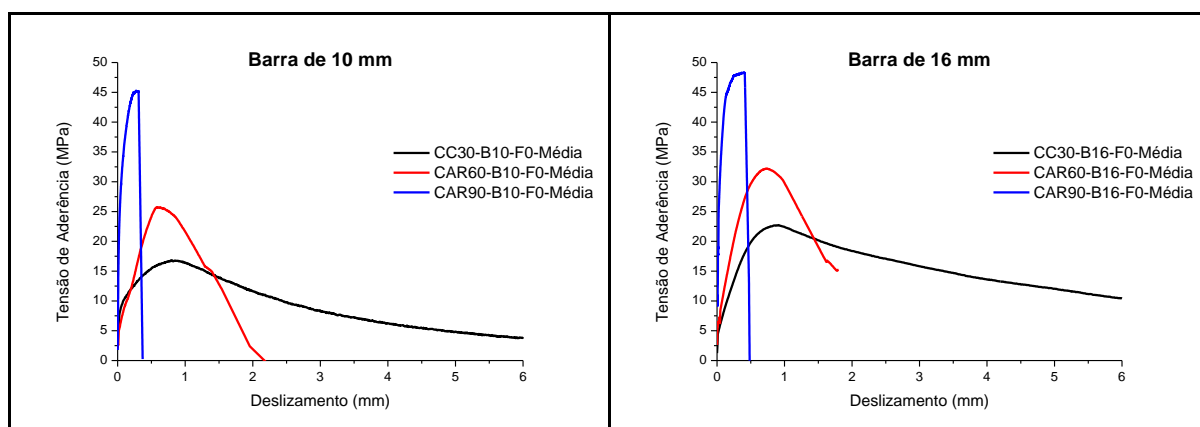


Figura 6.22 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, sem fibras.

A tensão última de aderência, como esperado, foi maior quanto maior a resistência à compressão do concreto, independentemente do diâmetro da barra de aço. Já a tensão residual de aderência também foi maior quanto maior a resistência à compressão, considerando somente as classes de 30 MPa e 60 MPa. Ao se

analisar os resultados dos corpos-de-prova da classe de 90 MPa, a partir da primeira taxa de fibra até a taxa máxima de 1,5%, o que se observou foi um aumento gradativo da tensão residual de aderência. Esta tensão partiu de 2,5 MPa para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 7,5 MPa para os corpos-de-prova com barra de 16 mm, para o concreto com 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm), passou a 5 MPa e 13,5 MPa, respectivamente aos corpos-de-prova com barras de 10 mm e 16 mm, para os concretos com 1% de fibras, e chegou a 13,5 MPa e 16,5 MPa, para os corpos-de-prova com 1,5% de fibras. Dependendo do teor de fibras, como foi o caso da taxa de 1,5%, a tensão residual de aderência apresentada pelos corpos-de-prova da classe de 90 MPa chegou a ultrapassar a tensão residual dos corpos-de-prova das demais classes de resistência, como pode ser observado nos gráficos da Figura 6.25.

▪ **Concretos com 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm) de fibras - (F0,5 + f0,5)**

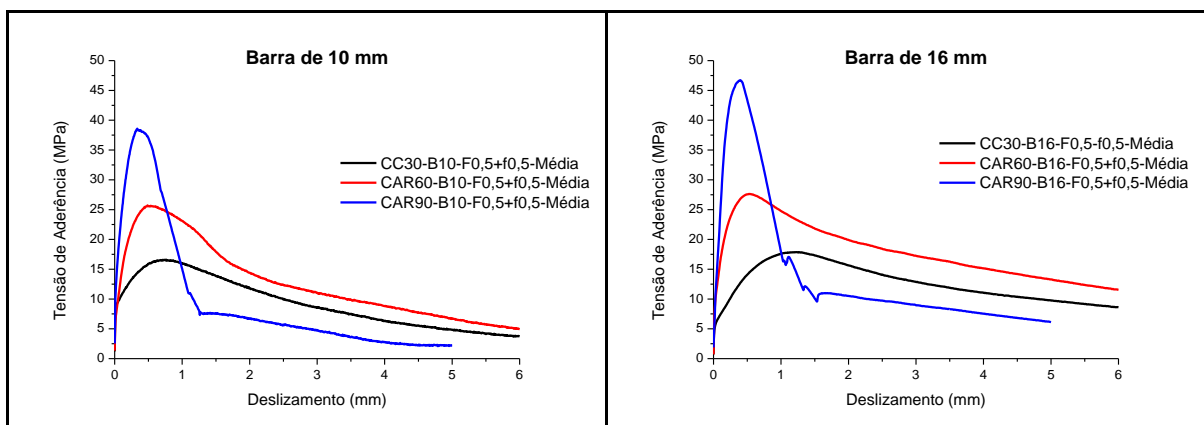


Figura 6.23 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, com 1% de fibras mistas.

▪ **Concretos com 1,0% (25 mm) de fibras – (F1,0)**

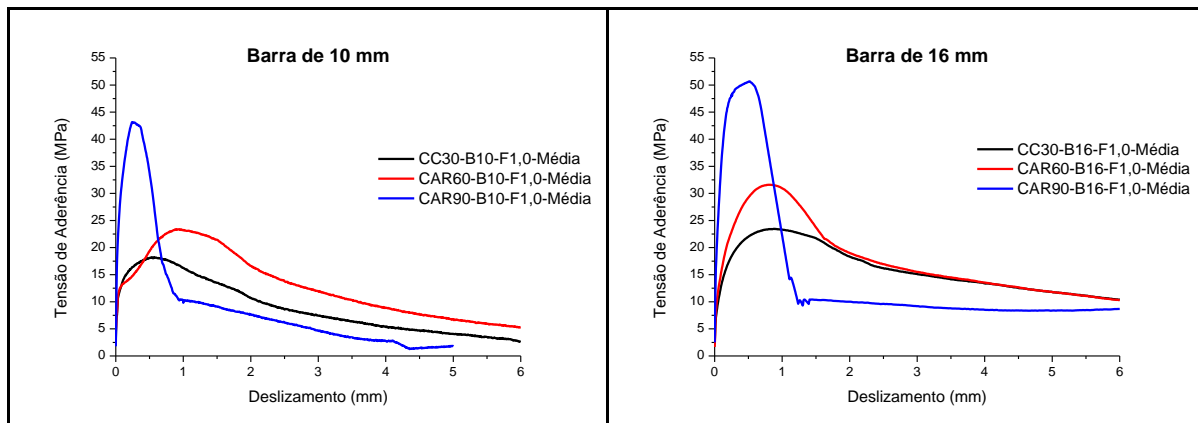


Figura 6.24 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, com 1% de fibras longas.

▪ **Concreto com 1,5% (25 mm) de fibras – (F1,5)**

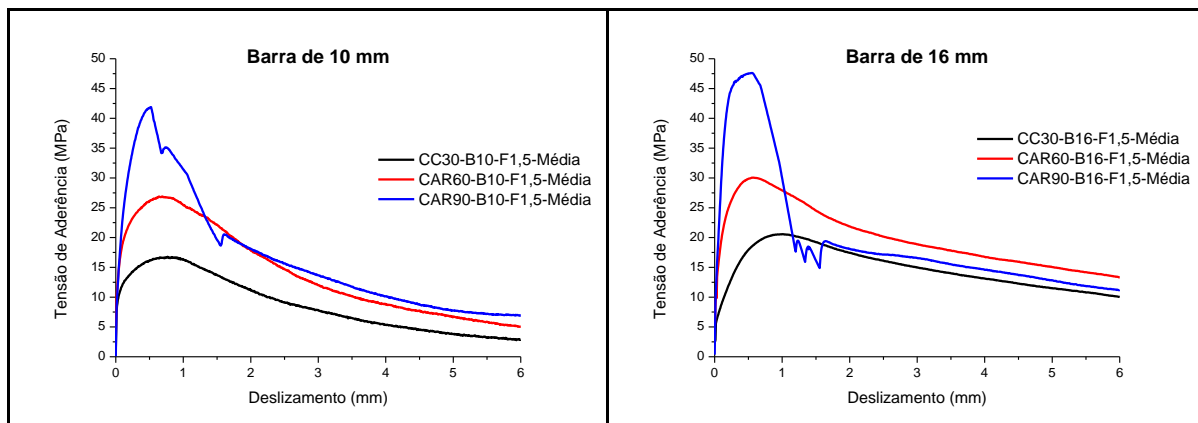


Figura 6.25 - Comparação em termos de resistência das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm, com 1,5% de fibras longas.

A Tabela 6.14 informa os valores médios de deslizamento último e tensão última de aderência. Em termos de deslizamento, o comportamento observado foi inversamente proporcional ao da tensão de aderência, ou seja, quanto maior a resistência à compressão do concreto menor foi o deslizamento correspondente à tensão última de aderência. Este comportamento incluiu todas as classes de resistência e diâmetros de barra, exceto para os corpos-de-prova sem fibras, com diâmetro de 10 mm, da classe de 60 MPa, onde o deslizamento foi 17% superior ao deslizamento dos corpos-de-prova da classe de 30 MPa; e para os corpos-de-prova

com 1% de fibras, com barra de 10 mm e da classe de 60 MPa, onde o deslizamento foi 98% superior ao deslizamento dos corpos-de-prova da classe de resistência inferior.

Tabela 6.14 - Resumo comparativo dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência, em termos de resistência, entre os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm.

Tipo e Teor de Fibras	Diâmetro (mm)	Classe de Resistência (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo
F0	10	30	0,86	1,00	15,19	1,00
		60	1,01	1,17	27,48	1,81
		90	0,35	0,41	46,20	3,04
	16	30	0,93	1,00	22,80	1,00
		60	0,79	0,85	32,83	1,44
		90	0,44	0,47	48,51	2,13
F0,5 + f0,5	10	30	0,63	1,00	17,24	1,00
		60	0,52	0,83	26,08	1,51
		90	0,49	0,78	43,63	2,53
	16	30	1,27	1,00	18,05	1,00
		60	0,51	0,40	27,90	1,55
		90	0,38	0,30	47,51	2,63
F1,0	10	30	0,49	1,00	19,84	1,00
		60	0,97	1,98	25,17	1,27
		90	0,36	0,73	45,33	2,28
	16	30	0,96	1,00	23,59	1,00
		60	0,79	0,82	31,97	1,36
		90	0,58	0,60	50,48	2,14
F1,5	10	30	0,78	1,00	17,08	1,00
		60	0,82	1,05	29,56	1,73
		90	0,47	0,60	42,91	2,51
	16	30	1,06	1,00	20,70	1,00
		60	0,56	0,53	30,23	1,46
		90	0,56	0,53	46,89	2,27

Para facilitar a visualização da influência do diâmetro da barra de aço e da resistência à compressão do concreto na aderência lançou-se mão dos gráficos resistência à compressão *versus* tensão última de aderência da Figura 6.26. Através destes é possível identificar a maior tensão última de aderência dos corpos-de-prova com barra de 16 mm em relação aos corpos-de-prova com barra de 10 mm e o

aumento desta tensão de acordo com a alteração da classe de resistência. As informações contidas nos gráficos foram utilizadas na regressão linear que será apresentada posteriormente.

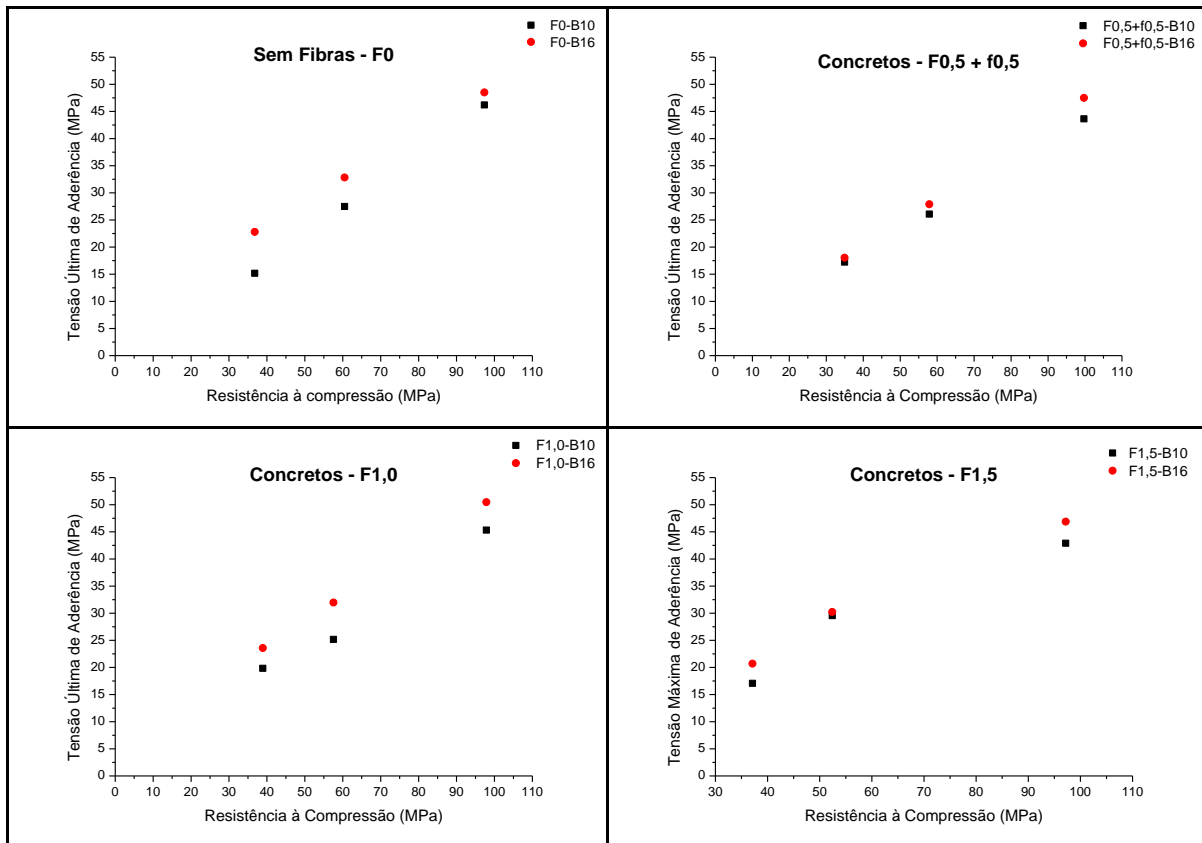


Figura 6.26 - Comparação em termos de resistência dos valores de tensão última de aderência para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e 16 mm.

▪ Regressão linear

Realizou-se regressões lineares com os pares de resultados obtidos de tensão última de aderência e resistência à compressão para os diferentes teores de fibras e diâmetros de barra de aço. Nos dois primeiros gráficos da Figura 6.27 estão dispostas as regressões lineares para os resultados dos corpos-de-prova sem fibras e com 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm), com barras de 10 mm e 16 mm, respectivamente. Nos dois últimos encontram-se as regressões lineares para os resultados dos corpos-de-prova com 1% e 1,5% de fibras. Na Tabela 6.15 estão dispostas as expressões obtidas das regressões lineares e os valores de coeficiente de determinação. Observa-se que o coeficiente angular das retas de regressão cresce com o aumento do diâmetro da barra, exceto para os concretos sem fibras.

Isto pode indicar que, na presença das fibras, a tensão última de aderência cresce com maior intensidade para a barra de 16 mm do que para a barra de 10 mm, à medida que se aumenta a resistência à compressão do concreto. O fenômeno pode estar ligado ao aumento da parcela mecânica da tensão de aderência ocasionado pelo maior diâmetro da barra de aço e conseqüentemente maior dimensão da nervura, e também à alteração do modo de ruptura na presença das fibras, principalmente para os concretos de alta resistência, pois quando a ruptura ocorre pelo arrancamento da barra quem governa o processo é a resistência à compressão.

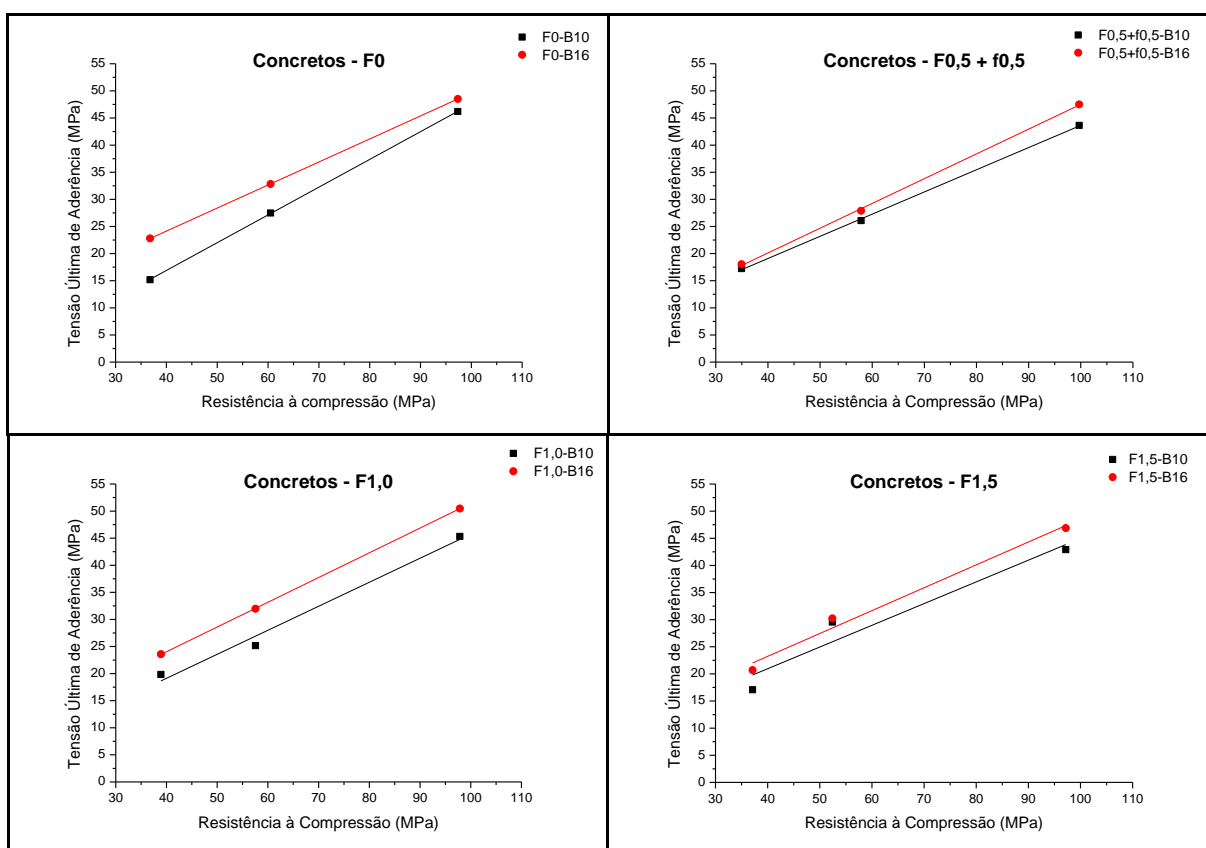


Figura 6.27 - Regressões lineares.

Os resultados obtidos deste modelo matemático podem ser extrapolados e utilizados na previsão da tensão última de aderência para concretos com resistências à compressão diferentes das consideradas nesta análise, visto a forte relação existente entre as duas variáveis estudadas e comprovada pelos valores de coeficientes de determinação próximos da unidade, exceto para a regressão linear dos concretos com 1,5% de fibras e barra de 10 mm, onde o coeficiente de correlação foi de 0,87. Vale destacar que as regressões lineares aqui apresentadas

são válidas para os volumes e tipos de fibras metálicas, diâmetros de barras de aço, cobrimento e comprimento de ancoragem específicos aplicados neste trabalho.

Tabela 6.15 - Expressões e coeficientes de determinação obtidas das regressões lineares.

Tipo de Fibras	Diâmetro	Regressão linear	Coefficiente de Determinação
F0	10	$\tau_{bu} = 0,5116 \times f_{cm} - 3,5677$	$R^2 = 0,99994$
	16	$\tau_{bu} = 0,4246 \times f_{cm} + 7,1667$	$R^2 = 0,99999$
F0,5+f0,5	10	$\tau_{bu} = 0,4091 \times f_{cm} + 2,7309$	$R^2 = 0,99913$
	16	$\tau_{bu} = 0,4567 \times f_{cm} + 1,8498$	$R^2 = 0,99905$
F1,0	10	$\tau_{bu} = 0,4432 \times f_{cm} + 1,4033$	$R^2 = 0,97371$
	16	$\tau_{bu} = 0,4566 \times f_{cm} + 5,7703$	$R^2 = 0,99995$
F1,5	10	$\tau_{bu} = 0,4003 \times f_{cm} + 4,9409$	$R^2 = 0,87131$
	16	$\tau_{bu} = 0,4216 \times f_{cm} + 6,3709$	$R^2 = 0,97134$

Para encerrar a análise da influência da resistência à compressão do concreto na tensão de aderência foi realizado um estudo para identificar qual o melhor fator de proporcionalidade entre essas duas variáveis. Como verificado no segundo capítulo não existe o senso comum em torno de um único fator. O ACI 408R-03 (ACI, 2003) que realizou uma análise similar concluiu que a contribuição do concreto para a resistência de aderência é mais bem caracterizada admitindo-se o fator de $f_c^{\frac{3}{4}}$, como verificado no gráfico da Figura 6.28.

A contribuição do fator é mais adequada quanto maior a proximidade da reta com o valor unitário constante.

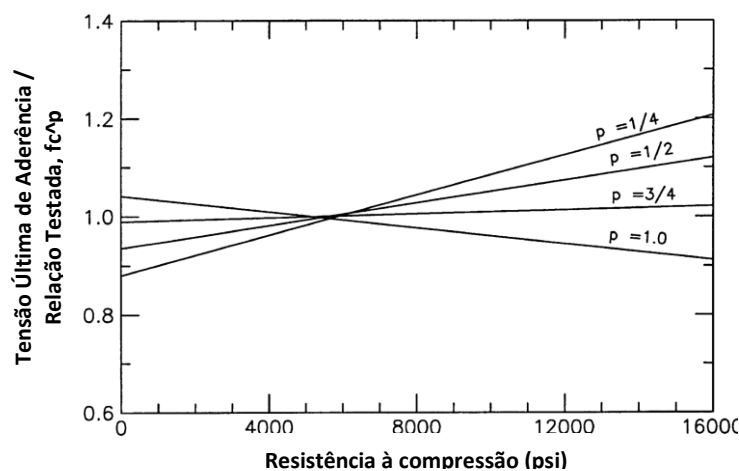


Figura 6.28 - Análise dos fatores de proporcionalidade entre a resistência à compressão e a tensão última de aderência (ACI 408R, 2003).

Os gráficos das Figuras 6.29 e 6.30 trazem os resultados da análise realizada com os dados dos ensaios de arrancamento deste trabalho. O gráfico da Figura 6.29 ilustra a análise para a barra de 10 mm. Para este diâmetro o fator de f_c^1 mostrou como uma melhor representação da contribuição da resistência à compressão na tensão de aderência. Já o gráfico da Figura 6.30 ilustra os resultados para a barra de 16 mm. Neste caso o fator de melhor representação passou a ser o de $f_c^{\frac{3}{4}}$.

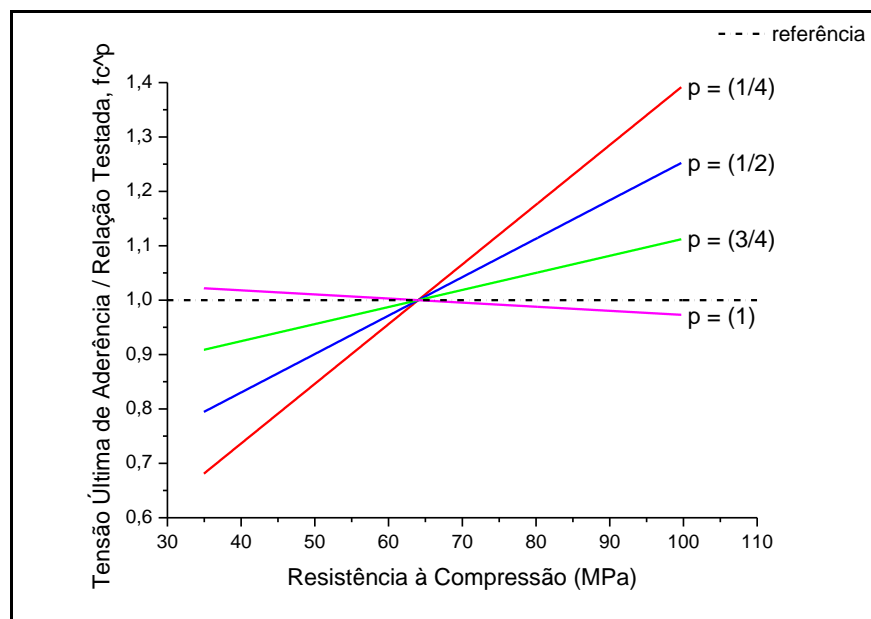


Figura 6.29 - Análise dos fatores de proporcionalidade entre a resistência à compressão e a tensão última de aderência para a barra de 10 mm.

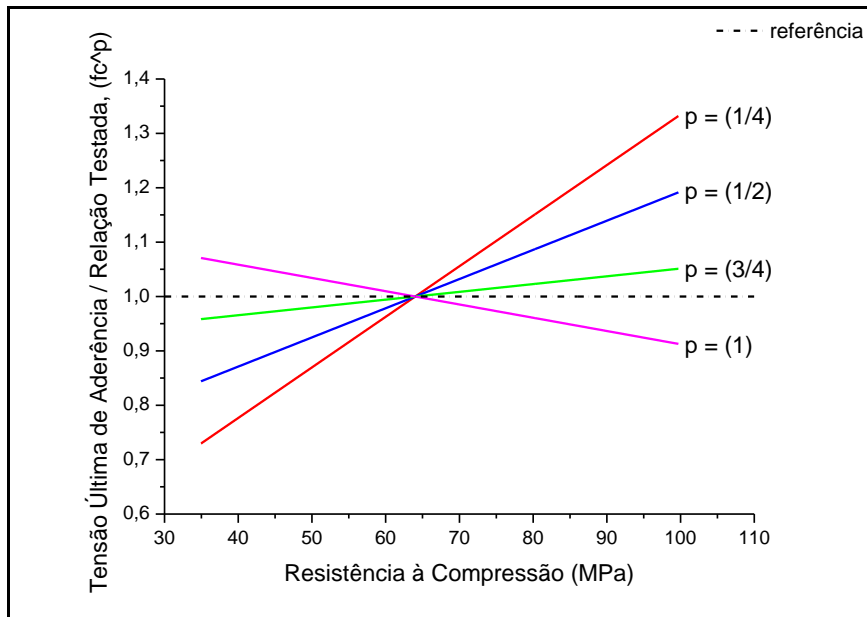


Figura 6.30 - Análise dos fatores de proporcionalidade entre a resistência à compressão e a tensão última de aderência para a barra de 16 mm.

A Tabela 6.16 ilustra o resumo geral dos resultados de deslizamento último, tensão última de aderência e tipo de ruptura predominante dos ensaios de arrancamento.

Tabela 6.16 - Relatório geral dos resultados dos ensaios de arrancamento.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Tipo e Teor de Fibras	$\delta_{(ult)}$ (mm)	DP	CV (%)	$\delta_{(ult)}$ Relativo	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	DP	CV (%)	$\tau_{b(ult)}$ Relativo	Tipo de Ruptura Predominante
30	10	F0	0,86	0,09	10,27	1,00	15,19	1,94	12,79	1,00	Arrancamento
		F0,5+f0,5	0,63	0,15	23,85	0,73	17,23	3,29	19,09	1,13	Arrancamento
		F1,0	0,49	0,12	23,37	0,57	19,84	1,12	5,63	1,31	Arrancamento
		F1,5	0,78	0,18	23,00	0,91	17,08	2,00	11,74	1,12	Arrancamento
	16	F0	0,93	0,03	3,76	1,00	22,80	1,69	7,40	1,00	Arrancamento
		F0,5+f0,5	1,27	0,07	5,36	1,37	18,05	1,90	10,54	0,79	Arrancamento
		F1,0	0,96	0,05	4,85	1,03	23,59	1,17	4,96	1,03	Arrancamento
		F1,5	1,06	0,08	7,84	1,14	20,70	1,12	5,42	0,91	Arrancamento
60	10	F0	1,01	0,24	24,02	1,00	27,48	1,66	6,03	1,00	Fendilhamento
		F0,5+f0,5	0,52	0,05	10,31	0,51	26,09	2,41	9,25	0,95	Arrancamento
		F1,0	0,97	0,14	14,21	0,96	25,17	2,23	8,85	0,92	Arrancamento
		F1,5	0,82	0,17	20,14	0,81	29,56	3,66	12,37	1,08	Arrancamento
	16	F0	0,79	0,11	14,56	1,00	32,83	2,80	8,53	1,00	Fendilhamento
		F0,5+f0,5	0,51	0,02	4,82	0,65	27,90	1,49	5,34	0,85	Arrancamento
		F1,0	0,79	0,05	6,27	1,00	31,97	3,94	12,32	0,97	Fendilhamento
		F1,5	0,56	0,04	7,76	0,71	30,23	1,26	4,17	0,92	Arrancamento
90	10	F0	0,35	0,05	13,97	1,00	46,20	0,88	1,90	1,00	Esc/Fendilham
		F0,5+f0,5	0,49	0,11	23,11	1,40	43,63	2,77	6,35	0,94	Fendilhamento
		F1,0	0,36	0,10	28,46	1,03	45,33	1,45	3,19	0,98	Fendilhamento
		F1,5	0,47	0,06	11,91	1,34	42,91	4,18	9,75	0,93	Fendilhamento
	16	F0	0,44	0,05	10,64	1,00	48,51	1,73	3,56	1,00	Esc/Fendilham
		F0,5+f0,5	0,38	0,04	10,91	0,86	47,51	1,69	3,56	0,98	Esc/Fendilham
		F1,0	0,58	0,04	7,76	1,32	50,48	1,19	2,35	1,04	Esc/Fendilham
		F1,5	0,56	0,03	4,71	1,27	46,89	1,32	2,83	0,97	Esc/Fendilham

6.6 ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

Alguns dos principais códigos internacionais, dentre eles um código norte-americano, um código europeu e um código brasileiro foram utilizados nesta análise. Estes representam as últimas versões disponíveis para consulta. As análises comparativas foram realizadas considerando a mesma resistência à compressão característica, calculada conforme as especificações da ABNT NBR 6118:2003, para

todos os códigos normativos. Além disso, foram desconsiderados os coeficientes de ponderação da resistência do concreto, específicos de cada código.

A resistência de aderência de cálculo para os resultados experimentais foi definida como a tensão de aderência correspondente a um deslizamento na extremidade livre da barra de 0,1 mm (τ_{1R}), conforme recomendação de Leonhardt e Mönning (1977).

▪ Concreto da classe de 30 MPa

O gráfico da Figura 6.31 e a Tabela 6.17 demonstram os resultados para a classe de resistência de 30 MPa.

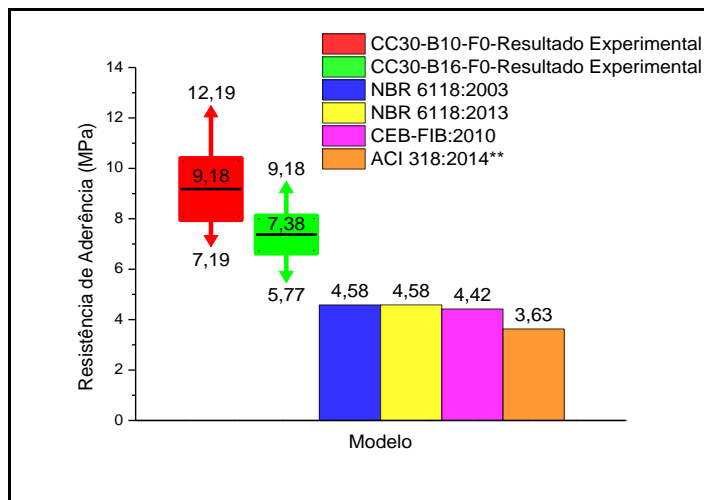


Figura 6.31 - Comparação entre os valores de resistência de aderência de cálculo para o concreto da classe de 30 MPa.

Todos os códigos normativos se mostraram a favor da segurança, tanto quando se considerou a barra de 10 mm como a barra de 16 mm. Os códigos brasileiro e europeu apresentaram resultados muito próximos, justamente pelo código brasileiro ser baseado no código europeu. As diferenças em relação à resistência de cálculo experimental foram de 50,11% para a ABNT NBR 6118:2003 e seu projeto de revisão e 51,85% para o CEB-FIB, ao se considerar a barra de 10 mm. Para a barra de 16 mm, os valores foram 37,97% e 40,11% inferiores. O código americano se mostrou como o mais conservador ao apresentar resistências de aderência 60,46% e 50,81% inferiores aos resultados experimentais para as barras de 10 mm e 16 mm, respectivamente.

Tabela 6.17 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação ao resultado experimental para o concreto da classe de 30 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	f_{bd} (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F0-Média	9,18	-
		NBR 6118:2003	4,58	-50,11
		NBR 6118:2013	4,58	-50,11
		CEB-FIB 2010	4,42	-51,85
		ACI 318:2014**	3,63	-60,46
	16	CC30-B16-F0-Média	7,38	-
		NBR 6118:2003	4,58	-37,94
		NBR 6118:2013	4,58	-37,94
		CEB-FIB 2010	4,42	-40,11
		ACI 318:2014**	3,63	-50,81

** Resistência de aderência calculada indiretamente através da expressão 2.25.

▪ Concreto da classe de 60 MPa

As considerações para o cálculo da resistência de aderência para o concreto da classe de 30 MPa são as mesmas tanto para a versão vigente da norma brasileira como para o seu projeto de revisão. A partir da classe de 60 MPa, apenas para efeito de comparação, a norma brasileira em vigor, que considera concretos com classe de resistência até 50 MPa, foi utilizada para o cálculo da resistência de aderência.

Da mesma forma como na classe de resistência anterior, todos os códigos normativos se apresentaram a favor da segurança. Considerando o diâmetro de 10 mm, a resistência de aderência calculada pela ABNT NBR 6118:2003 foi 13,92% inferior à resistência de aderência experimental. Para os cálculos realizados pela proposta de revisão, pelo CEB-FIB e pelo ACI 318, os valores obtidos foram 17,50%, 24,52% e 38,06% inferiores, respectivamente. Por ter apresentado uma resistência de aderência experimental superior à barra de 10 mm, as diferenças entre as resistências calculadas pelos códigos normativos e a resistência experimental para a barra de 16 foram ainda maiores, chegando a 41,65% no caso da ABNT NBR 6118:2003, 44,07% para o seu projeto de revisão, 48,83% para o CEB-FIB e 58,01% para o ACI 318, conforme pode ser verificado no gráfico da Figura 6.32 e na Tabela 6.18.

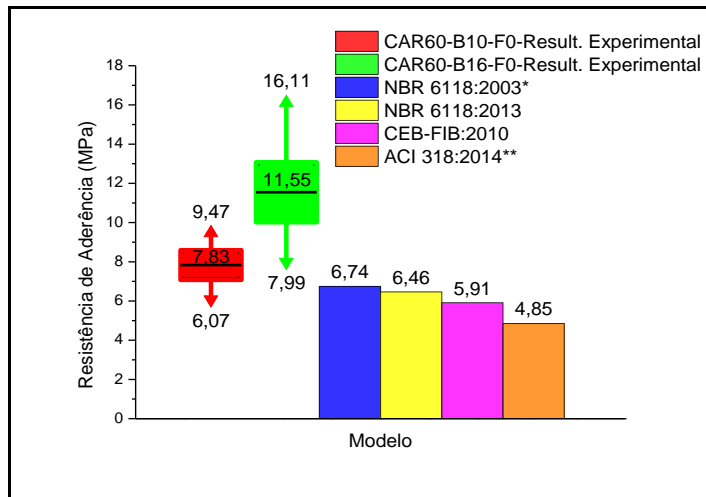


Figura 6.32 - Comparação entre os valores de resistência de aderência de cálculo para o concreto da classe de 60 MPa.

Tabela 6.18 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação ao resultado experimental para o concreto da classe de 60 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	f_{bd} (MPa)	Variação (%)
60	10	CAR60-B10-F0-Média	7,83	-
		NBR 6118:2003*	6,74	-13,92
		NBR 6118:2013	6,46	-17,50
		CEB-FIB 2010	5,91	-24,52
		ACI 318:2014**	4,85	-38,06
	16	CAR60-B16-F0-Média	11,55	-
		NBR 6118:2003*	6,74	-41,65
		NBR 6118:2013	6,46	-44,07
		CEB-FIB 2010	5,91	-48,83
		ACI 318:2014**	4,85	-58,01

* Valor calculado somente para efeito comparativo.

** Resistência de aderência calculada indiretamente através da expressão 2.25.

▪ Concreto da classe de 90 MPa

As maiores diferenças observadas entre os resultados experimentais e as resistências de aderência calculadas por meio dos códigos normativos foram para esta classe de resistência. Enquanto as diferenças chegaram a 60% para as classes de resistência de 30 MPa e 60 MPa, para a classe de resistência em questão, a diferença entre os valores ficou próxima dos 85%, como foi o caso da resistência calculada por meio do ACI 318:2014, considerando a barra de 16 mm, conforme

pode ser verificado na Figura 6.33 e na Tabela 6.19. Este excesso de conservadorismo reflete o pouco conhecimento ainda existente acerca do comportamento dos concretos de alta resistência, além de justificar a adoção dos mesmos fatores considerados para as classes de resistência inferiores e que proporcionam o excesso de conservadorismo relatado no cálculo da resistência de aderência para este tipo de concreto.

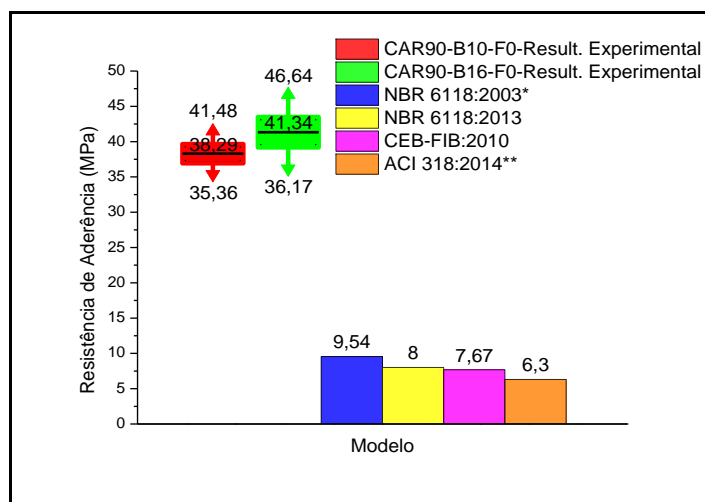


Figura 6.33 - Comparação entre os valores de resistência de aderência de cálculo para o concreto da classe de 90 MPa.

Tabela 6.19 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação ao resultado experimental para o concreto da classe de 90 MPa.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	f_{bd} (MPa)	Variação (%)
90	10	CAR90-B10-F0-Média	38,29	-
		NBR 6118:2003*	9,54	-75,08
		NBR 6118:2013	8,00	-79,11
		CEB-FIB 2010	7,67	-79,97
		ACI 318:2014**	6,30	-83,55
	16	CAR90-B16-F0-Média	41,34	-
		NBR 6118:2003*	9,54	-76,92
		NBR 6118:2013	8,00	-80,65
		CEB-FIB 2010	7,67	-81,45
		ACI 318:2014**	6,30	-84,76

* Valor calculado somente para efeito comparativo.

** Resistência de aderência calculada indiretamente através da expressão 2.25.

Um fato bastante importante de ser observado ao se analisar as diversas prescrições normativas para o cálculo da resistência de aderência seja que, mesmo ao se considerar o seu projeto de revisão, a norma brasileira caracterizou-se por ser a menos conservadora, independentemente da classe de resistência do concreto.

A Tabela 6.20 apresenta o resumo dos resultados de resistência de aderência experimental, de resistência de aderência calculados conforme as prescrições dos códigos normativos e as suas respectivas diferenças.

Tabela 6.20 - Valores de resistência de aderência de cálculo e as respectivas variações em relação aos resultados experimentais.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	f_{bd} (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F0-Média	9,18	-
		NBR 6118:2003	4,58	-50,11
		NBR 6118:2013	4,58	-50,11
		CEB-FIB 2010	4,42	-51,85
		ACI 318:2014**	3,63	-60,46
	16	CC30-B16-F0-Média	7,38	-
		NBR 6118:2003	4,58	-37,94
		NBR 6118:2013	4,58	-37,94
		CEB-FIB 2010	4,42	-40,11
		ACI 318:2014**	3,63	-50,81
60	10	CAR60-B10-F0-Média	7,83	-
		NBR 6118:2003*	6,74	-13,92
		NBR 6118:2013	6,46	-17,50
		CEB-FIB 2010	5,91	-24,52
		ACI 318:2014**	4,85	-38,06
	16	CAR60-B16-F0-Média	11,55	-
		NBR 6118:2003*	6,74	-41,65
		NBR 6118:2013	6,46	-44,07
		CEB-FIB 2010	5,91	-48,83
		ACI 318:2014**	4,85	-58,01
90	10	CAR90-B10-F0-Média	38,29	-
		NBR 6118:2003*	9,54	-75,08
		NBR 6118:2013	8,00	-79,11
		CEB-FIB 2010	7,67	-79,97
		ACI 318:2014**	6,30	-83,55
	16	CAR90-B16-F0-Média	41,34	-
		NBR 6118:2003*	9,54	-76,92
		NBR 6118:2013	8,00	-80,65
		CEB-FIB 2010	7,67	-81,45
		ACI 318:2014**	6,30	-84,76

* Valor calculado somente para efeito comparativo.

** Resistência de aderência calculada indiretamente através da expressão 2.25.

7 MODELOS ANALÍTICOS PARA A CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA *VERSUS* DESLIZAMENTO

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados comparativos entre os modelos analíticos encontradas na literatura para a curva tensão de aderência *versus* deslizamento e as curvas médias de tensão de aderência *versus* deslizamento obtidas dos ensaios experimentais de arrancamento. Alguns dos modelos considerados são específicos para concretos de determinadas classes de resistência, com ou sem a presença de fibras metálicas, como se seguem: os modelos preconizados pelo CEB-FIB (2010) e por Huang et al. (1996) são válidos e foram empregados para todos os tipos de concretos, incluindo os concretos com adição de fibras, sendo esta variável considerada indiretamente através da resistência à compressão do concreto. Os modelos de Barbosa (2001) e de Almeida Filho (2006) são válidos tanto para os concretos da classe de 30 MPa como para os concretos da classe de 60 MPa, porém sem a incorporação das fibras. O modelo de Harajli et al. (1995) foi empregado para os concretos com classe de resistência de 30 MPa e 60 MPa, com presença de fibras. Já o modelo de Simplício (2008) é válido e foi utilizado para os concretos de alta resistência com adição de fibras, sendo esta considerada diretamente através do volume de fibras.

7.1 CONCRETOS DA CLASSE DE 30 MPA

7.1.1 Concreto sem fibras

As Figuras 7.01 e 7.02 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 30 MPa sem adição de fibras.

▪ Barra de 10 mm

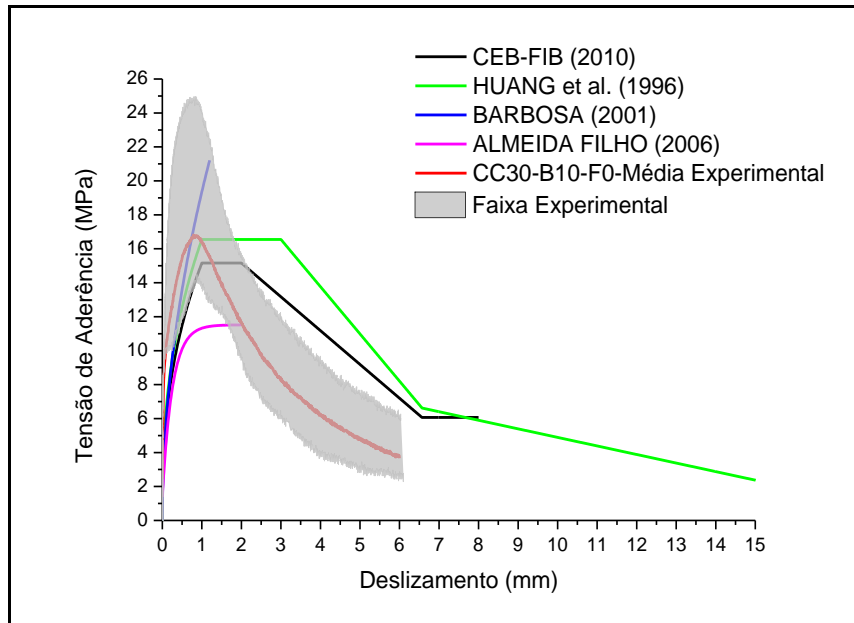


Figura 7.01 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, sem fibras e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

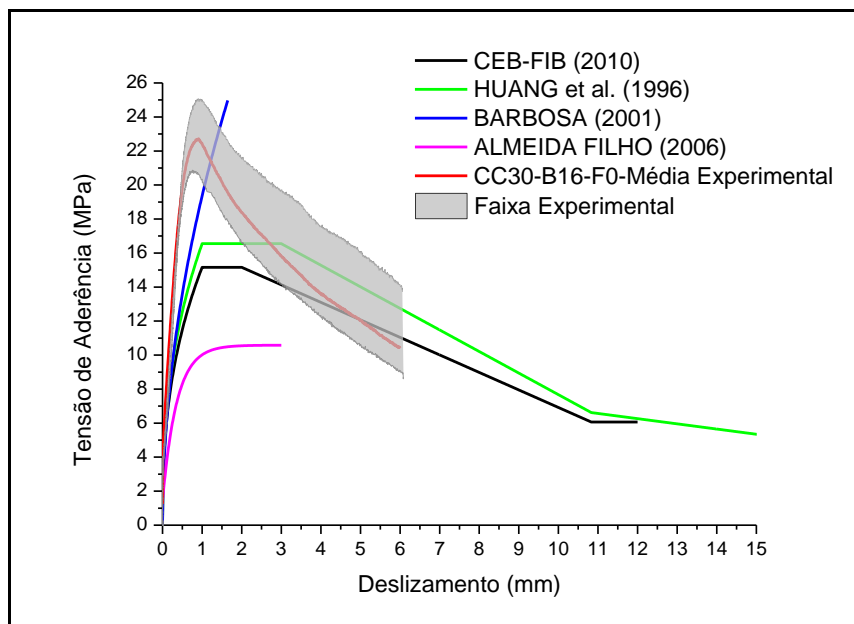


Figura 7.02 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, sem fibras e barra de 16 mm.

A Tabela 7.01 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 30 MPa sem adição de fibras.

Tabela 7.01 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 30$ MPa, sem fibras.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F0-Média	0,86	-	15,19	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	16,28	15,16	-0,20
		HUANG et al. (1996)	1,00	16,28	16,55	8,95
		BARBOSA (2001)	1,20	39,53	21,22	39,70
		ALMEIDA FILHO (2006)	1,86	116,28	11,52	-24,16
	16	CC30-B16-F0-Média	0,93	-	22,80	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	7,53	15,16	-33,51
		HUANG et al. (1996)	1,00	7,53	16,55	-27,41
		BARBOSA (2001)	1,65	77,42	24,97	9,52
		ALMEIDA FILHO (2006)	2,54	173,12	10,58	-53,60

Da análise dos resultados para a barra de 10 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Os modelos do CEB-FIB (2010) e de Almeida Filho (2006) apresentaram tensões últimas de aderência, respectivamente, 0,20% e 24,16% inferiores ao resultado experimental. Já para os modelos de Huang et al. (1996) e de Barbosa (2001), as tensões de aderência foram 8,95% e 39,70% superiores.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Os deslizamentos dos modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996) foram os que mais se aproximaram do valor de deslizamento experimental, sendo estes 16,28% superiores. Já para os modelos de Barbosa (2001) e de Almeida Filho (2006) a diferença foi mais considerável, chegando a 116,28% no último caso.

Da análise dos resultados para a barra de 16 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Somente o modelo preconizado por Barbosa (2001) não se mostrou a favor da segurança ao apresentar tensão última de aderência 9,52% superior ao valor obtido experimentalmente. Os demais modelos: do CEB-FIB (2010), de Huang et al. (1996) e de Almeida Filho (2006) apresentaram, respectivamente, valores de tensão de aderência 33,51%, 27,41% e 53,60% inferiores.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Assim como para o diâmetro de 10 mm, no que diz respeito ao deslizamento, os modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996) foram os que mais se aproximaram do valor experimental, sendo estes 7,53% superiores ao referido deslizamento. Já para os modelos de Barbosa (2001) e de Almeida Filho (2006) a diferença foi mais considerável, chegando a 173,12% no último caso.

Destaca-se que não existe diferença nos valores de tensão última de aderência e do seu respectivo deslizamento para os modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996), independente do diâmetro da barra de aço analisada, pois esta variável não é considerada pelos modelos para a definição de tais parâmetros. O diâmetro da barra só é utilizado para as definições do deslizamento correspondente ao início da tensão de aderência residual (δ_3), em ambos os modelos, e do deslizamento correspondente à tensão de aderência nula (δ_4), no caso do modelo de Huang et al. (1996).

7.1.2 Concreto com 1% de fibras (25 mm)

As Figuras 7.03 e 7.04 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 30 MPa com adição de 1% de fibras metálicas.

▪ Barra de 10 mm

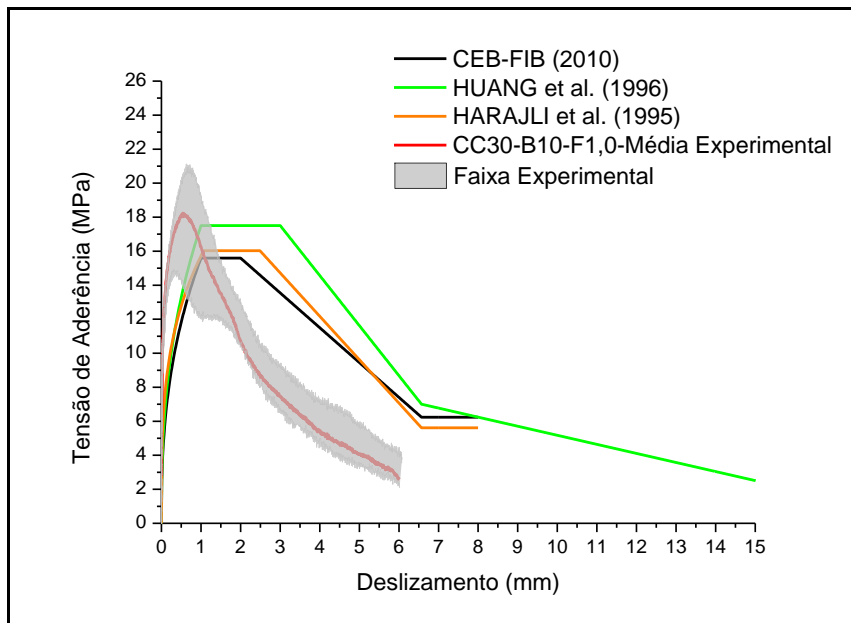


Figura 7.03 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

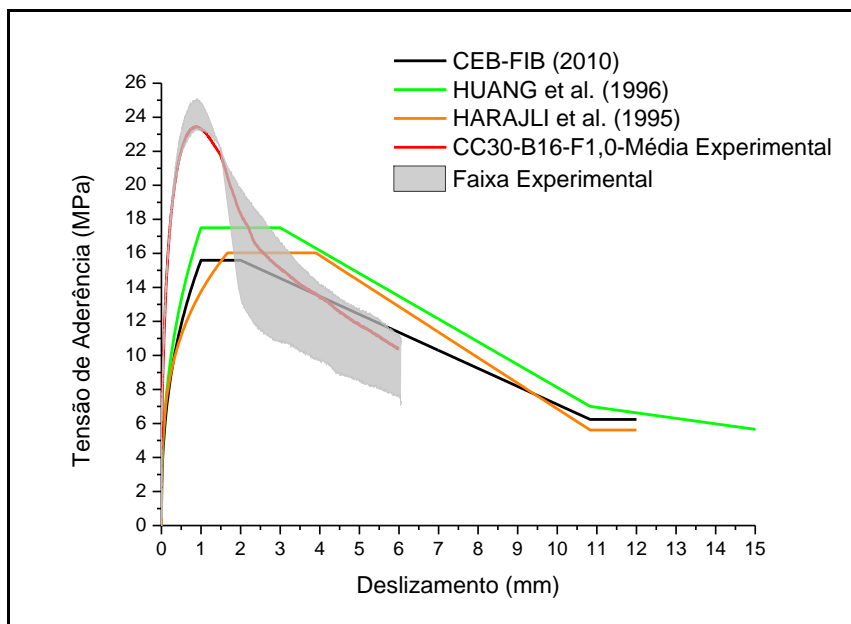


Figura 7.04 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 16 mm.

A Tabela 7.02 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor

experimental, considerando o concreto da classe de 30 MPa com adição de 1% de fibras metálicas.

Tabela 7.02 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 30$ MPa e $V_f = 1,0\%$.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F1,0-Média	0,49	-	19,84	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	104,08	15,59	-21,42
		HUANG et al. (1996)	1,00	104,08	17,51	-11,74
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	189,80	16,03	-19,20
	16	CC30-B16-F1,0-Média	0,96	-	23,59	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	4,17	15,59	-33,91
		HUANG et al. (1996)	1,00	4,17	17,51	-25,77
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	132,29	16,03	-32,05

Da análise geral dos resultados, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Todos os modelos analíticos apresentaram tensões últimas de aderência inferiores às tensões obtidas experimentalmente, independentemente do diâmetro da barra considerada. O que se observou foi que as variações se tornaram maiores para a barra de 16 mm, pois a tensão última de aderência constatada para os corpos-de-prova com barra de 16 mm foi superior à tensão última de aderência constatada para os corpos-de-prova com barra de 10 mm e os valores de tensão última de aderência, definidos por meio dos modelos analíticos, permaneceram inalterados, pois como já mencionado, o parâmetro não depende do diâmetro da barra.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Todos os deslizamentos últimos obtidos dos modelos analíticos foram superiores aos deslizamentos experimentais. O que se observou, neste caso, foi que as diferenças foram maiores para os deslizamentos últimos dos corpos-de-prova com

barra de 10 mm, mesmo considerando o modelo de Huang et al. (1996), onde o diâmetro da barra é um fator utilizado na definição do parâmetro.

7.1.3 Concreto com 1,5% de fibras (25 mm)

As Figuras 7.05 e 7.06 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 30 MPa com adição de 1,5% de fibras metálicas.

▪ Barra de 10 mm

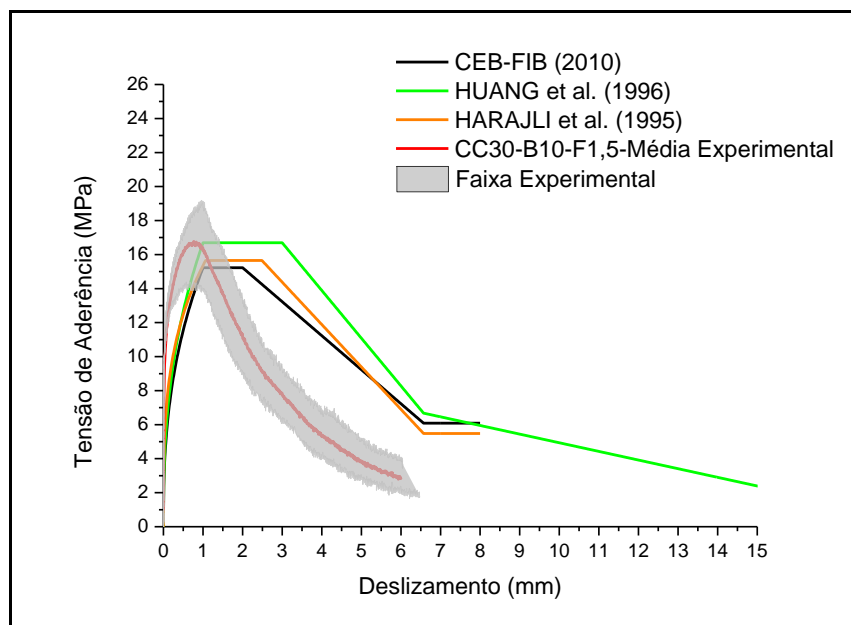


Figura 7.05 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

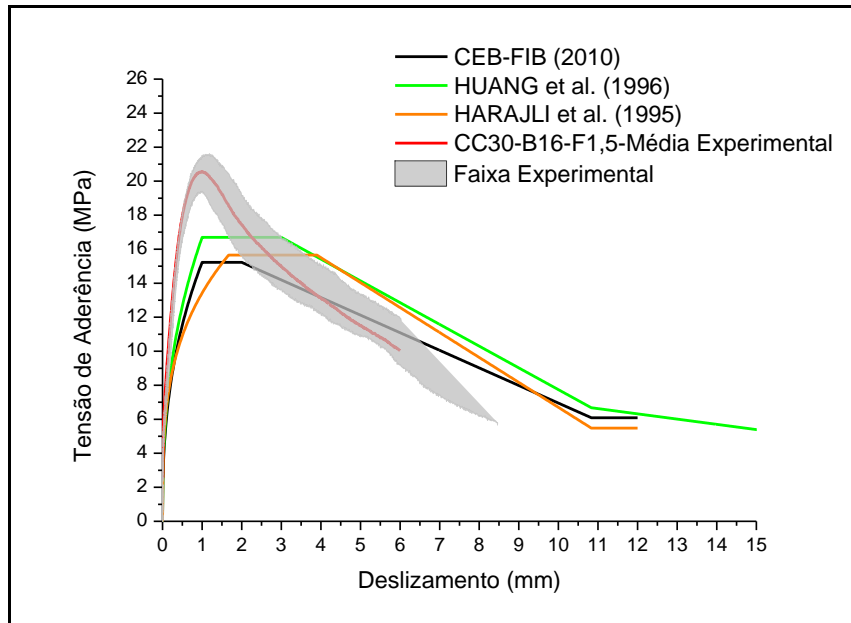


Figura 7.06 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 30$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 16 mm.

A Tabela 7.03 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 30 MPa com adição de 1,5% de fibras metálicas.

Tabela 7.03 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 30$ MPa e $V_f = 1,5\%$.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F1,5-Média	0,78	-	17,08	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	28,21	15,23	-10,83
		HUANG et al. (1996)	1,00	28,21	16,70	-2,22
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	82,05	15,65	-8,37
	16	CC30-B16-F1,5-Média	1,06	-	20,70	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	-5,66	15,23	-26,43
		HUANG et al. (1996)	1,00	-5,66	16,70	-19,32
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	110,38	15,65	-24,40

Da análise dos resultados para a barra de 10 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Os modelos do CEB-FIB (2010), de Huang et al. (1996) e de Harajli et al. (1995) apresentaram, respectivamente, tensões últimas de aderência 10,83%, 2,22% e 8,37% inferiores à tensão última de aderência obtida do ensaio de arrancamento.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

O comportamento observado para o deslizamento foi o oposto do comportamento da tensão última de aderência, pois os valores analíticos foram maiores do que o valor experimental. A variação foi de 28,21% para os modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996); e de 82,05% para o modelo de Harajli et al. (1995).

Da análise dos resultados para a barra de 16 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Assim como observado para o concreto com 1% de fibras, todos os modelos analíticos para este volume de fibras apresentaram tensões últimas de aderência inferiores à tensão obtida experimentalmente, sendo as variações observadas para este diâmetro maiores do que as variações observadas para o diâmetro de 10 mm. As tensões últimas de aderência definidas pelos modelos do CEB-FIB (2010), de Huang et al. (1996) e de Harajli et al. (1995) foram, respectivamente: 26,43%, 19,32% e 24,40% inferiores à tensão última de aderência experimental.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Enquanto os modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996) apresentaram deslizamento último 5,66% inferior ao resultado experimental, o modelo de Harajli et al. (1995) apresentou deslizamento 110,39% superior.

7.2 CONCRETOS DA CLASSE DE 60 MPa

7.2.1 Concreto sem fibras

As Figuras 7.07 e 7.08 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 60 MPa sem adição de fibras.

▪ Barra de 10 mm

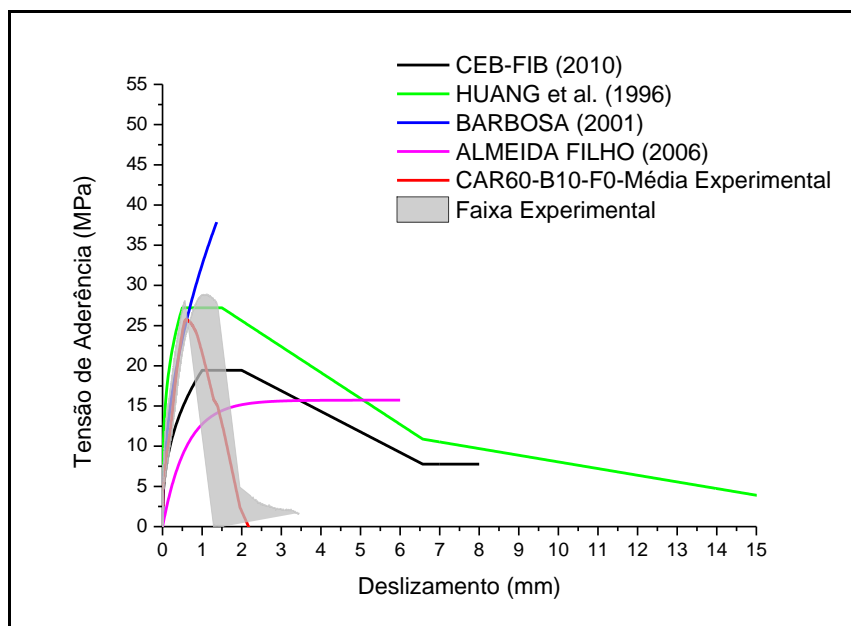


Figura 7.07 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, sem fibras e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

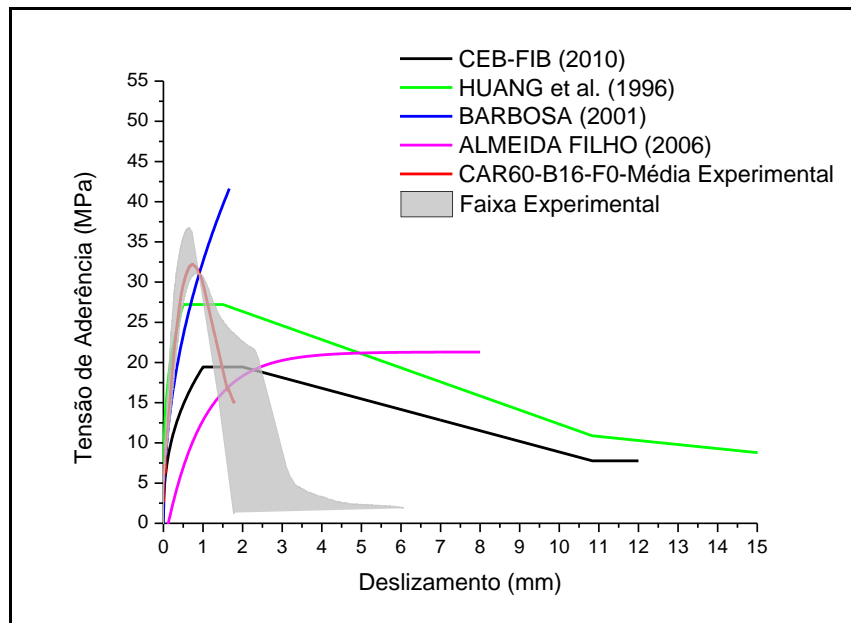


Figura 7.08 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, sem fibras e barra de 16 mm.

A Tabela 7.04 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 60 MPa sem adição de fibras.

Tabela 7.04 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 60$ MPa, sem fibras.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
60	10	CAR60-B10-F0-Média	1,01	-	27,48	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	-0,99	19,44	-29,26
		HUANG et al. (1996)	0,50	-50,50	27,22	-0,95
		BARBOSA (2001)	1,37	35,64	37,86	37,77
		ALMEIDA FILHO (2006)	4,86	381,19	15,73	-42,76
	16	CAR60-B16-F0-Média	0,79	-	32,83	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	26,58	19,44	-40,79
		HUANG et al. (1996)	0,50	-36,71	27,22	-17,09
		BARBOSA (2001)	1,67	111,39	41,63	26,80
		ALMEIDA FILHO (2006)	8,12	927,85	21,31	-35,09

Da análise dos resultados para a barra de 10 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Apenas o modelo proposto por Barbosa (2001) apresentou tensão última de aderência maior do que o valor experimental, com diferença de 37,77%. Os modelos do CEB-FIB (2010) e de Almeida Filho (2006), ao contrário, mostraram-se favoráveis à segurança, apresentando tensões últimas de aderência, 29,26% e 42,76% menores do que o experimental. O modelo de Huang et al. (1996) foi o que mais se aproximou do valor de referência com uma diferença de 0,95%.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Para o deslizamento, o modelo que apresentou o valor do parâmetro mais próximo do experimental foi o modelo do CEB-FIB (2010), com variação de 0,99%. O modelo de Huang et al. (1996) apresentou deslizamento último inferior, porém com uma diferença maior em relação ao experimental de 50,50%. Já os modelos de Barbosa (2001) e de Almeida Filho (2006) apresentaram deslizamentos últimos teóricos, 35,64% e 381,19% superiores.

Da análise dos resultados para a barra de 16 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Assim como foi observado para o diâmetro de 10 mm, apenas o modelo de Barbosa (2001) apresentou tensão última de aderência maior do que o experimental para o diâmetro em questão, com diferença de 26,80%. Os modelos do CEB-FIB (2010), de Huang et al. (1996) e de Almeida Filho (2006) apresentaram, respectivamente, valores de tensão 40,79%, 17,09% e 35,09% inferiores ao resultado experimental.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

O modelo de Huang et al. (1996) foi o único a apresentar deslizamento último inferior ao experimental com diferença de 36,71%. Já os deslizamentos definidos através dos modelos do CEB-FIB (2010), de Barbosa (2001) e de Almeida Filho (2006) foram, respectivamente, 26,58%, 111,39% e 927,85% superiores.

7.2.2 Concreto com 1% de fibras (25 mm)

As Figuras 7.09 e 7.10 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 60 MPa com adição de 1,0% de fibras metálicas.

- Barra de 10 mm

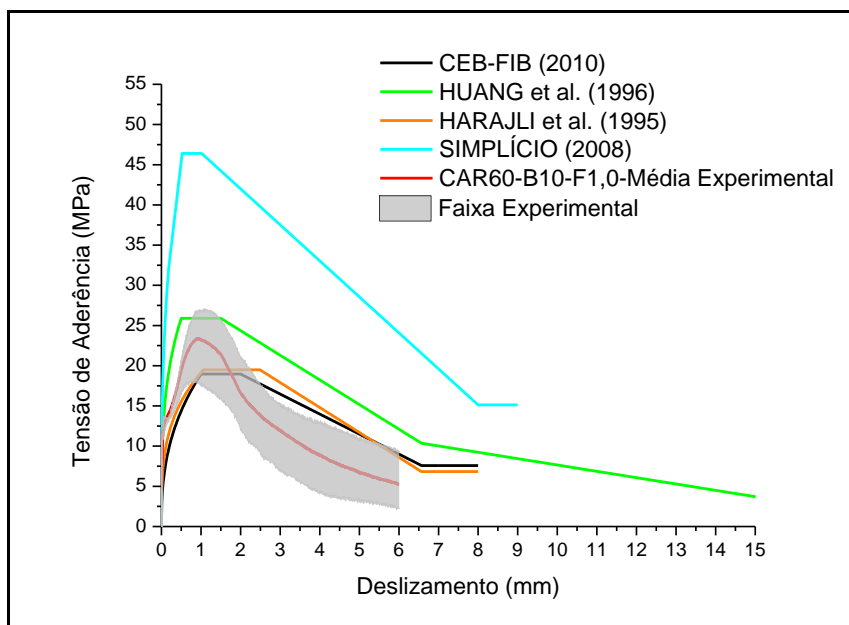


Figura 7.09 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

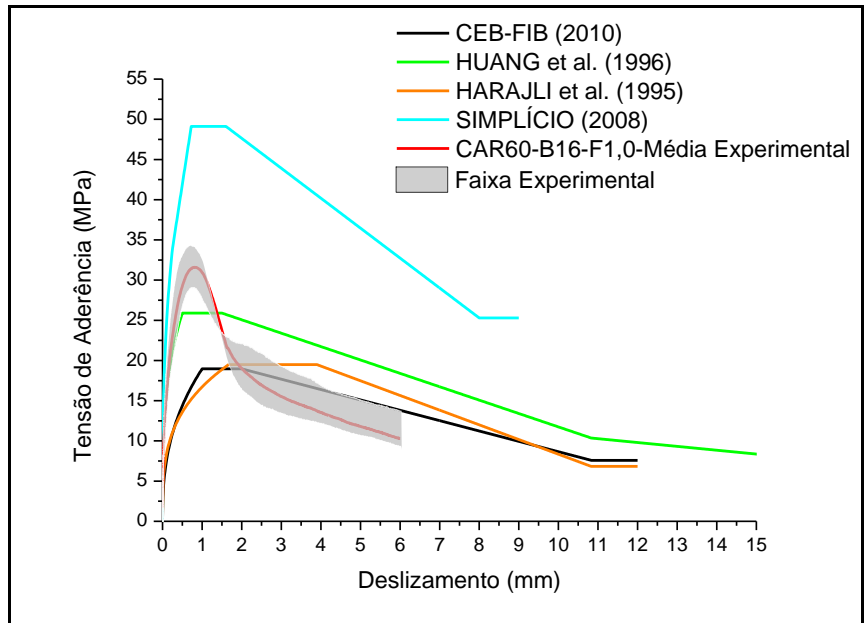


Figura 7.10 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 16 mm.

A Tabela 7.05 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 60 MPa com adição de 1,0% de fibras metálicas.

Tabela 7.05 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 60$ MPa e $V_f = 1,0\%$.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
60	10	CAR60-B10-F1,0-Média	0,97	-	25,17	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	3,09	18,97	-24,63
		HUANG et al. (1996)	0,50	-48,45	25,90	2,90
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	46,39	19,50	-22,53
		SIMPLÍCIO (2008)	0,52	-46,39	46,40	84,35
	16	CAR60-B16-F1,0-Média	0,79	-	31,97	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	26,58	18,97	-40,66
		HUANG et al. (1996)	0,50	-36,71	25,90	-18,99
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	182,28	19,50	-39,01
		SIMPLÍCIO (2008)	0,73	-7,59	49,11	53,61

Da análise dos resultados para a barra de 10 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Os modelos de Huang et al. (1996) e de Simplício (2008) se mostraram desfavoráveis à segurança, apresentando, respectivamente, tensões últimas de aderência 2,90% e 84,35% superiores ao experimental. Por outro lado, os modelos do CEB-FIB (2010) e de Harajli et al. (1995) apresentaram tensões de aderência 24,63% e 22,53% inferiores ao valor experimental de referência.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

O deslizamento último definido através do CEB-FIB (2010) foi o que mais se aproximou do valor experimental com uma diferença de 3,09%. O modelo de Harajli et al. (1995) também apresentou deslizamento superior, porém com uma diferença maior de 46,39% em relação ao experimental. Já os modelos de Huang et al. (1996) e de Simplício (2008) apresentaram valores de deslizamento último 48,45% e 46,39% inferiores.

Da análise dos resultados para a barra de 16 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Considerando o diâmetro de 16 mm, apenas o modelo de Simplício apresentou tensão última de aderência superior à tensão experimental com valor observado 53,61% maior. Os demais modelos: do CEB-FIB (2010), de Huang et al. (1996) e de Harajli et al. (1995) apresentaram tensões de aderência 40,66%, 18,99% e 39,01% menores do que o experimental.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Os deslizamentos definidos, respectivamente, pelos critérios do CEB-FIB (2010) e de Harajli et al. (1995) foram 26,58% e 182,28% superiores ao valor

experimental. Já os deslizamentos definidos pelos critérios de Huang et al. (1996) e de Simplício (2008) foram 36,71% e 7,59% inferiores ao valor referencial.

7.2.3 Concreto com 1,5% de fibras (25 mm)

As Figuras 7.11 e 7.12 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 60 MPa com adição de 1,5% de fibras metálicas.

▪ Barra de 10 mm

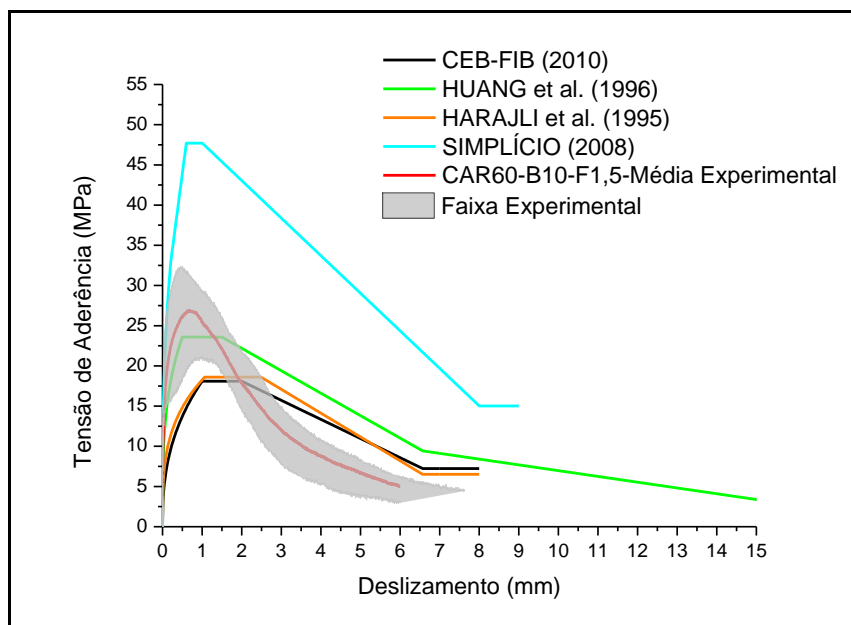


Figura 7.11 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

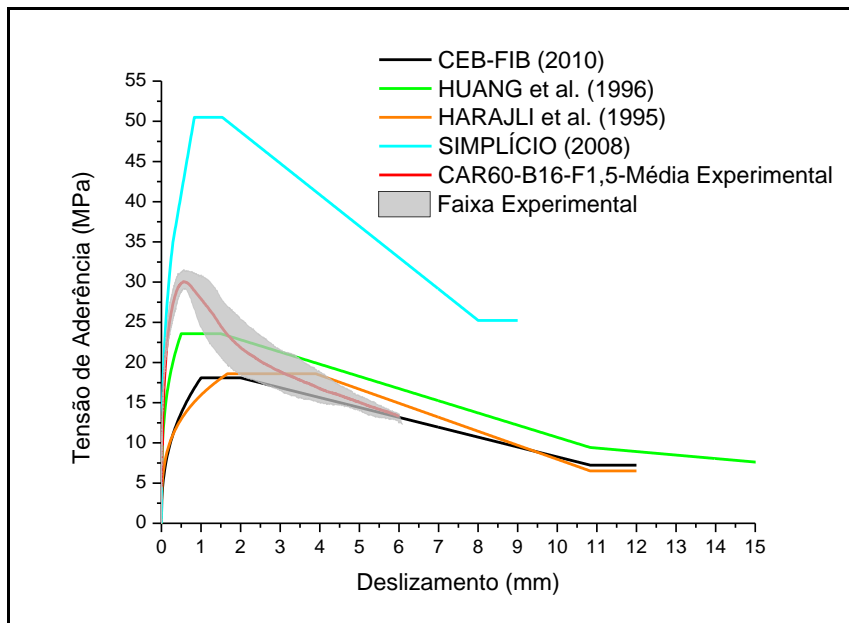


Figura 7.12 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 60$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 16 mm.

A Tabela 7.06 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 60 MPa com adição de 1,5% de fibras metálicas.

Tabela 7.06 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 60$ MPa e $V_f = 1,5\%$.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
60	10	CAR60-B10-F1,5-Média	0,82	-	29,56	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	21,95	18,10	-38,77
		HUANG et al. (1996)	0,50	-39,02	23,58	-20,23
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	73,17	18,61	-37,04
		SIMPLÍCIO (2008)	0,60	-26,83	47,71	61,40
	16	CAR60-B16-F1,5-Média	0,56	-	30,23	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	78,57	18,10	-40,13
		HUANG et al. (1996)	0,50	-10,71	23,58	-22,00
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	298,21	18,61	-38,44
		SIMPLÍCIO (2008)	0,83	48,21	50,50	67,05

Da análise dos resultados para a barra de 10 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

O modelo de Simplício (2008) foi o único a apresentar tensão última teórica superior à tensão experimental com uma variação de 61,40%. Para os modelos preconizados pelo CEB-FIB (2010), por Huang et al. (1996) e por Harajli et al. (1995), as tensões observados foram 38,77%, 20,23% e 37,04% inferiores, respectivamente.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, $\delta (\tau_{bu})$

Os modelos que apresentaram deslizamentos teóricos inferiores ao experimental foram: Huang et al. (1996), com variação de 39,02% e Simplício (2006), com variação de 26,83%. Os modelos do CEB-FIB (2010) e de Harajli et al. (1995) apresentaram deslizamentos últimos 21,95% e 73,17% maiores do que o valor experimental.

Da análise dos resultados para a barra de 16 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

O mesmo comportamento e praticamente as mesmas variações foram observadas para este diâmetro: com os modelos do CEB-FIB (2010), de Huang et al. (1996) e de Harajli et al. (1995) apresentando, respectivamente, tensões de aderência 40,13%, 22,00% e 38,44% menores do que o experimental; e o modelo de Simplício (2008), sendo o único a apresentar tensão última de aderência desfavorável a segurança, com valor 67,05% superior à tensão experimental.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, $\delta (\tau_{bu})$

O único modelo a apresentar deslizamento último inferior e ainda com uma menor variação em relação ao valor experimental foi o modelo de Huang et al. (1996) com diferença de 10,71%. Os demais modelos analíticos, a saber: do CEB-

FIB (2010), de Simplício (2008) e de Harajli et al. (1995) apresentaram deslizamentos superiores ao experimental, sendo este último o que mais se afastou do valor de referência, com diferença de 298,21%.

7.3 CONCRETOS DA CLASSE DE 90 MPA

Para esta classe de resistência foram empregados nas comparações a curva e os parâmetros definidos pelo CEB-FIB (2010) para uma ruptura por fendilhamento, diferentemente do que foi feito para as demais classes de resistência, visto que todas as rupturas observadas para esta magnitude de resistência ocorrerem pelo fendilhamento do concreto. Para os demais modelos a comparação permaneceu em termos dos parâmetros e das curvas teóricas definidas para uma ruptura por arrancamento, visto a inexistência, nesses modelos, de parâmetros específicos para a definição da curva para uma ruptura por fendilhamento.

7.3.1 Concreto sem fibras

As Figuras 7.13 e 7.14 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 90 MPa sem adição de fibras.

▪ Barra de 10 mm

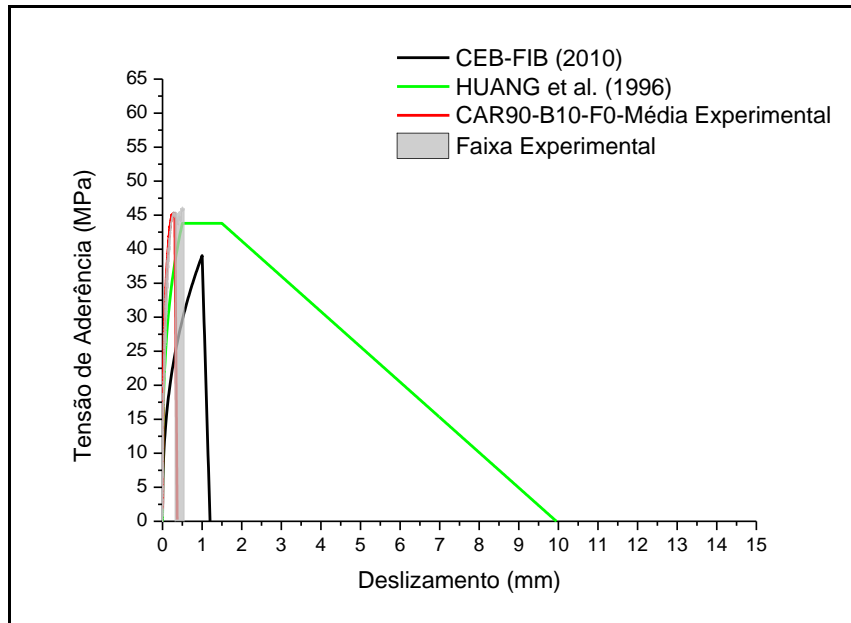


Figura 7.13 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, sem fibras e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

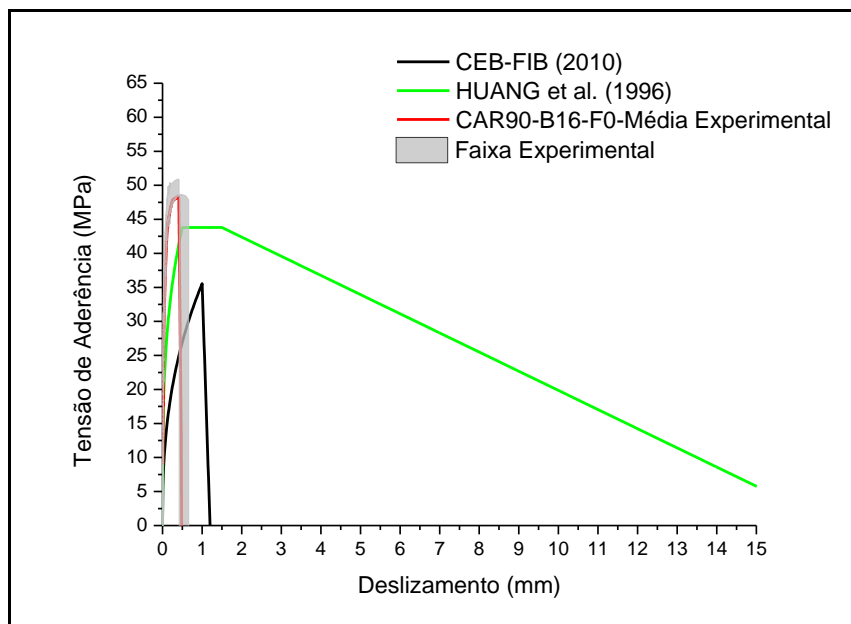


Figura 7.14 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, sem fibras e barra de 16 mm.

A Tabela 7.07 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 90 MPa sem fibras.

Tabela 7.07 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 90$ MPa, sem fibras.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
90	10	CAR90-B10-F0-Média	0,35	-	46,20	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	185,71	39,05	-15,48
		HUANG et al. (1996)	0,50	42,86	43,80	-5,19
	16	CAR90-B16-F0-Média	0,44	-	48,51	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	127,27	35,55	-26,72
		HUANG et al. (1996)	0,50	13,64	43,80	-9,71

Da análise geral dos resultados, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Todos os modelos teóricos empregados se mostraram a favor da segurança para a quantificação da tensão última de aderência, independentemente do diâmetro da barra considerada. O modelo do CEB-FIB (2010) apresentou tensão última de aderência 15,48% inferior ao valor experimental, quando considerado o diâmetro de 10 mm e 26,72% para o diâmetro de 16 mm. O modelo de Huang et al. (1996) foi que mais se aproximou do valor da tensão referencial com variações de 5,19% ao se considerar a barra de 10 mm e de 9,71% para a barra de 16 mm.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Tanto o modelo do CEB-FIB (2010) como o de Huang et al. (1996) apresentaram deslizamentos últimos superiores aos experimentais. No primeiro caso as variações foram de 185,71% e 127,27%, respectivamente aos diâmetros de 10 mm e 16 mm. Para o segundo modelo as variações foram de 42,86% e 13,64%.

7.3.2 Concreto com 1% de fibras (25 mm)

As Figuras 7.15 e 7.16 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 90 MPa com adição de 1,0% de fibras metálicas.

▪ Barra de 10 mm

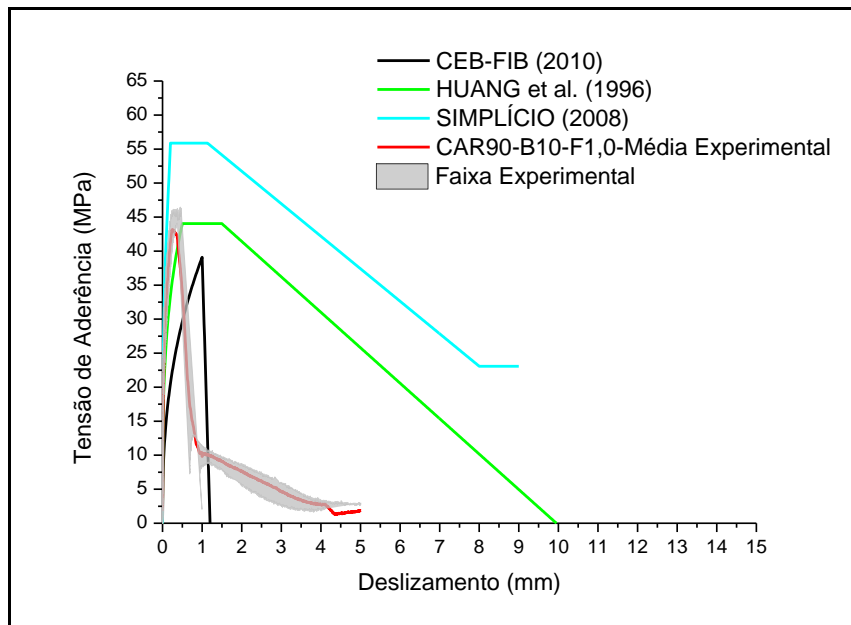


Figura 7.15 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

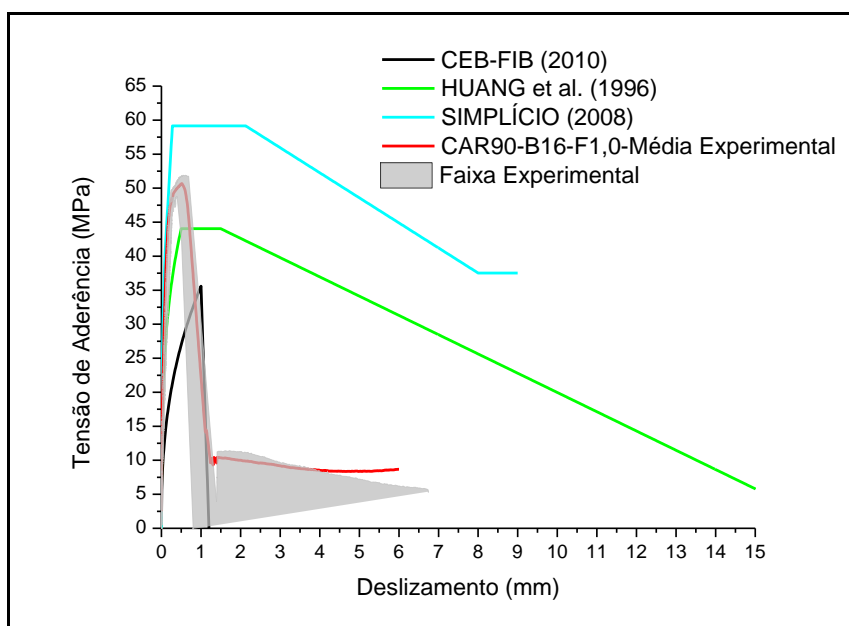


Figura 7.16 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,0\%$ e barra de 16 mm.

A Tabela 7.08 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 90 MPa com adição de 1,0% de fibras metálicas.

Tabela 7.08 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 90$ MPa e $V_f = 1,0\%$.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
90	10	CAR90-B10-F1,0-Média	0,36	-	45,33	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	177,78	39,11	-13,72
		HUANG et al. (1996)	0,50	38,89	44,04	-2,85
		SIMPLÍCIO (2008)	0,20	-44,44	55,87	23,25
	16	CAR90-B16-F1,0-Média	0,58	-	50,48	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	72,41	35,60	-29,48
		HUANG et al. (1996)	0,50	-13,79	44,04	-12,76
		SIMPLÍCIO (2008)	0,28	-51,72	59,14	17,16

Da análise dos resultados para a barra de 10 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

O modelo de Simplício (2008) foi o único a apresentar tensão última de aderência superior ao experimental, com variação de 23,25%. Os modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996), assim como foi observado para o concreto sem fibras, apresentaram valores para o parâmetro em questão inferiores ao experimental, com diferenças de 13,72% e 2,85%, respectivamente.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, $\delta (\tau_{bu})$

Os deslizamentos correspondentes às tensões últimas de aderência obtidos por meio dos modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996) foram, respectivamente, 177,78% e 38,89% maiores do que o valor correspondente experimental. Por outro lado, o deslizamento definido pelo modelo de Simplício (2008) foi 44,44% inferior.

Da análise dos resultados para a barra de 16 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Mais uma vez o modelo de Simplício (2008) foi o único desfavorável à segurança ao apresentar tensão última de aderência 17,16% maior do que o experimental. Os demais modelos, ao contrário, apresentaram tensões de aderência inferiores, com destaque para o modelo de Huang et al. (1996) que mais se aproximou do valor de referência, com variação de 12,76%.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, $\delta (\tau_{bu})$

Enquanto os modelos de Huang et al. (1996) e de Simplício (2008) apresentaram, respectivamente, valores de deslizamento último, 13,79% e 51,72% inferiores ao valor experimental, o modelo do CEB-FIB (2010) apresentou um deslizamento 72,41% superior.

7.3.3 Concreto com 1,5% de fibras (25 mm)

As Figuras 7.17 e 7.18 apresentam as curvas dos modelos teóricos e a curva média de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos-de-prova com concreto da classe de 90 MPa com adição de 1,5% de fibras metálicas.

▪ Barra de 10 mm

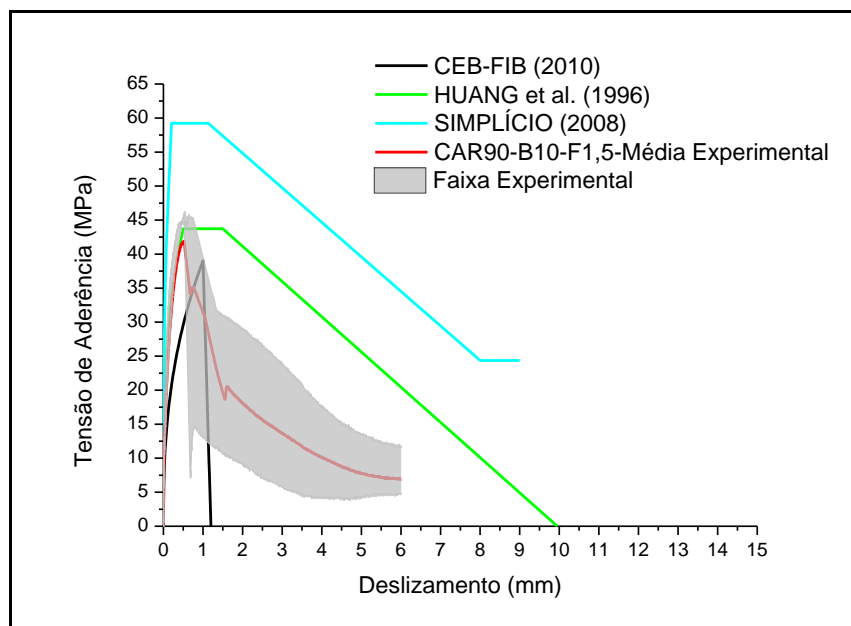


Figura 7.17 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 10 mm.

▪ Barra de 16 mm

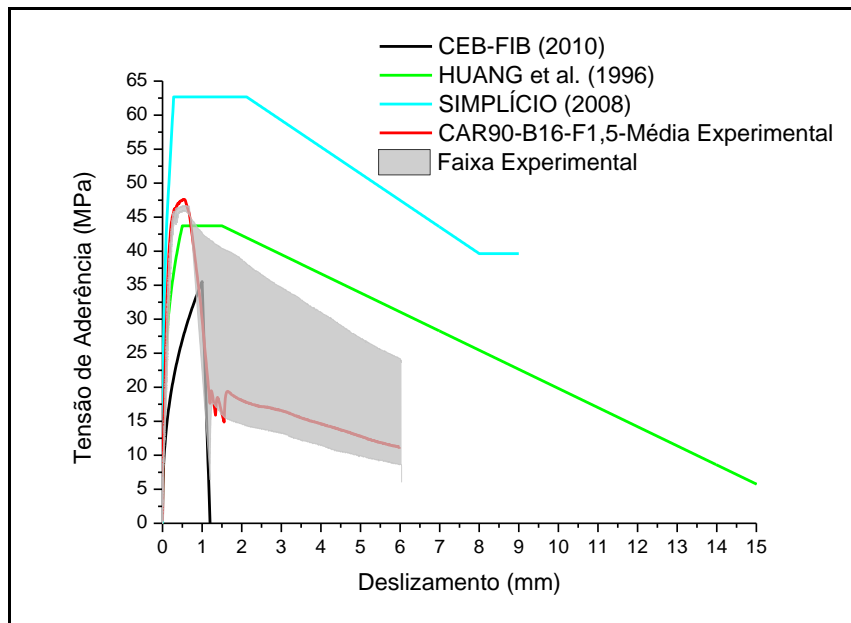


Figura 7.18 - Comparação entre as curvas tensão de aderência *versus* deslizamento teóricas e experimental para $f_c = 90$ MPa, $V_f = 1,5\%$ e barra de 16 mm.

A Tabela 7.09 apresenta os resultados de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação ao valor experimental, considerando o concreto da classe de 90 MPa com adição de 1,5% de fibras metálicas.

Tabela 7.09 - Valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação ao resultado experimental para $f_c = 90$ MPa e $V_f = 1,5\%$.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
90	10	CAR90-B10-F1,5-Média	0,47	-	42,91	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	112,77	39,04	-9,02
		HUANG et al. (1996)	0,50	6,38	43,73	1,91
		SIMPLÍCIO (2008)	0,20	-57,45	59,22	38,01
	16	CAR90-B16-F1,5-Média	0,56	-	46,89	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	78,57	35,54	-24,21
		HUANG et al. (1996)	0,50	-10,71	43,73	-6,74
		SIMPLÍCIO (2008)	0,28	-50,00	62,69	33,70

Da análise dos resultados para a barra de 10 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

Todos os modelos se mostraram desfavoráveis à segurança, com exceção do modelo do CEB-FIB (2010), que apresentou tensão última de aderência 9,02% inferior ao experimental. O modelo de Huang et al. (1996) foi o que mais se aproximou do valor referencial, com uma diferença de 1,91%.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Os deslizamentos apresentados pelos modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996) foram, respectivamente, 112,77% e 6,38% maiores que o experimental. O modelo de Simplício (2008) apresentou deslizamento último 57,45% inferior.

Da análise dos resultados para a barra de 16 mm, conclui-se:

- ✓ Em relação à tensão última de aderência, (τ_{bu})

O modelo de Huang et al. (1996) apresentou a menor diferença em relação ao valor de tensão experimental, com um valor 6,74% inferior, seguido pelo modelo do CEB-FIB (2010), com uma diferença de 24,21% e pelo modelo de Simplício (2008), com uma diferença de 33,70%.

- ✓ Em relação ao deslizamento último, δ (τ_{bu})

Caracterizando-se novamente por ser o modelo que forneceu valores para os parâmetros analisados mais próximos do experimental, o modelo de Huang et al. (1996) apresentou deslizamento último 10,71% menor do que o experimental, seguido pelo modelo de Simplício (2008), com uma diferença de 50% e por fim, pelo modelo do CEB-FIB (2010), com uma diferença de 78,57%.

As Tabelas 7.10 a 7.12 a seguir apresentam um resumo de todos os resultados reunidos de deslizamento último, de tensão última de aderência e as suas respectivas variações em relação aos valores experimentais. Estes resultados foram divididos de acordo com a porcentagem de fibras empregada nos concretos.

Tabela 7.10 - Resumo dos valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação aos resultados experimentais para os concretos sem fibras.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F0-Média	0,86	-	15,19	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	16,28	15,16	-0,20
		HUANG et al. (1996)	1,00	16,28	16,55	8,95
		BARBOSA (2001)	1,20	39,53	21,22	39,70
		ALMEIDA FILHO (2006)	1,86	116,28	11,52	-24,16
	16	CC30-B16-F0-Média	0,93	-	22,80	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	7,53	15,16	-33,51
		HUANG et al. (1996)	1,00	7,53	16,55	-27,41
		BARBOSA (2001)	1,65	77,42	24,97	9,52
		ALMEIDA FILHO (2006)	2,54	173,12	10,58	-53,60
60	10	CAR60-B10-F0-Média	1,01	-	27,48	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	-0,99	19,44	-29,26
		HUANG et al. (1996)	0,50	-50,50	27,22	-0,95
		BARBOSA (2001)	1,37	35,64	37,86	37,77
		ALMEIDA FILHO (2006)	4,86	381,19	15,73	-42,76
	16	CAR60-B16-F0-Média	0,79	-	32,83	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	26,58	19,44	-40,79
		HUANG et al. (1996)	0,50	-36,71	27,22	-17,09
		BARBOSA (2001)	1,67	111,39	41,63	26,80
		ALMEIDA FILHO (2006)	8,12	927,85	21,31	-35,09
90	10	CAR90-B10-F0-Média	0,35	-	46,20	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	185,71	39,05	-15,48
		HUANG et al. (1996)	0,50	42,86	43,80	-5,19
	16	CAR90-B16-F0-Média	0,44	-	48,51	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	127,27	35,55	-26,72
		HUANG et al. (1996)	0,50	13,64	43,80	-9,71

Tabela 7.11 - Resumo dos valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação aos resultados experimentais para os concretos com 1% de fibras.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F1,0-Média	0,49	-	19,84	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	104,08	15,59	-21,42
		HUANG et al. (1996)	1,00	104,08	17,51	-11,74
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	189,80	16,03	-19,20
	16	CC30-B16-F1,0-Média	0,96	-	23,59	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	4,17	15,59	-33,91
		HUANG et al. (1996)	1,00	4,17	17,51	-25,77
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	132,29	16,03	-32,05
60	10	CAR60-B10-F1,0-Média	0,97	-	25,17	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	3,09	18,97	-24,63
		HUANG et al. (1996)	0,50	-48,45	25,90	2,90
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	46,39	19,50	-22,53
		SIMPLÍCIO (2008)	0,52	-46,39	46,40	84,35
	16	CAR60-B16-F1,0-Média	0,79	-	31,97	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	26,58	18,97	-40,66
		HUANG et al. (1996)	0,50	-36,71	25,90	-18,99
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	182,28	19,50	-39,01
		SIMPLÍCIO (2008)	0,73	-7,59	49,11	53,61
90	10	CAR90-B10-F1,0-Média	0,36	-	45,33	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	177,78	39,11	-13,72
		HUANG et al. (1996)	0,50	38,89	44,04	-2,85
		SIMPLÍCIO (2008)	0,20	-44,44	55,87	23,25
	16	CAR90-B16-F1,0-Média	0,58	-	50,48	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	72,41	35,60	-29,48
		HUANG et al. (1996)	0,50	-13,79	44,04	-12,76
		SIMPLÍCIO (2008)	0,28	-51,72	59,14	17,16

Tabela 7.12 - Resumo dos valores dos parâmetros de aderência teóricos e as suas respectivas variações em relação aos resultados experimentais para os concretos com 1,5% de fibras.

Classe de Resistência (MPa)	Diâmetro (mm)	Modelo	$\delta_{(ult)}$ (mm)	Variação (%)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Variação (%)
30	10	CC30-B10-F1,5-Média	0,78	-	17,08	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	28,21	15,23	-10,83
		HUANG et al. (1996)	1,00	28,21	16,70	-2,22
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	82,05	15,65	-8,37
	16	CC30-B16-F1,5-Média	1,06	-	20,70	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	-5,66	15,23	-26,43
		HUANG et al. (1996)	1,00	-5,66	16,70	-19,32
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	110,38	15,65	-24,40
60	10	CAR60-B10-F1,5-Média	0,82	-	29,56	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	21,95	18,10	-38,77
		HUANG et al. (1996)	0,50	-39,02	23,58	-20,23
		HARAJLI et al. (1995)	1,42	73,17	18,61	-37,04
		SIMPLÍCIO (2008)	0,60	-26,83	47,71	61,40
	16	CAR60-B16-F1,5-Média	0,56	-	30,23	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	78,57	18,10	-40,13
		HUANG et al. (1996)	0,50	-10,71	23,58	-22,00
		HARAJLI et al. (1995)	2,23	298,21	18,61	-38,44
		SIMPLÍCIO (2008)	0,83	48,21	50,50	67,05
90	10	CAR90-B10-F1,5-Média	0,47	-	42,91	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	112,77	39,04	-9,02
		HUANG et al. (1996)	0,50	6,38	43,73	1,91
		SIMPLÍCIO (2008)	0,20	-57,45	59,22	38,01
	16	CAR90-B16-F1,5-Média	0,56	-	46,89	-
		CEB-FIB (2010)	1,00	78,57	35,54	-24,21
		HUANG et al. (1996)	0,50	-10,71	43,73	-6,74
		SIMPLÍCIO (2008)	0,28	-50,00	62,69	33,70

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas após a análise dos resultados experimentais e teóricos amplamente discutidos no decorrer dos capítulos 6, 7 e 8 acerca da influência das fibras metálicas, do diâmetro da barra de aço e da resistência à compressão do concreto na aderência entre o aço e o concreto. De forma secundária também foi analisada a influência das fibras metálicas nas principais propriedades mecânicas dos concretos. São apresentadas, ainda, algumas sugestões para trabalhos futuros.

8.1 CONCLUSÃO

8.1.1 Propriedades mecânicas do concreto

São enumeradas, a seguir, as principais conclusões sobre a influência das fibras metálicas nas condições de consistência, na resistência à compressão, na resistência à tração, no módulo de elasticidade e na tenacidade à flexão dos concretos investigados:

- A adição de fibras metálicas alterou as condições de consistência dos concretos investigados, proporcionando reduções nos valores de *slump* para os concretos confeccionados sob as mesmas condições ambientais de temperatura e umidade relativa. A redução chegou a 18% ao se comparar o concreto com 1,5% de fibras e o concreto simples de referência, para a classe de 30 MPa e 14% para a classe de 60 MPa. Outro fato observado foi que a mudança drástica das condições ambientais de temperatura e umidade relativa influenciou consideravelmente os resultados de *slump* para os concretos da classe de 90 MPa, pois o *slump* apresentado pelo concreto com 1% de fibras de 25 mm foi superior ao *slump* apresentado pelo concreto com 1% de fibras, como composição de 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm), sendo este comportamento contrário ao observado para as demais classes de resistência.

- O emprego de fibras metálicas, nos teores e dimensões estudados, não influenciou significativamente a resistência à compressão. Para os concretos da classe de 60 MPa verificou-se uma tendência de decréscimo nos valores da resistência de acordo com o acréscimo dos teores e da dimensão das fibras, com reduções de 4%, 5% e 13%, respectivamente aos teores de (0,5% + 0,5%), 1% e 1,5%, em relação ao concreto de referência. Para as demais classes de resistência não foi possível determinar nenhum tipo de comportamento padrão.
- Diferentemente do que foi observado quanto à influência das fibras na resistência à compressão, é obvio o benefício das fibras para a resistência à tração. O que se observou foram aumentos generalizados da referida resistência de acordo com o aumento da taxa e do comprimento das fibras, independentemente da classe de resistência do concreto. Os acréscimos atingiram 50%, 25% e 70% ao se comparar os concretos com 1,5% de fibras em relação aos concretos sem fibras, das classes de 30 MPa, 60 MPa e 90 MPa, respectivamente.
- Os valores de módulo de elasticidade obtidos para os concretos com fibras foram ligeiramente inferiores aos valores dos módulos de elasticidade dos concretos sem fibras. De maneira geral, a variação observada não ultrapassou 10%, comprovando assim, a pouca influência das fibras também para o módulo de elasticidade.
- Ainda em relação ao módulo de elasticidade, após a análise comparativa entre os resultados dos ensaios estáticos convencionais e os resultados dos ensaios dinâmicos, verificou-se que os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos foram em média 13,37% superiores aos valores dos módulos de elasticidade estáticos.
- A contribuição mais importante das fibras está relacionada à melhora da tenacidade à flexão do material. O ganho no fator de tenacidade ao se comparar os concretos com 1,5% de fibras aos concretos com 1%, como composição de 0,5% de fibras de 13 mm e 0,5% de fibras de 25 mm, foi de 81% para as classes de resistência de 30 MPa e 60 MPa, e de 24% para a classe de 90 MPa.

8.1.2 Ensaio de aderência

- As fibras metálicas apresentaram pouca influência na tensão última de aderência. Foram observados pequenos decréscimos nos valores deste parâmetro para os corpos-de-prova com fibras, exceto para os espécimes da classe de 30 MPa, com barra de 10 mm, onde houve acréscimo para todas as taxas de fibras.
- As fibras metálicas agem de forma indiferente no processo de fissuração dos concretos convencionais. Tanto o tipo de ruptura como o quadro de fissuração permaneceram inalterados para os corpos-de-prova da classe de 30 MPa, independentemente da presença das fibras. Neste caso, as rupturas ocorreram pelo arrancamento da barra e as fissuras foram ausentes ou imperceptíveis.
- As fibras metálicas possuem um papel importante para a alteração do tipo de ruptura e para o processo de fissuração dos concretos de alta resistência. Elas foram capazes de alterar o tipo de ruptura dos corpos-de-prova da classe de 60 MPa e de modificar o modo como a ruptura pelo fendilhamento ocorreu nos corpos-de-prova da classe de 90 MPa. No primeiro caso, as rupturas deixaram de ser pelo fendilhamento, com fissuras bem destacadas, típicas deste tipo de ruptura, no concreto simples, e passaram a ser majoritariamente pelo arrancamento da barra, com um processo de fissuração similar ao do concreto convencional, ou seja, com fissuras imperceptíveis. No segundo caso, as fibras foram capazes de proporcionar uma ruptura menos brusca, frágil e com a manutenção da integridade e coesão dos corpos-de-prova, com um quadro de fissuração múltipla, diferentemente dos corpos-de-prova sem fibras, onde houve ruptura extremamente brusca, frágil e com a desintegração do corpo-de-prova. Outra característica importante observada foi a capacidade das fibras de proporcionar uma resistência de aderência residual aos corpos-de-prova. Esta capacidade mostrou-se proporcional à dimensão e ao teor de fibras empregado, chegando até mesmo a superar os valores de resistência de aderência residuais dos corpos-de-prova das classes de resistência inferiores.

- Comprovou-se a estreita correlação existente entre os principais parâmetros de aderência analisados e a resistência à compressão e o diâmetro da barra de aço. As tensões últimas de aderência cresceram de acordo com a elevação da resistência à compressão e do diâmetro da barra de aço. Já em relação ao deslizamento último, de forma geral, enquanto o maior diâmetro da barra de aço proporcionou maiores valores de deslizamento últimos, a influência da resistência à compressão foi oposta, ou seja, quanto maior a resistência à compressão e a fragilidade do concreto, menores foram os deslizamentos observados.
- Da análise do fator que melhor representou a parcela da resistência à compressão do concreto na aderência, concluiu-se que: para a barra de 10 mm, o fator de f_c^1 mostrou-se como a melhor representação do parâmetro na tensão última de aderência. Já para a barra de 16 mm, o fator de melhor representação passou a ser o de $f_c^{\frac{3}{4}}$.

8.1.3 Resistência de aderência de cálculo

- Todos os códigos normativos se mostraram a favor da segurança ao apresentarem resistências de aderência inferiores às resistências obtidas dos ensaios de arrancamento.
- As maiores diferenças observadas entre os resultados experimentais e as resistências de aderência calculadas por meio dos códigos normativos foram para a classe de resistência de 90 MPa, alcançando 84,76%, como foi o caso da resistência calculada pelo ACI 318:2014, considerando a barra de 16 mm. Este excesso de conservadorismo reflete o pouco conhecimento ainda existente acerca do comportamento dos concretos de alta resistência, além de justificar a adoção dos mesmos fatores considerados para as classes de resistência convencionais e que proporcionam o excesso de conservadorismo no cálculo da resistência de aderência para este tipo de concreto.
- O ACI 318:2014 foi o código que apresentou os resultados mais conservadores e o código brasileiro, mesmo em seu projeto de revisão, foi o

que apresentou resultados com menores diferenças em relação aos valores experimentais.

8.1.4 Modelos analíticos *versus* resultados experimentais

- Os modelos preconizados pelo CEB-FIB (2010) e por Huang et al. (1996) foram os únicos modelos válidos para todos os tipos e composições de concretos utilizados neste trabalho.
- De maneira geral, considerando os concretos sem fibras, os modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996), com destaque para este último, foram também os modelos que melhor representaram o comportamento da curva tensão de aderência *versus* deslizamento e propiciaram os valores de tensão última de aderência e deslizamento último mais próximos dos valores experimentais. O modelo de Barbosa (2001) foi, em todas as situações, contrário à segurança ao superestimar os valores da tensão última de aderência, diferentemente dos demais modelos.
- Considerando os concretos com fibras, somente das classes de resistência de 30 MPa e 60 MPa, o modelo de Huang et al. (1996) continuou sendo o modelo que apresentou valores de tensão última de aderência mais próximos dos resultados experimentais, seguido pelo modelo de Harajli et al. (1995).
- Para os concretos fibrosos da classe de 90 MPa, assim como ocorreu para os concretos sem fibras, os modelos do CEB-FIB (2010) e de Huang et al. (1996) voltaram a ser juntos os dois modelos com as menores diferenças de tensão última de aderência e deslizamento último em relação aos valores experimentais, com destaque mais uma vez para o modelo de Huang et al. (1996).
- De maneira geral, todos os modelos empregados para os concretos com fibras foram favoráveis à segurança, com exceção do modelo de Simplício (2008) que apresentou resultados bastante superestimados para o pico das tensões de aderência, chegando a apresentar variações de até 84,35% em relação ao resultado experimental. Uma provável justificativa para tal desproporção seja o fato do pesquisado utilizar concretos com resistências à compressão ainda maiores do que as resistências verificadas para os

concretos deste trabalho, além dos ensaios de arrancamento ocorrerem aos 90 dias após a concretagem, diferentemente do prazo de 28 dias adotado neste estudo.

8.2 SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

- Estudar a influência de outros diâmetros de barras de aço, principalmente entre 10 mm e 20 mm, nos ensaios de arrancamento e conseqüentemente na aderência entre o aço e o concreto.
- Estudar o comportamento da aderência nos concretos de outras classes de resistência à compressão, principalmente superiores a 90 MPa, afim de se obter um maior e mais consistente volume de resultados que ajudem na compreensão e na definição de parâmetros específicos para os concretos de alta resistência.
- Empregar maiores taxas de fibras metálicas para avaliar se existe alteração no comportamento da tensão última de aderência, já que os teores de fibras utilizados não provocaram alterações consideráveis na referida tensão.
- Estudar a influência de fibras metálicas com outros comprimentos e fatores de forma, além de utilizar diferentes proporções de mistura entre as microfibras e as fibras longas.
- Realizar simulação numérica e comparar os resultados aferidos com os resultados experimentais para validação e obtenção de parâmetros que permitam a extensão do estudo para diferentes teores de fibras, resistências à compressão, comprimentos de ancoragem e diâmetros de barra de aço.
- Analisar os resultados experimentais e desenvolver um modelo analítico que englobe as variáveis estudadas para a determinação da curva tensão de aderência *versus* deslizamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA FILHO, F. M. (2006). **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensáveis**. 291p. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

ALCÂNTARA, M. A. M.; LORRAIN, M. S.; BARBOSA, M. P. (2004). Avaliação da posição da armadura no desenvolvimento das tensões de aderência na interface entre o concreto autoadensável e a armadura. Volume V - Pré-fabricados em concreto. In: 46º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, Florianópolis, Brasil, 14-18 de Agosto de 2004, **Anais...**, Editores: Ivo J. Padaratz e Túlio Bittencourt, Florianópolis, Trabalho CBC0165, p.V.76-V.90.

AL-JAHDALI, F. A.; WAFA, F. F.; SHIHATA, S. A. (1994). Development length for straight deformed bars in high-strength concrete, **ACI Special Publication**, v.149, Oct.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1991). **ACI COMMITTEE 408**. State-of-the-art report: bond under cyclic loads, *ACI Materials Journal*, v.88, n.6, p.669-673.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1996). **ACI 544.1R-96** Reported by ACI COMMITTEE 544. State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Farmington Hills.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2003). **ACI 408R-03** Reported by ACI COMMITTEE 408. Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Farmington Hills.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2014). **ACI 318-14** Reported by ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1991). **ASTM C-234**: standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforced steel. Philadelphia.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). **NBR 7477:1982:** Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). **NBR 7222:1994:** Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002). **NBR 6892:2002:** Materiais metálicos - Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 6118:2003:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2007). **NBR 15530:2007:** Fibras de aço para concreto - Especificação. Rio de Janeiro.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009). **NBR 8953:2009**
Versão Corrigida: 2011: Concretos para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2013). **NBR 6118:2013:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. 1º Projeto de Revisão. Rio de Janeiro.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J. J.; GHOSH, S. K. (1993). Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete, **ACI Structural Journal**, v.90, n.5, p.554-561.

BARBOSA, M. P. (1998). **Uma contribuição experimental e numérica sobre estruturas de concreto armado de elevado desempenho: Estudo da aderência e do comportamento de vigas fletidas**. 174p. Tese de Livre Docência, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 1998.

BARBOSA, M. T. G. (2001). **Avaliação do comportamento da aderência em concretos de diferentes classes de resistência**. 203p. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990). Fiber reinforced cementitious composites. Essex, Inglaterra. **Elsevier Science Publishers LTD**.

CAETANO, L. F. (2008). **Estudo do comportamento da aderência de elementos de concreto armado submetidos à corrosão e elevadas temperaturas**. 178p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CHAN, Y.; CHEN, Y.; LIU, Y. (2003). Effect of consolidation on bond reinforcement in concrete of different workabilities, **ACI Materials Journal**, v.100, n.4, p.294-301.

CHAPMAN, R., SHAH, S. (1987). Early-age bond strength in reinforced concrete, **ACI Materials Journal**, v.84, n.6, p.501-510.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1982). **Bulletin d'Information no. 151**: bond action and bond behavior of reinforcement. Paris.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (2000). **Bulletin d'Information no. 10**: state-of-art report: bond of reinforcement in concrete. Switzerland.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (2012). **Bulletin d'Information no. 65**: CEB-FIB Model Code 2010. Paris.

CORREIA, V. C. (2012). **Estudo da influência de fibras de aço e do confinamento por meio de estribos no comportamento da ancoragem de barras**. 156p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

COUTO, I. A. (2007). **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de aço impregnada por polímero**. 141p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DANIN, A. R. (2010). **Estudo da aderência entre concreto e armadura: Análise da influência das fibras de aço**. 277p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

DARWIN, D. ET AL. (1996). Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars, **ACI Structural Journal**, v.93, n.3, p.1-13.

DUCATTI, V. A.; AGOPYAN, V. (1993). **Concreto de elevado desempenho: Estudo da aderência com a armadura**. Boletim Técnico BT/PCC/113 do Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

DUMÊT, T. B. (2003). **Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço**. 330p. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTERO, V. V. (1983). Local bond stress-slip relationship of deformed bars under generalized excitations. **Report no UCB/EERC - 83/23**, University of California, Berkeley. 162p.

EZELDIN, A. S.; BALAGURU, P. N. (1989). Bond behavior of normal and high strength fiber reinforced concrete, **ACI Material Journal**, v.86, n.5, p.515-524.

FANG, C. ET AL. (2004). Corrosion influence on bond in reinforced concrete, **Cement and Concrete Research**, v.34, n.11, p.2159-2167.

FERNANDES, R. M. (2000). **Influência das ações repetidas na aderência aço-concreto**. 155p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

FIGUEIREDO, A. D. (2000). **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico BT/PCC/260 do Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

FIGUEIREDO, A. D., NETO, P. J. C.; FARIA, H. M. (2008). A nova normalização brasileira sobre fibras de aço, **Concreto & Construções - IBRACON**, n.50, p.67-76, São Paulo.

FU, X.; CHUNG, D. D. L. (1998). Decrease of the bond strength between rebar and concrete with increasing curing age, **Cement and Concrete Research**, v.28, n.2, p.1499-1503.

FUSCO, P.B. (1995). **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini.

HADDAD, R. H.; AL-SALEH, R. J.; AL-AKHRAS, N. M. (2008). Effect of elevated temperature on bond between steel reinforced and fiber reinforced concrete, **Fire Safety Journal**, v.43, n.5, p.334-343.

HAMAD, B. S.; MACHAKA, M.F. (1999). Effect of transverse reinforcement on bond strength of reinforcing bars in silica fume concrete, **Materials and Structures**, v.32, n.6, p.468-476.

HARAJLI, M. H. (1994). Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete, **ACI Structural Journal**, v.91, n.5, p.511-520.

HARAJLI, M. H.; HOUT, M.; JALKH, W. (1995). Local bond stress-slip behavior of reinforced bars embedded in plain and fiber concrete, **ACI Materials Journal**, v.92, n.4, p.343-354.

HARAJLI, M. H.; MABSOUT, M. E. (2002). Evaluation of bond strength of steel reinforcing bars in plain and fiber-reinforced concrete, **ACI Structural Journal**, v.99, n.4, p.509-517.

HARAJLI, M. H. (2004). Comparison of bond strength of steel bars in normal and high-strength concrete, **ASCE Journal of Structural Engineering**, v.16, n.4, p.365-374.

HUANG, Z.; ENGSTRON, B.; MAGNUSSON, J. (1996). Experimental investigation of the bond and anchorage behavior of deformed bars in high strength concrete. **4º International Symposium on Utilization of High-Strength/High Performance Concrete**. Proceedings, v.3, p.29-31. Paris.

HWANG, S. J.; LEE, Y. Y.; LEE, C. S. (1994). Effect of silica fume on the splice strength of deformed bars of high-performance concrete, **ACI Structural Journal**, v.91, n.3, p.294-302.

KHANDAKER, M.; HOSSAIN, A. (2008). Bond characteristics of plain and deformed bars in lightweight pumice concrete, **Construction and Building Materials**, v.22, n.7, p.1491-1499.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. v.1. Rio de Janeiro: Interciência.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. v.3. Rio de Janeiro: Interciência.

LORRAIN, M.; BARBOSA, P. M. (2008). Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. **Revista Concreto e Construções**, São Paulo, v.36, n.51, p.52-57.

MACCAFERRI (2008). **Fibras como elemento estrutural para reforço de concreto**. Manual Técnico. Jundiaí. Disponível em: <<http://www.maccaferri.com.br/downloads/manuais-tecnicos/16429-1.html>>. Acesso em: 26 jun. 2014.

MARTIN, H.; NOAKOUWSKY, P. (1981). Verbundverhalten von Betonstahl Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen, **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton**, n 319, p.99-175.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M (2008). **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3. ed. São Paulo: Ibracon.

NUNES, N. L.; AGOPYAN, V. (1998). **Influência do fator de forma da fibra na tenacidade à flexão do concreto com fibras**. Boletim Técnico BT/PCC/255 do Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

ORANGUN, C. O.; JIRSA, J. O.; BREEN, J. E. (1977). A reevaluation of test data on development length and splices, **ACI Structural Journal**, v.74, n.3, p.114-122.

PROMON ENGENHARIA (1976). **Tabelas para dimensionamento de concreto armado: segundo a NB-1/76**. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil.

REHM, G. (1961). On the basic behaviour of bond between steel and concrete, **Deutscher Ausschub für Stahlbeton**, n.138.

RIBEIRO, J. L. D. (1985). **Análise experimental dos fatores que influenciam a aderência em barras nervuradas**. 180p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1985.

RILEM-FIP-CEB (1973). Bond test for reinforcing steel. 1. Beam test (7-II-28 D). 2. Pull-out Test (7-II-128). Tentative Recommendations. **RILEM Journal Materials and Structures**, v.6, n.32, p.96-105.

SILVA, R. D. (2006). **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos**. 152p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SIMPLÍCIO, M. A. S. (2008). **Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras**. 263p. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

SOROUSHIAN, P.; CHOI, K. B. (1989). Local bond of deformed bars with different diameters in confined concrete, **ACI Structural Journal**, v.86, n.2, p.217-222.

SOROUSHIAN, P.; MIRZA, F.; ALHOZAIMY, A. (1994). Bonding of confined steel fiber reinforced concrete to deformed bars, **ACI Materials Journal**, v.91, n.2, p.141-149.

VIEIRA, F. M. P. (1994). **Estudo do comportamento da aderência das barras de aço no concreto de alta resistência com adição de microssílica**. 107p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

WATSTEIN, D. (1941). Bond stress in concrete pull-out specimens, **ACI Journal Proceedings**, v.38, n.1, p.37-52.

XU, F. ET AL. (2012). Experimental study on the bond behavior of reinforcing bars embedded in concrete subjected to lateral pressure, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v.24, n.1, p.124-133.

ZUO, J.; DARWIN, D. (2000). Bond slip of high relative rib area bars under cyclic loading, **ACI Structural Journal**, v.97, n.2, p.331-335.

APÊNDICE A – Curvas de tensão de aderência *versus* deslizamento

- Concretos da classe de resistência de 30 MPa

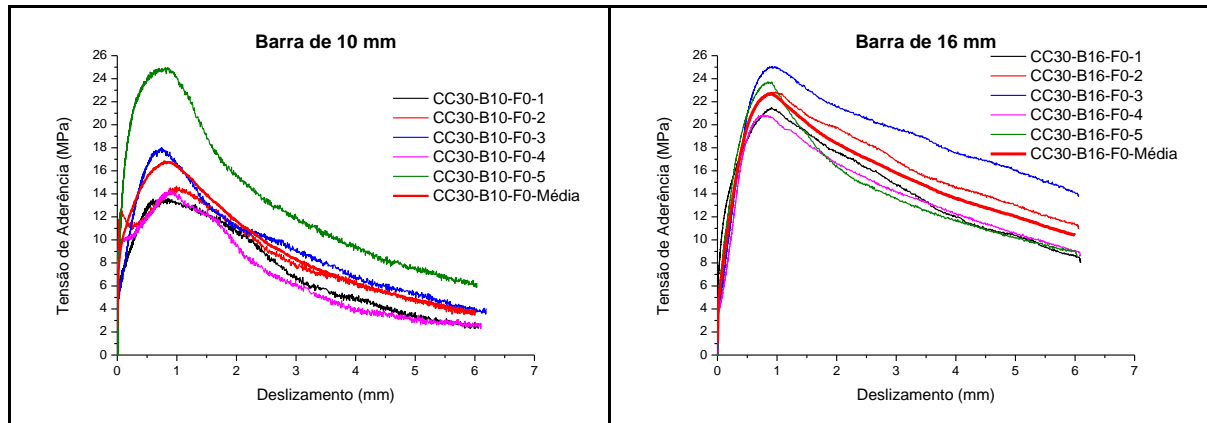


Figura A.01 - Gráficos tensão de aderência *versus* deslizamento - CC30-F0.

Tabela A.01 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F0.

30 MPa						
Sem Fibras						
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CC30 - B10 - F0 - 1	7,19	0,85	12,82	13,60	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0 - 2	12,19	0,99	13,83	14,67	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0 - 3	7,19	0,75	16,99	18,02	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0 - 4	10,15	0,87	13,64	14,48	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0 - 5	14,91*	0,85	23,53*	24,97*	Arrancamento
	Média	9,18	0,86	14,32	15,19	Arrancamento
	DP	2,12	0,09	1,83	1,94	
CV (%)	23,07	10,25	12,79			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CC30 - B16 - F0 - 1	11,52*	0,91	51,87	21,50	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0 - 2	7,91	0,98	55,17	22,86	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0 - 3	6,64	0,91	60,48	25,07	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0 - 4	5,77	0,76*	50,36	20,87	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0 - 5	9,18	0,91	57,23	23,72	Arrancamento
	Média	7,38	0,93	55,02	22,80	Arrancamento
	DP	1,49	0,03	4,07	1,69	
CV (%)	20,23	3,76	7,40			

* Valores excluídos da análise estatística.

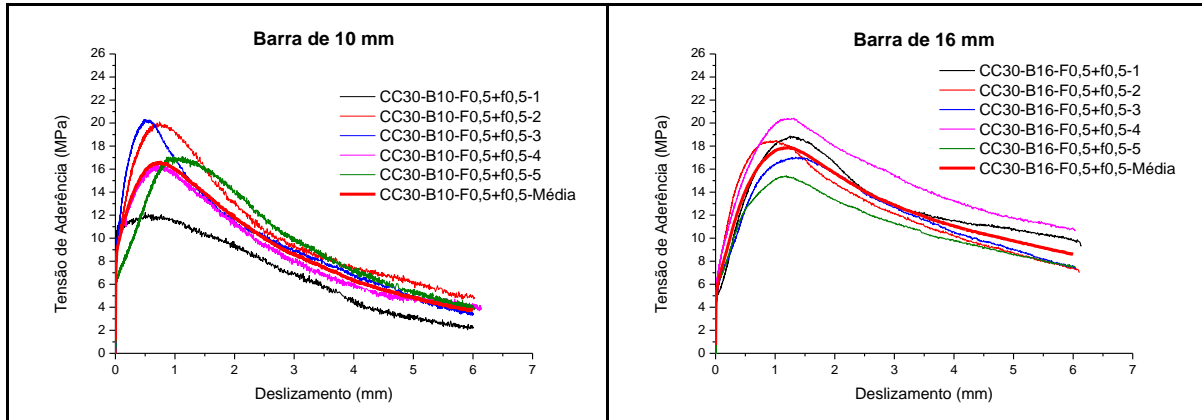


Figura A.02 - Gráficos tensão de aderência *versus* deslizamento - CC30-F0,5+f0,5.

Tabela A.02 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F0,5+f0,5.

30 MPa		Vf = 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CC30 - B10 - F0,5 + f0,5 - 1	10,83	0,50	11,54	12,24	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0,5 + f0,5 - 2	11,27	0,74	18,95	20,11	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0,5 + f0,5 - 3	12,82	0,51	19,14	20,30	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0,5 + f0,5 - 4	10,64	0,79	15,47	16,42	Arrancamento
	CC30 - B10 - F0,5 + f0,5 - 5	7,77*	1,12*	16,12	17,10	Arrancamento
	Média	11,39	0,63	16,24	17,23	Arrancamento
	DP	0,99	0,15	3,10	3,29	
CV (%)	8,70	23,85	19,09			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CC30 - B16 - F0,5 + f0,5 - 1	5,94*	1,25	45,55	18,88	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0,5 + f0,5 - 2	8,71	1,02*	44,59	18,48	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0,5 + f0,5 - 3	6,93	1,34	41,11	17,04	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0,5 + f0,5 - 4	8,71	1,32	49,31	20,44	Arrancamento
	CC30 - B16 - F0,5 + f0,5 - 5	6,77	1,19	37,22	15,43	Arrancamento
	Média	7,78	1,27	43,56	18,05	Arrancamento
	DP	1,08	0,07	4,59	1,90	
CV (%)	13,82	5,36	10,54			

* Valores excluídos da análise estatística.

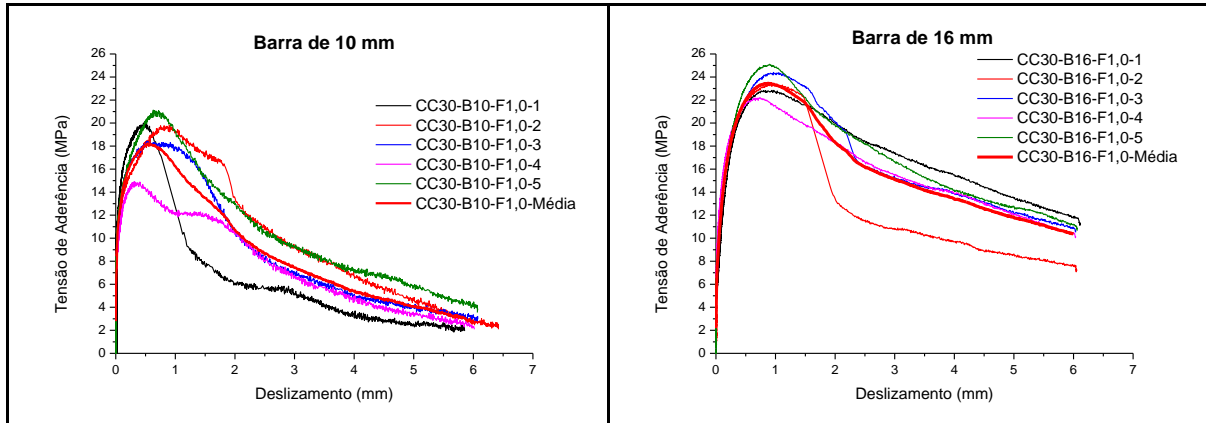


Figura A.03 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CC30-F1,0.

Tabela A.03 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F1,0.

30 MPa		Vf = 1,0% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CC30 - B10 - F1,0 - 1	15,25	0,50	18,86	20,01	Fendilhamento
	CC30 - B10 - F1,0 - 2	13,21	0,90*	18,68	19,82	Arrancamento
	CC30 - B10 - F1,0 - 3	13,84	0,53	17,35	18,41	Arrancamento
	CC30 - B10 - F1,0 - 4	11,95*	0,31	14,06*	14,91*	Arrancamento
	CC30 - B10 - F1,0 - 5	14,04	0,63	19,92	21,13	Arrancamento
	Média	14,09	0,49	18,70	19,84	Arrancamento
	DP	0,85	0,12	1,05	1,12	
CV (%)	6,06	23,37	5,63			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CC30 - B16 - F1,0 - 1	11,20	0,97	55,12	22,85	Arrancamento
	CC30 - B16 - F1,0 - 2	13,24	1,01	56,40	23,38	Fendilhamento
	CC30 - B16 - F1,0 - 3	13,32	0,96	58,88	24,40	Arrancamento
	CC30 - B16 - F1,0 - 4	14,86	0,74*	53,57	22,20	Arrancamento
	CC30 - B16 - F1,0 - 5	12,96	0,90	60,57	25,10	Arrancamento
	Média	13,12	0,96	56,91	23,59	Arrancamento
	DP	1,30	0,05	2,82	1,17	
CV (%)	9,94	4,85	4,96			

* Valores excluídos da análise estatística.

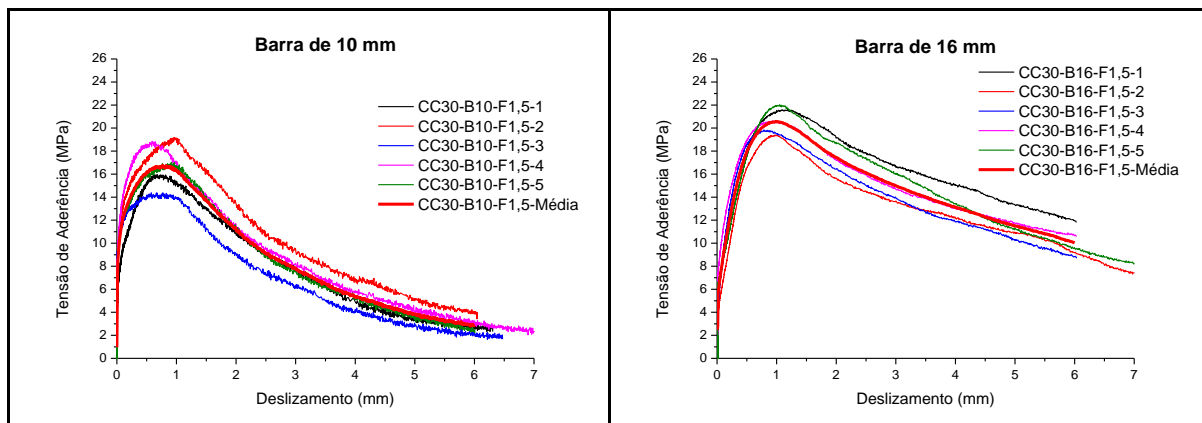


Figura A.04 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CC30-F1,5.

Tabela A.04 - Resultados experimentais de aderência - CC30-F1,5.

30 MPa		Vf = 1,5% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CC30 - B10 - F1,5 - 1	9,42*	0,62	15,06	15,98	Arrancamento
	CC30 - B10 - F1,5 - 2	13,21	0,96	18,08	19,19	Arrancamento
	CC30 - B10 - F1,5 - 3	11,71	0,77	13,55	14,38	Arrancamento
	CC30 - B10 - F1,5 - 4	14,04	0,59	17,76	18,85	Arrancamento
	CC30 - B10 - F1,5 - 5	12,05	0,97	16,02	17,00	Arrancamento
	Média	12,75	0,78	16,10	17,08	Arrancamento
	DP	1,07	0,18	1,89	2,00	
CV (%)	8,42	23,08	11,74			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CC30 - B16 - F1,5 - 1	8,46	1,18	52,15	21,61	Arrancamento
	CC30 - B16 - F1,5 - 2	6,66	1,01	46,79	19,39	Arrancamento
	CC30 - B16 - F1,5 - 3	9,01	0,79*	47,89	19,85	Arrancamento
	CC30 - B16 - F1,5 - 4	11,20*	1,01	49,77	20,63	Arrancamento
	CC30 - B16 - F1,5 - 5	8,61	1,05	53,15	22,03	Arrancamento
	Média	8,19	1,06	49,95	20,70	Arrancamento
	DP	1,04	0,08	2,71	1,12	
CV (%)	12,76	7,84	5,42			

* Valores excluídos da análise estatística.

▪ Concretos da classe de resistência de 60 MPa

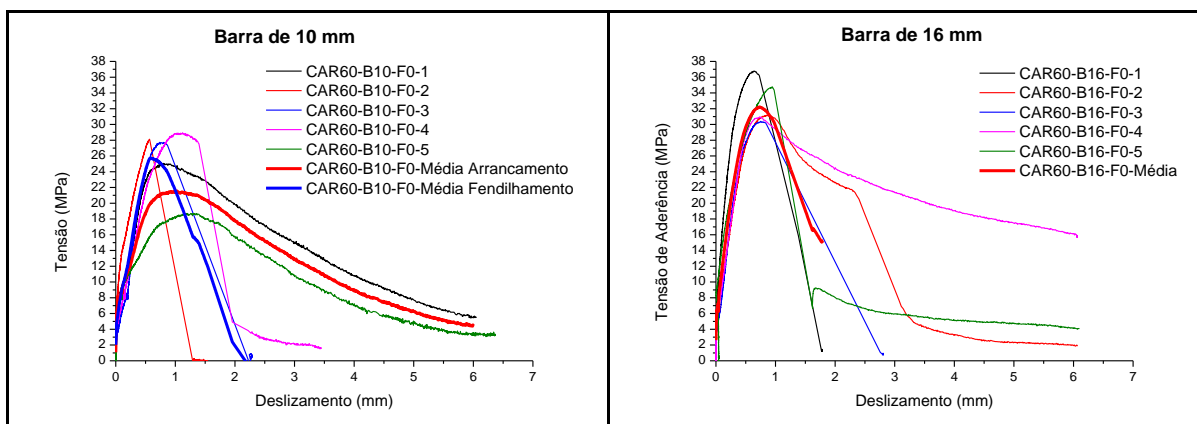


Figura A.05 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CAR60-F0.

Tabela A.05 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F0.

60 MPa		Sem Fibras				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR60 - B10 - F0 - 1	9,47	0,76	23,67	25,11	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F0 - 2	13,60*	0,57*	26,51	28,13	Fendilhamento
	CAR60 - B10 - F0 - 3	6,07	0,81	26,14	27,74	Fendilhamento
	CAR60 - B10 - F0 - 4	7,14	1,12	27,29	28,95	Fendilhamento
	CAR60 - B10 - F0 - 5	8,65	1,35	17,63*	18,70*	Arrancamento
	Média	7,83	1,01	25,90	27,48	Fendilhamento
	DP	1,52	0,24	1,56	1,66	
	CV (%)	19,40	24,02	6,03		
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR60 - B16 - F0 - 1	16,11	0,65	88,73	36,77	Fendilhamento
	CAR60 - B16 - F0 - 2	10,09	0,86	75,27	31,20	Fendilhamento
	CAR60 - B16 - F0 - 3	7,99	0,75	73,34	30,40	Fendilhamento
	CAR60 - B16 - F0 - 4	9,39	0,74	74,76	30,99	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F0 - 5	14,16	0,95	83,92	34,78	Fendilhamento
	Média	11,55	0,79	79,20	32,83	Fendilhamento
	DP	3,07	0,11	6,75	2,80	
CV (%)	26,56	14,56	8,53			

* Valores excluídos da análise estatística.

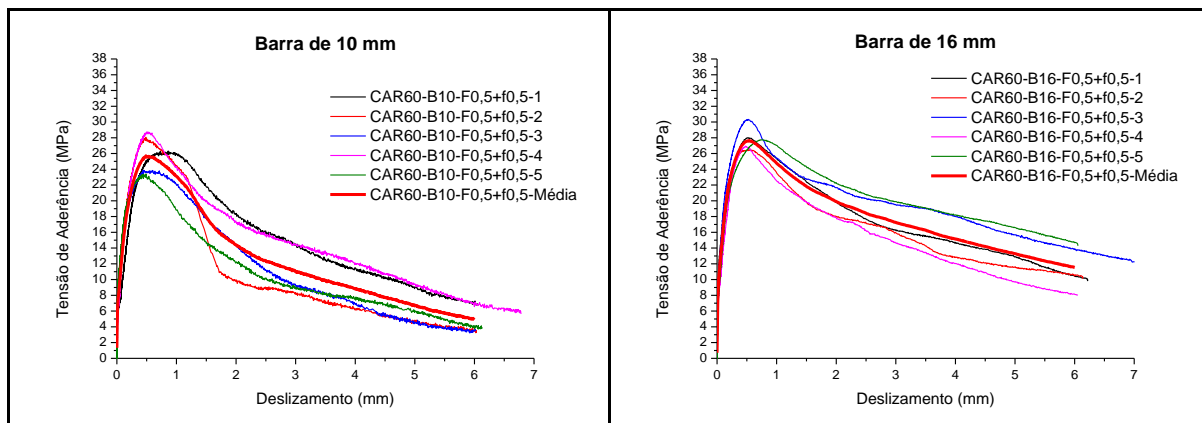


Figura A.06 - Gráficos tensão de aderência *versus* deslizamento - CAR60-F0,5+f0,5.

Tabela A.06 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F0,5+f0,5.

60 MPa		Vf = 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR60 - B10 - F0,5 + f0,5 - 1	10,35*	0,86*	24,81	26,33	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F0,5 + f0,5 - 2	14,91	0,49	26,46	28,08	Fendilhamento
	CAR60 - B10 - F0,5 + f0,5 - 3	15,30	0,60	22,48	23,85	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F0,5 + f0,5 - 4	14,33	0,51	27,10	28,76	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F0,5 + f0,5 - 5	16,47	0,49	22,07	23,41	Arrancamento
	Média	15,25	0,52	24,59	26,09	Arrancamento
	DP	0,90	0,05	2,27	2,41	
CV (%)	5,92	10,31	9,25			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR60 - B16 - F0,5 + f0,5 - 1	17,51	0,51	67,57	28,01	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F0,5 + f0,5 - 2	17,12	0,53	63,91	26,49	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F0,5 + f0,5 - 3	18,33	0,52	73,21	30,34	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F0,5 + f0,5 - 4	13,68	0,48	65,01	26,94	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F0,5 + f0,5 - 5	14,84	0,77*	66,93	27,74	Arrancamento
	Média	16,30	0,51	67,33	27,90	Arrancamento
	DP	1,95	0,02	3,60	1,49	
CV (%)	11,98	4,82	5,34			

* Valores excluídos da análise estatística.

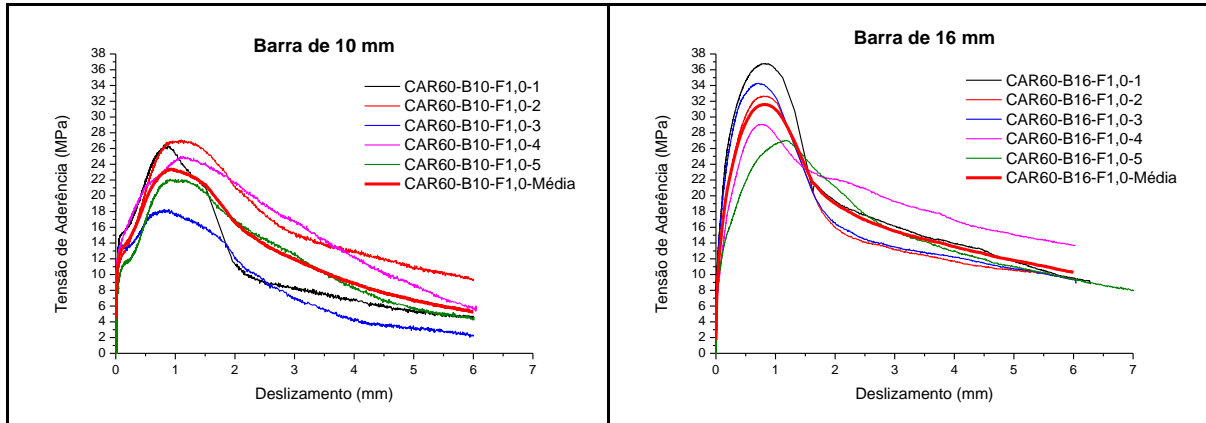


Figura A.07 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CAR60-F1,0.

Tabela A.07 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F1,0.

60 MPa		Vf = 1,0% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR60 - B10 - F1,0 - 1	15,25	0,82	24,95	26,47	Fendilhamento
	CAR60 - B10 - F1,0 - 2	12,29	1,10	25,55	27,11	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F1,0 - 3	13,70	0,89	17,21*	18,27*	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F1,0 - 4	14,18	1,13	23,58	25,02	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F1,0 - 5	10,74	0,92	20,83	22,10	Arrancamento
	Média	13,23	0,97	23,73	25,17	Arrancamento
	DP	1,76	0,14	2,10	2,23	
CV (%)	13,27	14,21	8,85			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR60 - B16 - F1,0 - 1	19,11	0,83	88,77	36,79	Fendilhamento
	CAR60 - B16 - F1,0 - 2	15,84	0,79	78,84	32,68	Fendilhamento
	CAR60 - B16 - F1,0 - 3	18,56	0,72	82,73	34,29	Fendilhamento
	CAR60 - B16 - F1,0 - 4	12,45	0,80	70,14	29,07	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F1,0 - 5	12,33	1,18*	65,19	27,02	Arrancamento
	Média	15,66	0,79	77,13	31,97	Fendilhamento
	DP	3,23	0,05	9,50	3,94	
CV (%)	20,62	6,27	12,32			

* Valores excluídos da análise estatística.

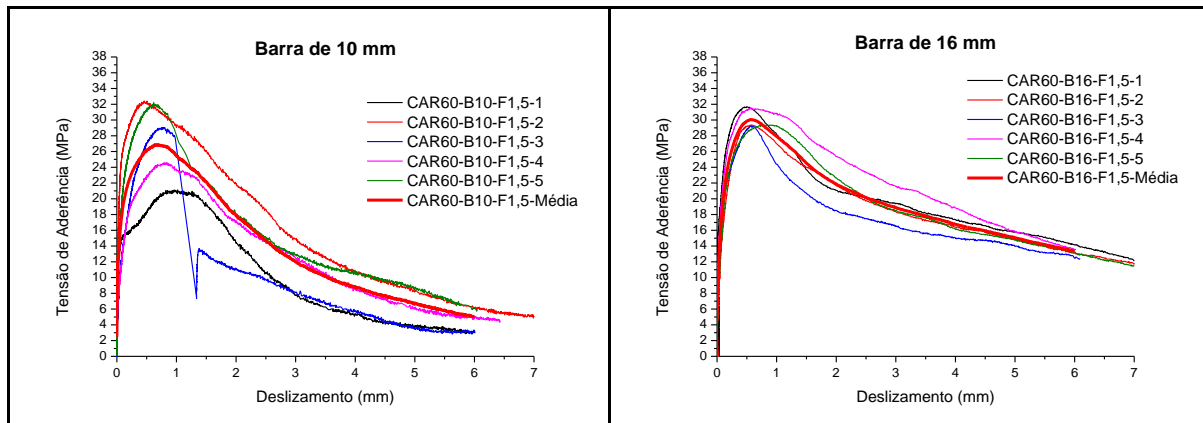


Figura A.08 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CAR60-F1,5.

Tabela A.08 - Resultados experimentais de aderência - CAR60-F1,5.

60 MPa		Vf = 1,5% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR60 - B10 - F1,5 - 1	15,35	1,02	19,92*	21,13*	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F1,5 - 2	26,18*	0,51*	30,54	32,40	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F1,5 - 3	13,65	0,80	27,38	29,05	Fendilhamento
	CAR60 - B10 - F1,5 - 4	13,41	0,84	23,17	24,58	Arrancamento
	CAR60 - B10 - F1,5 - 5	20,84	0,62	30,35	32,21	Arrancamento
	Média	15,81	0,82	27,86	29,56	Arrancamento
	DP	3,46	0,17	3,45	3,66	
CV (%)	21,89	20,14	12,37			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR60 - B16 - F1,5 - 1	23,09	0,50	76,46	31,69	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F1,5 - 2	16,34	0,57	70,92	29,39	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F1,5 - 3	19,64	0,60	70,46	29,20	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F1,5 - 4	21,78	0,57	76,09	31,54	Arrancamento
	CAR60 - B16 - F1,5 - 5	17,25	0,93*	70,83	29,35	Arrancamento
	Média	19,62	0,56	72,95	30,23	Arrancamento
	DP	2,88	0,04	3,04	1,26	
CV (%)	14,67	7,76	4,17			

* Valores excluídos da análise estatística.

▪ Concretos da classe de resistência de 90 MPa

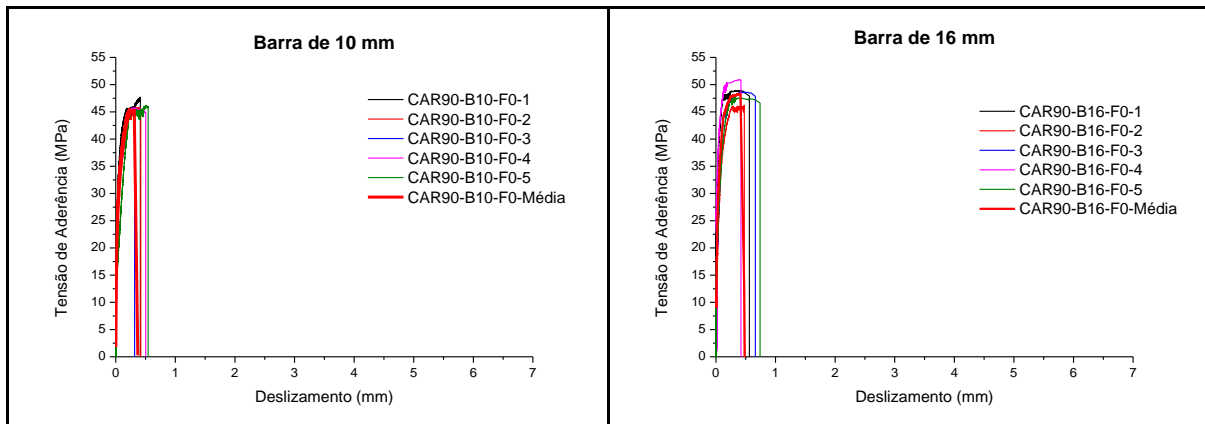


Figura A.09 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CAR90-F0.

Tabela A.09 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F0.

90 MPa		Sem Fibras				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR90 - B10 - F0 - 1	41,48	0,41	44,96	47,70	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F0 - 2	39,49	0,38	43,22	45,86	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F0 - 3	36,82	0,32	42,90	45,52	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F0 - 4	35,36	0,31	43,08	45,71	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F0 - 5	29,39*	0,50*	43,54	46,20	Esc/Fendilham
	Média	38,29	0,35	43,54	46,20	Esc/Fendilham
	DP	2,73	0,05	0,83	0,88	
CV (%)	7,13	13,97	1,90			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR90 - B16 - F0 - 1	46,11	0,42	118,03	48,92	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F0 - 2	36,17	0,48	111,43	46,19	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F0 - 3	40,32	0,48	117,48	48,69	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F0 - 4	46,64	0,38	122,88	50,93	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F0 - 5	37,44	0,30*	115,42	47,84	Esc/Fendilham
	Média	41,34	0,44	117,05	48,51	Esc/Fendilham
	DP	4,84	0,05	4,16	1,73	
CV (%)	11,72	10,64	3,56			

* Valores excluídos da análise estatística.

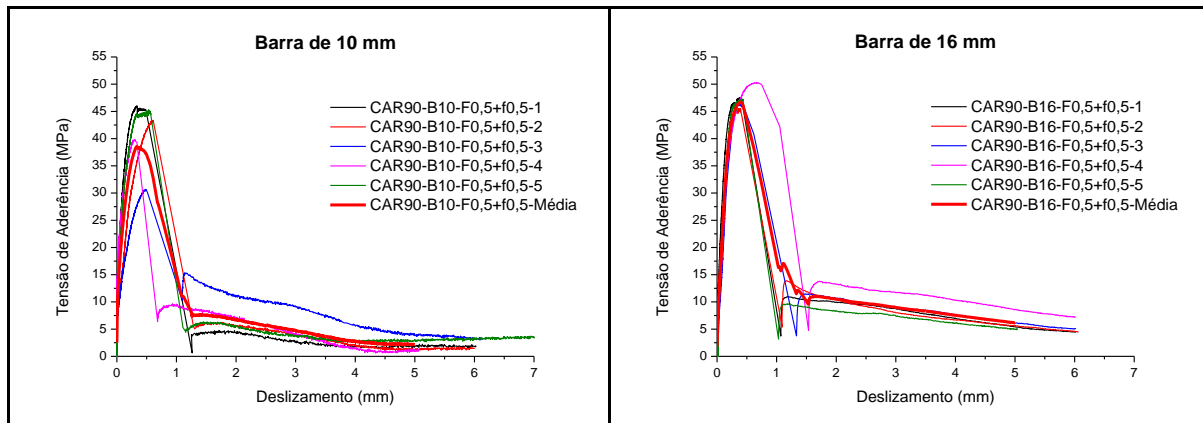


Figura A.10 - Gráficos tensão de aderência *versus* deslizamento - CAR90-F0,5+f0,5.

Tabela A.10 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F0,5+f0,5.

90 MPa		Vf = 0,5% (13 mm) + 0,5% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR90 - B10 - F0,5 + f0,5 - 1	31,09	0,34	43,40	46,05	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F0,5 + f0,5 - 2	16,27	0,60	40,88	43,38	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F0,5 + f0,5 - 3	15,45	0,49	28,93*	30,70*	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F0,5 + f0,5 - 4	29,29	0,30*	37,54	39,83	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F0,5 + f0,5 - 5	27,88	0,54	42,67	45,27	Arrancamento
	Média	24,00	0,49	41,12	43,63	Fendilhamento
	DP	6,73	0,11	2,61	2,77	
CV (%)	28,02	23,11	6,35			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR90 - B16 - F0,5 + f0,5 - 1	31,73*	0,40	114,73	47,55	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F0,5 + f0,5 - 2	26,70	0,33	110,38	45,75	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F0,5 + f0,5 - 3	18,94	0,37	112,81	46,75	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F0,5 + f0,5 - 4	21,75	0,66*	121,32	50,28	Fendilhamento
	CAR90 - B16 - F0,5 + f0,5 - 5	23,07	0,43	113,95	47,23	Esc/Fendilham
	Média	22,61	0,38	114,64	47,51	Esc/Fendilham
	DP	3,22	0,04	4,08	1,69	
CV (%)	14,25	10,91	3,56			

* Valores excluídos da análise estatística.

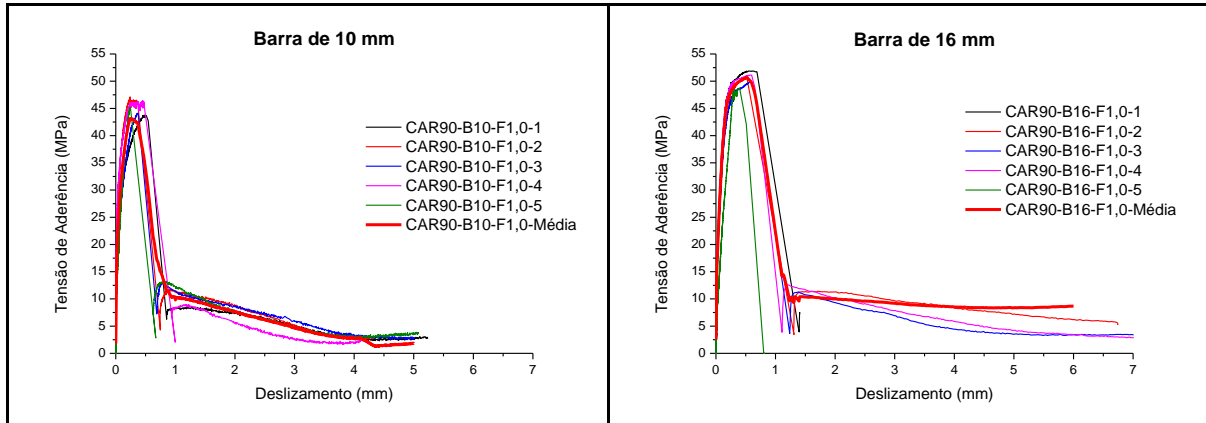


Figura A.11 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CAR90-F1,0.

Tabela A.11 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F1,0.

90 MPa		Vf = 1,0% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR90 - B10 - F1,0 - 1	30,46	0,48	41,25	43,77	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F1,0 - 2	38,28	0,24	44,41	47,12	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F1,0 - 3	28,95	0,38	41,57	44,11	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F1,0 - 4	37,89	0,45	43,77	46,44	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F1,0 - 5	29,39	0,24	42,62	45,22	Fendilhamento
	Média	32,99	0,36	42,72	45,33	Fendilhamento
	DP	4,68	0,10	1,36	1,45	
CV (%)	14,19	28,46	3,19			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR90 - B16 - F1,0 - 1	33,13	0,61	125,21	51,90	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F1,0 - 2	37,68	0,51	122,01	50,57	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F1,0 - 3	33,98	0,59	120,73	50,04	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F1,0 - 4	37,95	0,60	123,38	51,14	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F1,0 - 5	22,03*	0,39*	117,61	48,75	Esc/Fendilham
	Média	35,69	0,58	121,79	50,48	Esc/Fendilham
	DP	2,49	0,04	2,87	1,19	
CV (%)	6,97	7,76	2,35			

* Valores excluídos da análise estatística.

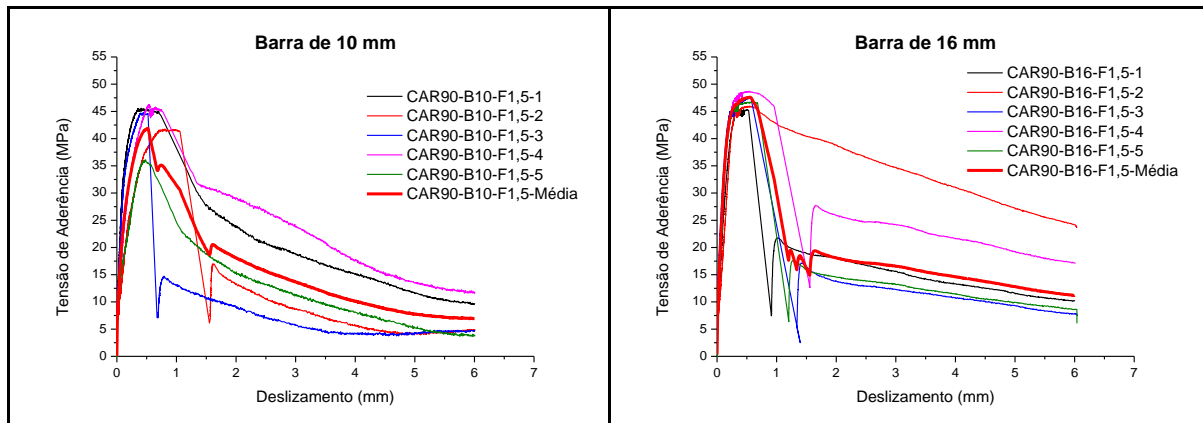


Figura A.12 - Gráficos tensão de aderência versus deslizamento - CAR90-F1,5.

Tabela A.12 - Resultados experimentais de aderência - CAR90-F1,5.

90 MPa		Vf = 1,5% (25 mm)				
Diâmetro (mm)	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
10	CAR90 - B10 - F1,5 - 1	31,77	0,41	42,99	45,61	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F1,5 - 2	15,74	0,81*	39,37	41,77	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F1,5 - 3	29,87	0,44	42,21	44,79	Fendilhamento
	CAR90 - B10 - F1,5 - 4	20,94	0,54	43,63	46,29	Esc/Fendilham
	CAR90 - B10 - F1,5 - 5	17,49	0,48	34,02	36,09	Fendilhamento
	Média	23,16	0,47	40,44	42,91	Fendilhamento
	DP	6,50	0,06	3,94	4,18	
CV (%)	28,07	11,91	9,75			
16	Modelo	τ_{1R} (MPa)	$\delta_{(ult)}$ (mm)	$F_{(ult)}$ (kN)	$\tau_{b(ult)}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
	CAR90 - B16 - F1,5 - 1	24,50	0,53	109,56	45,41	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F1,5 - 2	18,79*	0,56	110,88	45,96	Esc/Arrancam
	CAR90 - B16 - F1,5 - 3	32,94	0,56	114,91	47,63	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F1,5 - 4	28,79	0,54	117,57	48,73	Esc/Fendilham
	CAR90 - B16 - F1,5 - 5	28,48	0,60	112,72	46,72	Esc/Fendilham
	Média	28,68	0,56	113,13	46,89	Esc/Fendilham
	DP	3,45	0,03	3,20	1,32	
CV (%)	12,03	4,71	2,83			

* Valores excluídos da análise estatística.