

# UFPA

PPGEC

# Universidade Federal do Pará

---



CARLOS RODRIGO COSTA ROSSI

**Aderência de armadura em concreto  
reforçado com fibra de aço**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Dênio Ramam Carvalho de  
Oliveira

Belém – Pará – Brasil  
2018

Universidade Federal do Pará  
Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



**CARLOS RODRIGO COSTA ROSSI**

**Aderência de armadura em concreto reforçado com fibra de aço**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

Exame de qualificação submetido ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre.

**Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira**  
Orientador  
Universidade Federal do Pará – UFPA

**Examinadores:**

**Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço**  
Examinador INTERNO  
Universidade Federal do Pará – UFPA

**Prof. Dra. Andrielli Morais de Oliveira**  
Examinador EXTERNO  
Universidade Federal de Goiás – UFG

Belém, 22 de Fevereiro de 2018.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: Carlos Rodrigo Costa Rossi.

TÍTULO: Aderência de armadura em concreto reforçado com fibra de aço

GRAU: Mestre

ANO: 2018

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta qualificação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa qualificação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

### Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

---

Rossi, Carlos Rodrigo Costa, 1986-  
Aderência de armadura em concreto reforçado com fibra de aço /Carlos  
Rodrigo Costa Rossi.- 2018.

Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Pará. Instituto de  
Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém,2018

1.Concreto reforçado com fibra 2. Ancoragem (Engenharia estrutural)  
3. Flexão (Engenharia civil) 4. Aço I. Título

CDD 22.ed.624.18341

---

## **AGRADECIMENTO**

Meus primeiros agradecimentos são a Deus. Obrigado Senhor por ser meu alicerce da vida.

Eu aproveito o momento e agradeço ao professor Dênio Ramam, o meu orientador, que me orientou na graduação e em diversas pesquisas. Assim, como aos demais professores do PPGEC-UFPA.

Sou grato pelo companheirismo de todos os amigos que fiz em São Luís e os novos de Belém, principalmente do grupo de pesquisa GAEMA (Grupo de Análise Experimental de Estruturas e Materiais), em especial, ao Kássio, Vander, Magno e Joel. Aos amigos Engenheiros Rodrigo Rodrigues, Vitor Branco e Amaury Aguiar pela troca de experiência durante o amadurecimento do trabalho. E aos Engenheiros Lucas e Igor que me ajudaram em todos os processos desse trabalho, no qual tive a satisfação de orientar os mesmos na pesquisa de conclusão de curso.

Agradeço ao IPEAM (Instituto de Pesquisas tecnológicas da Amazônia) pelo apoio financeiro em todas as etapas deste trabalho.

Aos meus pais, Rossi e Socorro, que me apoiaram em todas as decisões da minha vida, incluindo uma das mais difíceis, deixar a estabilidade profissional em que estava, retornar a cidade de Belém e retornar ao mestrado após 6 anos para um novo rumo profissional, voltado a área acadêmica. Eu deixo o meu agradecimento à minha futura esposa, Gabriella Calvino, por ter me acompanhado nesta caminhada, sendo amorosa, amiga, paciente e compreensiva nos momentos que precisei.

## RESUMO

ROSSI, C.R.C. **Aderência de armadura em concreto reforçado com fibra de aço**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2018.

Este trabalho avalia a influência das fibras de aço na aderência entre armadura e concreto e o comportamento de vigas sujeitas a esforços de flexão no Estado Limite Último, por meio de um ensaio inovador para comparar com ensaio padrão da RILEM RC6 (1983). Alguns dos modelos teóricos que se dispõem a representar o comportamento da aderência são prescritos pelas normas do CEB-FIP (2010), do ACI 408R (2003) e da NBR 6118 (2014) e pelos modelos propostos dos autores: Orangun *et al.* (1977), Harajli (2009), Shen *et al.* (2016). No programa experimental foram analisadas barras de aço com diâmetros de 8 mm, 10 mm e 12,5 mm em corpos de prova moldados com concretos de resistências à compressão de 30 MPa, variando o comprimento de ancoragem em  $l_b$ ;  $0,75.l_b$  e  $0,5.l_b$  ( $l_b$  é comprimento de ancoragem determinado pela NBR 6118, 2014). As fibras metálicas utilizadas com teores volumétricos de 0; 39,25; 78,50 e 117,75 kg/m<sup>3</sup>. Foram 27 vigas concretadas para ensaio proposto e 12 cubos para ensaio padrão de arrancamento. As vigas foram ensaiadas aos 28 dias após a concretagem, os resultados experimentais foram apresentados e comparados com as previsões normativas. Houve aumento de tensão de aderência conforme se adicionava fibras de aço, No ensaio padrão para  $V_f = 0,5\%$ , aumento de tensão  $\approx 4\%$ , para  $V_f = 1,0\%$ , aumento de tensão  $\approx 11\%$  e  $V_f = 1,5\%$ , aumento de tensão  $\approx 15\%$ . No ensaio proposto, como houve variação também de comprimento de ancoragem, os melhores resultados foram para as amostras com  $V_f$  de 1,5% e com  $0,5.l_b$  apresentaram tensão superior e carga de ruptura equivalente. Em relação à análise teórica, concluiu-se que as prescrições de Orangun *et al.* (1977) e ACI 408R (2003) ofereceram resultados mais próximos dos experimentais,  $\tau_{exp}/\tau_{teo} \approx 1$ , e apresentaram um nível de segurança de 75% na avaliação de nível de segurança e dispersão. Logo, é viável afirmar que comprimentos de ancoragens menores em CRFA apresentam comportamento e desempenho similar aos comprimentos de ancoragens do concreto armado e que o ensaio proposto pelo trabalho é eficiente para o estudo da influência de fibras de aço na aderência entre armadura e concreto.

### Palavras-chave

Concreto com fibras de aço, Aderência aço-concreto, Ancoragem, Flexão.

## ABSTRACT

ROSSI, C.R.C. Bond of steel reinforcement in steel fiber reinforced concrete. Master Thesis, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2018.

This work evaluates the influence of steel fibers on the bond between reinforcement and concrete and the behavior of beams subjected to bending stress in the Ultimate Limit State, through an innovative test to compare with RILEM RC6 (1983) standard test. Some of the theoretical models that are willing to represent the bond behavior are prescribed by CEB-FIP (2010), ACI 408R (2003) and NBR 6118 (2014) and by the authors' proposed models: Orangun et al. (1977), Harajli (2009), Shen et al. (2016). In the experimental program will be analyzed steel bars with diameters of 8 mm, 10 mm and 12.5 mm in specimens molded with compressive strength concrete of 30 MPa, varying the length of development in  $l_b$ ;  $0.75.l_b$  and  $0.5.l_b$  ( $l_b$  is anchorage length determined by NBR 6118, 2014). The steel fibers used with volumes ranging of 0; 39.25; 78.50 and 117.75kg/m<sup>3</sup>. There will be 27 beams for the proposed test and 12 cube for the standard Pull-Out Test. The beams were tested at 28 days after concreting, the experimental results were presented and compared with the normative predictions. In the standard test for  $V_f = 0.5\%$ , increase of tension  $\approx 4\%$ , for  $V_f = 1.0\%$ , increase of tension  $\approx 11\%$  and  $V_f = 1, 5\%$ , increase of tension  $\approx 15\%$ . In the proposed test, since there was also variation of length development, the best results were for samples with  $V_f$  of 1.5% and with  $0.5.l_b$  presented higher tension and load of equivalent rupture. In relation to the theoretical analysis, it was concluded that the prescriptions of Orangun et al. (1977) and ACI 408R (2003) presented results closer to the experimental results,  $\tau_{exp}/\tau_{eo} \approx 1$ , and presented a security level of 75% in the evaluation of security level and dispersion. Therefore, it is feasible to state that lengths developments of smaller CRFA exhibit behavior and performance similar to the lengths developments of reinforced concrete and that the work proposed is efficient for the study of the influence of steel fibers in the bond between reinforcement and concrete.

## Keywords

Steel fiber reinforced concrete, Steel-concrete bond, Anchoring, Flexural.

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	1
1.1.	JUSTIFICATIVA.....	2
1.2.	OBJETIVOS .....	3
1.3.	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	3
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1.	CONCRETO COM FIBRA.....	5
2.2.	CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA DE AÇO.....	6
2.2.1.	<i>Fibra de aço</i> .....	8
2.2.2.	<i>Preparo do CRFA</i> .....	9
2.2.3.	<i>Propriedades do CRFA</i> .....	10
2.2.3.1.	<i>Concreto Fresco</i> .....	11
2.2.3.2.	<i>Concreto Endurecido</i> .....	12
2.2.3.2.1.	<i>Resistência à compressão</i> .....	12
2.2.3.2.2.	<i>Resistência à tração direta</i> .....	14
2.2.3.2.3.	<i>Resistência à tração indireta</i> .....	15
2.2.3.2.4.	<i>Resistência à flexão</i> .....	16
2.2.3.2.5.	<i>Resistência ao cisalhamento</i> .....	18
2.2.4.	<i>Fatores que influenciam o desempenho do CRFA</i> .....	18
2.3.	ADERÊNCIA.....	20
2.3.1.	<i>Considerações iniciais</i> .....	20
2.3.2.	<i>Mecanismos responsáveis pela aderência</i> .....	21
2.3.3.	<i>Tipos de Ensaio</i> .....	24
2.3.3.1.	<i>Ensaio de Arrancamento (Pull-Out Test - POT)</i> .....	25
2.3.3.2.	<i>Ensaio de Viga (Beam Test)</i> .....	26
2.3.4.	<i>Mecanismo de Ruptura</i> .....	27
2.3.5.	<i>Fatores que afetam a aderência</i> .....	30
3.	MODELOS TEÓRICOS.....	32
3.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAS .....	32
3.2.	MODELAGEM DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO.....	32
3.2.1.	<i>Modelo do CEB-FIP (2010)</i> .....	32
3.2.2.	<i>Modelo proposto por Harajli (2009)</i> .....	34

3.2.3.	<i>Modelo proposto por Shen et al. (2016)</i> .....	37
3.3.	MODELOS TEÓRICOS PARA TENSÃO MÁXIMA DE ADERÊNCIA.....	39
3.3.1.	<i>Modelo proposto por Orangun et al. (1977)</i> .....	39
3.3.2.	<i>ABNT NBR 6118 (2014)</i> .....	40
3.3.3.	<i>ACI 408R (2003)</i> .....	42
4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	44
4.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	44
4.2.	CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS (FAT) E DOS PRISMAS CÚBICOS (POT) .....	44
4.3.	SISTEMA DE ENSAIO.....	47
4.4.	INSTRUMENTAÇÃO .....	49
4.4.1.	<i>Deformação na armadura</i> .....	49
4.4.2.	<i>Deslizamento da armadura</i> .....	49
4.5.	MATERIAIS CONSTITUINTES .....	50
4.6.	PREPARO DOS CONCRETOS .....	51
4.6.1.	<i>Propriedades dos Materiais</i> .....	52
4.6.1.1	<i>Ensaio de compressão axial em corpos de prova cilíndricos</i> .....	52
4.6.1.2	<i>Ensaio de flexão em 3 pontos</i> .....	54
4.6.2.	<i>Propriedades mecânicas das armaduras</i> .....	57
5.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	59
5.1.	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	59
5.2.	ENSAIOS DE FLEXÃO NAS VIGAS .....	62
5.3.	MAPEAMENTO DAS FISSURAS.....	71
5.4.	ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA DAS VIGAS .....	73
6.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	75
6.1.	RESULTADOS TEÓRICOS .....	75
6.2.	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FAT E POT COM AS FORMULAÇÕES DA TENSÃO MÁXIMA DE ADERÊNCIA.....	75
6.3.	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FAT E POT COM AS FORMULAÇÕES DOS MODELOS DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO .....	79
7.	CONCLUSÕES.....	83
7.1.	RESULTADO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS (CAPÍTULO 4).....	83



7.2.	RESULTADOS DOS ENSAIOS FAT E POT (CAPÍTULO 5) .....	84
7.3.	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE TENSÃO DE ADERÊNCIA E MODELOS DE CURVA <i>TENSÃO X DESLIZAMENTO</i> (CAPÍTULO 6).....	84
7.4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	85
7.5.	TRABALHOS FUTUROS.....	85
8.	REFERÊNCIAS .....	86
9.	ANEXO .....	96
10.	APÊNDICE.....	102

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Efeito das fibras de aço nas fissuras de aderência (VLIET, 2001).....	2
Figura 2.1 – Produção de tijolos adobe, com utilização de palha como fibra (CARVALHO <i>et al.</i> , 2010).....	5
Figura 2.2 – Construções com CRFA: a. Parque Oceanográfico, em Valência na Espanha, e b. Maison de l’écriture, em Montricher na Suíça (Dramix Guideline, 2012).....	7
Figura 2.3 – Classificação das fibras (WILLE, 2012).....	8
Figura 2.4 – Compatibilidade entre agregados e fibra: A) Compatibilidade aceitável e B) Compatibilidade inaceitável (FIGUEIREDO, 2000).....	10
Figura 2.5 – Esquema de concentração de tensões para um concreto sem (a) e com fibra (b) (FIGUEIREDO, 2000).....	11
Figura 2.6 – Ensaio de compressão axial com os equipamentos envolvidos: a) Esquemático do ensaio (FIGUEIREDO, 2000); b) ensaio do corpo de prova cilíndrico com LVDTs (TAHENNI <i>et al.</i> , 2016).....	13
Figura 2.7 – Comportamento sob tensão de tração axial: a) comportamento softening; b) comportamento hardening (CEB-FIP, 2010).....	14
Figura 2.8 – Ensaio de tensão uni-axial para concreto reforçado com fibra de aço: a) esquemático do ensaio; b) gráfico do ensaio (RILEM TC 162-TDF, 2001).....	15
Figura 2.9 – Gráfico de carga x abertura de fissura (SALAZAR, 2010).....	15
Figura 2.10 – Esquemático do ensaio de tração por flexão (RILEM TC 162-TDF, 2002).....	17
Figura 2.11 – Gráfico carga x CMOD (RILEM TC 162-TDF, 2002).....	17
Figura 2.12 – Diagrama para carregamento e deflexão para cada capacidade de absorção de energia (RILEM TC 162-TDF, 2002).....	17
Figura 2.13 – CRFA com volumes de fibra variado durante o ensaio de tração na flexão (FIGUEIREDO, 2000).....	19
Figura 2.14 – Preparação das amostras: a) Lançamento longitudinal-PL; b) Lançamento transversal-TL (KANG <i>et al.</i> , 2011).....	19
Figura 2.15 – Diagrama carga x deflexão para os modelos de lançamento (KANG <i>et al.</i> , 2011).....	20
Figura 2.16 – Configuração das tensões e áreas (ALVARES, 1998).....	21
Figura 2.17 – Gráfico <i>tensão de aderência x escorregamento</i> da barra (ARAÚJO <i>et al.</i> , 2013).....	22
Figura 2.18 – Mecanismo de aderência: a) Efeito de cunha (ALVARES, 1998); b) e c) Interação mecânica entre concreto e aço (BAE <i>et al.</i> , 2016).....	23
Figura 2.19 – Curva esquemática da tensão de aderência x deslizamento para as barras lisas e nervuradas (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).....	23
Figura 2.20 – Esquemáticos de alguns ensaios de aderência do aço com concreto proposto por ALVARES (1998).....	24
Figura 2.21 – Dimensões do corpo-de-prova do ensaio de arrancamento (RILEM RC6, 1983).....	25

Figura 2.22 – Tensões principais no ensaio de arrancamento (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).....	26
Figura 2.23 – Esquemático do Beam Test: a) dimensões da viga; b) detalhamento da armadura (EN 10080, 2005).....	27
Figura 2.24 – Exemplos de ruptura: a) arrancamento; b) fendilhamento (GARCÍA-TAENGUA <i>et al.</i> ,2015).....	28
Figura 2.25 – Esquemático das fissuras devido deformação da barra: a) Fissuras internas; b) Fissura radial; c) forças que atuam no concreto (ELIGEHAUSEN <i>et al.</i> , 1983).....	29
Figura 2.26 – Esquemático das forças e fissuras nos modos de ruptura: a) rupturas pelas fissuras de fendilhamento; b) rupturas dos consolos por cisalhamento e consequente arrancamento da barra (FUSCO, 2000).....	29
Figura 3.1 – Gráfico para <i>tensão de aderência x deslizamento</i> na ruptura por arranque (CEB-FIP, 2010).....	33
Figura 3.2 - Relação tensão-deslizamento da ligação analítica (carga monotônica). $\tau_{u1, fend}$ e $\tau_{u2, fend}$ denotam a resistência de aderência local de pico na ausência ( $K_{tr} = 0$ ) e presença, respectivamente, de estribos de confinamento (CEB-FIP, 2010).....	34
Figura 3.3 – Novo modelo de Harajli <i>et al.</i> (2009).....	35
Figura 3.4 – Gráfico tensão de aderência x deslizamento proposto por Shen <i>et al.</i> (2016).....	38
Figura 3.5 – Curva de dados experimentais e teóricos (SHEN <i>et al.</i> , 2016) – adaptado.....	38
Figura 3.6 – Seção transversal com os cobrimentos: $c_b$ , $c_{si}$ e $c_{s0}$ (ACI 408R, 2003).....	40
Figura 3.7 – Ancoragem das barras transversais soldadas (NBR 6118, 2014).....	42
Figura 4.1 – Detalhamento da armadura das vigas (dimensões em cm).....	46
Figura 4.2 – Sistema de ensaio FAT.....	47
Figura 4.3 – Sistema de ensaio com detalhamento da armadura das vigas.....	47
Figura 4.4 – Comparação do diagrama de Momento Fletor entre viga bi apoiada e viga engastada.....	48
Figura 4.5 – Sistema de ensaio POT.....	48
Figura 4.6 – Localização do extensômetro nas vigas (dimensões em cm).....	49
Figura 4.7 – Localização do LVDT para medição do deslizamento da barra ancorada nas vigas (dimensões em cm).....	50
Figura 4.8 – Fibras corrugadas ( <i>crimped</i> ).....	51
Figura 4.9 – CPs moldados. a) CP cilíndrico para ensaio de compressão axial; b) CP prismático para ensaio de flexão.....	52
Figura 4.10 – Ensaio de compressão axial.....	53
Figura 4.11 – Ensaio de flexão em 3 pontos do prisma de CRFA.....	55
Figura 4.12 – Relação entre tensão residual e deslocamento (valor médio) para cada teor de fibra.....	55
Figura 4.13 – Seção transversal do prisma com divisão em quadrantes para contagem.....	56
Figura 4.14 – Distribuição das fibras por quadrante no plano de entalhe (valores médios).....	57

Figura 4.15 – Ensaio de tração axial na barra de aço.....	57
Figura 4.16 – Relação tensão x deformação (curva média) das barras ancoradas. a) para $\phi 5$ mm; b) para $\phi 6,3$ mm; c) para $\phi 8$ mm; d) para $\phi 10$ mm; e) para $\phi 12,5$ mm.....	58
Figura 5.1 – Posicionamento do sistema de carregamento e LVDT do ensaio POT.....	59
Figura 5.2 – Relação tensão x deslizamento para o mesmo diâmetro da barra; a) amostras de $\phi 8$ mm; b) amostras de $\phi 10$ mm; e c) amostras de $\phi 12,5$ mm.....	60
Figura 5.3 – Relação tensão x deslizamento para o mesmo teor de fibra; a) amostras de $V_f 0\%$ ; b) amostras de $V_f 0,5\%$ ; c) amostras de $V_f 1\%$ ; e amostras de $V_f 1,5\%$ .....	61
Figura 5.4 – Esforço na barra ancorada; a) tensões da barra no concreto; b) tensões na barra devido aplicação de carga do ensaio; c) gráfico de tensão na barra ao longo do comprimento de ancoragem.....	62
Figura 5.5 – Comparação entre a relação força x deformação e <i>tensão x deslizamento</i> do $\phi 8$ mm com variação do comprimento de ancoragem.....	63
Figura 5.6 – Comparação entre a relação <i>força x deformação</i> e <i>tensão x deslizamento</i> do $\phi 8$ mm com variação do teor de fibra.....	64
Figura 5.7 – Comparação entre a relação <i>força x deformação</i> e <i>tensão x deslizamento</i> do $\phi 10$ mm com variação do comprimento de ancoragem.....	66
Figura 5.8 – Comparação entre a relação <i>força x deformação</i> e <i>tensão x deslizamento</i> do $\phi 10$ mm com variação do teor de fibra.....	67
Figura 5.9 – Comparação entre a relação <i>força x deformação</i> e <i>tensão x deslizamento</i> do $\phi 12,5$ mm com variação do comprimento de ancoragem.....	68
Figura 5.10 – Comparação entre a relação <i>força x deformação</i> e <i>tensão x deslizamento</i> do $\phi 12,5$ mm com variação do teor de fibra.....	69
Figura 5.11 – Relação <i>força x deformação</i> com variação do $\phi$ para o mesmo teor de fibra.....	70
Figura 5.12 – Mapeamento da fissuração: a) amostras de $\phi 8$ mm; b) amostras de $\phi 10$ mm; e c) amostras de $\phi 12,5$ mm.....	72
Figura 6.13 – Modelo de flexão do CEB-FIP (2010).....	74
Figura 6.1 – Análise da relação $\tau_{exp} \times \tau_{teo}$ .....	77
Figura 6.2 – Avaliação quanto à segurança das prescrições ; a) Análise quanto à segurança (ensaio FAT): perigosos para $\lambda_i < 0,85$ , seguro para $0,85 \leq \lambda_i < 1,15$ e conservadores para $\lambda_i \geq 1,15$ .....	78
Figura 6.2 – Avaliação quanto à segurança das prescrições.....	79
Figura 6.3 – Comparação da relação tensão x deslizamento entre ensaios POT e FAT para $\phi 8$ mm.....	80
Figura 6.4 – Comparação da relação tensão x deslizamento entre ensaios POT e FAT para $\phi 10$ mm.....	81
Figura 6.5 – Comparação da relação tensão x deslizamento entre ensaios POT e FAT para $\phi 12,5$ mm.....	82

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação das fibras conforme NBR 15530 (2007).....	9
Tabela 2.2 – Resumo de alguns fatores que influenciam no desempenho do CRFA (VLIET, 2001).....	31
Tabela 3.1 – Parâmetros para determinação do gráfico <i>tensão de aderência x deslizamento</i> (CEB-FIP, 2010).....	33
Tabela 3.2 – Parâmetros característicos do modelo de Harajli (2009).....	36
Tabela 4.1 – Características das vigas para o Flexural Adhrence Test (FAT).....	45
Tabela 4.2 – Características dos cubos para o Pull-Out Test (POT).....	45
Tabela 4.3 – Materiais constituintes do concreto.....	50
Tabela 4.4 – Resumo dos resultados do ensaio de compressão axial.....	54
Tabela 4.5 – Resumo das tensões (valor médio).....	56
Tabela 4.6 – Estimativa do fator de orientação (valores médios).....	57
Tabela 4.7 – Propriedades mecânicas das armaduras (valores médios).....	58
Tabela 5.1 – Resultado da tensão de aderência das amostras de POT.....	62
Tabela 5.2 – Resultado das relações <i>força x deformação e tensão x deslizamento</i> da barra de $\phi 8$ mm.....	65
Tabela 5.3 – Resultado das relações <i>força x deformação e tensão x deslizamento</i> da barra de $\phi 10$ mm.....	68
Tabela 5.4 – Resultado das relações <i>força x deformação e tensão x deslizamento</i> da barra de $\phi 12,5$ mm.....	70
Tabela 5.5 – Comparação entre valores de carregamento (de ruptura e de 1ª fissuração).....	71
Tabela 5.6 – Resumo das resistências à flexão e ao cisalhamento pelo CEB-FIP (2010).....	73
Tabela 6.1 – Versão DPC (COLLINS, 2001) modificada.....	75
Tabela 6.2 – Classificação segundo o critério de Collins (2001).....	76
Tabela 10.1 – Resumo dos resultados do cálculo da resistência à flexão e ao cisalhamento para $\phi 8$ mm.....	102
Tabela 10.2 – Resumo dos resultados do cálculo da resistência à flexão e ao cisalhamento para $\phi 10$ mm.....	103
Tabela 10.3 – Resumo dos resultados do cálculo da resistência à flexão e ao cisalhamento para $\phi 12,5$ mm.....	104

## LISTA DE SÍMBOLOS

Neste item são apresentados alguns dos símbolos utilizados nesta tese. Aqueles que não estão aqui apresentados têm seu significado explicado assim que mencionados no texto.

- $A_{sw}$  – Área da armadura transversal;
- $A_s$  – Área da seção transversal da armadura ancorada;
- $b_w$  – Largura mínima da viga;
- $b$  – Largura da base do corpo de prova prismático;
- $CMOD$  – *Crack Mouth Opening Displacement* (deslocamento da abertura de fissura)
- $d$  – Altura útil da viga;
- $d_f$  – Diâmetro das fibras;
- $E_s$  – Módulo de Elasticidade da armadura longitudinal;
- $f_{ck} = f'_{cd}$  – Valor característico da resistência à compressão do concreto;
- $f_{ctk}$  – Valor característico da resistência à tração do concreto;
- $f_{ctm} = f_t$  – Valor da resistência à tração do concreto;
- $f_{R,1}$  – Valor característico da resistência residual à tração para  $CMOD3 = 0,5\text{mm}$ ;
- $f_{R,2}$  – Valor característico da resistência residual à tração para  $CMOD3 = 1,5\text{mm}$ ;
- $f_{eqk,3} = f_{R,3}$  – Valor característico da resistência residual à tração para  $CMOD3 = 2,5\text{mm}$ ;
- $f_{R,4}$  – Valor característico da resistência residual à tração para  $CMOD3 = 3,5\text{mm}$ ;
- $f_{ywd} = f_{yad}$  – Tensão de escoamento da armadura transversal;
- $f_{yd}$  – Tensão de escoamento do aço;
- $F_L$  – Carga no limite de proporcionalidade;
- $F=P$  – Carga;
- $h$  – Altura do corpo-de-prova prismático;
- $h_{sp}$  – Altura da viga medida no plano do entalhe;
- $l_f$  – Comprimento das fibras;
- $l_f/d_f$  – Fator de forma;
- $M_{ed}$  – Momento fletor;
- $s$  – Deslizamento da barra;
- $s_w$  – Espaçamento da armadura transversal;
- $\sigma$  – Tensão normal;
- $\tau$  – Tensão de aderência;

$V_{ed}$  – Força cortante de cálculo;

$V_f$  – Volume de fibras;

$V_{f,crit}$  – Volume crítico;

$V_{Rd,c}$  – Força cortante absorvida pelo concreto;

$V_{Rd,f}$  – Força cortante absorvida pelo CRFA;

$V_{Rds}$  – Força cortante absorvida pela armadura transversal;

$w$  – Largura da fissura.

$\phi$  – diâmetro da barra;

$\varepsilon$  – deformação da barra;

$\rho$  – taxa de armadura;

## 1. INTRODUÇÃO

O concreto é um material amplamente utilizado na engenharia estrutural em todo o mundo. Sua história começa desde a introdução do cimento. O concreto não reforçado é um material quebradiço (frágil), com baixa resistência à tração e baixa capacidade de deformação. Uma melhoria revolucionária das propriedades de concreto foi com a utilização do reforço de barra de aço, permitindo obter forças de tração e tornando o concreto armado em dúctil. A interação do concreto com aço, concreto armado, define o comportamento estrutural. Um é o complemento do outro. A aderência entre eles possibilita a compatibilidade de deformações e transmissão de esforços entre os mesmos. Para Hadi (2008), a transferência da força axial de uma barra de aço no concreto resulta no desenvolvimento de componentes de tensão tangencial ao longo da superfície de contato. A tensão que atua paralelamente à barra ao longo da interface é chamada tensão de aderência.

É de conhecimento global que o concreto simples tem baixo desempenho aos esforços de tração. Dessa forma, a armadura veio complementar o desempenho do concreto, mas ainda era necessário reduzir ainda mais as fissuras, possibilitando o uso de fibras, dentre as diversas fibras no mercado, pode-se destacar as de aço. A fibra, como qualquer outra adição, melhora o desempenho no concreto, fazendo parte do setor de “novas tecnologias” dentro da construção civil. Para Gomes (2016), os concretos reforçados com fibras de aço, CRFA, constituem-se em um dos materiais mais promissores para utilização estrutural, pois a presença das fibras possibilita que o concreto sustente grandes deformações na carga de última de ruptura ou próxima a ela e, além disso, aumentam a resistência à tração, flexão, cisalhamento e compressão, devido à capacidade de transferir cargas pelas fissuras, além de aumentar a sua capacidade de absorver energia e de controlar o mecanismo de abertura de fissuras.

Uma questão de importância primordial é a interação entre o efeito das fibras, a força de compressão e o diâmetro do vergalhão sobre a aderência (GARCÍA-TAENGUA *et al.*, 2011). O código espanhol, EHE-08 (2008), para o concreto estrutural afirma explicitamente que as fibras melhoram a capacidade de ligação do concreto (capacidade de transmitir tensões no concreto fissurado) e que isso pode ser levado em conta ao projetar ancoragens e emendas. Segundo García-Taengua *et al.* (2014), o concreto reforçado com fibra de aço (CRFA), está tornando-se cada vez mais comum e é provável que os comprimentos de ancoragem sejam menores que os do concreto armado. Mas aproveitar a maior ductilidade e capacidade de



absorção de energia do CRFA para reduzir os comprimentos de ancoragem ao usar fibras não é uma questão direta. A Figura 1.1 apresenta o possível desempenho das fibras agindo nas fissuras após deformação da barra.

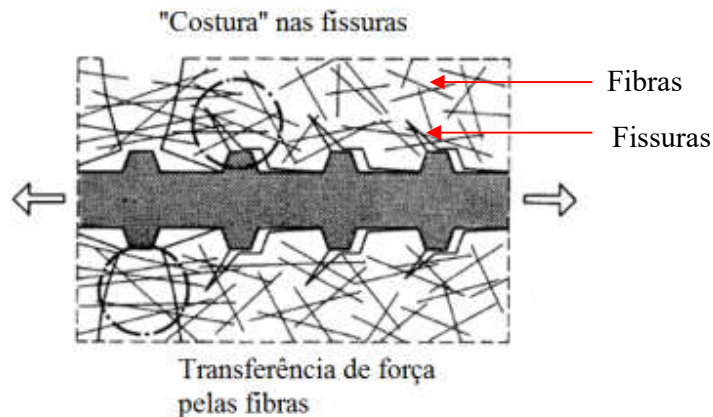


Figura 1.1 – Efeito das fibras de aço nas fissuras de aderência (VLIET, 2001).

### 1.1. JUSTIFICATIVA

O GAEMA (Grupo de Análise Experimental de Estrutura e Materiais) apresenta alguns trabalhos envolvendo a influência da fibra no desempenho a flexão e cisalhamento, Gomes (2016) e Moussa (2016). As fibras no CRFA impedem a abertura súbita do fendilhamento, preservando assim a tensão de aderência entre a barra de aço e a matriz de concreto (“efeito costura” da Figura 1.1). Assim, em comparação com concreto armado, as fibras podem aumentar o comportamento de aderência de barras ancoradas em CRFA, conservando a ligação entre a armadura e o concreto e controlando a abertura de fissuras (VLIET, 2001). O efeito positivo das fibras é reconhecido, mas nem sempre é explicitamente introduzido nas formulações para comprimentos de ancoragem ou emenda. Com esse aumento de tensão de aderência em CRFA é viável ser estudado comprimentos de ancoragens menores que apresentem comportamento e desempenho similar aos comprimentos de ancoragens do concreto armado.

Para Ferguson (1966) e Silva Filho *et al.* (2012), o conhecimento do comportamento da aderência é imprescindível para a correta compreensão das regras de cálculo do comprimento de ancoragem e emendas por traspasse das barras de armaduras para o cálculo dos deslocamentos, o controle de fissuração e a quantidade mínima de armadura.

## 1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como principais objetivos perceber a influência das fibras no comportamento em vigas sujeitas a esforços de flexão no Estado Limite Últimos, por meio de um ensaio inovador. Foram envolvidas 3 tipos de variáveis (diâmetro da armadura, comprimento de ancoragem e volume de fibra) ao CRFA, sendo necessário estudá-las todas em conjunto, a fim de quantificar a sua importância, detectar potenciais sinergias entre elas, em relação à tensão de aderência. Os principais objetivos específicos são:

- obtenção de referências bibliográficas de modelos de ancoragem para comparação do deslizamento da armadura em concretos de fibras de aço, para avaliar os códigos normativos e modelos analíticos de cálculo;
- realizar dois tipos de ensaio de aderência (o padrão, denominado de *Pull-Out Test* e um novo sistema de flexão, apresentado posteriormente) e avaliar os resultados com os parâmetros envolvidos.
- avaliar o desempenho experimental das armaduras ancoradas nas vigas com seção retangulares de concreto armado, do ponto de vista de deformação e deslizamento da barra e cargas últimas;
- comparar os resultados experimentais com a previsão de diferentes códigos normativos e prescrições de autores importantes (posteriormente citados) no ramo de aderência entre aço-concreto, assim como, comparar os resultados obtidos entre as vigas com adição de fibras de aço com a viga de referência (0,0% de fibras);

## 1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em sete capítulos, incluindo este introdutório. O capítulo 2 aborda os tipos de fibras de aço que são comercializadas com características segundo a NBR 15530 (2007), o método de preparo do concreto reforçado com fibras de aço. Assim como, a interação fibra-matriz, atentando-se para os mecanismos de transferência de tensões nesse compósito e também quais os parâmetros que mais influenciam nessa interação. O comportamento do CRFA no estado fresco e endurecido e os seus respectivos mecanismos resistentes. O capítulo 2 também faz uma revisão bibliográfica a respeito da tensão de aderência, fatores que influenciam a ligação aço-concreto e apresenta os ensaios normativos e sugeridos por alguns pesquisadores para determinação dessa tensão.

O capítulo 3 apresenta modelos teóricos para elaboração da curva *tensão de aderência x deslizamento* da barra, bem como fórmulas das tensões máximas prescritas por autores e pelos códigos normativos.

O capítulo 4 exhibe o programa experimental, o qual descreve as características das vigas, armadura utilizada, fibras, instrumentação e sistema de ensaio.

O capítulo 5 apresenta os resultados experimentais para os ensaios de determinação da tensão de aderência, curva *força x deformação* da barra, mapa de fissuração e estimativa de resistência das vigas.

O capítulo 6 expõe os resultados teóricos de forma sucinta das prescrições, avaliando a segurança dos resultados de tensões máximas de aderência com os experimentais e comparando as curvas *tensão de aderência x deslizamento* entre os ensaios realizados.

O capítulo 7 apresenta a conclusão, abordando as características dos materiais, resultados experimentais e comparativo entre modelos teóricos com experimentais.

No capítulo 8, encontram-se as referências citadas no desenvolvimento do texto.

No capítulo 9 estão os ANEXOS.

No capítulo 10 estão os APÊNDICES.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. CONCRETO COM FIBRA

Historicamente, os egípcios utilizaram palha como reforço nos tijolos de barro no Egito antigo. O tijolo utilizado no Egito antigo, atualmente, é conhecido como tijolo adobe, conforme Figura 2.1. O tijolo de adobe pode ser feito com diversos tipos de fibras vegetais, serragem de madeira e até pelos de animais podem ser usados para estabilizar a terra utilizada para os adobes. A função da fibra na mistura é reduzir a retração e as fissuras no processo de secagem. As adições em concreto de fibras tem o objetivo de melhorar o desempenho da resistência à fissuração, tenacidade, resistência, resistência à fadiga, resistência ao impacto e outras propriedades da engenharia. Dentre os diferentes tipos de fibras, as de aço são as mais utilizadas para aplicações estruturais (METHA; MONTEIRO, 2014).



Figura 2.1 – Produção de tijolos adobe, com utilização de palha como fibra (CARVALHO *et al.*, 2010).

Os compósitos são materiais formados basicamente por duas fases: a matriz e as fibras. As fibras atuam como um reforço da matriz em função das propriedades desta e das próprias fibras. Um exemplo tradicional de compósito aplicado à construção civil é o fibrocimento. Ele consiste numa matriz de pasta de cimento reforçada com fibras de amianto, isto é, dois materiais de características frágeis trabalhando em conjunto. Sua utilização remonta o início do século XX e acabou por se expandir por vários países. Assim como no Brasil, evita-se a

utilização devido aos riscos cancerígenos que o amianto causa à saúde humana. As fibras sintéticas, como as de polipropileno e nylon, são alternativas de substituição das que apresentaram risco à saúde.

Para Baran *et al.* (2012) e Beglarigale e Yazici (2015), os avanços recentes no campo dos materiais de construção levaram ao desenvolvimento de concreto reforçado com fibras, o que oferece, entre outras coisas, ductilidade e resistência mecânica aumentadas em comparação com o concreto simples. O concreto reforçado com fibras é um material de construção composto que contém fibras de vários materiais adicionados à matriz de concreto. As propriedades mecânicas destes compósitos são influenciadas pela ligação fibra-matriz.

Atualmente, não existe apenas o CRF, concreto reforçado com fibra. A nova tendência de estudo é o desenvolvimento de Compósitos de Ultra-Alto Desempenho Reforçados com Fibras (CUADRF), são exemplos: os Compósitos Reforçados Compactados (CRC), que utilizam teor de fibra de 5 a 10% devido a uma vibração de alta frequência para compactação do material; os Concretos Pós Reativos (CPR), que empregam no processo de cura pressão ao concreto fresco, com teor de fibra de no máximo de 2,5 %; os Compósitos Cimentícios Otimizados (CCO), que atingem elevada ductilidade, pois a deformação à tração é de 3 a 7%, devido a melhor interação entre matriz e fibras, e os Concretos Reforçados com Fibras de Múltiplas Escalas (CRFME) que são combinações de micro e macro fibras (METHA e MONTEIRO, 2014). Esses novos exemplos são poucos conhecidos e há pouca literatura sobre os mesmos, por serem recentes e ainda estão em fase de aperfeiçoamento, alguns exemplos são: Tai *et al.* (2011) avaliou as propriedades mecânicas de CPR com fibra de aço após exposição a altas temperaturas atingindo 800 °C e Babafemi *et al.* (2015) estudou a fissuração do CRFME em ensaio de tração direta.

## 2.2. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA DE AÇO

Segundo Metha e Monteiro (2014), o primeiro uso estrutural com concreto reforçado em fibra de aço foi em 1971, para a produção de painéis desmontáveis para o Aeroporto *Heathrow*, em Londres. O concreto apresentou 3,0 % em massa de fibras de aço formadas a frio com 0,25 mm de diâmetro e 25 mm de comprimento.

De acordo com Vliet (2001) e Baran *et al.* (2012), o uso de concreto reforçado com fibra de aço (CRFA) em estruturas de engenharia civil tem sido amplamente discutido nos últimos anos, pois vem ganhando popularidade rapidamente como resultado de suas propriedades mecânicas aprimoradas sobre o concreto simples. Uma visão geral das aplicações práticas do CRFA mostra que, dependendo do tipo de estrutura, a utilização das fibras de aço pode reduzir a quantidade necessária de reforço de aço convencional ou, em alguns casos, substituí-lo completamente, mantendo o desempenho satisfatório da estrutura. Assim, o concreto reforçado com fibra tem características mecânicas melhoradas em relação ao concreto simples, tais como resistência à tração, ductilidade e resistência à flexão.

O CRFA é um material composto, que é geralmente considerado macroscopicamente homogêneo e isotrópico (FIGUEIREDO, 2000). Estas premissas são válidas sob a condição de que as fibras estejam uniformemente distribuídas na matriz de concreto. As proporções da mistura e os procedimentos de mistura devem ser ajustados em conformidade, a fim de evitar a formação de bolhas de fibras e obter uma orientação aleatória das fibras. O volume de fibra,  $V_f$ , aplicado na prática varia consideravelmente.

Um dos grandes propulsores de incentivo para a indústria no ramo do mercado, com a utilização da fibra é reduzir os custos de produção ao encurtar o tempo de construção e, quando possível, reduzir a quantidade de reforço convencional. A Figura 2.2 mostra a entrada do Parque Oceanográfico caracterizada por uma concha estrutural fina com parábolas perfeitas e o telhado a céu aberto de Maison de l'écriture.

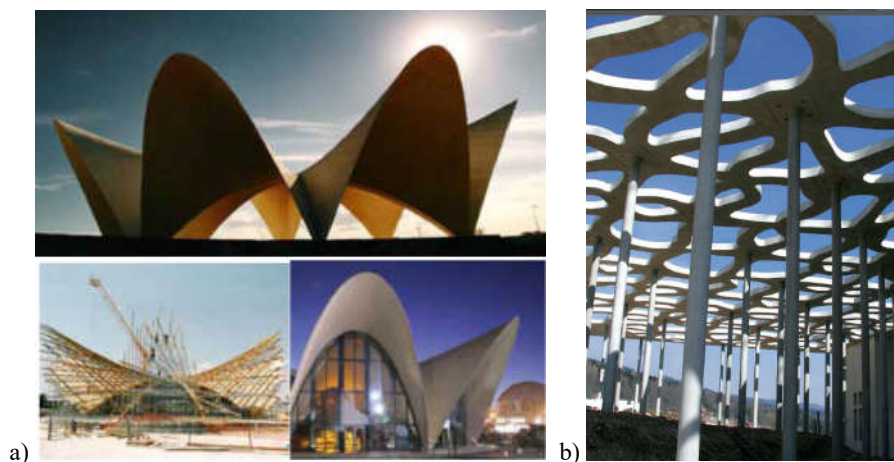


Figura 2.2 – Construções com CRFA: a. Parque Oceanográfico, em Valência na Espanha, e b. Maison de l'écriture, em Montricher na Suíça (Dramix Guideline, 2012).

### 2.2.1. Fibra de aço

O nível ao qual a adição de fibras de aço influencia nas propriedades mecânicas do concreto mostrou-se dependente de vários parâmetros, como o material, o fator de forma, o volume na dosagem e a tensão de tração das fibras (BARAN *et al.*, 2012). Para classificação das fibras pode-se adotar a de Wille (2012) que classifica as fibras pela fabricação (tipo físico-químico) e pela ancoragem, tipo mecânica (no fim da fibra ou ao longo da fibra). A Figura 2.3 mostra os modelos apresentados por Wille (2012).

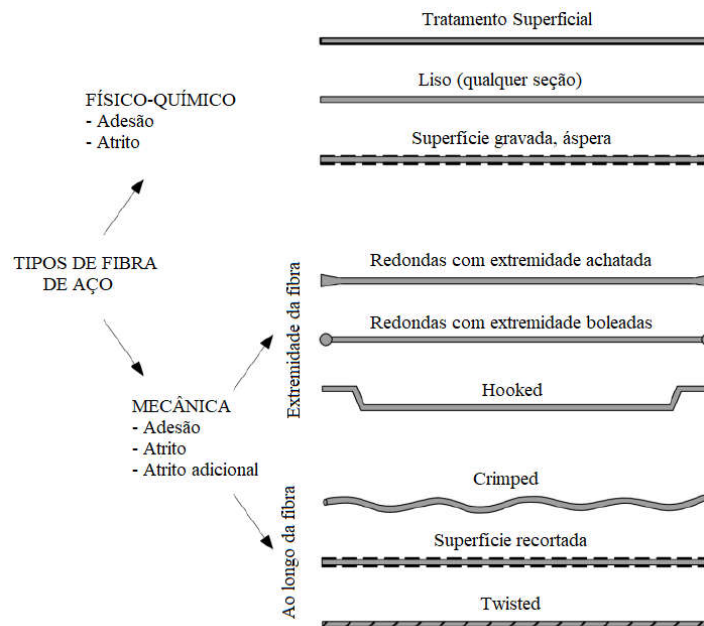
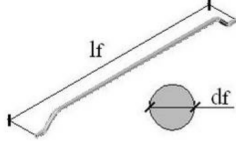
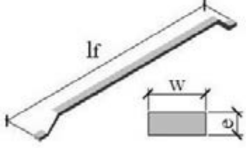
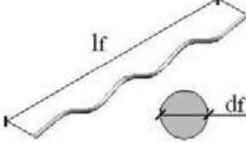
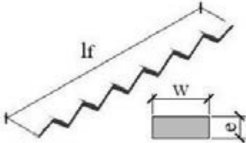
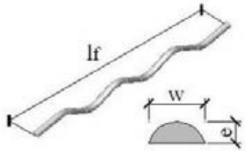
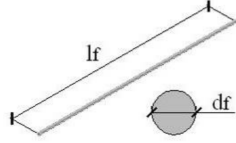
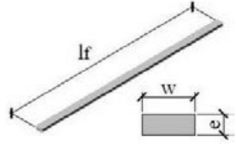


Figura 2.3 – Classificação das fibras (WILLE, 2012).

Outra forma de classificação é pela NBR 15530 (2007) que classifica as fibras de aço de acordo com a geometria (Tipo A, C e R) e quanto ao aço que lhes deu origem (Classe I, para arame trefilado a frio; Classe II, para chapa laminada cortada a frio; e Classe III, para arame trefilado e escarificado). As fibras do Tipo A, C e R são designadas, respectivamente, por fibras *Hooked* (com ancoragem), *Crimped* (corrugadas) e lisas (retas). Esta norma leva em consideração o fator de forma da fibra, ou seja, a razão entre o comprimento ( $l_f$ ) e o diâmetro da fibra ( $d_f$ ), assim como, o limite de resistência a tração, ver Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classificação das fibras conforme NBR 15530 (2007).

Tipo	Classe	Geometria	Fator de forma mínimo	Limite de resistência à tração (MPa)
A	I		40	1000
	II		30	500
C	I		40	800
	II		30	500
	III		30	800
R	I		40	1000
	II		30	500

### 2.2.2. Preparo do CRFA

O CRFA possui preparo e dosagem mais específicos que os convencionais. ACI 544.4R (1988) relata que a confecção do CRFA pode ser realizada com equipamentos e procedimentos convencionais, desde que a quantidade de fibra seja limitada de 0,5 a 1,5% do volume de concreto. Os métodos de misturas devem evitar a união das fibras durante a mistura com o aglomerante, formando aglomerados de fibras, conhecidos “ouriços”, os quais



diminuem a homogeneidade da distribuição das fibras. No preparo do CRFA, devem-se introduzir as fibras de forma gradual para garantir uma homogeneidade.

Maidl (1991) e Figueiredo (2000) concluem que deve haver uma compatibilidade dimensional entre agregados e fibras de modo que estas interceptem com maior frequência a fissura que ocorre no compósito. Assim, a fibra que deve atuar como ponte de transferência de tensões nas fissuras deve ter um comprimento tal que facilite o seu correto posicionamento em relação à fissura. Na Figura 2.4.a se encontra representado um concreto com compatibilidade dimensional entre agregado e fibra e na Figura 2.4.b outro onde isso não ocorre.

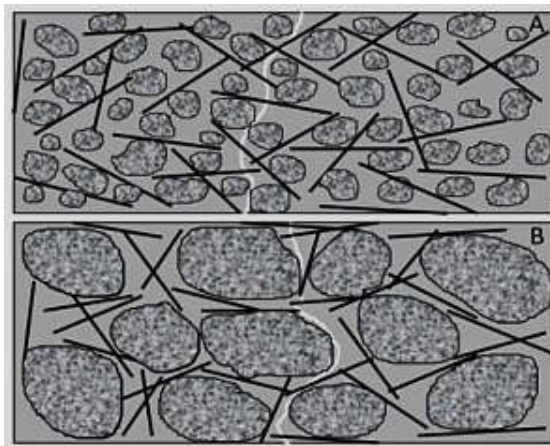


Figura 2.4 – Compatibilidade entre agregados e fibra: a. Compatibilidade aceitável e b. Compatibilidade inaceitável (FIGUEIREDO, 2000).

### 2.2.3. Propriedades do CRFA

As propriedades físicas e mecânicas do CRFA para os estados fresco e endurecido estão diretamente ligadas às propriedades mecânicas e geométricas da fibra (BARROS, 2000). De acordo com ACI 544.4R (1988), Sarzalejo *et al.* (2010) e Barros (1995), além das fibras, o comportamento do CRFA depende das propriedades dos elementos constituintes da matriz de concreto, das propriedades mecânicas e geométricas das fibras, da composição da mistura e do processo de confecção da mesma.

Para Figueiredo (2000), o comportamento do CRFA é devido ao efeito de costura das fissuras. Em um concreto convencional, verifica-se um acúmulo de tensões em determinada região, de forma que seja possível a transferência da mesma ao longo da peça, impedida após a fissura

atingir determinada dimensão e não ser possível a transferência de tensões, enquanto que no CRFA, elas fazem esse efeito, servindo como uma “ponte” para transferir as tensões de uma região para outra separada pela fissura (LÖFGREN, 2005), esse mecanismo pode ser verificado na Figura 2.5.

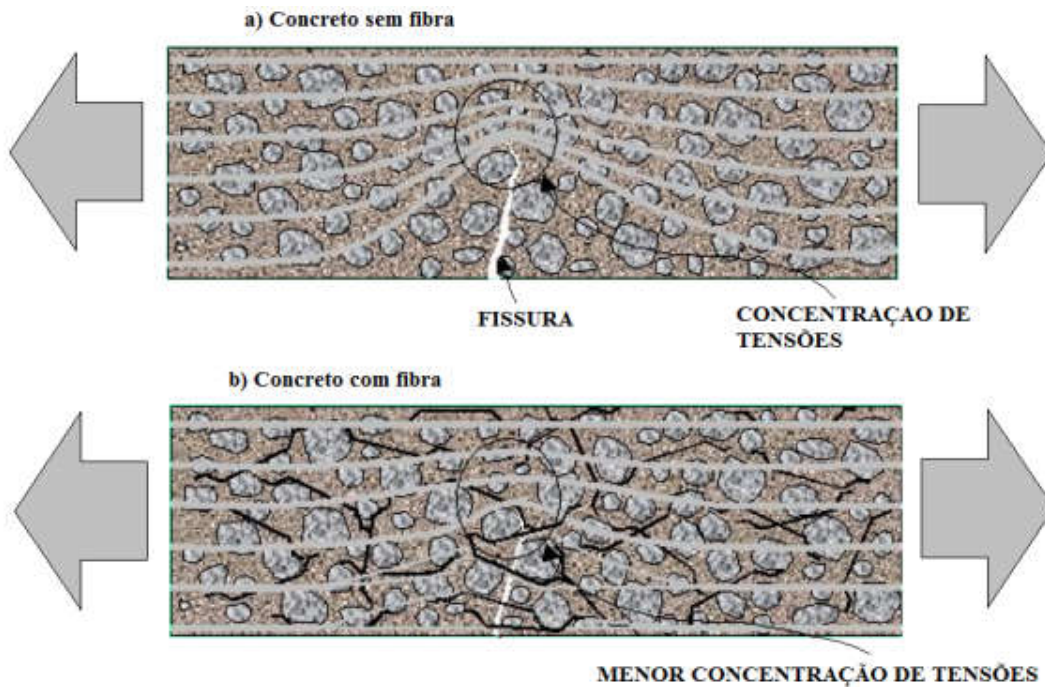


Figura 2.5 – Esquema de concentração de tensões para um concreto sem a) e com fibra b) (FIGUEIREDO, 2000).

A fibra de aço melhora a ductilidade do concreto em todos os modos de carregamento, compressão, tração, cisalhamento, torção e flexão, entretanto, o acréscimo da resistência é diferenciado para cada tipo de carregamento (ACI 544.1R, 1996).

#### 2.2.3.1. Concreto Fresco

Garcez (2005) informa que para o CRFA há uma redução da trabalhabilidade, após lançamento das fibras durante a mistura, isto porque as fibras atuam como uma adição inerte, provocando o intertravamento da mistura. De acordo com ACI 544.1R (1996), as propriedades do concreto fresco são influenciadas pelas propriedades da fibra utilizada.

Conforme Metha e Monteiro (2014), a trabalhabilidade tem efeito direto na capacidade de bombeamento e na construtibilidade, porque determina a facilidade com que uma mistura de concreto pode ser manipulada sem que haja segregação prejudicial. É definida pela ASTM C125 (2015) como a propriedade que determina o esforço exigido para manipular uma quantidade de concreto fresco, com perda mínima de homogeneidade. A trabalhabilidade do CRFA diminui com aumento da quantidade de fibras (HERNANDEZ-OLIVARES; BARLUENGAB, 2004).

O ACI 544.3R (2008) recomenda três diferentes métodos para a avaliação da trabalhabilidade do concreto com fibras. O primeiro e o mais simples é o próprio abatimento do tronco de cone, ou *slump test* que apresenta as mesmas recomendações da NBR NM 67 (1998), o qual pode não apresentar capacidade de medida da consistência do concreto quando o teor de fibras é elevado. O segundo método é o que mede a fluidez do concreto com fibras, submetido à vibração e forçado a descer por um cone de abatimento invertido (ASTM C995, 2008). Por último há a indicação da utilização do *VeBe* (ACI 211.3, 1992), para a determinação dos parâmetros de trabalhabilidade do concreto com fibras. Porém, Figueiredo (2000) demonstrou que o ensaio de tronco de cone invertido não é adequado para avaliação da trabalhabilidade do concreto, devido à fluidez afetada na parte inferior do cone, tanto para concretos muito plásticos como para concretos muito coesos, o que invalida o ensaio. Assim, o *slump test* é o ensaio mais recomendado para CRFA (exceto nos casos de auto adensáveis).

#### 2.2.3.2. Concreto Endurecido

Gomes (2016) e Vliet (2001) concordam que a função das fibras é conferir ductilidade ao concreto após o aparecimento de fissuras, em particular nas zonas onde ocorrem tensões de tração no concreto. A adição de fibras de aço reduz significativamente a deformação e a abertura das fissuras. Este acréscimo de ductilidade é influenciado, fundamentalmente, pela aderência entre a fibra e a matriz, pelo volume e tipo de fibra.

##### 2.2.3.2.1. Resistência à compressão

De acordo com Figueiredo (2000), o objetivo da adição de fibras ao concreto não é alterar a resistência à compressão do mesmo e sim melhorar, principalmente, a resistência à flexão e cisalhamento. A adição de fibras ao concreto não necessariamente aumenta a resistência à

compressão, como apontou Armelin (1992), não há um consenso entre os resultados. Por exemplo, Lima (2012) mostra que algumas experiências apontam até para uma diminuição, não significativa, da resistência à compressão do concreto com fibras quando comparado com o concreto sem fibras. Enquanto TAHENNI *et al.* (2016) apresentou resultados favoráveis com a adição de fibra no desempenho à resistência à compressão. ACI 544.1R (1996) relata que a resistência à compressão do CRFA é pouco influenciada pelas fibras, acréscimo em torno de 15% com a adição de 1,5% de fibras, alcançando ganhos de resistência por volta de 25%.

No entanto, como as fibras atuam como ponte de transferência de tensões pelas fissuras, sejam elas produzidas por esforços de tração ou cisalhamento como ocorre no ensaio de compressão, o concreto também apresentará um ganho quanto à tenacidade, isto é, haverá um maior consumo energético após a fissuração do material (FIGUEIREDO, 2000). Este comportamento pode ser medido segundo o procedimento de ensaio prescrito pela JSCE (JSCE-SF5, 1984), cujo esquema encontra-se apresentado na Figura 2.6. O acoplamento de dois LVDTs ao corpo de prova exigido no ensaio tem como objetivo levantar a curva de carga por deslocamento. Para Markovic (2006), a maior contribuição das fibras é após a tensão máxima (transferência de tensões nas fissuras), com ganho de resistência à compressão e a deformação no concreto para CRFA é maior que no concreto simples (aumento de ductilidade).

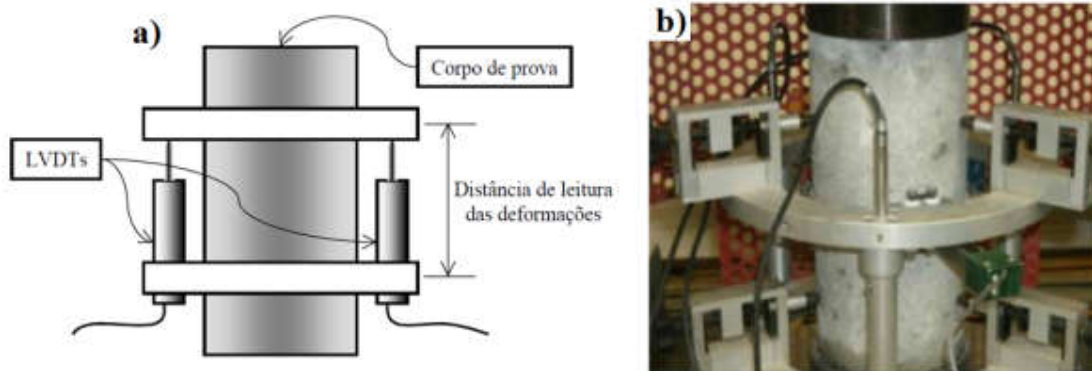


Figura 2.6 – Ensaio de compressão axial com os equipamentos envolvidos: a) Esquemático do ensaio (FIGUEIREDO, 2000); b) ensaio do corpo de prova cilíndrico com LVDTs (TAHENNI *et al.*, 2016).

Figueiredo (2011) relata que o preparo inadequado do CRFA pode levar a resistências menores à compressão do que o concreto convencional. Essa menor resistência é devido à distribuição não homogênea das fibras na matriz de concreto (RAMLI; DAWOOD, 2011).

#### 2.2.3.2.2. Resistência à tração direta

ACI 544.1R (1996) informa que a resistência à tração do CRFA é melhorada significativamente. O referido documento relata acréscimos de 30 a 40% para adições 1,5% de fibras à massa de concreto. Entretanto, contrariando o comentário anterior, ACI 544.4R (1988) informa que as resistências do CRFA e do concreto simples apresentam a mesma ordem de grandeza, variando entre 2,0 e 4,0 MPa. Para Sarzalejo *et al.* (2010), somente utilizando elevadas dosagens de fibras (1,5% - 2,0%) podem ser obtidos resultados relevantes, principalmente para utilização de microfibras. Assim, para conclusões de ganho de resistência é necessário caracterização de materiais e realização de ensaios.

Segundo o CEB-FIP (2010), o ensaio de tração em CRFA pode fornecer, dependendo da composição do compósito, o tipo de comportamento: *softening* (amolecimento) ou *hardening* (endurecimento), conforme mostra a Figura 2.7. Para RILEM TC 162-TDF (2001), o ensaio consiste no controle do deslocamento, com a intenção de determinar a relação *carga x deformação*, conforme a Figura 2.8.

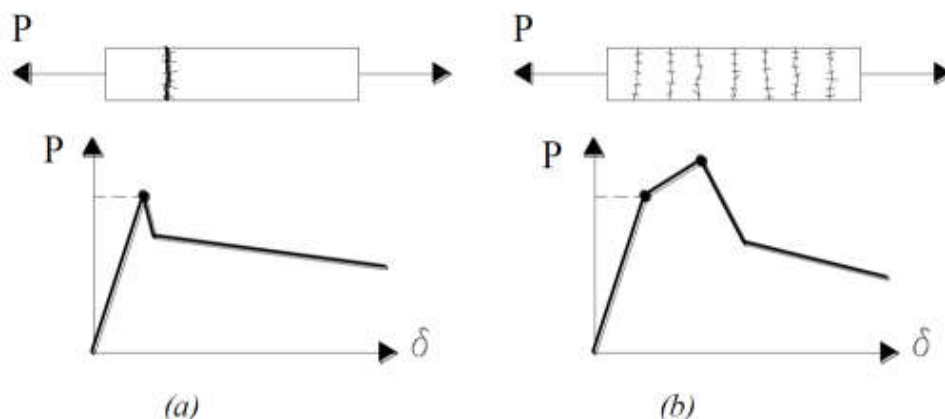


Figura 2.7 – Comportamento sob tensão de tração axial: a) comportamento *softening*; b) comportamento *hardening* (CEB-FIP, 2010).

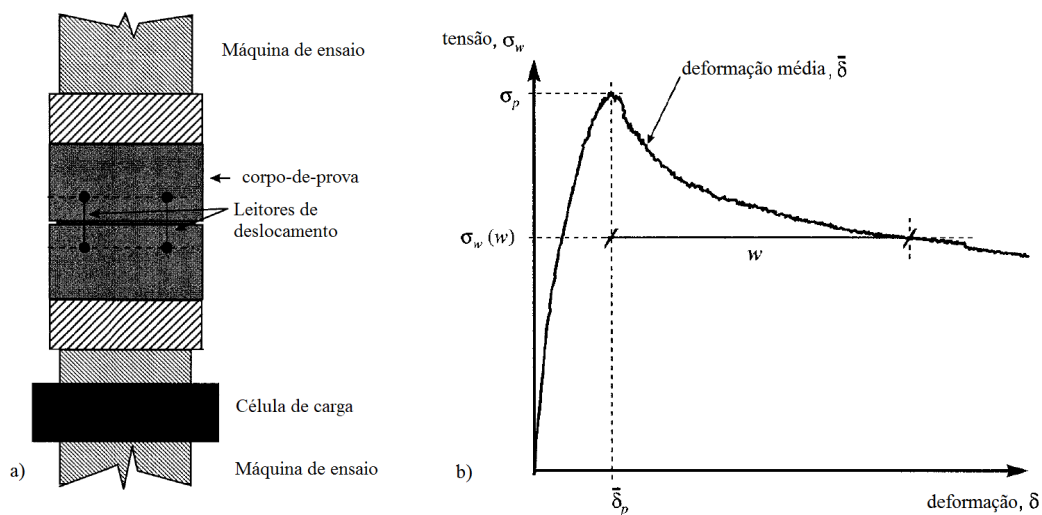


Figura 2.8 – Ensaio de tração uni-axial para concreto reforçado com fibra de aço: a) esquemático do ensaio; b) gráfico do ensaio (RILEM TC 162-TDF, 2001).

### 2.2.3.2.3. Resistência à tração indireta

Karl *et al.* (2011), Araújo (2002), Nunes (2006) e Oliveira (2007) relatam que a resistência à tração por compressão diametral do concreto aumenta significativamente quando fibras de aço são adicionadas à matriz de concreto. Assim, Salazar (2010), Moraes Neto (2013), Barros (1995), Lobão (2005) e Wang (2006) informam que após a carga de ruptura ser alcançada, segue-se o decréscimo da carga, iniciando a mobilização das fibras na fase de endurecimento, que aumenta a carga aplicada em função da porcentagem de fibras adicionada, conforme Figura 2.9.

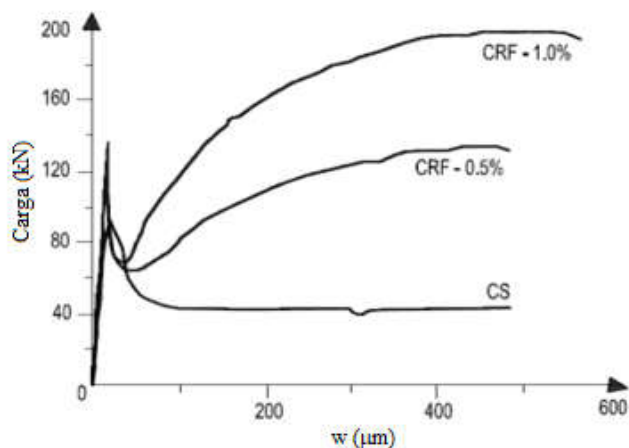


Figura 2.9 – Gráfico de carga x abertura de fissura (SALAZAR, 2010).

#### 2.2.3.2.4. Resistência à flexão

Segundo ACI 544.1R (1996), o aumento de resistência à tração na flexão para o CRFA é por volta de 50 a 70%, devido ao comportamento dúctil desenvolvido pelo concreto, cuja distribuição de tensões e deformações fica alterada após a introdução das fibras.

O RILEM TC 162-TDF (2002) avalia o comportamento à tração do CFRA pelo ensaio de flexão em três pontos em vigas entalhadas, conforme Figura 2.10, que determina o limite de proporcionalidade, a resistência equivalente à tração na flexão (carga x deslocamento) e a resistência residual à tração na flexão, carga x *CMOD* (*Crack Mouth Opening Displacement*). A carga no limite de proporcionalidade ( $F_L$ ) é o maior valor de carga no intervalo de 0,05 mm determinada de acordo com a Figura 2.11. Assim, o limite de proporcionalidade  $f_{fct,L}$  é calculado pela Eq. 2.1. As tensões equivalentes  $f_{eq,j}$  ( $j = 2$  e  $3$ ), ver as equações, Eq. 2.2 a 2.3, que se relacionam com a capacidade de absorção de energia pelo concreto com fibras, conforme Figura 2.12. Estas tensões são avaliadas para os deslocamentos  $\delta_{eq,j}$  ( $j = 2$  e  $3$ ), ver equações, Eq. 2.4 a 2.5. Em que  $\delta_L$  é o deslocamento registrado para a força máxima no limite de proporcionalidade,  $F_L$ . O último parâmetro retirado do ensaio são as tensões residuais,  $f_{R,i}$  ( $i=1, 2, 3$  e  $4$ ), ver equação, Eq. 2.6.

$$f_{fct,L} = \frac{3 \cdot F_L \cdot L}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (Eq. 2.1)$$

$$f_{eq,2} = \frac{3}{2} \cdot \left( \frac{D_{BZ,2}^f}{0,50} \right) \cdot \frac{L}{h_{sp}^2} \quad (Eq. 2.2)$$

$$f_{eq,3} = \frac{3}{2} \cdot \left( \frac{D_{BZ,3}^f}{2,50} \right) \cdot \frac{L}{h_{sp}^2} \quad (Eq. 2.3)$$

$$\delta_{eq,2} = \delta_L + 0,65 \quad (Eq. 2.4)$$

$$\delta_{eq,3} = \delta_L + 2,65 \quad (Eq. 2.5)$$

$$f_{R,i} = \frac{3 \cdot F_{R,i} \cdot L}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (Eq. 2.6)$$

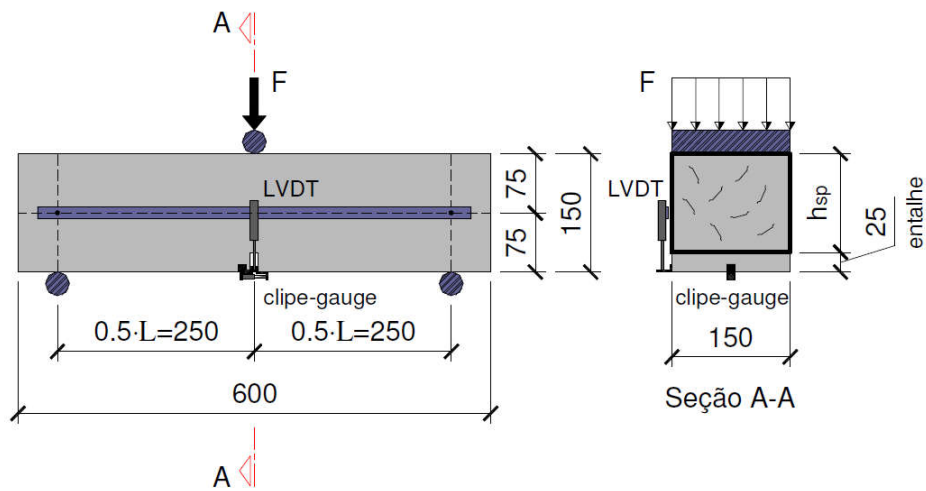


Figura 2.10 – Esquemático do ensaio de tração por flexão (RILEM TC 162-TDF, 2002).

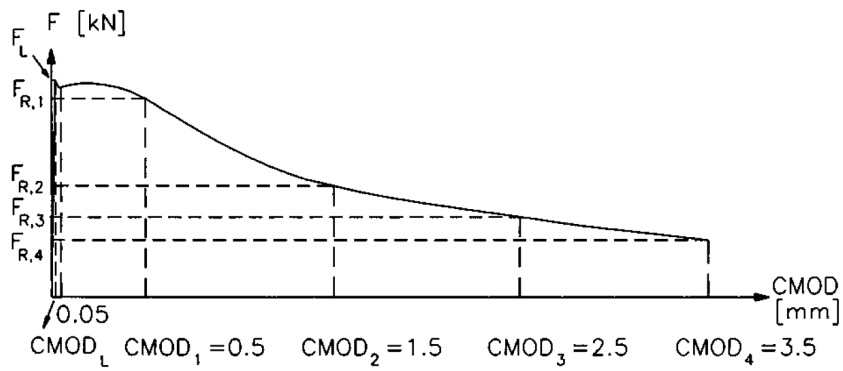


Figura 2.11 – Gráfico carga x CMOD (RILEM TC 162-TDF, 2002).

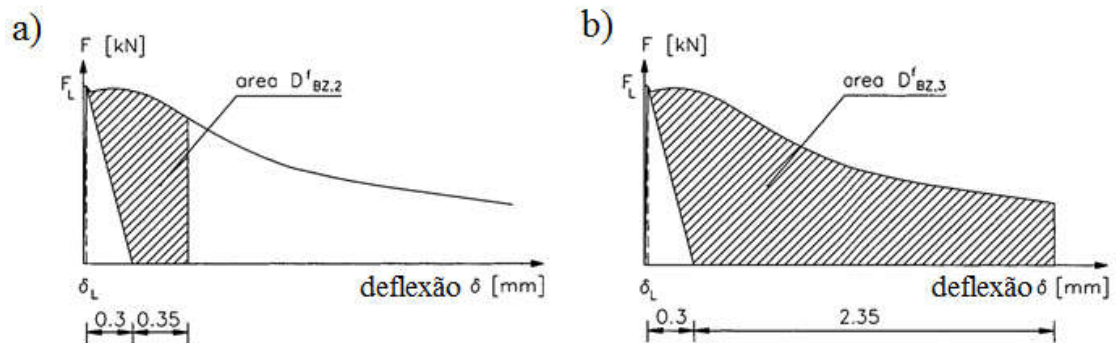


Figura 2.12 – Diagrama para carregamento e deflexão para cada capacidade de absorção de energia (RILEM TC 162-TDF, 2002).



#### 2.2.3.2.5. Resistência ao cisalhamento

Segundo ACI 544.1R (1996), as fibras de aço, além de aumentarem a resistência do concreto ao cisalhamento, também apresentam potencial para substituir os estribos das vigas. O melhor desempenho do CRFA aos esforços de cisalhamento, na ótica do referido documento, advém da capacidade das fibras em conter a abertura das fissuras, em aumentar a capacidade resistente do concreto quanto à formação da primeira fissura e à carga de última, além de aumentar a adesão por atrito com a matriz de concreto. Para Gustafsson e Noghabai (1997), concretos contendo fibras curtas e longas contribuem melhor para a resistência do concreto ao cisalhamento.

#### 2.2.4. Fatores que influenciam o desempenho do CRFA

Barros (1995), Shah e Ribakov (2011) e Metha e Monteiro (2014) afirmam que as fibras influenciam as propriedades mecânicas do concreto em todos os modos de ruptura. O mecanismo de reforço das fibras envolve a transferência de tensão da matriz para a fibra por cisalhamento interfacial ou por intertravamento entre a fibra e matriz, se a superfície da fibra é deformada. Os autores citados sugerem dois modos de ruptura encontrados no CRFA: escoamento seguido de ruptura da fibra e deslizamento da fibra da matriz de concreto.

ACI 544.1R (1996) informa que dependendo das propriedades geométricas das fibras e da sua quantidade na massa no concreto, o aumento da resistência ao cisalhamento pode, inclusive, alterar o modo de ruptura de frágil para dúctil. Para Shah e Ribakov (2011), as propriedades mecânicas da CRFA são influenciadas pelo tipo de fibra; fator de forma; quantidade de fibra; a resistência à compressão da matriz; o método de preparação do CRFA; e o tamanho do agregado.

A definição básica do volume crítico ( $V_{f,crit}$ ) é o que corresponde ao teor de fibras que mantém a mesma capacidade resistente do compósito após ruptura da matriz. Ou seja, abaixo do volume crítico ( $V_f < V_{f,crit}$ ) ocorre o comportamento denominado por *strain-softening*. Acima do volume crítico ( $V_f > V_{f,crit}$ ), o compósito continua aceitando níveis de carregamento crescentes mesmo após a ruptura da matriz, apresenta o comportamento *strain-hardening* (GOMES, 2016). Este princípio de *softening* (resposta pós fissura com amolecimento, onde as deformações se localizam numa única fissura) e *hardening* (resposta pós-fissura com

endurecimento, quando múltiplas fissuras são formadas antes de ser alcançada a carga máxima de tração) encontra-se ilustrado na Figura 2.13, onde são apresentadas curvas de carga  $\times$  deslocamento obtidas em ensaios de tração na flexão de prismas de CRFA (FIGUEIREDO, 2011).

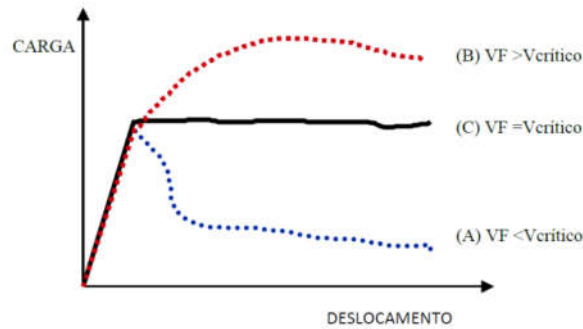


Figura 2.13 – CRFA com volumes de fibra variado durante o ensaio de tração na flexão (FIGUEIREDO, 2000).

Segundo Alvaréz (2013), as condições de produção do concreto com fibras afetam a distribuição e a orientação das fibras na matriz no concreto. As fibras podem não proporcionar um reforço uniforme com a mesma eficiência em todas as direções. Na maioria dos casos, as orientações na matriz do concreto ocorrem devido ao resultado de vários fatores: a propriedades de estado fresco, lançamento, a geometria da fôrma, do tipo de vibração e o método de produção. Kang *et al.* (2011) verificaram a influência da forma de lançamento do CRFA nos moldes. A preparação das amostras se deu de duas formas, uma por lançar o material paralelamente à direção longitudinal da forma (PL amostras), e outra por lançar o material transversalmente à direção longitudinal da forma (TL amostras), conforme mostrado na Figura 2.14.

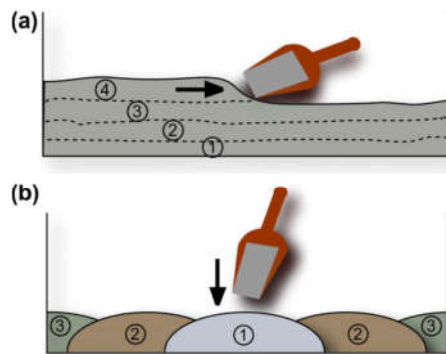


Figura 2.14 – Preparação das amostras: a) Lançamento longitudinal-PL; b) Lançamento transversal-TL (KANG *et al.*, 2011).

Na Figura 2.15, nota-se o desempenho inferior das amostras TL em relação às PL, o que implica nas propriedades mecânicas representadas pela resistência à flexão. Segundo Kang *et al.* (2011), isto ocorre porque as fibras tendem à se alinhar na direção a qual está localizado o eixo longitudinal da viga.

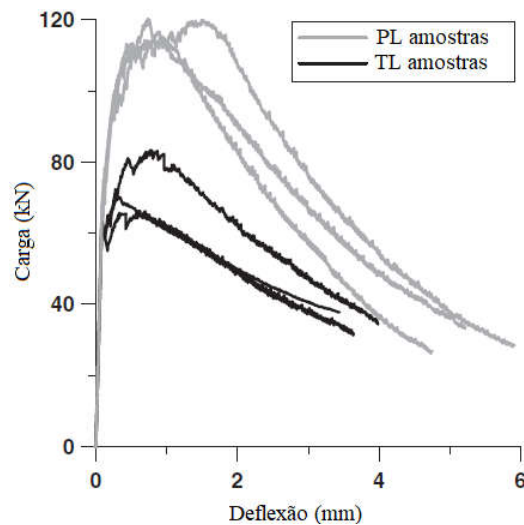


Figura 2.15 – Diagrama carga x deflexão para os modelos de lançamento (KANG *et al.*, 2011).

## 2.3. ADERÊNCIA

### 2.3.1. Considerações iniciais

Para Simplício (2008) e Almeida Filho (2006), a tensão de aderência é extremamente importante para a compreensão do funcionamento do concreto armado. É complexo e ainda não está completamente entendido pelos diversos pesquisadores desse ramo. A aderência é necessária não apenas para garantir um nível de segurança adequado permitindo uma ação do aço e do concreto, mas também para controlar o comportamento estrutural juntamente com uma ductilidade suficiente. A aderência dos elementos do concreto armado depende de vários fatores, tais como o reforço (a barra de aço ou fios) e o estado de tensão nesse reforço e no concreto circundante. Outros parâmetros, como o cobrimento, espaçamento entre barras, número de camadas das barras, diâmetro da barra, entre outros, desempenham um papel importante. Darwin e Zuo (2000) e Azizinamini *et al.* (1993) informam que as propriedades do concreto têm um efeito significativo na tensão de aderência.

No início da década de 1960, iniciaram-se estudos mais contundentes para a literatura, como a influência de padrões de deformação e geometria de nervuras sobre a aderência (REHM, 1961; e GOTO, 1971). Mathey e Watstein (1961) relataram que a tensão de aderência é inversamente proporcional ao comprimento de ancoragem e ao diâmetro da barra ancorada. A natureza da falha de aderência e os fatores que influenciam o fendilhamento, a importância do espaçamento entre barras e comprimento de ancoragem de extremidade foram relatados por Ferguson (1966). Lutz e Gergely (1967) estudaram a o efeito da superfície da barra na aderência com concreto e afirmaram que a rugosidade favorece a tensão de aderência.

### 2.3.2. Mecanismos responsáveis pela aderência

A tensão de aderência permite que os materiais (aço-concreto) sejam deformados conjuntamente e, como consequência, permite a transferência de esforços entre eles. Para García-Taengua *et al.* (2016), a ligação entre o reforço e o concreto é medida como uma tensão de cisalhamento, ou tensão de aderência, na interface entre os dois materiais, distribuídos sobre a superfície do vergalhão ao longo do comprimento de ancoragem. Seguindo esta definição, a tensão de aderência é a razão entre a taxa de variação da força axial ao longo do vergalhão e a área da superfície do vergalhão sobre a qual esta ocorre variação. A Figura 2.16 mostra a análise infinitesimal das tensões e áreas. A barra e o concreto estão sofrendo uma tensão de tração ( $\sigma_s$  e  $\sigma_c$ , respectivamente) de direção opostas, a tensão tangencial aos materiais é a tensão de aderência ( $\tau_b$ ).

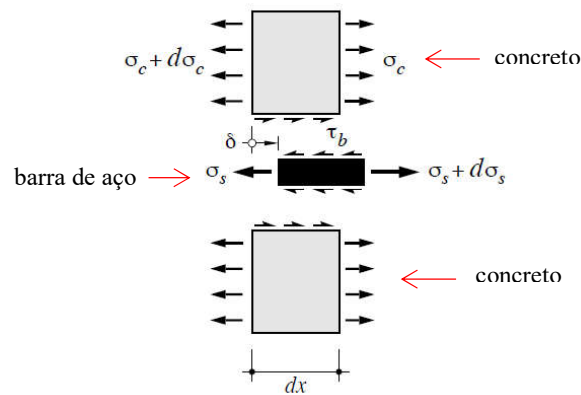


Figura 2.16 – Configuração das tensões e áreas (ALVARES, 1998).

Para Rehm (1961), Lutz e Gergely (1967), Eligehausen *et al.* (1983), Fusco (2000), Chao *et al.* (2009), Araújo *et al.* (2013), Kabir e Islam (2014) e Barbosa e Sánchez Filho (2016), há três mecanismo para as tensões de aderência: adesão química, atrito e interação mecânica. Araújo *et al.* (2013) apresentou as tensões nas curvas *tensão de cisalhamento (tensão de aderência) x deslocamento relativo (deslizamento)*, como mostrado na Figura 2.17. Nessa figura,  $s_1$ ,  $s_2$  e  $s_u$  representam o deslocamento relativo às tensões resistentes devidas à adesão ( $\tau_1$ ), ao atrito ( $\tau_2$ ) e ao engrenamento mecânico ( $\tau_u$ ), respectivamente.

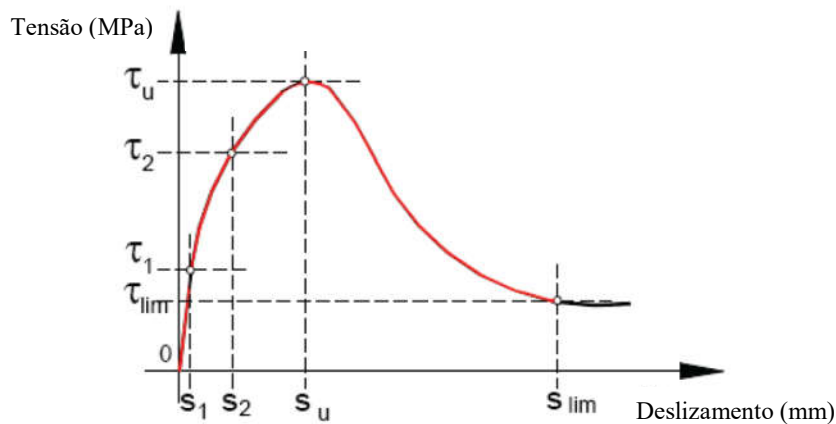


Figura 2.17 – Gráfico *tensão de aderência x deslocamento* da barra (ARAÚJO *et al.*, 2013).

Araújo *et al.* (2013) e Barbosa e Sánchez Filho (2016) informam que a tensão de aderência por adesão, também chamada de aderência química, corresponde ao trecho inicial (bastante inclinado) da curva e consiste da resistência ao esforço cisalhante entre as partículas de concreto e de aço. É a ligação físico-química que surge a partir da interface de concreto armado durante as reações de hidratação do cimento. Em outras palavras, é a ação que vem das forças adesivas ou capilares. Para Eligehausen *et al.* (1983), essa parcela é extremamente baixa.

A aderência por atrito surge quando um material tende a se deslocar em relação ao outro. A força de atrito se mostra depois que a adesão foi quebrada (ARAÚJO *et al.*, 2013). Portanto, depende do coeficiente de atrito existente na interface aço-concreto e da rugosidade superficial da barra de aço. E a aderência mecânica (ou engrenamento mecânico) é representada pelo último trecho ascendente inclinado da curva mostrada na Figura 2.17. Essa parcela decorre da existência de irregularidades na superfície da barra, as quais funcionam como pontos de apoio. Isto significa que quanto mais irregular for superfície da barra, maior

será a aderência mecânica, pois ocorrerá o chamado “efeito de cunha” Fusco (2000) e Alvares (1998), conforme Figura 2.18. Esta interação mecânica entre a barra de aço e o concreto, é influenciada pela presença de nervuras na superfície da barra, em função da inclinação, da altura e da distância entre as nervuras, e pelas propriedades do concreto.

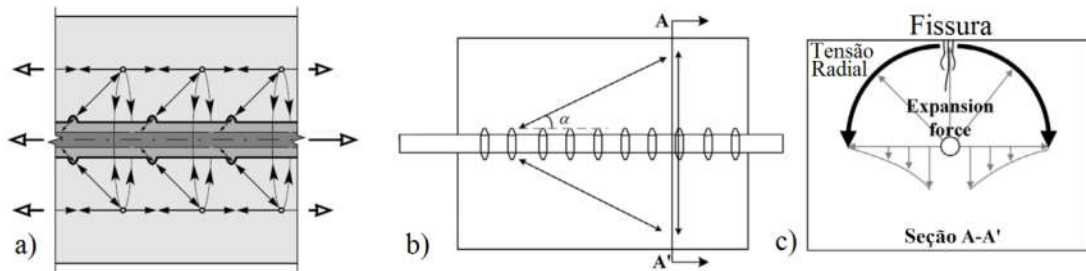


Figura 2.18 – Mecanismo de aderência: a) Efeito de cunha (ALVARES, 1998); b) e c) Interação mecânica entre concreto e aço (BAE *et al.*, 2016).

De acordo com Lutz e Gergely (1967), o deslizamento de barras deformadas ocorre devido a (i) fissuração do concreto por ação do efeito de cunha e (ii) esmagamento do concreto na frente das nervuras. Eligehausen *et al.* (1983) e Leonhardt e Mönning (1977) mencionam que mesmo uma barra lisa pode apresentar aderência mecânica, não sendo uma exclusividade das barras nervuradas. A Figura 2.19 mostra o gráfico *tensão de aderência x deslizamento* com os dois tipos de barra.

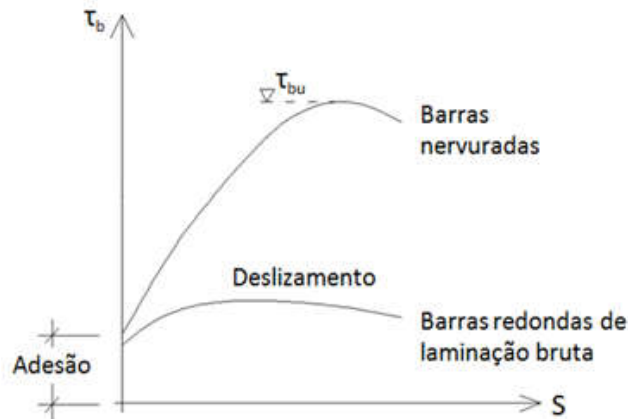


Figura 2.19 – Curva esquemática da tensão de aderência x deslizamento para as barras lisas e nervuradas (LEONHARDT; MÖNNIG, 1977).

### 2.3.3. Tipos de Ensaio

Lorrain (2011) afirma que ainda não há um teste de obrigações padronizado reconhecido internacionalmente. Entretanto, várias configurações de teste de aderência foram propostas e testadas por diferentes pesquisadores. O princípio comum em todas as configurações de teste de aderência é forçar uma barra ancorada no concreto escorregar. Assim, serão apresentados os ensaios mais praticados: *Pull-out Test* e *Beam Test*.

Atualmente, na literatura existem diversos tipos de ensaio para correlacionar a *tensão de aderência x deslizamento da barra*. Para Alvares (1998), existem inúmeras configurações de ensaios de aderência, como ilustra a Figura 2.20: (a) Ensaio de Arrancamento Direto “*Pull-Out Test*” (POT), (b) Ensaio de Arrancamento excêntrico, (c) Ensaio de Empurramento Direto “*Push-In Test*” (PIT), (d) Ensaio de Arrancamento modificado para minimizar os efeitos de compressão, (e) Ensaio de Tração Direta, (f) Ensaio de Tração Direta com 3 barras, (g) Ensaio de Extremo de Viga “*Beam End Test*”, (h) Ensaios de flexão em viga modificado (*Beam Test*), (i) Ensaio de flexão em viga para estudar efeitos de ancoragem, cobrimento e armadura de traspasse.

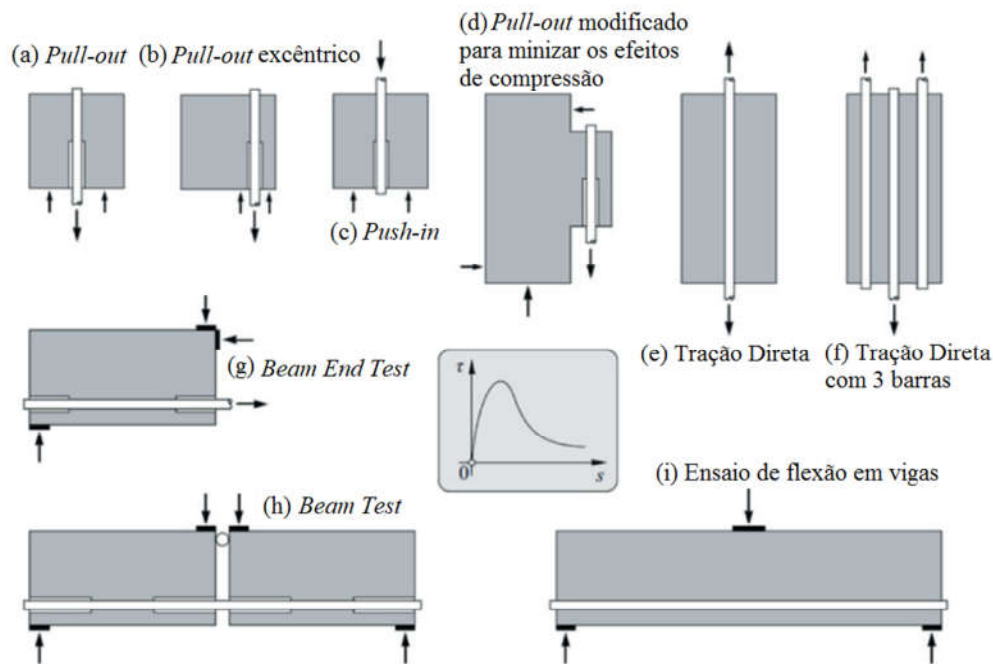


Figura 2.20 – Esquemáticos de alguns ensaios de aderência do aço com concreto proposto por Alvares (1998).

### 2.3.3.1. Ensaio de Arrancamento (*Pull-Out Test - POT*)

Segundo Leonhardt e Mönning (1977) e Diab *et al.* (2014), uma maneira de avaliar a ligação aço-concreto é investigar a evolução da tensão-deslizamento da ligação geralmente obtida por meio de testes *Pull-Out*. RILEM RC6 (1983) informa que o ensaio de arrancamento consiste na extração de uma barra de aço embutida em um prisma de concreto. As recomendações da norma RILEM RC6 (1983), que estipula que as dimensões dos cubos do concreto são iguais a dez vezes o diâmetro da barra ( $10\phi$ , ou o tamanho mínimo de 200 mm) e a ancoragem é fixada em cinco vezes o diâmetro da barra ( $5\phi$ ). Há uma parte sem aderência de 50mm, local onde o LVDT é instalado para análise de deslizamento. A Figura 2.21 apresenta as dimensões do cubo do ensaio de arrancamento.

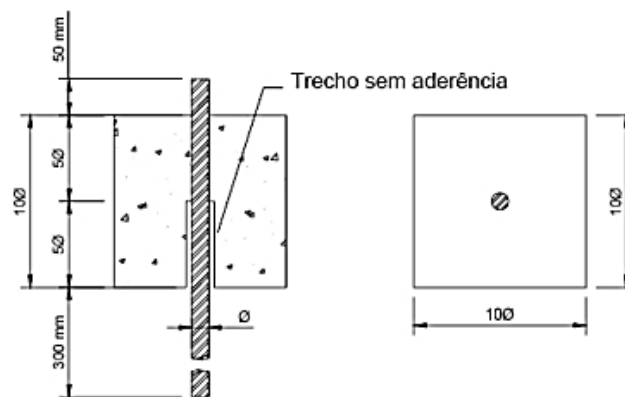


Figura 2.21 – Dimensões do corpo de prova do ensaio de arrancamento (RILEM RC6, 1983).

Para Barbosa (2013), embora seja simples e conveniente, a utilização do ensaio POT enfrenta restrições quando se deseja estimar com precisão o efetivo valor da resistência de aderência, para definir, por exemplo, comprimentos mínimos de ancoragem a serem usados em elementos estruturais. Esse tipo de ensaio não avalia o efeito de confinamento do concreto e não considera que o arrancamento pode estar associado a deformações por flexão do conjunto aço-concreto, o que muda a forma de interação da barra com o concreto circundante.

A Figura 2.22 mostra um desenho esquemático do funcionamento ensaio POT adaptado de Leonhardt e Mönning (1977). Como se observa nessa figura, o procedimento de ensaio padrão acaba gerando distorções, pois durante a realização do mesmo as placas de apoio colocam o concreto sob compressão, criando restrições às deformações transversais do corpo de prova. As trajetórias de compressão e o impedimento à deformação transversal na placa de apoio que



aparecem quando se emprega essa configuração de ensaio, o que pode levar à possibilidade de que a resistência de aderência seja superestimada (BARBOSA, 2013).

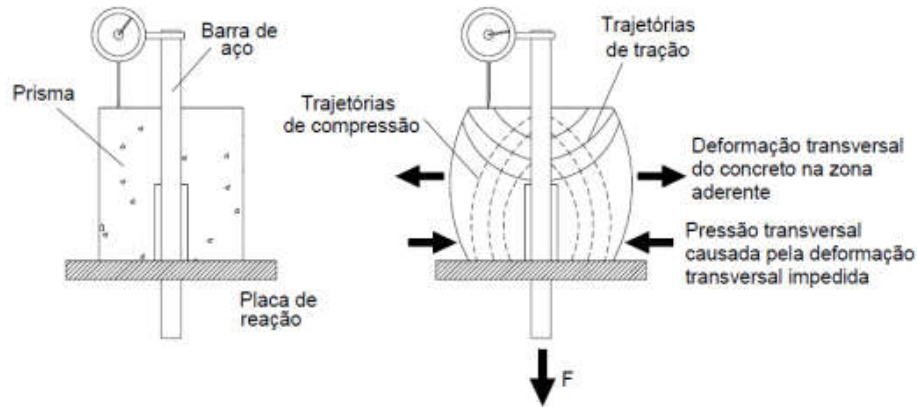


Figura 2.22 – Tensões principais no ensaio de arrancamento (LEONHARDT e MÖNNIG, 1977).

Lorrain e Barbosa (2008), Silva *et al.* (2013) e Lorrain *et al.* (2011) analisaram a correlação entre a resistência de compressão ( $f_c$ ) e a tensão máxima de aderência ( $\tau_{bmax}$ ) e confirmam que os resultados de testes onde ocorreu o deslizamento da barra, a relação se mostra “linear”.

### 2.3.3.2. Ensaio de Viga (*Beam Test*)

Segundo ACI 408R (2003), o ensaio que melhor reproduz o comportamento da aderência aço-concreto é o ensaio de flexão em vigas modificadas (*Beam Test*). Porém o mais empregado devido a sua simplicidade é o ensaio de arrancamento direto (POT).

RILEM RC6 (1973) e EN 10080 (2005) informam que o ensaio de viga consiste em dois prismas de concreto armado, com uma barra de aço central na parte inferior da seção que liga os dois prismas. Há duas categorias, para barras  $\phi < 16$  mm e  $\phi \geq 16$  mm. A Figura 2.23.a apresenta o modelo e a Figura 2.23.b, a armadura de confinamento. Nota-se que há uma complexidade para montagem da armadura (com armadura de pele, e fôrma (recorte na parte superior para colocação de rótula nos dois prismas)). Os prismas tem seção de (100 x 180)mm e comprimento de 375mm. Há dois relógios, um para cada prisma, nas extremidades para leitura do deslizamento da barra.

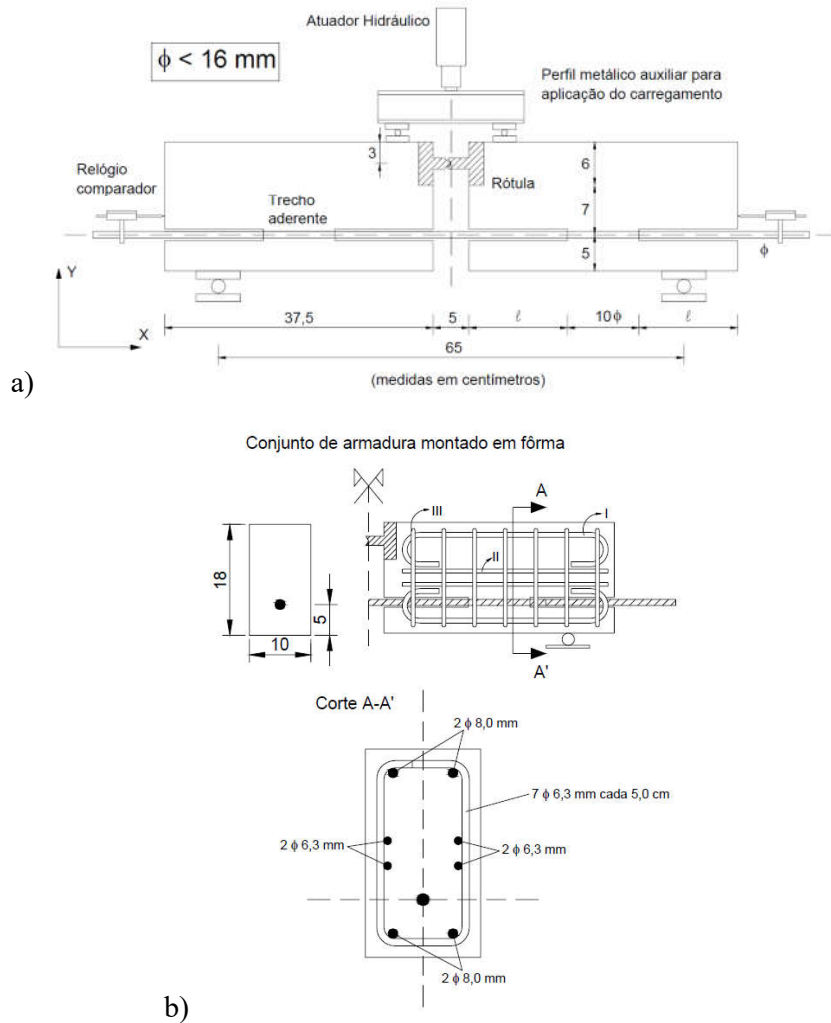


Figura 2.23 – Esquemático do *Beam Test*: a) dimensões da viga; b) detalhamento da armadura (EN 10080, 2005).

Segundo Jimenez *et al.* (1979) e De Larrad *et al.* (1993), a presença de armadura de confinamento aumenta a tensão requerida para a ruptura por fendilhamento e favorece o controle de propagação de fissuras.

### 2.3.4. Mecanismo de Ruptura

Segundo Harajli (2009), Araújo *et al.* (2013), García-Taengua *et al.* (2015) e Barbosa e Sánchez Filho (2016), há duas formas principais de ruptura da aderência: o arrancamento e o fendilhamento. Estes modos de ruptura sofrem influencia por diversos fatores, como o tipo de

armadura, diâmetro da barra, distância entre as barras, confinamento, cobrimento, resistência do concreto, entre outros (DUMÊT, 2003). A Figura 2.24 apresenta as duas formas de ruptura.

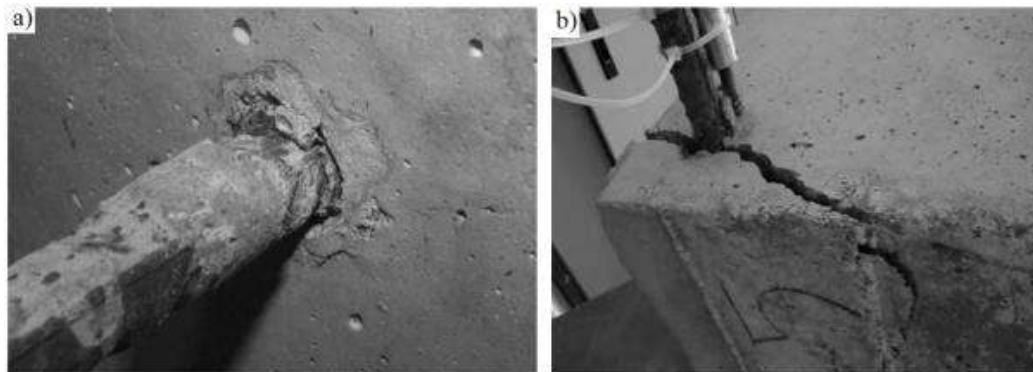


Figura 2.24 – Exemplos de ruptura: a) arrancamento; b) fendilhamento (GARCÍA-TAENGUA *et al.*, 2015).

A ruptura por arrancamento da barra de aço ocorre quando a tensão cisalhante na interface aço-concreto é maior que a tensão de aderência. Nesse caso, a barra escorrega sem que haja a ruptura por fendilhamento do concreto adjacente. Eligehausen *et al.* (1983) e Araújo *et al.* (2013) afirmam que isso normalmente ocorre para pequenos comprimentos de aderência com a presença de uma pressão externa de confinamento proporcionada, por exemplo, por uma alta relação entre o cobrimento e o diâmetro da barra ( $c/\phi$ ). Para García-Taengua *et al.* (2016), em termos de ductilidade, o aumento do cobrimento de concreto melhora a ductilidade para percepção da ruptura. Mas com cobrimento de concreto pequeno ou sem tensões de confinamento no trecho de ancoragem, pode ocorrer a ruptura do concreto por fendilhamento devido às tensões radiais de tração que surgem das nervuras das barras. Essa ruptura é do tipo frágil e costuma ocorrer sem aviso prévio (ARAÚJO *et al.*, 2013).

Para Barbosa e Sánchez Filho (2016), o esmagamento de concreto nas áreas em torno de uma das nervuras da barra não afeta a ancoragem da barra, já que a tensão aplicada sobre essa saliência específica é transferida para outras nervuras. García-Taengua *et al.* (2016) e Barbosa e Sánchez Filho (2016), apresentam duas situações de ruptura relativas à ligação: a micro fissura, que é uma falha confinada da ligação que não afeta a ancoragem, e a macro fissura, que é formada após a ocorrência de várias micro fissuras. O segundo tipo de fissura não permite uma nova distribuição de tensões e, como consequência, a ancoragem de barras não é mais efetiva, conforme Figura 2.25.

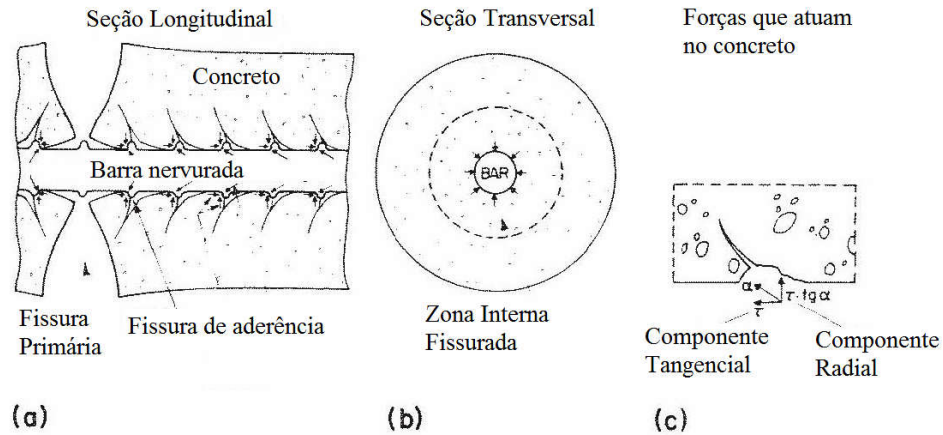


Figura 2.25 – Esquemático das fissuras devido deformação da barra: a) Fissuras internas; b) Fissura radial; c) forças que atuam no concreto (ELIGEHAUSEN *et al.*, 1983).

Barbosa e Sánchez Filho (2016) informa que a ruptura da aderência em barras deformadas ocorre devido a uma das seguintes situações: esmagamento do concreto em áreas ao redor das nervuras, cisalhamento do concreto envolvendo a barra ou, mais frequentemente, um corte longitudinal do cobrimento, sendo também possível uma combinação destas três situações. Neste contexto, a ligação pode ser idealmente descrita como sendo uma tensão de cisalhamento entre a superfície da armadura com o concreto (Figura 2.26.b). Esse mecanismo é determinado por meio do deslocamento relativo entre o concreto armado e o concreto. A Figura 2.26 mostra detalhadamente os cortes das formas de ruptura.



Figura 2.26 – Esquemático das forças e fissuras nos modos de ruptura: a) rupturas pelas fissuras de fendilhamento; b) rupturas dos consolos por cisalhamento e consequente arrancamento da barra (FUSCO, 2000).

Para Chao *et al.* (2009), o confinamento lateral é uma forma eficaz de restringir o alargamento e propagação de fissuras, conduzindo assim a uma maior resistência de aderência. No entanto, é necessária uma quantidade relativamente grande de reforço transversal para evitar a abertura e propagação de fissuras de fendilhamento em regiões de membros/estruturas onde a demanda de ligação é elevada. De acordo com o Modelo CEB-FIP (2010), o concreto é considerado bem confinado quando o cobrimento não é menor que cinco vezes o diâmetro do vergalhão. O

valor mínimo de cobrimento do concreto para evitar o fendilhamento (ruptura do concreto com a barra ancorada no ensaio POT) é aproximadamente entre 2,5 e 3,0 (ACI 318, 2014).

Há possibilidade da ruptura na barra aço. Araújo *et al.* (2013) sugere que isso ocorre em elevados valores do comprimento aderente e suficiente cobrimento de concreto, a tensão cisalhante na interface aço-concreto é menor que a resistência por aderência e a barra de aço pode se romper sem que seja arrancada do concreto. Caso o arrancamento da barra ocorra no instante em que ela atinge a sua tensão de escoamento, este comprimento aderente é denominado comprimento básico de ancoragem.

### **2.3.5. Fatores que afetam a aderência**

Existem diversos fatores que influenciam na aderência aço-concreto, o ACI 408R (2003) enfatiza os seguintes: tipo de configuração das nervuras da barra, o diâmetro da barra, o estado em que se encontra a superfície da barra (deterioração), a disposição da barra na hora do lançamento do concreto (horizontal ou vertical), a relação água cimento ( $a/c$ ), as resistências mecânicas do concreto, as adições minerais, bem como os materiais pozolânicos, as características físico-químicas dos materiais empregados no concreto, o adensamento e a idade de ruptura, dentre outros.

Lorrain *et al.* (2010) apresentou o impacto que a geometria das barras nervuradas ocasionariam à aderência. As propriedades geométricas da nervura, que são dependentes do processo de fabricação de barras de reforço deformadas, irão, por conseguinte, influenciar o desenvolvimento da tensão de aderência. Devido a isso, várias normas, como a brasileira NBR 7780 (2007) e a ASTM A706 (2009), estabelecem requisitos específicos para algumas propriedades geométricas, tais como a área das nervuras, a altura das nervuras, a inclinação das nervuras e o espaçamento das nervuras.

O aumento do diâmetro de barras resulta em uma diminuição da tensão máxima, mas que esta diminuição não é significativa segundo Elgehausen *et al.* (1983) e Alavi-Fard (1999). Os códigos como NBR 6118 (2014), Eurocode2 (2005) e ACI 308 (2014), não fazem uma correlação entre tensão de aderência e diâmetro da barra, os mesmos correlacionam apenas o comprimento de ancoragem com o diâmetro. Assim, é necessário mais estudos para comprovação dos resultados obtidos.

De acordo com Barbosa (2001) e Eligehausen (1983), a resistência à compressão é importante para resistir às tensões que surgem na interação mecânica da nervura com concreto e a raiz da resistência à compressão é diretamente proporcional à tensão máxima de aderência. Para a colaboração de teor de fibra na aderência, Cattaneo (2009) apresenta resultados de um aumento de 20% de tensão de aderência, com 1% de adição de fibra. A justificativa é a propagação de fissuras mais lentas do que o convencional.

Para comprovar a durabilidade estrutural, Vliet (2001) fez um levantamento de dados para poder comparar resultados de tensão de aderência e propagação da fissura de ruptura, com 5 variáveis (volume de fibra ( $V_f$ ), fator de forma da fibra ( $l_f/d_f$ ), resistência à compressão ( $f_c$ ), cobrimento, e posição da barra). Os ensaios foram o *Pull-Out Test* da RILEM RC6, *Beam Test* da RILEM RC5 ou similares de diversas obras literárias como : Cattaneo e Rosati (2000), Rostásy e Hartwig (1988), Harajli (1992), Harajli *et al.* (1995), De Bonte (2000), Soroushian *et al.* (1994), Plizzari (1999) e Hota e Naaman (1997). A Tabela 2.2 apresenta o resumo desse levantamento, avaliando apenas a tensão de aderência com os 3 dos principais fatores de influencia ( $V_f$ ,  $f_c$  e posição da barra).

Tabela 2.2 – Resumo de alguns fatores que influenciam no desempenho do CRFA (VLIET, 2001).

CRFA	Variáveis	Característica	Conclusão
FIBRA	Volume de fibra ( $V_f$ )	Tensão de aderência	Não existe claramente acordo entre os pesquisadores quanto à influência da adição de fibras sobre a tensão de aderência para o ensaio de <i>Pull-Out Test</i> .
CONCRETO	Resistência à compressão ( $f_c$ )		Em geral, sugere que o aumento da resistência à compressão da matriz leva a um aumento da resistência de aderência das barras ancoradas no CRFA tanto no caso de ruptura por arranque como por fendilhamento. Alguns pesquisadores sugerem que não somente o aumento do $f_c$ , mas, também, o aumento da tenacidade é responsável pelo aumento da tensão de aderência no CRFA.
ARMADURA	Posição da barra		Uma única pesquisa dedicada ao efeito da posição de barra sugere que a posição de canto da barra (adjacente a duas faces) leva a uma menor tensão de aderência do que a posição de borda (adjacente a uma face). E que para ambos os casos, a utilização de estribos, elevou a tensão de aderência.

### 3. MODELOS TEÓRICOS

#### 3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAS

Na literatura, os modelos analíticos e numéricos que tentam representar a tensão de aderência na interface aço-concreto são baseados em resultados experimentais e foram estudados a partir de alguns parâmetros: resistência à compressão de concreto, cobrimento do concreto, diâmetro da barra de aço, comprimento de ancoragem e outros.

#### 3.2. MODELAGEM DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO

##### 3.2.1. Modelo do CEB-FIP (2010)

O modelo é baseado nos estudos de Eligehausen *et al.* (1983) e propõe o cálculo das tensões de aderência por meio dos deslizamentos relativos ( $s$ ) paralelo ao eixo da barra, conforme as equações abaixo, representadas graficamente na Figura 3.1. O carregamento é monotônico induzindo rupturas por arrancamento ou fendilhamento. As tensões são determinadas pelas equações abaixo, Eq. 3.1 a 3.4.

$$\tau = \tau_{max} \cdot (s/s_1)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq s \leq s_1 \quad (\text{Eq. 3.1})$$

$$\tau = \tau_{max} \quad \text{para } s_1 < s < s_2 \quad (\text{Eq. 3.2})$$

$$\tau = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \cdot (s - s_2)/(s_3 - s_2) \quad \text{para } s_2 < s \leq s_3 \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } s > s_3 \quad (\text{Eq. 3.4})$$

Onde,

$\tau$  – tensão de aderência para um determinado deslocamento  $s$ , (MPa);

$\tau_{max}$  – tensão máxima de aderência, (MPa);

$\tau_f$  – valor final da tensão de aderência, (MPa);

$s_1$  – deslocamento referente à tensão máxima, (mm);

$s_2$  – deslocamento referente ao ponto de início do trecho descendente, (mm);

$s_3$  – deslocamento referente à tensão final, (mm);

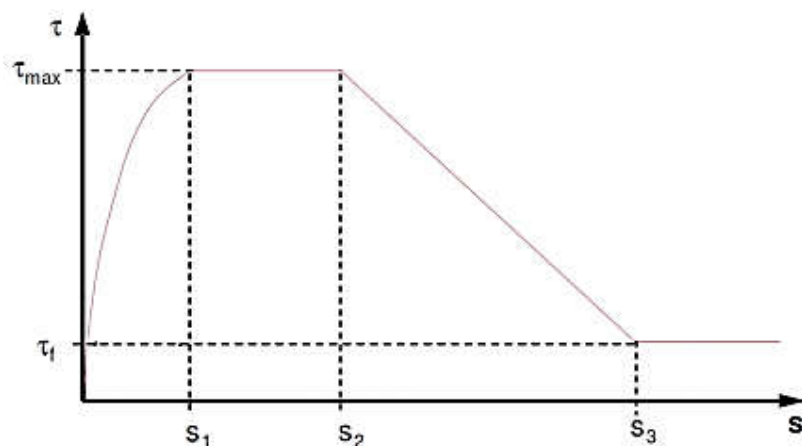


Figura 3.1 – Gráfico para *tensão de aderência x deslizamento* na ruptura por arranque (CEB-FIP, 2010).

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros para a barra com nervuras que variam de acordo com o tipo de ruptura (por arrancamento ou fendilhamento), zona de aderência (boa ou demais casos) e em função do confinamento.

Tabela 3.1 – Parâmetros para determinação do gráfico *tensão de aderência x deslizamento* (CEB-FIP, 2010).

	Arrancamento		Fendilhamento			
	Boa aderência	Demais casos	Boa aderência		Demais casos	
			Sem confinamento	Com confinamento	Sem confinamento	Com confinamento
$\tau_{max}$	$2,5 \cdot \sqrt{f_{cm}}$	$1,25 \cdot \sqrt{f_{cm}}$	$7,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$8,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$
$s_1$	1,0 mm	1,8 mm	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$
$s_2$	2,0 mm	3,6 mm	$s_1$	$s_1$	$s_1$	$s_1$
$s_3$	$c_{nerv}$	$c_{nerv}$	$1,2 \cdot s_1$	$0,5 \cdot c_{nerv}$	$1,2 \cdot s_1$	$0,5 \cdot c_{nerv}$
$\alpha$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$\tau_f$	$0,4 \cdot \tau_{max}$	$0,4 \cdot \tau_{max}$	0	$0,4 \cdot \tau_{max}$	0	$0,4 \cdot \tau_{max}$

Os valores da Tabela 3.1, colunas 2 e 3 (ruptura por arrancamento) são válidos para concreto confinado (cobrimento do concreto  $\geq 5\phi$ , espaçamento livre entre barras  $\geq 10\phi$ ) ou reforço de confinamento adequado (exemplo, estribos). A tensão de aderência em ruptura por fendilhamento tem particularidade, pois não atinge o valor máximo de tensão aderente, conforme Figura 3.2.



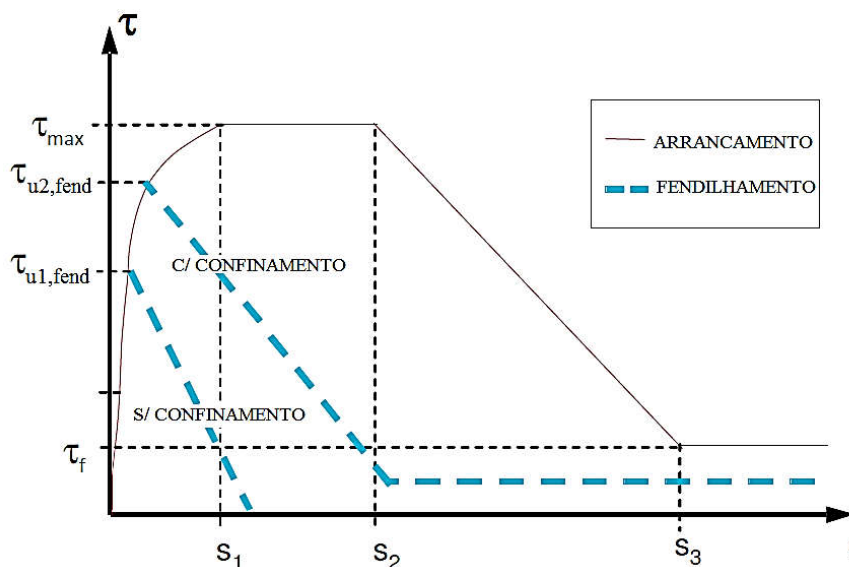


Figura 3.2 - Relação tensão-deslizamento da ligação analítica (carga monotônica).  $\tau_{u1,fend}$  e  $\tau_{u2,fend}$  denotam a resistência de aderência local de pico na ausência e presença, respectivamente, de estribos de confinamento (CEB-FIP, 2010).

### 3.2.2. Modelo proposto por Harajli (2009)

Modelo baseado nos trabalhos de Eligehausen *et al.* (1983) dividido para ruptura por arrancamento e por ruptura por fendilhamento. Harajli (2009) cria um modelo para concretos com fibras (CRF). A Figura 3.3 mostra o modelo com ruptura por arrancamento e com ruptura por fendilhamento dividido em quatro estádios: (1) uma parte ascendente inicial a partir da tensão de ligação nula até  $\alpha.u_{sp}$ , onde  $\alpha = 0,7$  para os concretos não confinado e confinado; (2) um estágio de tensão de aderência linearmente crescente de  $\alpha.u_{sp}$  até a força de aderência de fendilhamento  $u_{sp}$ ; (3) uma queda na resistência de aderência imediatamente após o fendilhamento para uma força de aderência pós-fendilhamento  $u_p$ , para concreto confinado, ou  $\beta.u_{sp}$ , para concreto simples não confinado, onde  $\beta = 0,65$  para resistência de compressão do concreto ( $f'_c \leq 48$  MPa); e finalmente; e (4) um estágio de tensão de aderência progressivamente diminuindo.

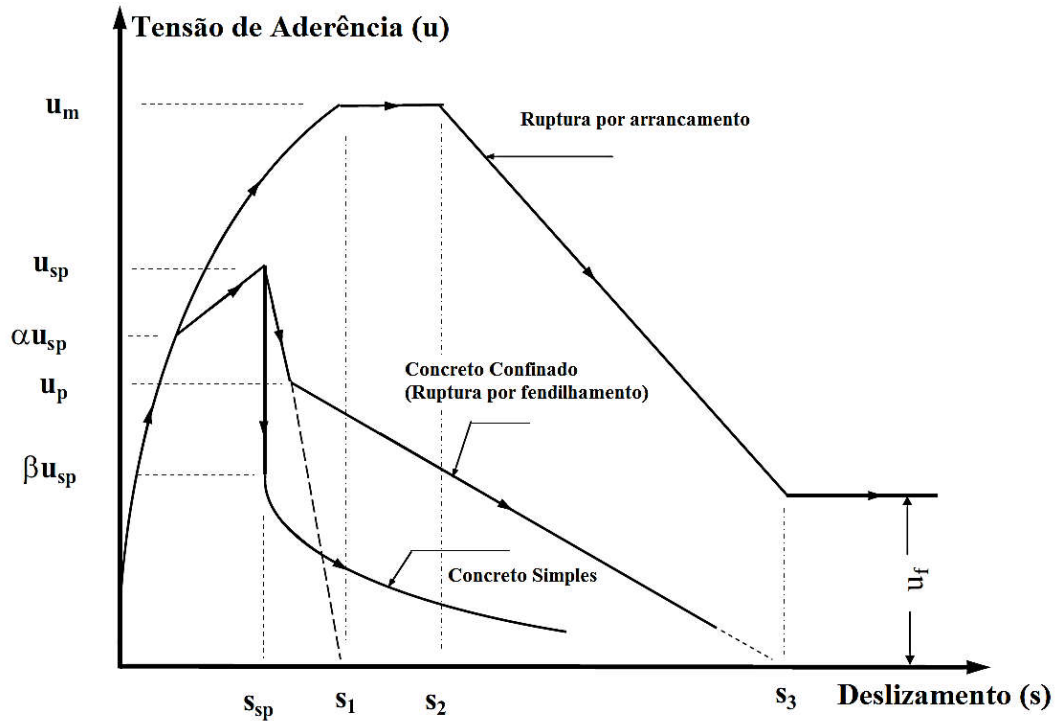


Figura 3.3 – Novo modelo de Harajli *et al.* (2009).

Na fase inicial antes do fendilhamento, a tensão de ligação local até  $\alpha.u_{sp}$  é descrita utilizando o ramo ascendente com base experimental, correspondente ao modo de arrancamento da ruptura de aderência:

$$u = u_m \cdot (s/s_1)^{0,3} \quad (Eq. 3.5)$$

$$u_m = 2,57 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (Eq. 3.6)$$

$$u_f = 0,35 \cdot u_m \quad (Eq. 3.7)$$

$$s_1 = 0,15 \cdot c_0 \quad (Eq. 3.8)$$

$$s_2 = 0,35 \cdot c_0 \quad (Eq. 3.9)$$

$$s_3 = c_0 \quad (Eq. 3.10)$$

Onde,

$u_m$  = tensão de ligação máxima correspondente ao modo de arrancamento da ruptura de aderência;

$c_0$  = distância livre entre as nervuras da barra de reforço.

As tensões e deslizamentos são relacionados pela Figura 3.3. Na ausência de informação sobre o padrão de nervura de barra,  $s_1$ ,  $s_2$  e  $s_3$  podem ser tomados iguais a 1,5; 3,5; e 10 mm,

respectivamente. A força de aderência local de fendilhamento,  $u_{sp}$ , para qualquer um de concreto não confinado ou confinado e a força de aderência pós-fendilhamento ( $u_p$ ) para concreto confinado são calculadas usando as seguintes equações:

$$u_{sp} = \gamma \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left( \frac{c + K_c}{\phi} \right)^{2/3} \leq u_m \quad (Eq. 3.11)$$

$$u_p = u_{sp} \cdot (0,5 + K_{cs}) \quad (Eq. 3.12)$$

Onde,

$$\beta \cdot u_{sp} \leq u_p \leq u_{sp}$$

$\gamma = 0,78$  para concreto de resistência normal confinado ou não confinado;

$K_c$  e  $K_{cs}$  = parâmetros de confinamento, ver Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Parâmetros característicos do modelo de Harajli (2009).

Termo	Concreto Simples	Concreto armado	CRF
$K_c$ (mm)	0	$\frac{7,0 \cdot A_{tr}}{s_t \cdot n_s}$	$0,45 \cdot c \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f}$
$K_{cs}$ (mm)	-	$\frac{7,5 \cdot A_{tr}}{s_t \cdot c \cdot n_s}$	$0,2 \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f}$

Onde,

$n_s$  = número de barras sob tração ancoradas ou emendadas na seção;

$l_f/d_f$  = fator de forma das fibras, relação entre o comprimento e diâmetro das fibras;

$c$  = menor cobrimento lateral, ou inferior, ou metade do espaço livre entre as barras;

O deslizamento  $s_{sp}$ , no qual a força de aderência de fendilhamento,  $u_{sp}$ , é:

$$s_{sp} = s_1 \cdot e^{3,3 \cdot \ln(u_{sp}/u_m)} + s_0 \cdot \ln(u_m/u_{sp}) \quad (Eq. 3.13)$$

Onde,

$s_0 = 0,15$ mm para concreto não confinado; 0,4 mm para o concreto confinado com aço transversal. Para concreto confinado usando reforço de fibra de aço,  $s_{max}$  é calculado usando uma expressão ligeiramente diferente:

$$s_{sp} = s_1 \cdot e^{1,8 \cdot [(u_{sp}/u_m)^2 - 1]} \quad (Eq. 3.14)$$

Para o concreto não confinado, a curva decrescente de *tensão de aderência x deslizamento* para a ruptura por fendilhamento é:

$$u = \frac{\beta \cdot u_{sp}}{\sqrt{s/s_{sp}}} \quad (Eq. 3.15)$$

Embora o modelo seja aplicável para todos os tipos de material CRF, os ensaios da pesquisa de Harajli (2009) foram para  $f'_c \leq 48$  MPa e fibras do tipo *hooked*.

### 3.2.3. Modelo proposto por Shen *et al.* (2016)

Shen *et al.* (2016) realizaram uma investigação experimental sobre o comportamento da aderência entre barras de aço e concreto de alto desempenho de diferentes idades (1, 3, 5, 7, 14 e 28 dias) usando um teste de arrancamento (POT). A resistência à compressão para todas as idades foram menores que 50 MPa. Com diferentes resultados de resistência nas respectivas idades, os autores propuseram uma relação de resistência à compressão do cilindro ( $f'_c$ ) em função do tempo, em dias, ( $t$ ), Eq. 3.16.

$$f'_c(t) = f'_c(28) \cdot (1 - e^{-0,18 \cdot t}) \quad (Eq. 3.16)$$

O modelo propõe o cálculo das tensões de aderência por meio dos deslizamentos relativos ( $s$ ) paralelo ao eixo da barra, conforme as equações abaixo, representadas graficamente na Figura 3.4. O gráfico é dividido por duas curvas separadas pela tensão máxima de aderência, conforme as equações abaixo, Eq. 3.17 a Eq. 3.21.

$$\tau(t) = \tau_{max}(t) \cdot (s(t)/s_0(t))^{0,38} \quad \text{para } 0 \leq s(t) \leq s_0(t) \quad (Eq. 3.17)$$

$$\tau(t) = \tau_{max}(t) + k(t) \cdot (s(t) - s_0(t)) \quad \text{para } s_0(t) < s(t) \quad (Eq. 3.18)$$

$$\tau_{max}(t) = 1,65 \cdot (f'_c(28))^{0,7} \cdot (1 - e^{-0,28 \cdot t}) \quad (Eq. 3.19)$$

$$s_0(t) = \frac{95}{f'_c(t) + 34,2} \quad (Eq. 3.20)$$

$$k(t) = -4,39 \cdot (1 - e^{-0,18 \cdot t}) \quad (Eq. 3.21)$$

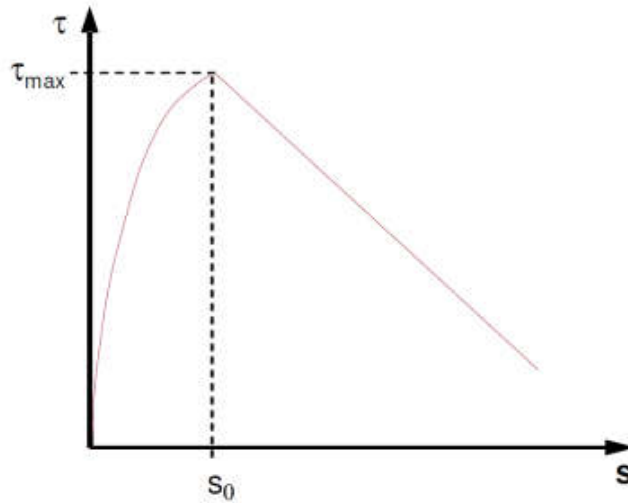


Figura 3.4 – Gráfico tensão de aderência x deslizamento proposto por Shen *et al.* (2016).

A Figura 3.5 mostra o banco de dados para todas as idades analisadas na pesquisa (dados experimentais), juntamente com a curva que o modelo propõe. Os dois gráficos (experimentais e teóricos) são praticamente equivalentes.

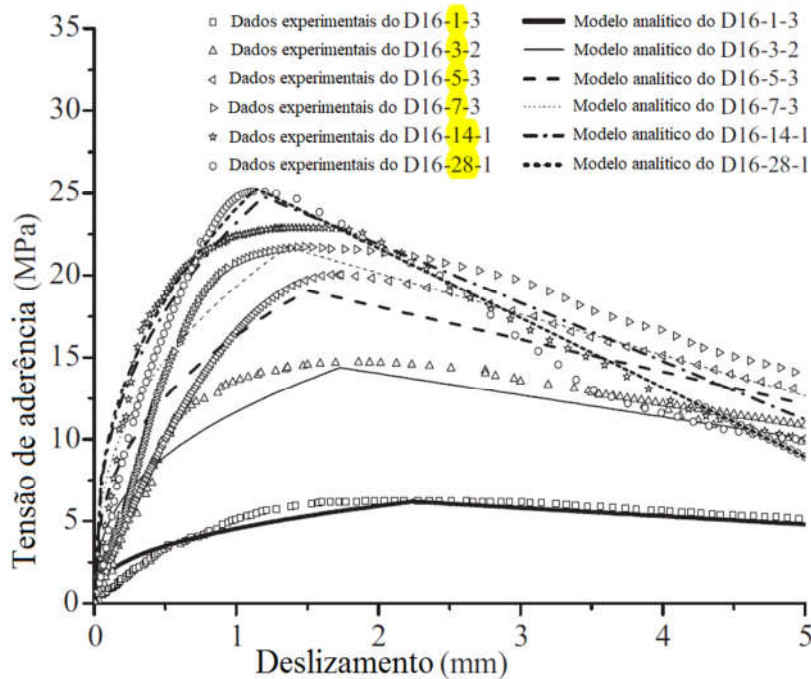


Figura 3.5 – Curva de dados experimentais e teóricos (SHEN *et al.*, 2016) - adaptado.

### 3.3. MODELOS TEÓRICOS PARA TENSÃO MÁXIMA DE ADERÊNCIA

#### 3.3.1. Modelo proposto por Orangun *et al.* (1977)

Orangun, Jirsa e Breen (1975, 1977), usando técnicas estatísticas, desenvolveram expressões para descrever a resistência de união de barras sem e com reforço transversal confinante. Para barras não confinadas por reforço transversal, uma análise de regressão baseada em 62 vigas, produziu uma expressão para a tensão de aderência máxima.

$$\tau_{max} = \sqrt{f'_c} \left[ 0,1 + 0,25 \cdot \left( \frac{c_{min}}{\phi} \right) + 4,15 \cdot \left( \frac{\phi}{l_b} \right) \right] \quad (Eq. 3.22)$$

Para barras confinadas por reforço transversal, uma análise de regressão baseada em 27 vigas, produziu uma expressão para a tensão de aderência máxima.

$$\tau_{max} = \sqrt{f'_c} \left[ 0,1 + 0,25 \cdot \left( \frac{c_{min}}{\phi} \right) + 4,15 \cdot \left( \frac{\phi}{l_b} \right) + \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{41,6 \cdot s \cdot n \cdot \phi} \right] \quad (Eq. 3.23)$$

$$\frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{41,6 \cdot s \cdot n \cdot \phi} \leq 0,25 \quad (Eq. 3.24)$$

Onde,

$f'_c$  – resistência à compressão do cilindro (MPa);

$l_b$  – comprimento de ancoragem ou da emenda (mm);

$\phi$  – diâmetro da barra (mm);

$A_{tr}$  – Área da armadura transversal no plano de potencial fissuração;

$s$  – espaçamento do estribo ao longo da barra ancorada;

$n$  – número de barras ancoradas ou com emendas;

$f_{yt}$  – tensão de escoamento da armadura transversal;

$c_{min} = \min(c_b, c_s)$ , (mm)

$c_b$  – cobrimento inferior (mm), conforme Figura 3.6;

$c_s = \min(c_{so}, c_{si} + 6,4)$ , (mm)

$c_{so}$  – cobrimento lateral, (mm), conforme Figura 3.6;

$c_{si}$  – 1/2 do espaçamento livre da barra (mm), conforme Figura 3.6.

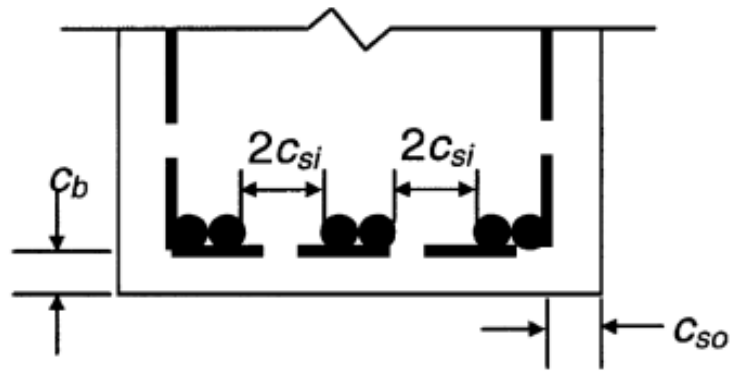


Figura 3.6 – Seção transversal com os cobrimentos:  $c_b$ ,  $c_{si}$  e  $c_{so}$  (ACI 408R, 2003).

### 3.3.2. ABNT NBR 6118 (2014)

Para a determinação da resistência de aderência de cálculo ( $f_{bd}$ ) entre o concreto e a armadura passiva, a NBR 6118 (2014) 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 ( $\eta_1$ ), da qualidade de aderência ( $\eta_2$ ) e do diâmetro da barra ( $\eta_3$ ), conforme equação abaixo:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (\text{Eq. 3.25})$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (\text{Eq. 3.26})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (\text{Eq. 3.27})$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 3.28})$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 3.29})$$

Onde,

$\eta_1$  – representa o tipo da barra.

- $\eta_1 = 1,0$  para barras lisas;
- $\eta_1 = 1,4$  para barras entalhadas;
- $\eta_1 = 2,25$  para barras nervuradas;

$\eta_2$  – representa a posição da barra durante a concretagem:

- $\eta_2 = 1,0$  para situações de boa aderência;
- $\eta_2 = 0,7$  para situações de má aderência;

$\eta_3$  – representa o diâmetro da barra.

- $\eta_3 = 1,0$  para  $\phi \leq 32\text{mm}$ ;
- $\eta_3 = (132 - \phi)/100$  para  $\phi > 32\text{mm}$ , sendo  $\phi$ , o diâmetro da barra;

$f_{ctd}$  – resistência à tração de cálculo do concreto;

$f_{ctk,inf}$  – resistência característica inferior do concreto à tração;

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

$f_{ck}$  – resistência característica do concreto à compressão.

$\gamma_c$  – coeficiente de ponderação da resistência do concreto (1,4 para combinação normal para o Estado Limite Último)

A NBR 6118 (2014) define ainda um comprimento de ancoragem básico necessário para que haja transferência das tensões da armadura tracionada para o concreto. O comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ ) é calculado pela expressão:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25\phi \quad (\text{Eq. 3.30})$$

Onde,

$f_{yd}$  – tensão de escoamento de cálculo da barra de aço.

A norma brasileira também determina um comprimento de ancoragem necessário  $l_{b,nec}$  pela expressão:

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (\text{Eq. 3.31})$$

Onde,

$\alpha = 0,7$  para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3\phi$ ;

$\alpha = 0,7$  quando houver barras transversais soldadas conforme Figura 3.7;

$\alpha = 0,5$  quando houver barras transversais soldadas conforme Figura 3.7 e gancho com cobrimento no plano normal ao do gancho  $\geq 3\phi$ ;

$l_{b,min}$  é o maior valor entre  $0,3 \cdot l_b$ ,  $10\phi$  e  $100 \text{ mm}$ .



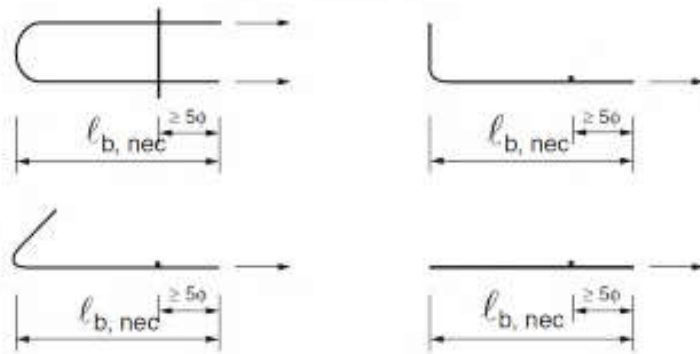


Figura 3.7 – Ancoragem das barras transversais soldadas (NBR 6118, 2014).

### 3.3.3. ACI 408R (2003)

O comitê americano realizou um relatório (ACI 408R) que descreve a aderência e a ancoragem de barras de reforço retas sob carga de tração definido a tensão de aderência máxima, a partir de trabalhos como Orangun *et al.* (1977) e Darwin e Zuo (2000), para barras não confinadas por reforço transversal, a expressão para a tensão de aderência máxima é:

$$\tau_b = \frac{[1,44 \cdot l_b \cdot (c_{min} + 0,5 \cdot \phi) + 57,48 \cdot A_s] \cdot \left(0,1 \cdot \frac{c_{max}}{c_{min}} + 0,9\right) \cdot (f'c)^{1/4}}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} \quad (Eq. 3.32)$$

Para barras confinadas por reforço transversal, a expressão para a tensão de aderência máxima é:

$$\tau_b = \frac{(1,44 \cdot l_b \cdot (c_{min} + 0,5 \cdot \phi) + 57,48 \cdot A_s) \cdot \left(0,1 \cdot \frac{c_{max}}{c_{min}} + 0,9\right) \cdot (f'c)^{1/4} + K}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} \quad (Eq. 3.33)$$

$$K = \left(0,35 \cdot t_r \cdot t_d \cdot \frac{l_b \cdot A_{tr}}{s \cdot n}\right) \cdot (f'c)^{3/4} \quad (Eq. 3.34)$$

Onde,

$f'c$  – resistência à compressão do cilindro (MPa);

$l_b$  – comprimento de ancoragem ou da emenda (mm);

$\phi$  – diâmetro da barra (mm);

$A_{tr}$  – Área da armadura transversal no plano de potencial fissuração;

$s$  – espaçamento do estribo ao longo da barra ancorada;

$n$  – numero de barras ancoradas ou com emendas;

$c_{min} = \min(c_b, c_s)$ , (mm),  $c_b$  e  $c_s$  são determinados na Figura 3.6;

$c_{max} = \max (c_b, c_s)$ , (mm),  $c_b$  e  $c_s$  são determinados na Figura 3.6;

$$t_r = 9,6. R_r + 0,28 \quad (Eq. 3.35)$$

$$R_r \approx 0,9. \frac{h_r}{s_r} \quad (Eq. 3.36)$$

$$t_d = 0,78. \phi + 5,6 \quad (Eq. 3.37)$$

$h_r$  – altura da nervura da barra ancorada;

$s_r$  – espaçamento entre nervuras da barra ancorada.

## 4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentadas as características geométricas das vigas, assim como o detalhamento de suas armaduras, os detalhes da instrumentação e o sistema de ensaio empregado, com finalidade de medir a contribuição de fibras de aço na resistência de aderência em vigas de concreto armado.

Para Almeida Filho (2006), o *Beam Test* reproduz por meio do ensaio de flexão, a correlação da tensão de aderência com deslocamento da barra, mas há restrições em relação ao comprimento de ancoragem, variação de cobrimento e armadura de confinamento (estribo), pois o modelo de ensaio fixa as dimensões dessas variáveis. Assim, o trabalho sugere um novo sistema de ensaio à flexão (*Flexural Adherence Test – FAT*) e compara os resultados com o *Pull-Out Test* (POT).

### 4.2. CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS (FAT) E DOS PRISMAS CÚBICOS (POT)

O programa experimental será composto por 27 vigas de seção transversal retangular, dimensões de  $(150 \times 200 \times 350)$  mm<sup>3</sup>, engastados em uma viga de ligação de  $(150 \times 250 \times 600)$  mm<sup>3</sup> e 12 cubos para o ensaio do *Pull-Out Test*, com dimensões de  $(200 \times 200 \times 200)$  mm<sup>3</sup>. As vigas e os cubos de referência (sem adição de fibras de aço) e as demais moldadas com CRFA com volumes de 39,25; 78,5 e 117,75 kg/m<sup>3</sup>, aproximadamente. As fibras de aço serão do tipo *crimped*, fator de forma ( $l_f/d_f$ ) de 30. Para as vigas, as variáveis são o comprimento de ancoragem ( $l_1$ ,  $l_2$  e  $l_3$ ), segundo prescrição da NBR 6118 (2014), com redução de 25% e 50% desses comprimentos; teor de fibra e diâmetro da barra, conforme Tabela 4.1. Para os cubos, são variáveis: teor de fibra e diâmetro da barra, conforme Tabela 4.2. Todas as vigas e cubos foram confeccionados com concreto de resistência a compressão aos 28 dias de 30 MPa. A Figura 4.1 apresentam algumas das principais características das vigas. Os modelos foram nomeados conforme ensaio (FAT ou POT), diâmetro da barra ancorada ( $\phi$ ), comprimento de ancoragem ( $l_b$ ), apenas para o ensaio de FAT, e volume de fibra ( $V_f$ ). Ou seja, os modelos de vigas foram nomeados de FAT- $\phi$ - $l_b$ - $FV_f$  e os modelos de cubos foram POT- $\phi$ - $FV_f$ .

Tabela 4.1 – Características das vigas para o *Flexural Adhrence Test* (FAT).

$\phi$ (mm)	$l_b$ (mm)	$V_f$ (%)	FAT
8,0	$l_1$ (200,0 mm)	0,0%	FAT-8-200-F0
	$0,75.l_1$ (150,0 mm)	1,5%	FAT-8-150-F1.5
		1,0%	FAT-8-150-F1
		0,5%	FAT-8-150-F0.5
		0,0%	FAT-8-150-F0
	$0,5.l_1$ (100,0 mm)	1,5%	FAT-8-100-F1.5
		1,0%	FAT-8-100-F1
		0,5%	FAT-8-100-F0.5
		0,0%	FAT-8-100-F0
	10,0	$l_2$ (250,0 mm)	0,0%
$0,75.l_2$ (187,5 mm)		1,5%	FAT-10-187.5-F1,5
		1,0%	FAT-10-187.5-F1
		0,5%	FAT-10-187.5-F0,5
		0,0%	FAT-10-187.5-F0
$0,5.l_2$ (125,0 mm)		1,5%	FAT-10-125-F1,5
		1,0%	FAT-10-125-F1
		0,5%	FAT-10-125-F0,5
		0,0%	FAT-10-125-F0
12,5		$l_3$ (312,5 mm)	0,0%
	$0,75.l_3$ (235,0 mm)	1,5%	FAT-12.5-235-F1.5
		1,0%	FAT-12.5-235-F1
		0,5%	FAT-12.5-235-F0.5
		0,0%	FAT-12.5-235-F0
	$0,5.l_3$ (157,5 mm)	1,5%	FAT-12.5-157.5-F1.5
		1,0%	FAT-12.5-157.5-F1
		0,5%	FAT-12.5-157.5-F0.5
		0,0%	FAT-12.5-157.5-F0

Tabela 4.2 – Características dos cubos para o *Pull-Out Test* (POT).

$\phi$ (mm)	$V_f$ (%)	POT
8,0	1,5%	POT-8-F1.5
	1,0%	POT-8-F1
	0,5%	POT-8-F0.5
	0,0%	POT-8-F0
10,0	1,5%	POT-10-F1.5
	1,0%	POT-10-F1
	0,5%	POT-10-F0.5
	0,0%	POT-10-F0
12,5	1,5%	POT-12.5-F1.5
	1,0%	POT-12.5-F1
	0,5%	POT-12.5-F0.5
	0,0%	POT-12.5-F0

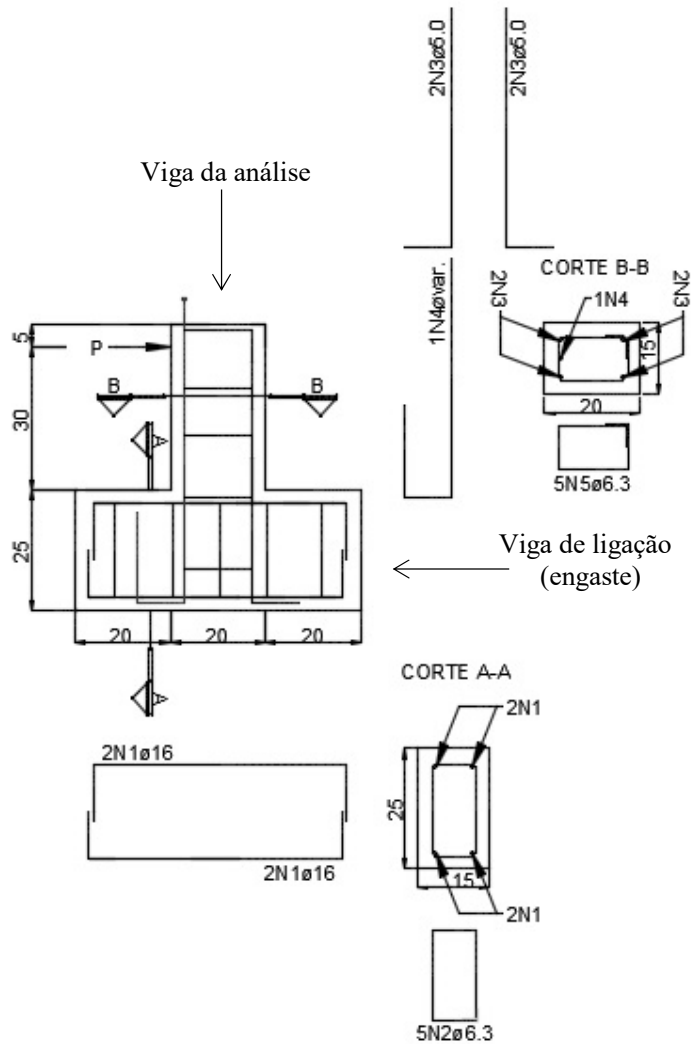


Figura 4.1 – Detalhamento da armadura das vigas (dimensões em cm).

Para as vigas da análise, o cobrimento será de 30 mm, os estribos são de diâmetro de 6,3 mm (N2) com espaçamento de 100 mm e as armaduras longitudinais serão de 5,0 mm (N1) e a do estudo será variável (N4) conforme o detalhamento da Figura 4.1. A barra ancorada tem ganchos para garantir que a parte da barra da qual estará na viga engastada (viga de ligação, sentido horizontal) não escorregará, logo a ancoragem considerada será apenas da parte pertencente à viga em análise (sentido vertical) com comprimentos variados conforme Tabela 4.1. Os comprimentos de ancoragem ( $l_1$ ,  $l_2$  e  $l_3$ ), foram calculados pela NBR 6118 (2014), pois a mesma estabelece uma restrição que outras prescrições não adotam ( $l_b \leq 25\phi$ ), conforme Eq. 3.30. Assim, para se evitar comprimentos de ancoragem ( $l_b$ ) exagerados, adotou-se a recomendação da NBR 6118 (2014).

### 4.3. SISTEMA DE ENSAIO

Para o ensaio FAT, simulou-se uma viga engastada com carga aplicada na extremidade, sendo adotado um sistema de ensaio configurado conforme as Figuras 4.2 e 4.3. As vigas ensaiadas serão apoiadas na viga do pórtico, a viga de ligação será fixada por tirantes, evitando a movimentação horizontal. O sistema de carregamento apoiado no pilar (conjunto Cilindro de carga e Célula de carga) terá uma rótula em contato com a viga para que o carregamento seja perpendicular a face do concreto, a capacidade de carregamento do Cilindro é de 1000 kN.

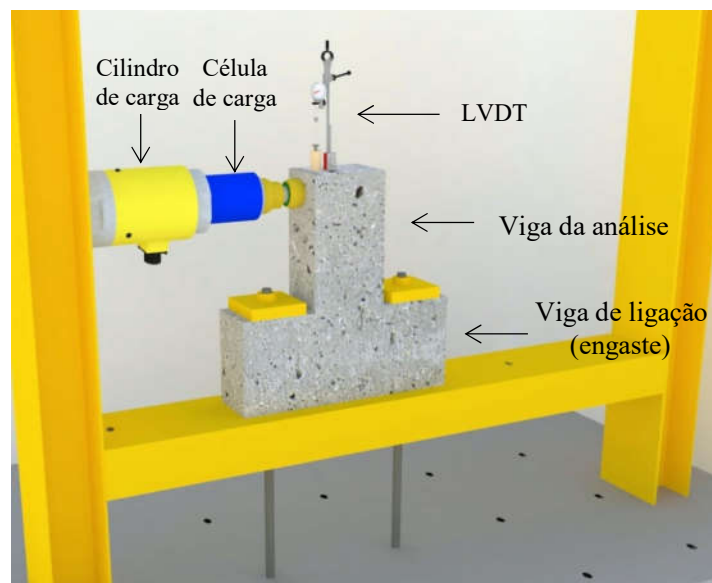


Figura 4.2 – Sistema de ensaio FAT.

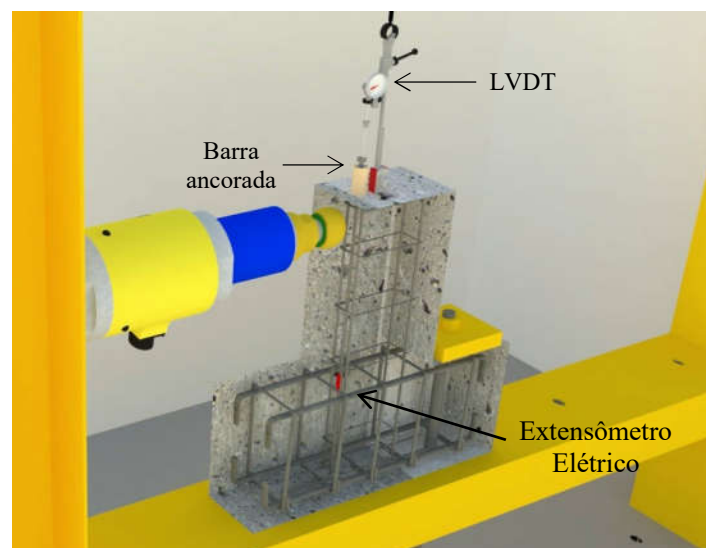


Figura 4.3 – Sistema de ensaio com detalhamento da armadura das vigas.

A Figura 4.4 apresenta uma comparação de diagrama de momento fletor entre uma viga bi apoiada e uma viga engastada. Para os dois casos o deslizamento da barra será na região mais fissurada (localizada no maior momento fletor da viga). Assim, justifica-se o motivo da viga ser engastada, tornando o sistema inovador e menos complexo que os recomendados à flexão. Além, da possibilidade de estudar comprimento de ancoragem.

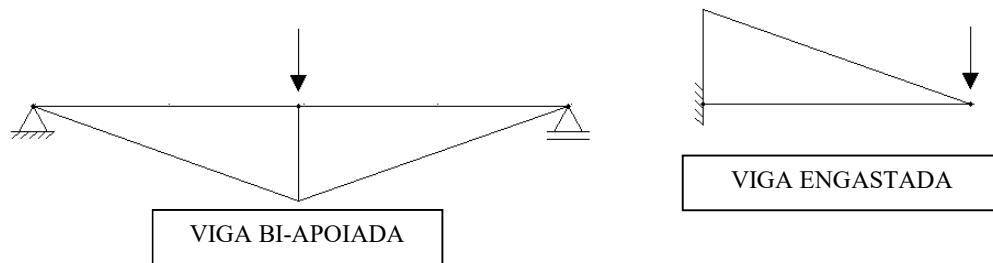


Figura 4.4 – Comparação do diagrama de Momento Fletor entre viga bi apoiada e viga engastada.

A Figura 4.5 apresenta o sistema de ensaio para o *Pull-Out test*, essas vigas terão dois furos na mesa para fixação de parafuso com porca sobre chapas de aço, afim que haja um engaste na mesa. O instrumento de leitura dos deslocamentos da barra ancorada para os dois ensaios, o LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), foi fixado no topo da viga e do cubo, para facilitar a leitura desconsiderando possíveis movimentações do concreto.

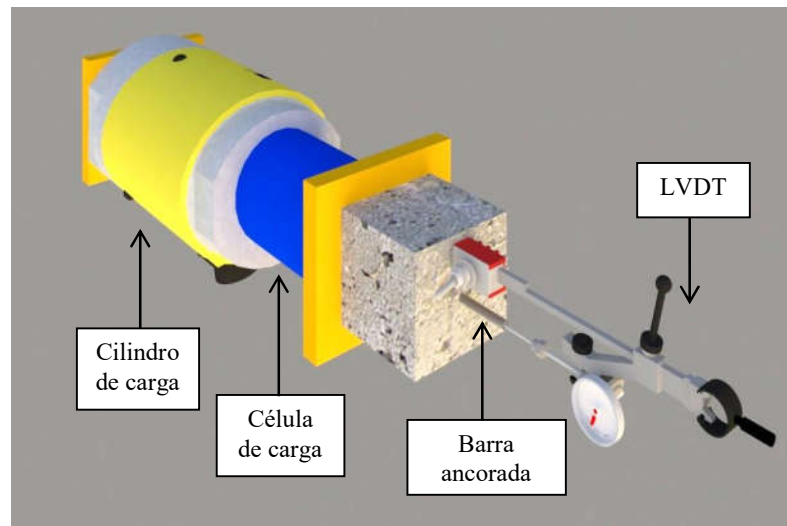


Figura 4.5 – Sistema de ensaio POT.

#### 4.4. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação proposta objetiva a coleta de dados que se julga necessária para permitir análises quanto à eficiência das fibras na aderência entre armadura e concreto. Serão utilizados, apenas nos FAT, extensômetros elétricos de resistência (EER) para medir deformações da barra ancorada, o LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) para leitura dos deslocamentos da barra ancorada e relógios comparadores digitais para monitorar os deslocamentos verticais e horizontais das vigas. O software ALMEMO® registrou todo carregamento e deslocamentos (LVDT e extensômetro) conectados no programa.

##### 4.4.1. Deformação na armadura

Visto que as vigas foram projetadas para romper por flexão pelo escoamento das armaduras tracionadas, serão monitoradas apenas a armaduras longitudinal (ancorada) pelos extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL, modelo PA-06-125AA-120L, de dimensões (3,18 x 3,18) mm<sup>2</sup> fixados na superfície lateral próxima a face de concreto que sofrerá o carregamento, superfície mais tracionada, conforme Figura 4.6.

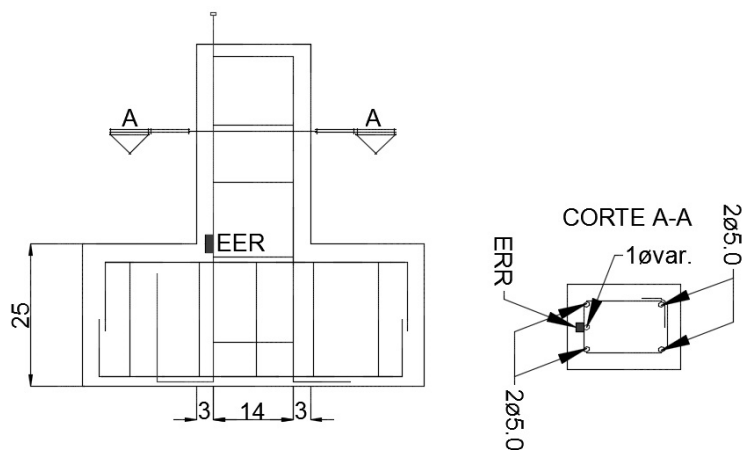


Figura 4.6 – Localização do extensômetro nas vigas (dimensões em cm).

##### 4.4.2. Deslizamento da armadura

Conhecer o deslizamento vertical da armadura é fundamental para estabelecer o gráfico: *tensão de aderência x deslizamento*. Para determinação do escorregamento da barra ancorada nas vigas, essa barra é dividida em duas partes, aderente e não aderente. A parte aderente é do extensômetro ao fundo do tubo de PVC e a parte não aderente será o comprimento todo da barra dentro do tubo até



o pino soldado, no qual haverá o medidor, conforme mostra a Figura 4.7. Já o *Pull-Out test*, também haverá parte aderente e não aderente, sendo o LVDT instalado na parte não aderente de comprimento de 5 cm (Figura 4.7). O instrumento utilizado no monitoramento será o LVDT.

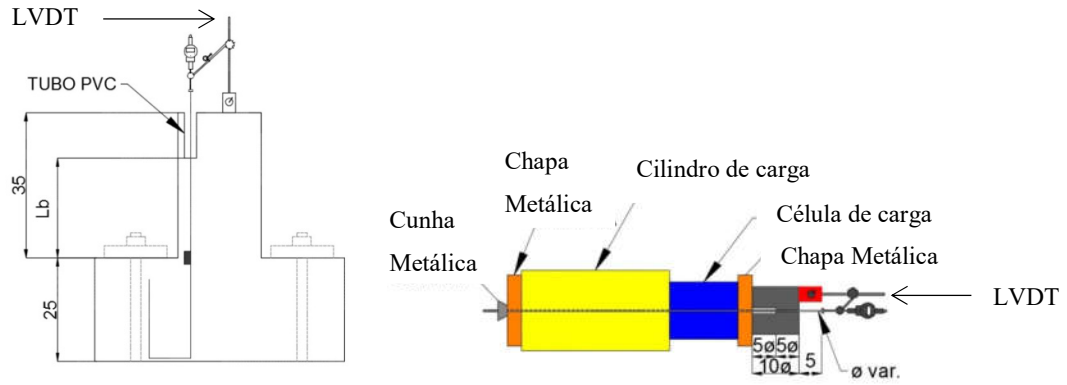


Figura 4.7 – Localização do LVDT para medição do deslizamento da barra ancorada nas vigas (dimensões em cm).

#### 4.5. MATERIAIS CONSTITUINTES

Os testes experimentais deste trabalho foram realizados utilizando-se concreto de resistência de 30 MPa, bastante usual em estruturas convencionais de concreto armado. A Tabela 4.3 apresenta o consumo de todos os materiais, separando as mesmas pelo teor de fibra. A dosagem teve como parâmetros o consumo utilizado por GOMES (2016), alterando apenas o agregado graúdo para seixo (típico da região Norte do Brasil), o cálculo de consumo foi baseado pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). O concreto de referência tem 0,40 m<sup>3</sup> de concreto e o volume dos CRFA são 0,30 m<sup>3</sup> cada (incluindo vigas, cubos, Corpo de prova (CP) prismático e cilíndrico). Os estudos de aderência foram feitos utilizando-se corpos de prova confeccionados com adição de fibras de aço nos percentuais de 0,0%, 0,5%, 1,0% e 1,5%.

Tabela 4.3 – Materiais constituintes do concreto.

Material	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )			
	$V_f = 0\%$	$V_f = 0,5\%$	$V_f = 1\%$	$V_f = 1,5\%$
Cimento (CPII F-32)	410	410	410	410
Areia natural quartzosa de leito de rio	737	737	737	737
Agregado graúdo (Seixo rolado)	993	993	993	993
Água	205	205	205	205
Superplastificante ( <i>MC-Power Flow 1180</i> )	1,07	1,13	1,17	1,23
Fibras ( <i>crimped</i> )	0,0	39,25	78,5	117,7

O agregado graúdo utilizado nesse estudo foi constituído por seixo, agregado típico da região Norte brasileira. Esse agregado apresentou, a partir da distribuição granulométrica preconizada pela NBR NM 248 (2011), diâmetro máximo de 9,5 mm. Além disso, para esse agregado a massa específica foi igual a  $2,63 \text{ kg/m}^3$  e a massa unitária,  $13,74 \text{ kg/m}^3$ , conforme NBR NM 53 (2009) e NBR NM 45 (2012), respectivamente. O Agregado miúdo foi composto por areia média, pois apresentou 2,7 de módulo de finura, massa unitária igual a  $2,83 \text{ kg/m}^3$  e  $2,45 \text{ kg/m}^3$  de massa específica, de acordo NBR NM 248 (2011), NBR NM 45 (2012) e NBR MN 52 (2009), respectivamente.

A fibra de aço utilizada foi a do tipo *crimped* da SHEIKAN ANCOR-JET (Figura 4.8) com comprimento de 37 mm e fator de forma  $l_f/d_f = 30$ . A quantidade de fibra utilizada foi 39,25; 78,5 e  $117,75 \text{ kg/m}^3$  de concreto, equivalente, que corresponde a 0,5; 1,0 e 1,5% de fibra (com peso específico de  $7850 \text{ kg/m}^3$ ).



Figura 4.8 – Fibras corrugadas (*crimped*).

#### 4.6. PREPARO DOS CONCRETOS

Os concretos dessa pesquisa foram preparados em uma betoneira de 400 litros. A fibra foi inserida por último na betoneira, as fibras *crimped* da SHEIKAN ANCOR-JET não são em pentes, logo a adição na mistura foi em pequenas quantidades a fim de se evitar possíveis aglomerações de fibras, denominadas de ouriços. O lançamento desses concretos nas fôrmas das vigas e dos corpos de prova foi realizado manualmente e com o auxílio de um vibrador de imersão (diâmetro = 25 mm e comprimento = 400 mm), realizou-se o seu adensamento. As fôrmas das vigas e dos prismas foram confeccionadas com folhas de madeirite (espessura=10 mm) as quais foram untadas com desmoldantes (*Denver Imper*) para facilitar a desforma.

As armaduras das vigas foram dobradas e instrumentadas 2 dias antes da concretagem. Após concretagem, a cura das vigas e dos corpos de prova foi sob as mesmas condições. A cura foi do tipo úmida, onde as peças foram cobertas por tecidos e molhadas constantemente (intervalo de  $\approx 7$  horas) por 7 dias consecutivos. A desforma ocorreu após 21 dias da concretagem. Foram realizados varias concretagens para que fosse possível realizar todos os ensaios na mesma idade (28 dias).

As propriedades mecânicas do concreto serão estabelecidas ensaiando corpos de prova moldados com o mesmo concreto utilizado na confecção das vigas. Para cada teor de fibra, serão moldadas 3 CP's prismáticos de  $(150 \times 150 \times 550)$  mm<sup>3</sup> para a realização do ensaio de flexão em três pontos de prismas entalhados e 3 cilíndricos de  $(100 \times 200)$  mm<sup>3</sup> para o ensaio de compressão axial, totalizando 12 CP's prismáticos e 12 CP's cilíndricos. O ensaio de compressão seguiu as recomendações da NBR 5739 (2007) e o ensaio de flexão em três pontos seguiu as orientações do RILEM TC 162-TDF (2002). As confecções dos cilindros estão conforme NBR 5738 (2015) e dos prismáticos, RILEM TC 162-TDF (2002). A Figura 4.9 mostra os corpos de prova (CPs) cilíndricos e prismáticos.

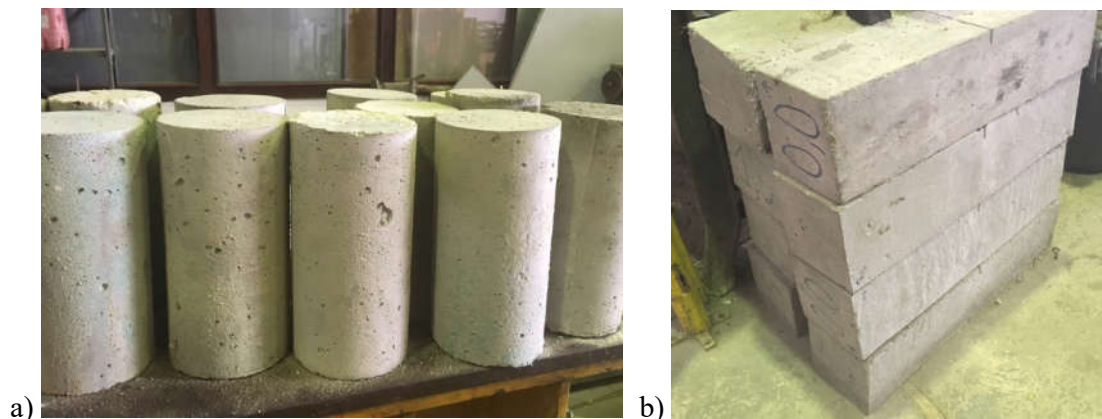


Figura 4.9 – CPs moldados. a) CP cilíndrico para ensaio de compressão axial; b) CP prismático para ensaio de flexão.

#### 4.6.1. Propriedades dos Materiais

##### 4.6.1.1. Ensaio de compressão axial em corpos de prova cilíndricos

Foram utilizados 3 cilindros  $(100 \times 200)$  mm nos ensaios de compressão axial do concreto para cada teor de fibra com 28 dias, os CPs foram denominados de CP-F0, CP-F0.5 CP-F1 e

CP-F1.5. A Figura 4.10 apresenta o CP após ensaio na prensa hidráulica EMIC – PC 200 com calibração conforme NBR ISO 7500-1 (2016). A resistência média à compressão dos concretos,  $f_{cm}$ , foi definida de acordo com as recomendações da NBR 5739 (2007). A análise da resistência média a compressão ( $f_{cm,exp}$ ), ocorreu a partir da média aritmética da resistência à compressão ( $f_{c,exp}$ ) das 3 amostras para cada teor de fibra. O resumo dos resultados é mostrado na Tabela 4.4. O valor de  $f_{cm,teo}$  (resistência a compressão média teórico) também foi apresentado nessa tabela para avaliação de desempenho da dosagem (30 MPa). A razão  $f_{cm,exp}/f_{cm,teo}$  evidencia que toda dosagem sofreu uma redução das expectativas, mas nada significativo ficando essa relação entre os valores [0,9-0,95].

Além dessa análise, encontra-se na Tabela 4.4 o parâmetro  $f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS}$ , que representa o quociente entre  $f_{cm}$  dos concretos reforçados com fibras (CRFA) e simples (CS = CP-F0). Essa relação mostra, que a influência das fibras na resistência à compressão proporciona um acréscimo de resistência, sendo constatado  $f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS}$  no intervalo de [1,01-1,06]. A relação das deformações,  $\varepsilon_{fcm,CRFA}/\varepsilon_{fcm,CS}$ , que representa a comparação entre as deformações médias ( $\varepsilon_{fcm}$ ) dos concretos reforçados com fibra e simples, confirmando que a fibra de aço apresenta melhorias não somente na resistência à compressão quanto também na deformação. Nesse estudo, registrou-se  $\varepsilon_{fcm,CRFA}/\varepsilon_{fcm,CS}$  entre o intervalo de [1,13-1,16], conforme mostra a última coluna da Tabela 4.4, o que ratifica a capacidade da fibra em tornar o concreto mais dúctil.



Figura 4.10 – Ensaio de compressão axial.

Tabela 4.4 – Resumo dos resultados do ensaio de compressão axial.

Concreto	Tensão		Deformação		$f_{cm,exp}/f_{cm,teo}$	$f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS}$	$\epsilon_{cm,CRFA}/\epsilon_{cm,CS}$
	$f_{c,exp}$	$f_{cm,exp}$	$\epsilon_{fc,exp}$	$\epsilon_{fcm,exp}$			
CP-F0	26,55	26,99	3,20	3,27	0,90	-	-
	28,02		3,40				
	26,39		3,20				
CP-F0.5	27,18	27,34	3,68	3,68	0,91	1,01	1,13
	27,99		3,82				
	26,84		3,55				
CP-F1	28,86	28,01	3,79	3,76	0,93	1,04	1,15
	25,99		3,59				
	29,18		3,89				
CP-F1.5	27,30	28,50	3,70	3,78	0,95	1,06	1,16
	28,12		3,71				
	30,08		3,92				

#### 4.6.1.2. Ensaio de flexão em 3 pontos

Foram ensaiados a flexão 3 prismas entalhados (150 x 150 x 550) mm<sup>3</sup> para cada teor de fibra, para medir o comportamento pós fissura dos concretos, CP-F0, CP-F0.5, CP-F1 e CP-F1.5, conforme as recomendações do RILEM TC 162-TDF (2002). A Figura 4.11 apresenta o ensaio e CP após fissurado na prensa hidráulica TIME – WAW 1000C. A resposta pós-fissura do concreto pode ser estabelecida a partir do registro da relação *carga x deslocamento* ou *carga- CMOD*. Para monitorar o deslocamento, foi utilizado um LVDT. Para se determinar a tensão, utilizou-se a seguinte fórmula do RILEM TC 162-TDF (2002):

$$f = \frac{3 \cdot P \cdot L}{2 \cdot b \cdot (h_{sp})^2} \quad (Eq. 4.1)$$

Onde,

$P$  – carga monitorada no ensaio,

$L$  – vão do prisma (500 mm),

$B$  – largura desse prisma (150 mm); e

$h_{sp}$  – altura do prisma na seção do entalhe, ( $h_{sp}=150- 25$  (entalhe) =125 mm).



Figura 4.11 – Ensaio de flexão em 3 pontos do prisma de CRFA.

Nos modelos de cálculo, a resposta pós-fissura é abordada a partir das tensões residuais  $f_{Ri}$  ( $i=1$  até 4), que foram definidas a partir das relações *carga x deslocamento*. Nesse estudo, os valores de  $f_{Ri}$  foram obtidos da relação *tensão residual x deslocamento* ( $f_{Ri}-\delta$ ) mostrada na Figura 4.12, para os seguintes deslocamentos  $\delta_1=0,46$  mm,  $\delta_2=1,31$  mm,  $\delta_3=2,15$  mm e  $\delta_4=3,0$  mm, conforme sugere o RILEM TC 162-TDF (2002).

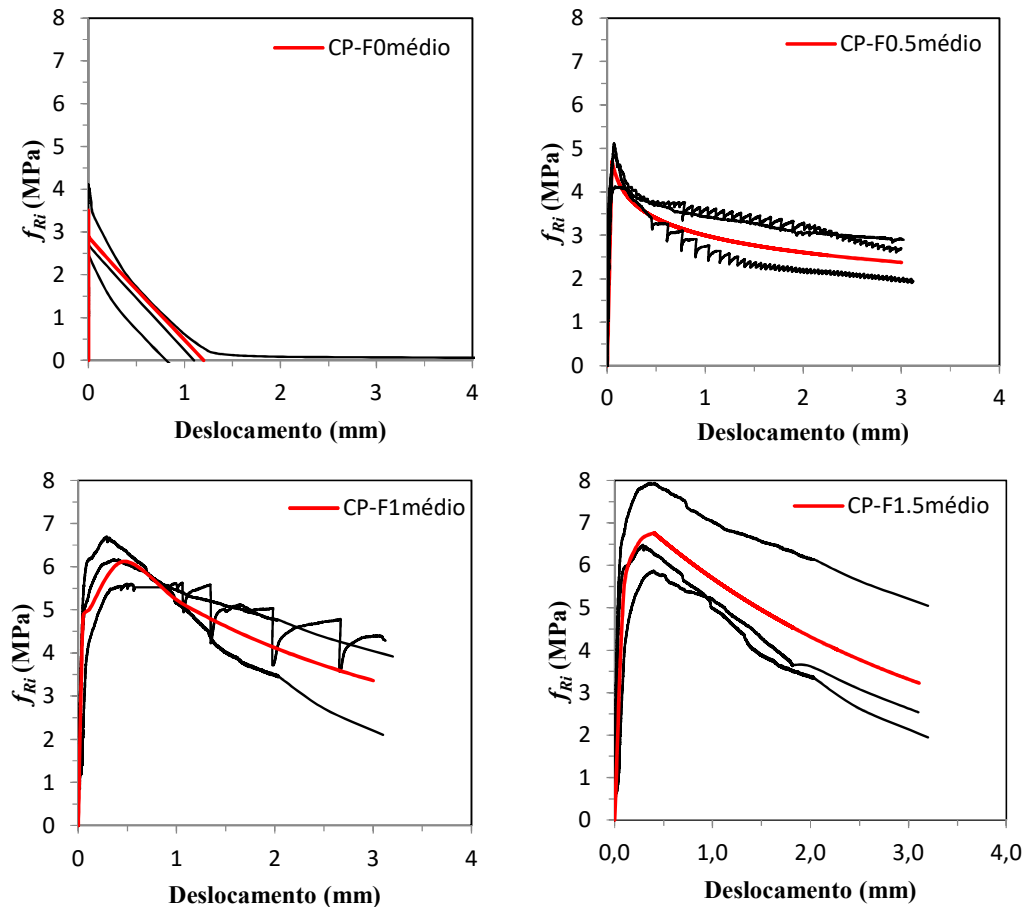


Figura 4.12 – Relação entre tensão residual e deslocamento (valor médio) para cada teor de fibra.

De um modo geral, dois padrões são observados para o concreto com fibra de aço, o comportamento do concreto CP-F0.5, resposta pós-fissura com amolecimento e o comportamento dos concretos CP-F1 e CP-F1.5, caracterizado pela manutenção da tensão na fase pós-pico (endurecimento). O resumo dessas tensões é mostrado na Tabela 4.5, juntamente com a tensão  $f_{LP}$ , que corresponde ao limite de proporcionalidade dos concretos e representa a maior tensão encontrada na relação  $f_{Ri}-\delta$  entre o intervalo de deslocamento de [0-0,05] mm.

Tabela 4.5 – Resumo das tensões (valor médio).

Concreto	$f_{LP}$ (MPa)	$f_{R1}$ (MPa)	$f_{R2}$ (MPa)	$f_{R3}$ (MPa)	$f_{R4}$ (MPa)
CP-F0	3,47	-	-	-	-
CP-F0.5	4,39	2,74	2,15	1,87	1,68
CP-F1	4,85	6,12	4,83	3,99	3,36
CP-F1.5	4,83	6,59	5,25	4,15	3,32

Com objetivo de aprofundar as análises, foi realizada a contagem do número de fibras,  $N_f$ , na seção transversal,  $A_p$ , rompida dos prismas sem considerar a seção do entalhe. A referida contagem foi efetuada a partir de registros fotográficos conforme Figura 4.13. A seção foi dividida em 9 quadrantes para contagem individual (GOMES, 2016).

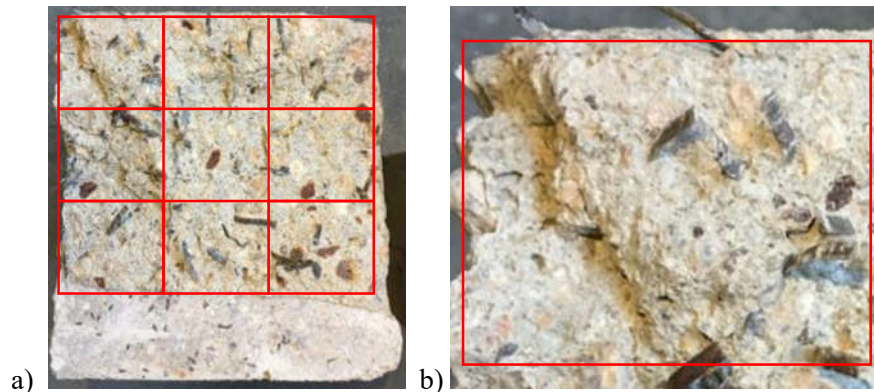


Figura 4.13 – Seção transversal do prisma com divisão em quadrantes para contagem. a) divisão dos quadrantes; b) contagem de quadrante individual.

A Figura 4.14 apresenta o resumo da contagem do número médio de fibras existentes no plano do entalhe após a realização dos ensaios. A Tabela 4.6, além de informar o número de fibras, apresenta também o valor da densidade ( $N_f/A_p$ ), a qual será utilizada para avaliar a distribuição das fibras e o valor do fator de orientação, determinado pela proposta de Krenchel (1964), que é definido em função de  $N_f/A_p$ , seção transversal da fibra ( $A_f$ ) e Volume de fibra ( $V_f$ ), como segue  $FO=(N_f/A_p).(A_f/V_f)$ . Condições desfavoráveis de orientação comprometem as propriedades mecânicas dos materiais e, conseqüentemente, o desempenho estrutural das vigas. A análise mostrada na Tabela 4.6 sinaliza que  $FO$  oscilou por volta entre o intervalo

[0,4-0,29]. Entretanto, estudos como os de Dupont e Vandewalle (2005) e Lee e Kim (2010) revelam que em condições normais de utilização, ou seja, sem que haja a interferência danosa da orientação das fibras, encontra-se, de um modo geral,  $FO_{teo} \approx 0,50$ . As prismas CP-F0.5 e CP-F1 apresentaram resultados próximos da orientação das fibras com aproximadamente 80% da orientação estimada pelos autores citados, mas CP-F1.5 apresentou resultado baixo com aproximadamente 60%.

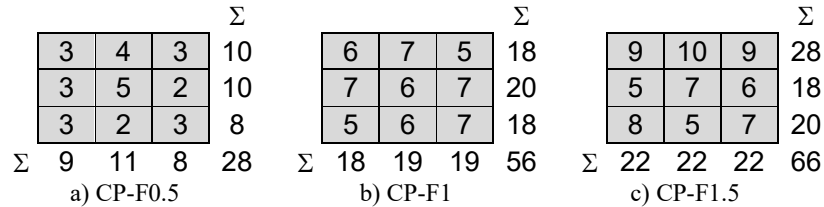


Figura 4.14 – Distribuição das fibras por quadrante no plano de entalhe (valores médios).

Tabela 4.6 – Estimativa do fator de orientação (valores médios).

Concreto	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$N_f$	$V_f$ (%)	$N_f/A_p$ (fibras/mm <sup>2</sup> )	FO	$FO_{teo}$	$FO/FO_{teo}$
CP-F0.5	17275,08	1,20	28	0,5	0,0016	0,39	0,50	0,78
CP-F1	16997,26		56	1,0	0,0033	0,40		0,79
CP-F1.5	18112,88		66	1,5	0,0036	0,29		0,58

#### 4.6.2. Propriedades mecânicas das armaduras

As barras de aço utilizadas na confecção das vigas foram da classe CA-50 ( $\phi 6,3$  mm,  $\phi 8$ ,  $\phi 10$  e  $\phi 12,5$  mm) e CA-60 ( $\phi 5$  mm). As propriedades mecânicas definidas à temperatura ambiente foram determinadas conforme a ABNT NBR 7480 (1996) e a ABNT NBR 6892 (2013), sendo ensaiadas três amostras para cada diâmetro estudado. A deformação das barras foi registrada por meio de extensômetro elétrico de resistência (EER) da marca EXCEL, modelo PA-06-125AA-120L e extensômetro analógico, conforme Figura 4.15.

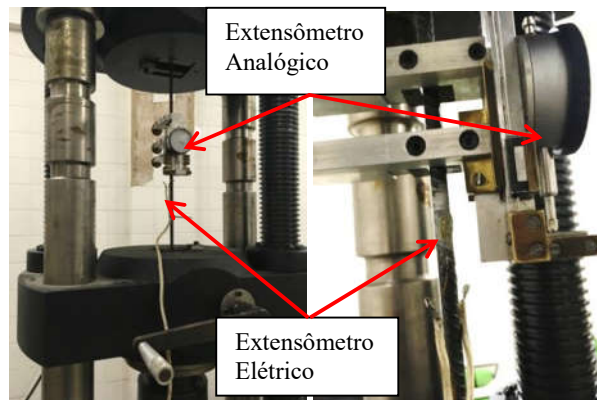


Figura 4.15 – Ensaio de tração axial na barra de aço.



A partir da relação *tensão x deformação* média dos aços (Figura 4.16), foram determinados os valores das tensões de escoamento ( $f_{sy}$ ), deformação de escoamento ( $E_s$ ) e o módulo de deformação ( $\epsilon_{sy}$ ) do aço, conforme na Tabela 4.7.

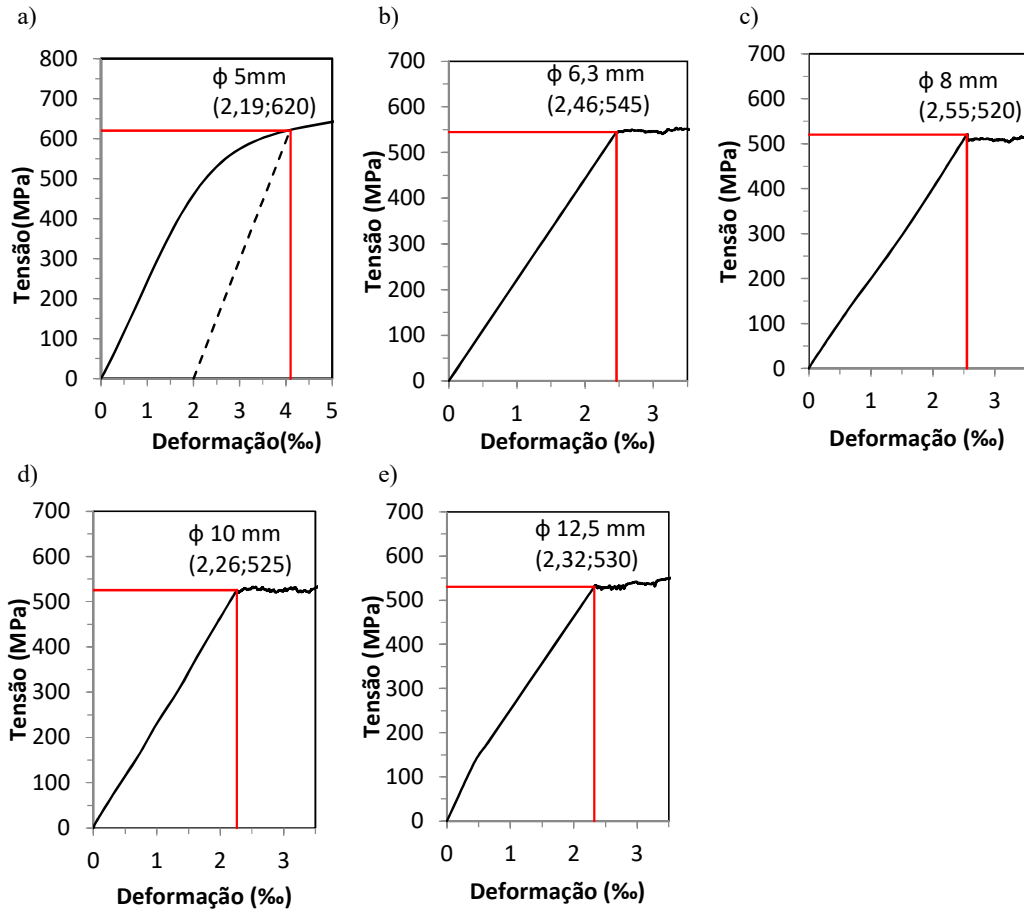


Figura 4.16 – Relação *tensão x deformação* (curva média) das barras ancoradas. a) para  $\phi 5$  mm; b) para  $\phi 6,3$  mm; c) para  $\phi 8$  mm; d) para  $\phi 10$  mm; e e) para  $\phi 12,5$  mm.

Tabela 4.7 – Propriedades mecânicas das armaduras (valores médios).

$\phi$ (mm)	$f_{ys}$ (Mpa)	$\epsilon_{ys}$ (‰)	$E_s$ (GPa)
5,0	620	2,19	283
6,3	545	2,46	221
8,0	520	2,55	204
10,0	525	2,26	233
12,5	530	2,32	228

## 5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados provenientes da instrumentação das vigas (*Flexural Adhrence Test*) e dos cubos (*Pull-Out Test*), os quais viabilizam a avaliação da influência do consumo de fibras no comportamento estrutural dessas peças, a mobilização da armadura ancorada e correlacionando com os modelos teóricos de autores e normativos. O mapeamento das fissuras e a estimativa da resistência das vigas também são avaliados.

### 5.1. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

O método de ensaio *Pull-Out Test* foi realizado seguindo às recomendações da norma CEB/FIP RC6 (1983). A Figura 5.1 ilustra o posicionamento do ensaio pelo sistema de ensaio, a amostra foi colocada sobre dois apoios e o LVDT entre apoios abaixo da amostra para leitura do deslizamento da barra. Foram ensaiados 12 cubos.



Figura 5.1 – Posicionamento do sistema de carregamento e LVDT do ensaio POT.

Com a realização do ensaio pelo método POT obtém-se as intensidades das forças em kN em função do deslizamento da barra de aço. De acordo com as recomendações da CEB/FIP RC6 (1983), com este valor de força dividido pela área de ancoragem da barra, calculou-se a tensão de aderência ( $\tau_b$ ), como mostra a equação abaixo:

$$\tau_b = \frac{F}{A_l} = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} \text{ (MPa)} \quad (\text{Eq. 5.1})$$

Onde,  $F$  é a força de arrancamento,  $A_l$  é a área lateral ou área de contato da barra com concreto,  $\phi$  é o diâmetro da barra de aço e  $l_b$  é o comprimento de ancoragem do ensaio. Vale ressaltar que a tensão máxima de aderência ( $\tau_{b,max}$ ) foi calculada com base na força máxima de arrancamento.

A força de arrancamento foi medida por meio da célula de carga e o deslocamento linear pelo LVDT. Com o carregamento é possível determinar a tensão de aderência (Eq. 5.1) e o deslocamento medido pelo LVDT é possível traçar a relação *tensão x deslocamento*. A Figura 5.2 mostra o desempenho da fibra para o mesmo diâmetro de barra e a Figura 5.3 mostra o desempenho do diâmetro da barra para um mesmo teor de fibra.

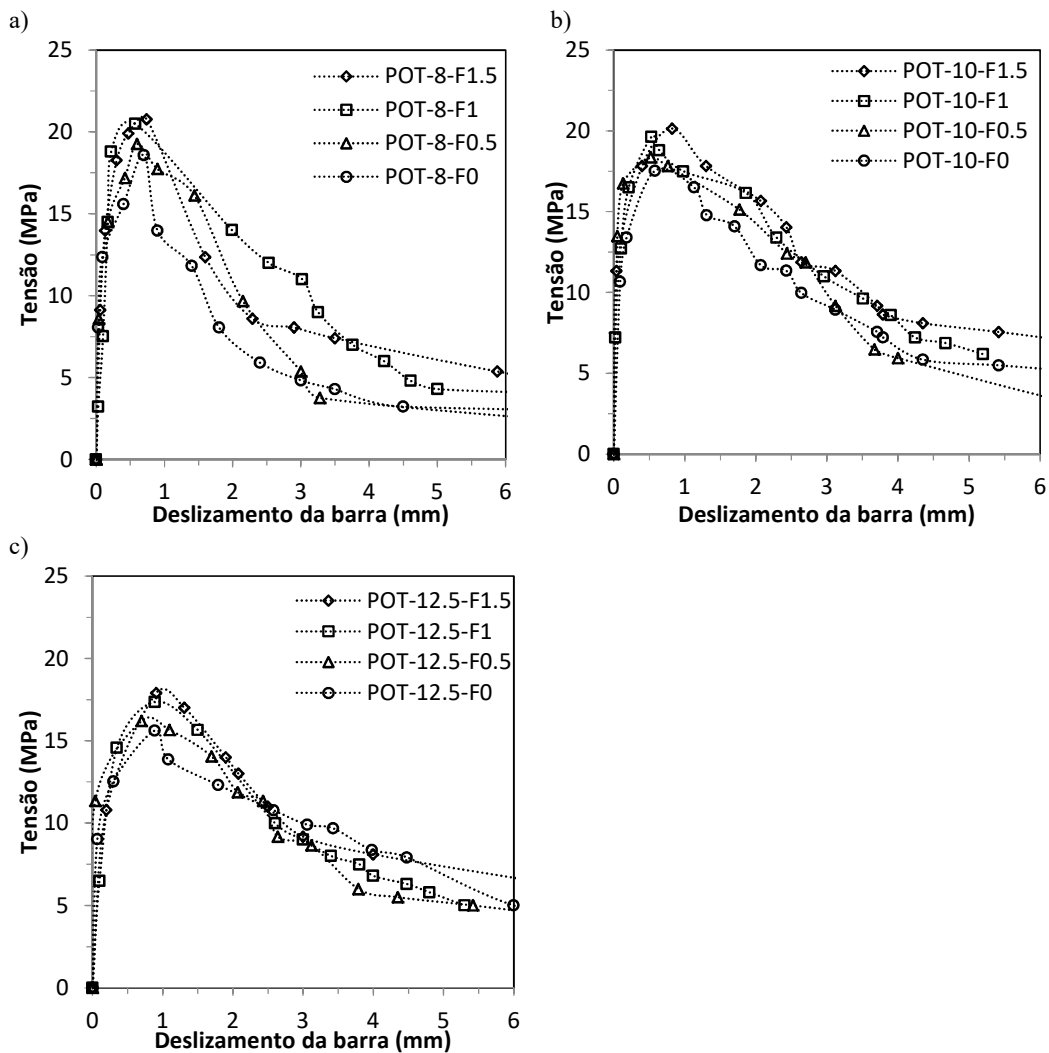


Figura 5.2 – Relação *tensão x deslocamento* para o mesmo diâmetro da barra; a) amostras de  $\phi 8$  mm; b) amostras de  $\phi 10$  mm; e c) amostras de  $\phi 12,5$  mm.

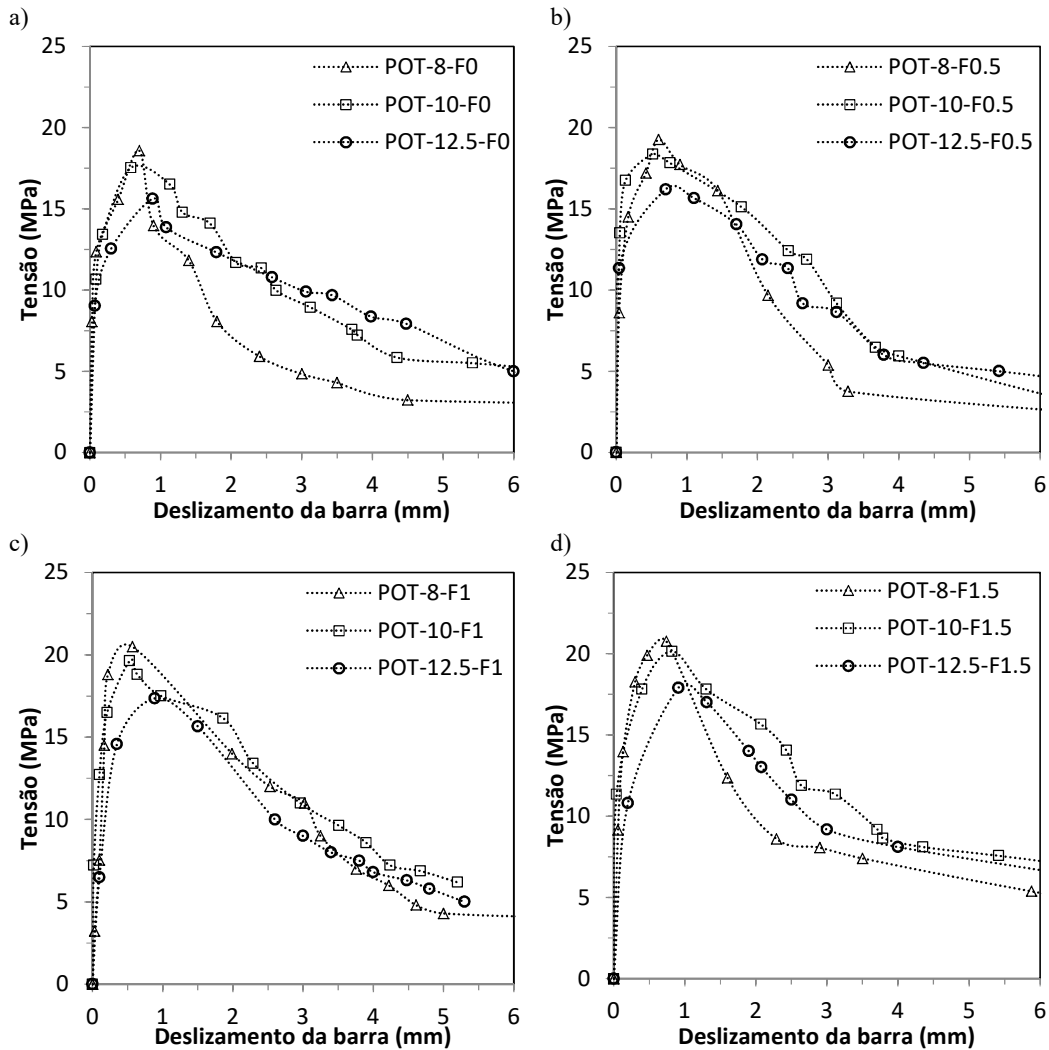


Figura 5.3 – Relação *tensão x deslizamento* para o mesmo teor de fibra; a) amostras de  $V_f$  0%; b) amostras de  $V_f$  0,5%; c) amostras de  $V_f$  1%; e amostras de  $V_f$  1,5%.

A Tabela 5.1 apresenta o resumo dos gráficos das Figuras 5.2 e 5.3 com as tensões máxima de aderência do ensaio de arrancamento ( $\tau_{POT,max}$ ) e os deslizamentos para essas tensões ( $s_{\tau max}$ ). Os resultados confirmam a teoria que a aderência entre armadura e concreto aumenta conforme aumento de teor de fibra e que reduz a tensão para um aumento de diâmetro da armadura. A coluna 5 da Tabela 5.1 correlaciona a tensão de aderência da amostra com concreto com fibra ( $\tau_{POT,CRFA}$ ) com a tensão do concreto simples ( $\tau_{POT,CS}$ ) para o mesmo diâmetro da armadura (onde o concreto simples é o concreto sem fibra das amostras, CS = F0). A tensão de aderência do ensaio de *Pull-Out* ( $\tau_{POT,max}$ ) para a amostra com teor de fibra em 1,5% foram as que apresentaram melhores resultados para o mesmo diâmetro, a relação entre as amostras  $\tau_{POT,CRFA}/\tau_{POT,CS}$  ficou entre os valores [1,04-1,15]. Os resultados comprovam que o aumento de teor de fibra, aumenta a tensão de aderência.

Tabela 5.1 – Resultado da tensão de aderência das amostras de POT.

Modelos	$\phi$ (mm)	$l_b$ (mm)	$\tau_{POT,max}$ (MPa)	$\tau_{POT,CRFA}/\tau_{POT,CS}$	$s_{\tau max}$ (mm)
POT-8-F0	8,0	40,00	18,58	-	0,70
POT-8-F0.5			19,36	1,04	0,60
POT-8-F1			20,49	1,10	0,57
POT-8-F1.5			20,76	1,12	0,74
POT-10-F0	10,0	50,00	17,53	-	0,58
POT-10-F0.5			18,36	1,05	0,52
POT-10-F1			19,63	1,12	0,53
POT-10-F1.5			20,14	1,15	0,82
POT-12.5-F0	12,5	62,50	15,62	-	0,89
POT-12.5-F0.5			16,20	1,04	0,70
POT-12.5-F1			17,36	1,11	0,89
POT-12.5-F1.5			17,90	1,15	0,91

## 5.2. ENSAIOS DE FLEXÃO NAS VIGAS

O método de ensaio FAT foi elaborado para uma análise mais real que o POT. Seguindo às recomendações da norma NBR 6118 (2014), que após cálculo do comprimento de ancoragem, verificou-se que em todos os casos o valor encontrado era superior ao máximo estimado pela norma ( $25\phi$ ) – Eq. 3.30. Assim, adotou-se o  $25\phi$  como comprimento de ancoragem inicial e a partir do mesmo houve redução em 25% e 50% para cada diâmetro de barra. O sistema apresenta maior deformação e/ou maior força resultante da barra na região mais fissurada, conforme Figura 5.4.

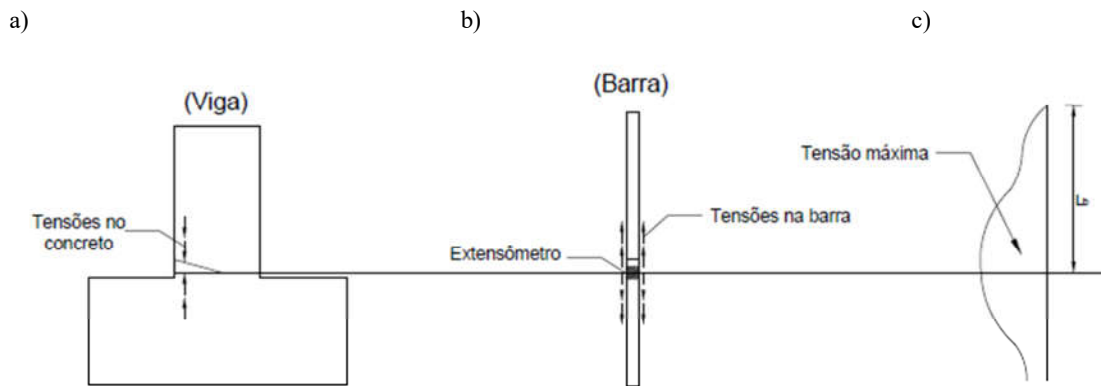


Figura 5.4 – Esforço na barra ancorada; a) tensões da barra no concreto; b) tensões na barra devido aplicação de carga do ensaio; c) gráfico de tensão na barra ao longo do comprimento de ancoragem.

Com a realização do ensaio pelo método FAT obtém-se o carregamento na viga ( $P$ ) em kN e a deformação da barra pelo extensômetro ( $\epsilon_s$ ) em ‰. Assim, é necessário determinar inicialmente a tensão na barra para cada carga ou deformação da barra (Lei de Hooke):

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \quad (Eq. 5.2)$$

Onde,  $E_s$  é o módulo de elasticidade da barra de aço e  $\sigma_s$  é tensão barra de aço ( $\sigma_s = F_s/A_s$ ).

Assim, após substituição desses parâmetros na Eq. 5.1, tem-se:

$$\tau_b = \frac{F}{A_l} = \frac{F_s}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s}{\pi \cdot \phi \cdot l_b} (MPa) \quad (Eq. 5.3)$$

A força é determinada pela aplicação da célula de carga ( $P$ ) na viga e a deformação da barra pelo extensômetro elétrico que gera a relação *força x deformação*. Com o carregamento é possível determinar a tensão de aderência (Eq. 5.3) e com deslocamento linear (deslizamento da barra) medido pelo LVDT, é possível gerar a relação *tensão x deslizamento*. As Figuras 5.5 e 6.6 apresentam essas relações para as amostras para a barra de 8 mm.

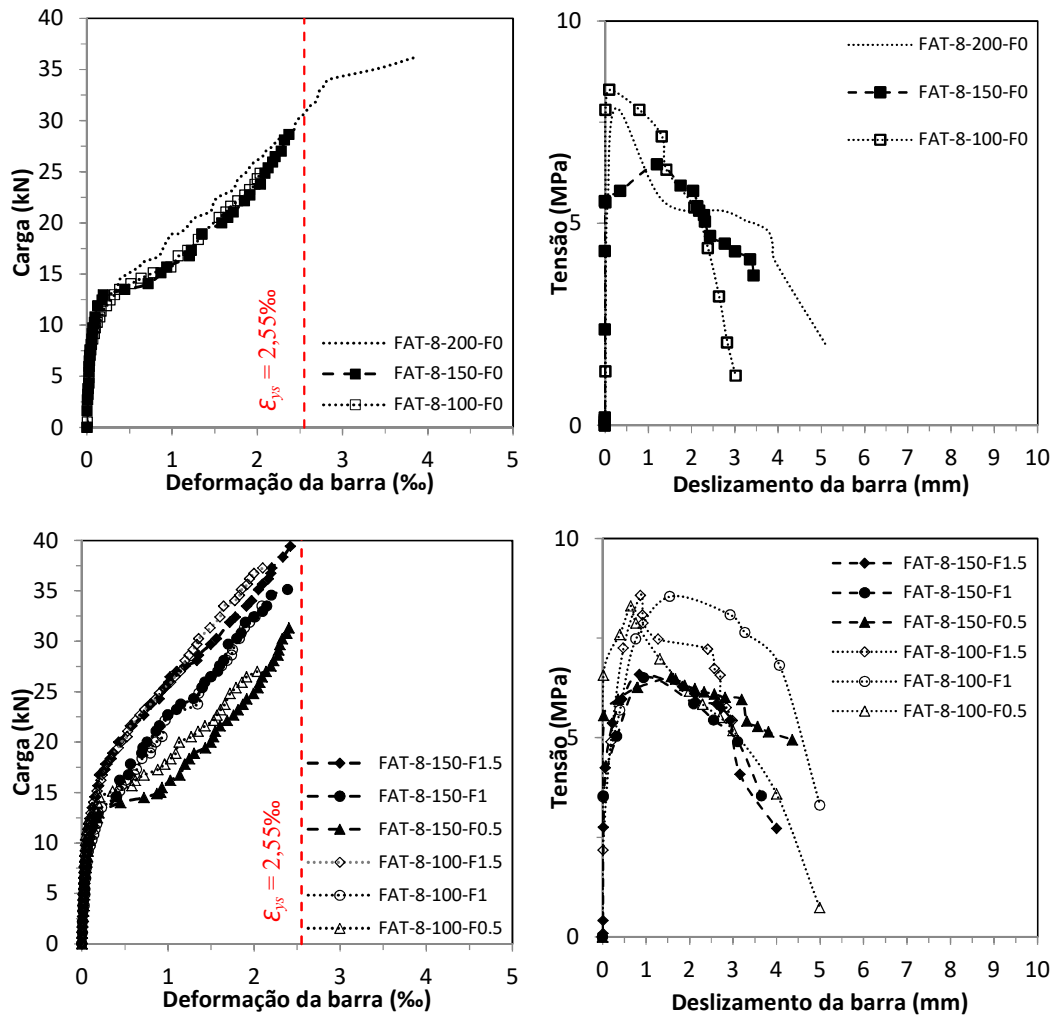


Figura 5.5 – Comparação entre a relação *força x deformação* e *tensão x deslizamento* do  $\phi 8$  mm com variação do comprimento de ancoragem.

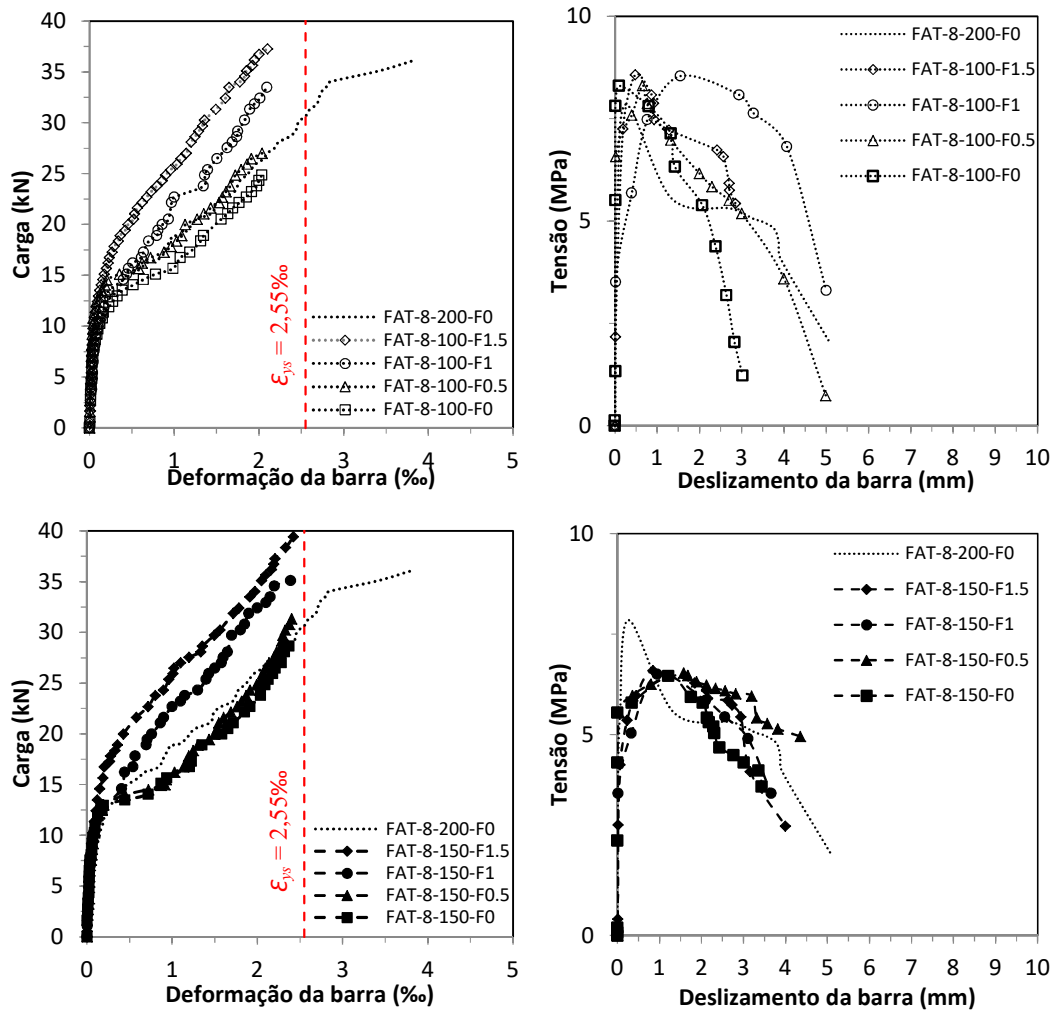


Figura 5.6 – Comparação entre a relação *força x deformação* e *tensão x deslizamento* do  $\phi 8$  mm com variação do teor de fibra.

A Figura 5.5, nos gráficos *força x deformação*, apresenta para um mesmo carregamento uma deformação praticamente equivalente das amostras analisadas, para o mesmo teor de fibra e independente do comprimento de ancoragem. Na Figura 5.6, nos gráficos *força x deformação*, observa-se que o aumento de volume de fibra diminui as deformações na barra ancorada para um mesmo carregamento, ou seja, ela é responsável em por uma parcela de tensões geradas pela carregamento, diminuindo as tensões na armadura longitudinal, confirmando a eficiência da fibra na melhora do propriedades mecânicas do concreto. Para os gráficos de *tensão x deslizamento*, observa-se o aumento de tensão de aderência para as amostras com menores comprimentos de ancoragem e maiores volume de fibra. Como exemplo, os modelos FAT-8-150-F1.5, FAT-8-150-F1, FAT-8-100-F1 e FAT-100-F1 a partir de uma carga de 12,5 kN (Figura 5.6) apresentaram deformações menores que o FAT-8-200-F0. Entretanto, apenas o

FAT-8-200-F0, teve escoamento da barra,  $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy} = 2,55\%$ . A Tabela 5.2 informa os valores de carga última ( $P_u$ ), deformação da barra ( $\varepsilon_s$ ), tensão máxima de aderência ( $\tau_{FAT,max}$ ) e deslizamento máximo ( $s_{max}$ ). A coluna 6 da Tabela 5.2 correlaciona a tensão de aderência da amostra com concreto com fibra ( $\tau_{FAT,CRFA}$ ) com a tensão do concreto simples ( $\tau_{FAT,CS}$ ) para o mesmo diâmetro da armadura (onde o concreto simples é o concreto sem fibra das amostras, CS = F0).

Tabela 5.2 – Resultado das relações *força x deformação* e *tensão x deslizamento* da barra de  $\phi 8$  mm.

Modelos	$P_u$ (kN)	$P_u/P_{u,FAT-8-200}$	$\varepsilon_s$ (‰)	$\tau_{FAT,max}$ (MPa)	$\tau_{FAT,CRFA}/\tau_{FAT,CS}$	$s_{\tau max}$ (mm)
FAT-8-200-F0	36,2	-	3,85	7,85	-	0,26
FAT-8-150-F1.5	39,4	1,09	2,42	6,59	1,02	0,85
FAT-8-150-F1	35,1	0,97	2,03	6,50	1,01	0,95
FAT-8-150-F0.5	31,3	0,87	2,40	6,53	1,01	1,58
FAT-8-150-F0	28,6	0,79	2,53	6,45	-	1,21
FAT-8-100-F1.5	37,3	1,03	1,98	8,57	1,03	0,87
FAT-8-100-F1	33,5	0,93	2,09	8,54	1,03	1,55
FAT-8-100-F0.5	27,0	0,75	2,50	8,31	1,00	0,65
FAT-8-100-F0	24,8	0,69	2,09	8,30	-	0,80

A coluna 3 da Tabela 5.2, apresenta a relação entre carga de ruptura última das amostras em relação a carga do FAT-8-200-F0 ( $P_u/P_{u,FAT-8-200}$ ). O maior carregamento foi na amostra FAT-8-150-F1.5 com 39,4 kN, sendo 1,09 o valor do FAT-8-200-F0, ou seja, reduziu 50 mm de comprimento de ancoragem principal (200 mm), mas com a inclusão de 1,5% de volume de fibra houve um aumento de  $P_u$ . A tensão máxima de aderência foi da amostra FAT-8-100-F1.5. A relação de tensão de aderência entre as amostras com fibra e sem fibra com mesmo comprimento de ancoragem foi no intervalo de [1,00; 1,03]. Todas as amostras com comprimento de ancoragem de 150 mm apresentaram tensão de aderência menor que  $\tau_{FAT-8-200}$ , mas para  $l_b$  de 100 mm, todas as amostras foram superiores. Esses resultados informam que para o ensaio FAT, o comprimento de ancoragem não é único para uma avaliação da tensão de aderência, a deformação da barra é extremamente relevante.

As Figuras 5.7 e 5.8 apresentam gráficos de *força x deformação* e *tensão x deslizamento* para as amostras para a barra de 10 mm. Nos gráficos *força x deformação*, da Figura 5.7, apresentam as mesmas condições da barra de 8 mm, mantendo similaridade nas deformação da barra independente do  $l_b$ , para o mesmo  $V_f$ . Para os gráficos de *tensão x deslizamento*, observa-se também aumento de tensão de aderência para comprimentos de ancoragem



menores e com maior volume de fibra, sendo o FAT-10-125-F1 com melhor resultado de tensão de aderência entre os  $\phi 10$  mm.

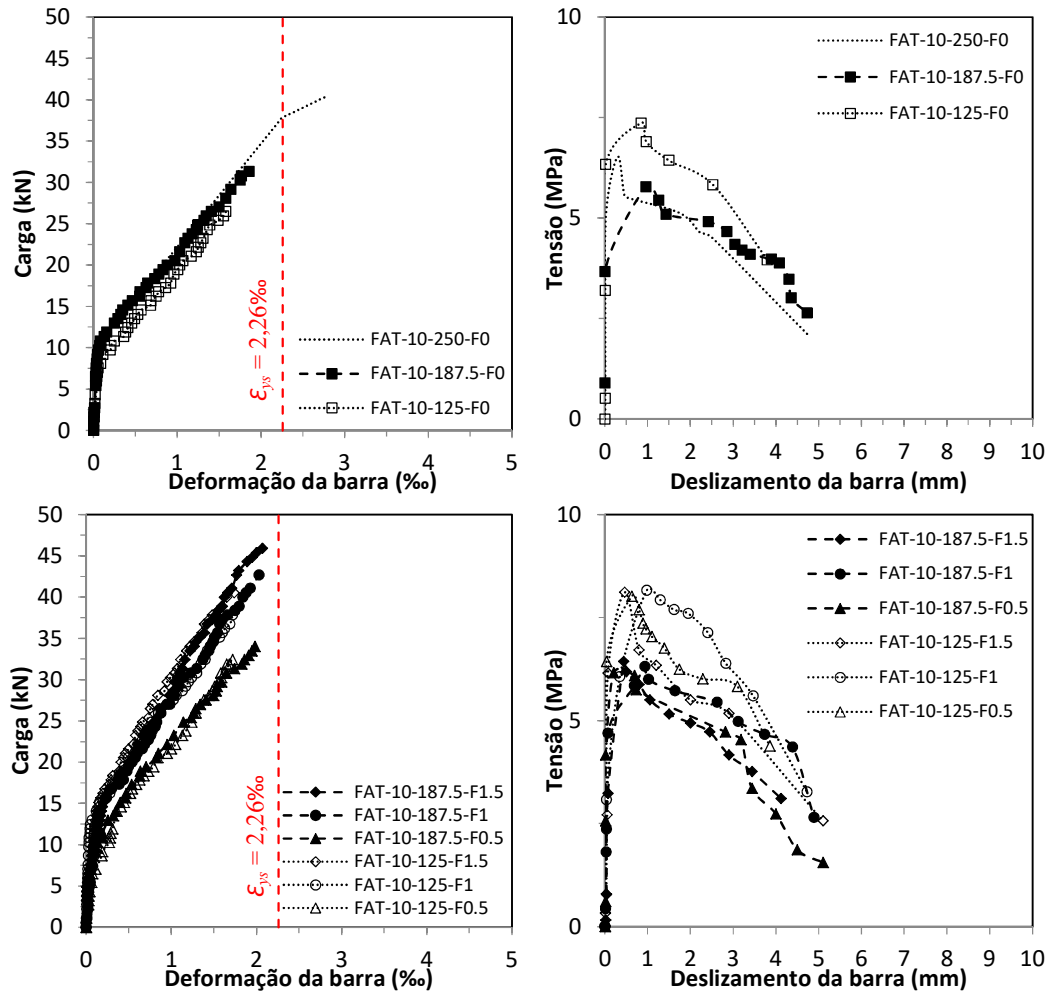


Figura 5.7 – Comparação entre a relação *força x deformação* e *tensão x deslizamento* do  $\phi 10$  mm com variação do comprimento de ancoragem.

Na Figura 5.7, nos gráficos *força x deformação*, apresentam equivalência nos resultados para qualquer carregamento entre amostras com mesmo teor de fibra (exemplo, FAT-10-187.5-F0.5 com FAT-10-125-F0.5). Nas Figuras 5.7 e 5.8, para os gráficos de *tensão x deslizamento*, outra equivalência se destaca, as amostras com mesmo comprimento de ancoragem. Sendo todas as amostras com  $l_b$  de 125 mm apresentaram tensão superior que a amostra com  $l_b$  de 250 mm e as com  $l_b$  de 187,5 mm apresentaram valores inferiores.

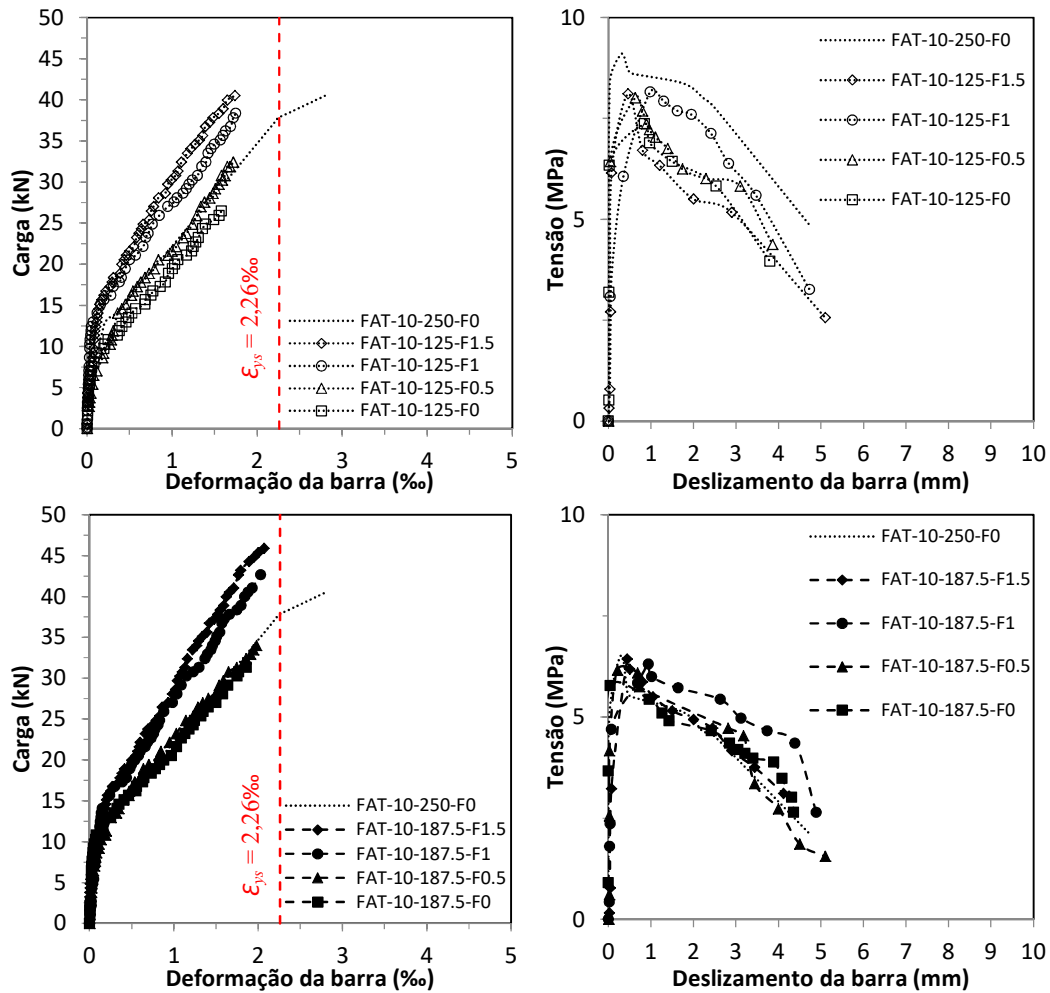


Figura 5.8 – Comparação entre a relação *força x deformação* e *tensão x deslizamento* do  $\phi 10$  mm com variação do teor de fibra.

A Tabela 5.3 informa os valores de carga última ( $P_u$ ), deformação da barra ( $\epsilon_s$ ), tensão máxima de aderência ( $\tau_{FAT,max}$ ) e deslizamento máximo ( $s_{max}$ ). A maior carga de ruptura foi na amostra FAT-10-187.5-F1.5 com 45,9 kN, sendo 1,13 do  $P_{u,FAT-10-250-F0}$ , ou seja, reduziu 62,5mm de comprimento de ancoragem, mas com a inclusão de 1,5% de volume de fibra, houve um aumento na carga de ruptura. Para a amostra FAT-10-125-F1.5, o valor da carga última de ruptura é a mesma que do FAT-10-250-F0, corroborando com a eficiência da fibra em uma redução de 125 mm de ancoragem (50% do comprimento inicial, 250mm). A tensão máxima de aderência da amostra FAT-10-125-F1 e FAT-10-187.5-F1.5 são as que obtiveram os melhores resultados da relação das amostras de mesmo comprimento de ancoragem e sem fibra (FAT-10-125-F0 e FAT-10-187.5-F0, respectivamente),  $\tau_{FAT,CRFA}/\tau_{FAT,CS} = 1,11$ .

Tabela 5.3 – Resultado das relações *força x deformação* e *tensão x deslizamento* da barra de  $\phi 10$  mm.

Modelos	$P_u$ (kN)	$P_u/P_{u,CS}$	$\varepsilon_s$ (%)	$T_{FAT,max}$ (MPa)	$\tau_{FAT,CRFA}/\tau_{FAT,CS}$	$S_{\tau max}$ (mm)
FAT-10-250-F0	40,5	-	2,80	6,53	-	0,30
FAT-10-187.5-F1.5	45,9	1,13	2,00	6,43	1,11	0,44
FAT-10-187.5-F1	42,7	1,05	2,03	6,31	1,09	0,94
FAT-10-187.5-F0.5	34,0	0,84	1,98	6,16	1,07	0,21
FAT-10-187.5-F0	31,3	0,77	1,86	5,78	-	0,96
FAT-10-125-F1.5	40,5	1,00	1,51	8,11	1,10	0,46
FAT-10-125-F1	38,3	0,95	1,75	8,16	1,11	0,98
FAT-10-125-F0.5	32,4	0,80	2,06	8,02	1,09	0,63
FAT-10-125-F0	26,5	0,65	1,58	7,36	-	0,85

A Figura 5.9, nos gráficos *força x deformação* para as amostras de  $\phi 12.5$  mm, também apresenta para um mesmo carregamento uma deformação praticamente equivalente das amostras analisadas com mesmo teor de fibra, independente do comprimento de ancoragem.

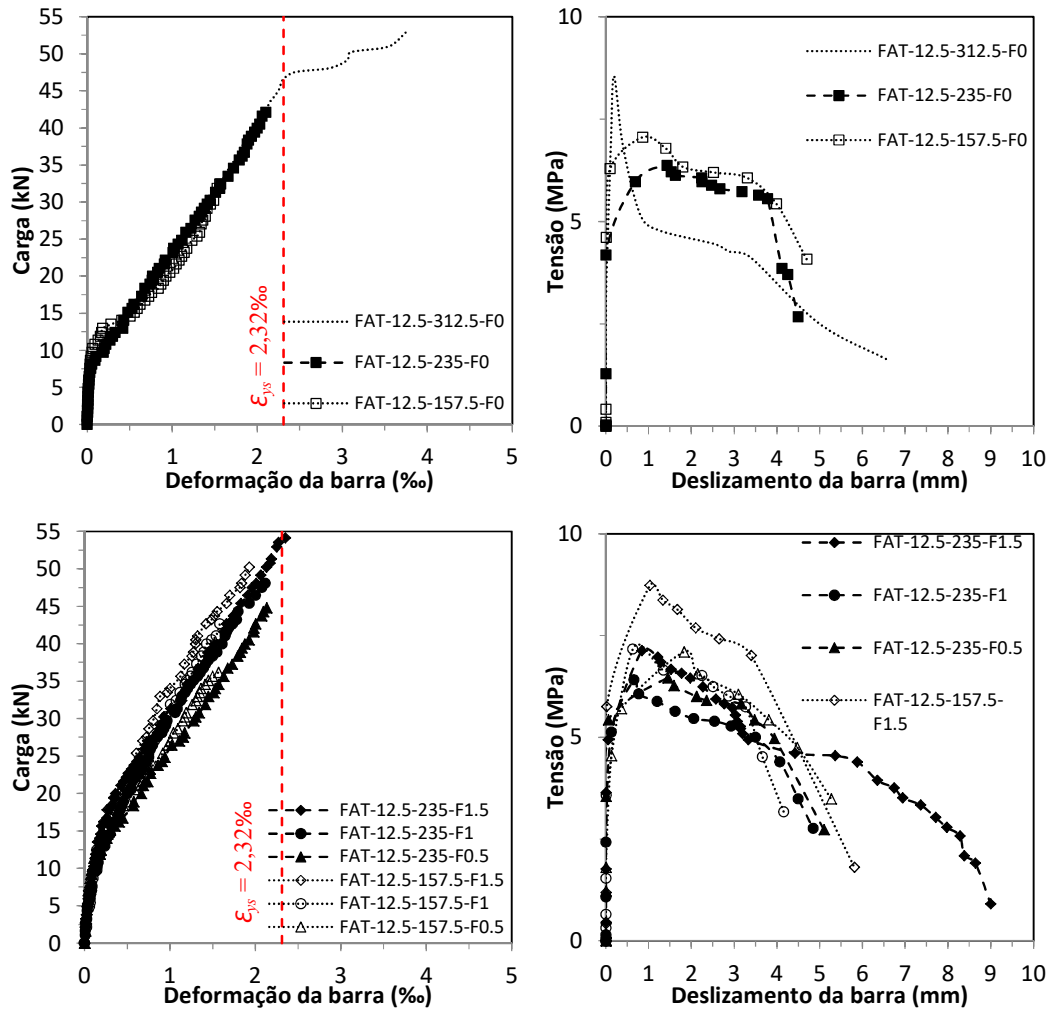


Figura 5.9 – Comparação entre a relação *força x deformação* e *tensão x deslizamento* do  $\phi 12,5$  mm com variação do comprimento de ancoragem.

Na Figura 5.10, nos gráficos *força x deformação*, apresenta para o volume de 1,5% e 1,0% uma equivalência nos resultados durante todo o carregamento da amostra. Para os gráficos de *tensão x deslizamento* com  $l_b$  de 235 mm, todas as amostras com essa ancoragem apresentam curvas semelhantes.

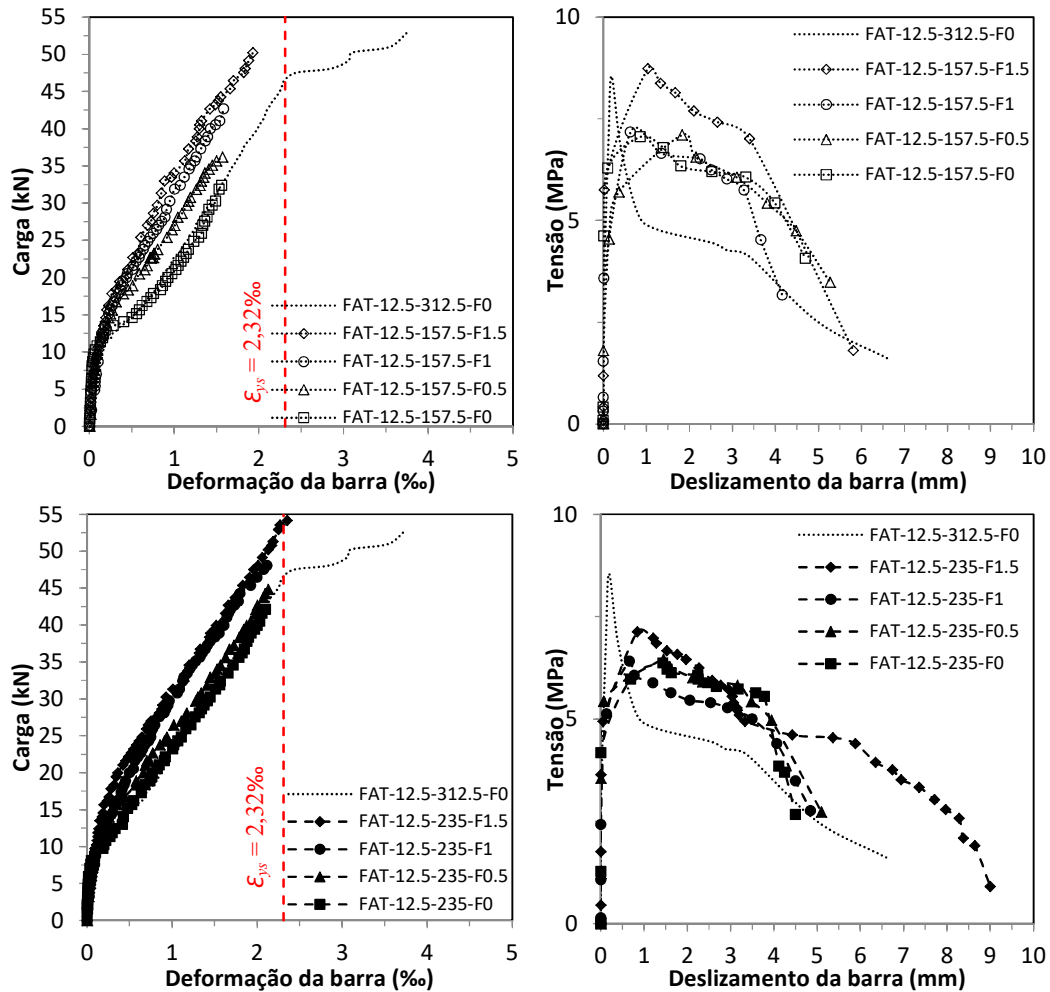


Figura 5.10 – Comparação entre a relação *força x deformação* e *tensão x deslizamento* do  $\phi 12,5$  mm com variação do teor de fibra.

A Tabela 5.4 apresenta os resultados dos gráficos. A maior carga de ruptura foi na amostra FAT-12.5-235-F1.5 com 54,1 kN, sendo 1,02 do valor de  $P_{u,FAT-12.5-312.5-F0}$ . A tensão máxima de aderência foi da amostra FAT-12.5-157.5-F1.5 é a que obteve o melhor resultado da relação  $\tau_{FAT,CRFA}/\tau_{FAT,CS} = 1,24$ . Todas as amostras apresentaram deformações menores que o FAT-12.5-312.5-F0. Entretanto, apenas FAT-12.5-235-F1.5 apresentou um escoamento da barra,  $\epsilon_s > \epsilon_{sy} = 2,32\%$ . Apenas a amostra FAT-12.5-157.5-F1.5 apresentou tensão superior a  $\tau_{FAT-12.5-312.5-F0}$  para as amostras com diâmetro de 12,5 mm.

Tabela 5.4 – Resultado das relações *força x deformação* e *tensão x deslizamento* da barra de  $\phi 12,5$  mm.

Modelos	$P_u$ (kN)	$P_u/P_{u,CS}$	$\epsilon_s$ (‰)	$\tau_{FAT,max}$ (MPa)	$\tau_{FAT,CRFA}/\tau_{FAT,CS}$	$S_{\tau max}$ (mm)
FAT-12.5-312.5-F0	52,9	-	3,92	8,55	-	0,19
FAT-12.5-235-F1.5	54,1	1,02	2,35	7,13	1,12	0,84
FAT-12.5-235-F1	48,1	0,91	2,12	6,41	1,01	0,66
FAT-12.5-235-F0.5	44,8	0,85	2,13	6,46	1,02	1,45
FAT-12.5-235-F0	42,1	0,80	2,20	6,37	-	1,43
FAT-12.5-157.5-F1.5	50,2	0,95	2,00	8,73	1,24	1,03
FAT-12.5-157.5-F1	42,7	0,81	1,58	7,17	1,02	0,63
FAT-12.5-157.5-F0.5	36,2	0,68	1,50	7,10	1,01	1,83
FAT-12.5-157.5-F0	32,4	0,61	1,68	7,06	-	0,86

A Figura 5.11 apresenta gráficos de *força x deformação* para as amostras com mesmo teor de fibra. Observa-se que conforme aumenta o volume de fibra, o desempenho das barras de 12,5 mm e 10 mm ficam mais próximos. Para  $V_f = 1,5\%$ , o desempenho é praticamente o mesmo.

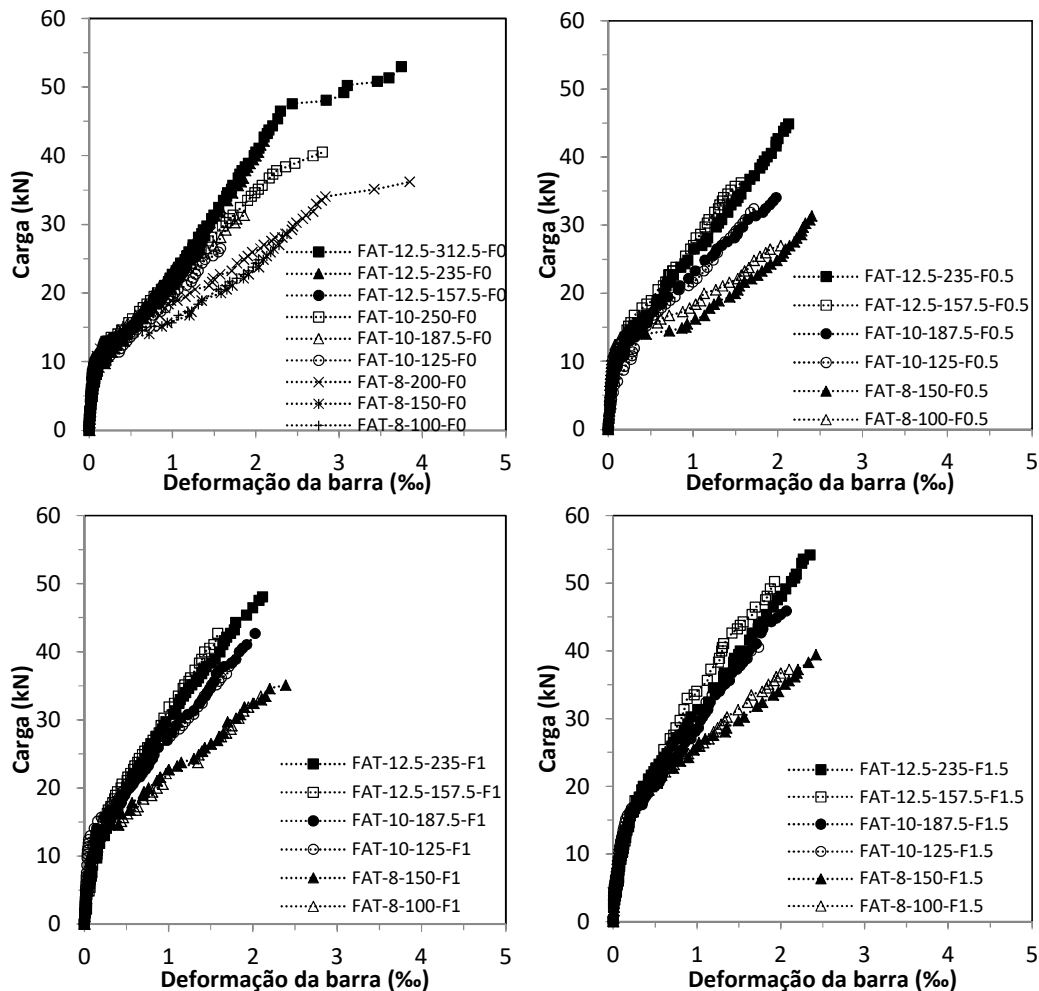


Figura 5.11 – Relação *força x deformação* com variação do  $\phi$  para o mesmo teor de fibra.

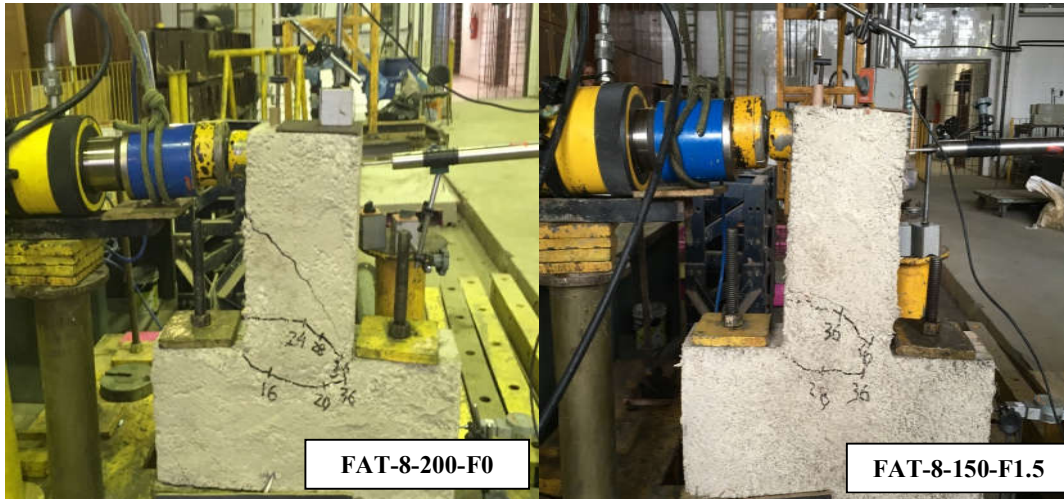
### 5.3. MAPEAMENTO DAS FISSURAS

Esta análise visa registrar a evolução das fissuras até ser alcançada a ruína dessas peças, o encaminhamento da fissura e o carregamento da 1ª fissura. Para consolidar essa análise, foi utilizada uma câmera fotográfica, que capturou o aspecto das vigas com a evolução do carregamento. Para as vigas de referência *FAT-8-200-F0*, *FAT-10-250-F0* e *FAT-12.5-312.5-F0*, a Figura 5.12 mostra o avanço das fissuras, comparando com uma amostra para cada de CRFA. Conforme esperado, todas as vigas apresentaram padrões semelhantes de fissuração. A Tabela 5.5 apresenta a carga última de ruptura ( $P_u$ ), carga da 1ª fissura ( $P_{fiss}$ ), a relação entre as mesmas ( $\gamma = P_{fiss}/P_u$ ) e a relação entre o CRFA e CS para o mesmo comprimento de ancoragem. Logo, a 1ª fissura se manifesta num carregamento maior com aumento de fibra (coluna 5 da Tabela 5.5).

Tabela 5.5 – Comparação entre valores de carregamento (de ruptura e de 1ª fissuração).

Modelos	$P_u$ (kN)	$P_{fiss}$ (kN)	$\gamma$ ( $P_{fiss}/P_u$ )	$\gamma_{CRFA}/\gamma_{CS}$
FAT-12.5-312.5-F0	52,9	18,0	0,34	-
FAT-12.5-235-F1.5	54,1	30,0	0,55	1,46
FAT-12.5-235-F1	48,1	28,0	0,58	1,53
FAT-12.5-235-F0.5	44,8	18,0	0,40	1,06
FAT-12.5-235-F0	42,1	16,0	0,38	-
FAT-12.5-157.5-F1.5	50,2	28,0	0,56	1,13
FAT-12.5-157.5-F1	42,7	20,0	0,47	0,95
FAT-12.5-157.5-F0.5	36,2	18,0	0,50	1,01
FAT-12.5-157.5-F0	32,4	16,0	0,49	-
FAT-10-250-F0	40,5	12,0	0,30	-
FAT-10-187.5-F1.5	45,9	28,0	0,61	1,36
FAT-10-187.5-F1	42,7	26,0	0,61	1,36
FAT-10-187.5-F0.5	34,0	16,0	0,47	1,05
FAT-10-187.5-F0	31,3	14,0	0,45	-
FAT-10-125-F1.5	40,5	26,0	0,64	1,21
FAT-10-125-F1	38,3	24,0	0,63	1,18
FAT-10-125-F0.5	32,4	18,0	0,56	1,05
FAT-10-125-F0	26,5	14,0	0,53	-
FAT-8-200-F0	36,2	16,0	0,44	-
FAT-8-150-F1.5	39,4	28,0	0,71	1,69
FAT-8-150-F1	35,1	16,0	0,46	1,09
FAT-8-150-F0.5	31,3	14,0	0,45	1,07
FAT-8-150-F0	28,6	12,0	0,42	-
FAT-8-100-F1.5	37,3	22,0	0,59	1,22
FAT-8-100-F1	33,5	20,0	0,60	1,24
FAT-8-100-F0.5	27,0	14,0	0,52	1,07
FAT-8-100-F0	24,8	12,0	0,48	-

a)



b)



c)



Figura 5.12 – Mapeamento da fissuração: a) amostras de  $\phi 8$  mm; b) amostras de  $\phi 10$  mm; e c) amostras de  $\phi 12,5$  mm.

#### 5.4. ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA DAS VIGAS

Para determinação da resistência à flexão e ao cisalhamento, utilizou-se o modelo do CEB-FIP (2010), pois nesse modelo é possível determinar essas resistências para CRFA. O modelo de flexão está no ANEXO A e o modelo de cisalhamento sem fibra no ANEXO B e com fibra no ANEXO C. A Tabela 5.6 apresenta os valores de todas as amostras do ensaio FAT, com carga de ruptura ( $P_u$ ), resistência à flexão do modelo ( $P_{flex}$ ), resistência característica ao cisalhamento do modelo ( $V_{rk}$ ), relação entre resistência de flexão e cisalhamento para determinação da ruína ( $P_{flex}/V_{rk} > 1$ , cisalhamento e  $P_{flex}/V_{rk} < 1$ , flexão).

Tabela 5.6 – Resumo das resistências à flexão e ao cisalhamento pelo CEB-FIP (2010).

Modelos	$P_u$ (kN)	$P_{flex}$ (kN)	$V_{rk}$ (kN)	$P_{flex}/V_{rk}$	$P_u/P_{flex}$	$P_u/V_{rk}$
FAT-12.5-312.5-F0	52,9	43,2	118,3	0,37	1,22	0,45
FAT-12.5-235-F1.5	54,1	49,6	135,0	0,37	1,09	0,40
FAT-12.5-235-F1	48,1	49,7	134,0	0,37	0,97	0,36
FAT-12.5-235-F0.5	44,8	46,5	123,2	0,38	0,96	0,36
FAT-12.5-235-F0	42,1	43,2	118,3	0,37	0,97	0,36
FAT-12.5-157.5-F1.5	50,2	49,6	135,0	0,37	1,01	0,37
FAT-12.5-157.5-F1	42,7	49,7	134,0	0,37	0,86	0,32
FAT-12.5-157.5-F0.5	36,2	46,5	123,2	0,38	0,78	0,29
FAT-12.5-157.5-F0	32,4	43,2	118,3	0,37	0,75	0,27
FAT-10-250-F0	40,5	31,6	118,4	0,27	1,28	0,34
FAT-10-187.5-F1.5	45,9	38,3	129,8	0,29	1,20	0,35
FAT-10-187.5-F1	42,7	38,4	128,9	0,30	1,11	0,33
FAT-10-187.5-F0.5	34,0	35,0	119,1	0,29	0,97	0,29
FAT-10-187.5-F0	31,3	31,6	118,4	0,27	0,99	0,26
FAT-10-125-F1.5	40,5	38,3	129,8	0,29	1,06	0,31
FAT-10-125-F1	38,3	38,4	128,9	0,30	1,00	0,30
FAT-10-125-F0.5	32,4	35,0	119,1	0,29	0,92	0,27
FAT-10-125-F0	26,5	31,6	118,4	0,27	0,84	0,22
FAT-8-200-F0	36,2	23,9	118,2	0,20	1,52	0,31
FAT-8-150-F1.5	39,4	30,7	125,7	0,24	1,29	0,31
FAT-8-150-F1	35,1	30,8	124,9	0,25	1,14	0,28
FAT-8-150-F0.5	31,3	27,4	118,9	0,23	1,14	0,26
FAT-8-150-F0	28,6	23,9	118,2	0,20	1,20	0,24
FAT-8-100-F1.5	37,3	30,7	125,7	0,24	1,21	0,30
FAT-8-100-F1	33,5	30,8	124,9	0,25	1,09	0,27
FAT-8-100-F0.5	27,0	27,4	118,9	0,23	0,99	0,23
FAT-8-100-F0	24,8	23,9	118,2	0,20	1,04	0,21



Para todas as situações, houve  $P_{flex}/V_{Rk} < 1$ , ou seja, ruptura por flexão. Entretanto, as imagens da Figura 5.12, percebem-se linhas de ruptura em diagonais (fissuração de cisalhamento). Todas essas fissuras ocorreram na região entre o tubo de PVC e a barra ancorada (parte aderente e não aderente da barra analisada). Logo, a região com o tubo de PVC favoreceu esse tipo de fissuração, mas não houve ruptura por cisalhamento, pois a relação  $P_u/V_{Rk}$  foi menor que 1, ficando no intervalo de [0,21-0,45]. Já a relação  $P_u/P_{flex}$  ficou no intervalo de [0,75-1,52] comprovando que a ruptura foi próximo do valor estimado para rompimento por flexão.

O cálculo do momento resistente proposto pelo referido código é obtido de forma iterativa e baseado no modelo simplificado apresentado na Figura 5.13. No Apêndice A são apresentadas os valores das grandezas da Figura 5.13.

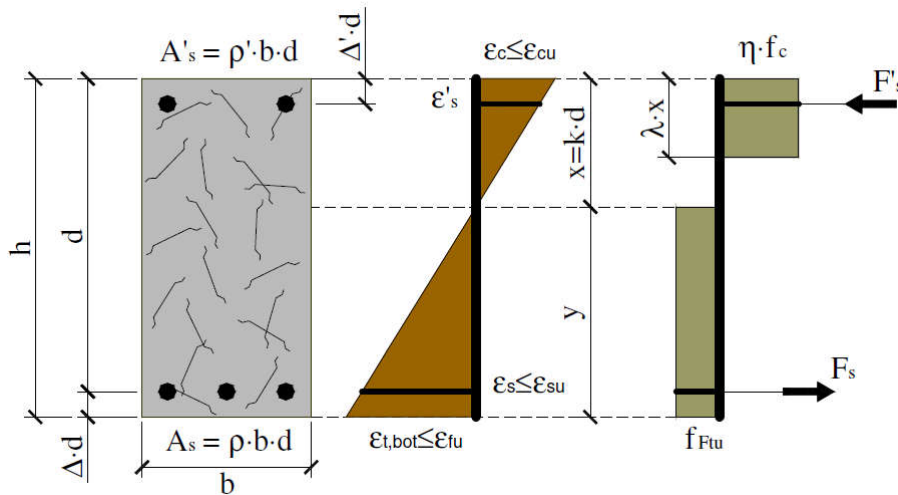


Figura 5.13 – Modelo de flexão do CEB-FIP (2010).

## 6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 6.1. RESULTADOS TEÓRICOS

Neste capítulo serão avaliadas as expressões de tensão máxima de aderência conforme as prescrições de: Orangun *et al.* (1977), Harajli (2009), Shen *et al.* (2016), ACI 408R (2003), CEB-FIP (2010) e NBR 6118 (2014). Para os modelos de curva *tensão x deslizamento* foram avaliados conforme as prescrições de CEB-FIP (2010) e Shen *et al.* (2016). Todas as prescrições foram apresentadas no capítulo 3 desse trabalho e selecionadas devida sua contribuição na literatura em décadas distintas.

### 6.2. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FAT E POT COM AS FORMULAÇÕES DA TENSÃO MÁXIMA DE ADERÊNCIA

A análise dos resultados obtidos a partir dos resultados experimentais (27 amostras do ensaio FAT e 12 amostras do ensaio POT, total de 39 amostras) e resultados das expressões propostas por autores, comitês e normas foram julgados quanto ao nível de conservadorismo e dispersão. O conservadorismo das equações foi analisado com base no parâmetro ( $\lambda = \tau_{exp}/\tau_{teo}$ ), o qual representa a relação entre os valores de tensão máxima de aderência obtida experimentalmente e teoricamente. Os valores de  $\lambda_i$  foram avaliados segundo uma adaptação do critério de penalidade proposto por Collins (2001), o *Demerit Points Classification* – DPC, ver a Tabela 6.1. O resumo da análise é apresentado na Tabela 6.2, exibe a classificação das prescrições segundo a adaptação do critério de Collins, com quantidades de repetições dentro o intervalo ( $n^\circ$ ) e valor das penalidades (Pen.), e apresenta também valores estatísticos como a média (MÉDIA), o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV).

Tabela 6.1 – Versão DPC (COLLINS, 2001) modificada.

$\lambda_i = \tau_{exp}/\tau_{teo}$	Classificação	Penalidade
< 0.50	Extremamente perigoso	10
[0.50-0.85[	Perigoso	5
[0.85-1.15[	Segurança apropriada	0
[1.15-2.00[	Conservador	1
$\geq 2.00$	Extremamente conservador	2

Tabela 6.2 – Classificação segundo o critério de Collins (2001).

a) Classificação das amostras do ensaio FAT.

FAT	ORANGUN <i>et al.</i> (1977)		HARAJLI (2009)		SHEN <i>et al.</i> (2016)		ACI 408R (2003)		CEB-FIP (2010)		NBR 6118 (2014)	
	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.
$\lambda_i < 0,5$	0	0	0	0	24	240	0	0	0	0	0	0
$[0,5-0,85[$	4	20	18	90	3	15	5	25	13	65	0	0
$[0,85-1,15[$	21	0	9	0	0	0	20	0	14	0	0	0
$[1,15-2,00[$	2	2	0	0	0	0	2	2	0	0	25	25
$\geq 2,00$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	4
<b>TOTAL</b>	<b>27</b>	<b>22</b>	<b>27</b>	<b>90</b>	<b>27</b>	<b>255</b>	<b>27</b>	<b>27</b>	<b>27</b>	<b>65</b>	<b>27</b>	<b>29</b>
RESUMO ESTATÍSTICO												
Parâmetro	ORANGUN <i>et al.</i> (1977)		HARAJLI (2009)		SHEN <i>et al.</i> (2016)		ACI 408R (2003)		CEB-FIP (2010)		NBR 6118 (2014)	
MÉDIA	1,01		0,80		0,43		0,96		0,88		1,68	
DP	0,13		0,13		0,06		0,13		0,11		0,21	
CV	13,08%		15,76%		12,80%		13,81%		12,54%		12,76%	

b) Classificação das amostras do ensaio POT.

POT	ORANGUN <i>et al.</i> (1977)		HARAJLI (2009)		SHEN <i>et al.</i> (2016)		ACI 408R (2003)		CEB-FIP (2010)		NBR 6118 (2014)	
	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.	n°	Pen.
$\lambda_i < 0,5$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$[0,5-0,85[$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$[0,85-1,15[$	9	0	1	0	6	0	9	0	0	0	0	0
$[1,15-2,00[$	3	3	11	11	6	6	3	3	12	12	0	0
$\geq 2,00$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12	24
<b>TOTAL</b>	<b>12</b>	<b>3</b>	<b>12</b>	<b>11</b>	<b>12</b>	<b>6</b>	<b>12</b>	<b>3</b>	<b>12</b>	<b>12</b>	<b>12</b>	<b>24</b>
RESUMO ESTATÍSTICO												
Parâmetro	ORANGUN <i>et al.</i> (1977)		HARAJLI (2009)		SHEN <i>et al.</i> (2016)		ACI 408R (2003)		CEB-FIP (2010)		NBR 6118 (2014)	
MÉDIA	1,06		1,37		1,10		1,08		1,41		4,28	
DP	0,09		0,13		0,11		0,07		0,14		0,44	
CV	8,39%		9,74%		10,30%		6,93%		9,74%		10,20%	

Para as amostras de FAT (Tabela 6.2.a), as menores penalidades são para as prescrições de Orangun *et al.* (1977) – Eq. 3.22, ACI 408R (2003) – Eq. 3.32 e NBR 6118 (2014) – Eq. 3.25 e apresentaram elevado nível de *segurança apropriada*,  $\lambda_i = [0,85-1,15[$ , com exceção da NBR 6118 (2014) que apresentou nível de *conservadorismo*,  $\lambda_i = [1,15-2,00[$ . As prescrições, para o ensaio FAT, de Harajli (2009) – Eq. 3.11 e CEB-FIP (2010) – Tabela 3.1, apresentaram classificação de *perigosos*,  $\lambda_i = [0,50-0,85[$  e Shen *et al.* (2016) – Eq. 3.19 apresentou classificação *extremamente perigosa*,  $\lambda_i \geq 2,00$ . A Tabela 6.2.b (aborda a classificação do ensaio POT) apresenta as prescrições Orangun *et al.* (1977) – Eq. 3.23, Shen *et al.* (2016) – Eq. 3.19 e ACI

408R (2003) – Eq. 3.33 como as mais satisfatórias (baixa penalidade), pois apresentam uma predominância de resultados na classe de *segurança apropriada*. As demais prescrições foram classificadas como *conservadoras* e a NBR 6118 (2014) como *extremamente conservadora*. Na Figura 6.1 mostra-se a relação entre experimental e teórico ( $\tau_{EXP} \times \tau_{teo}$ ).

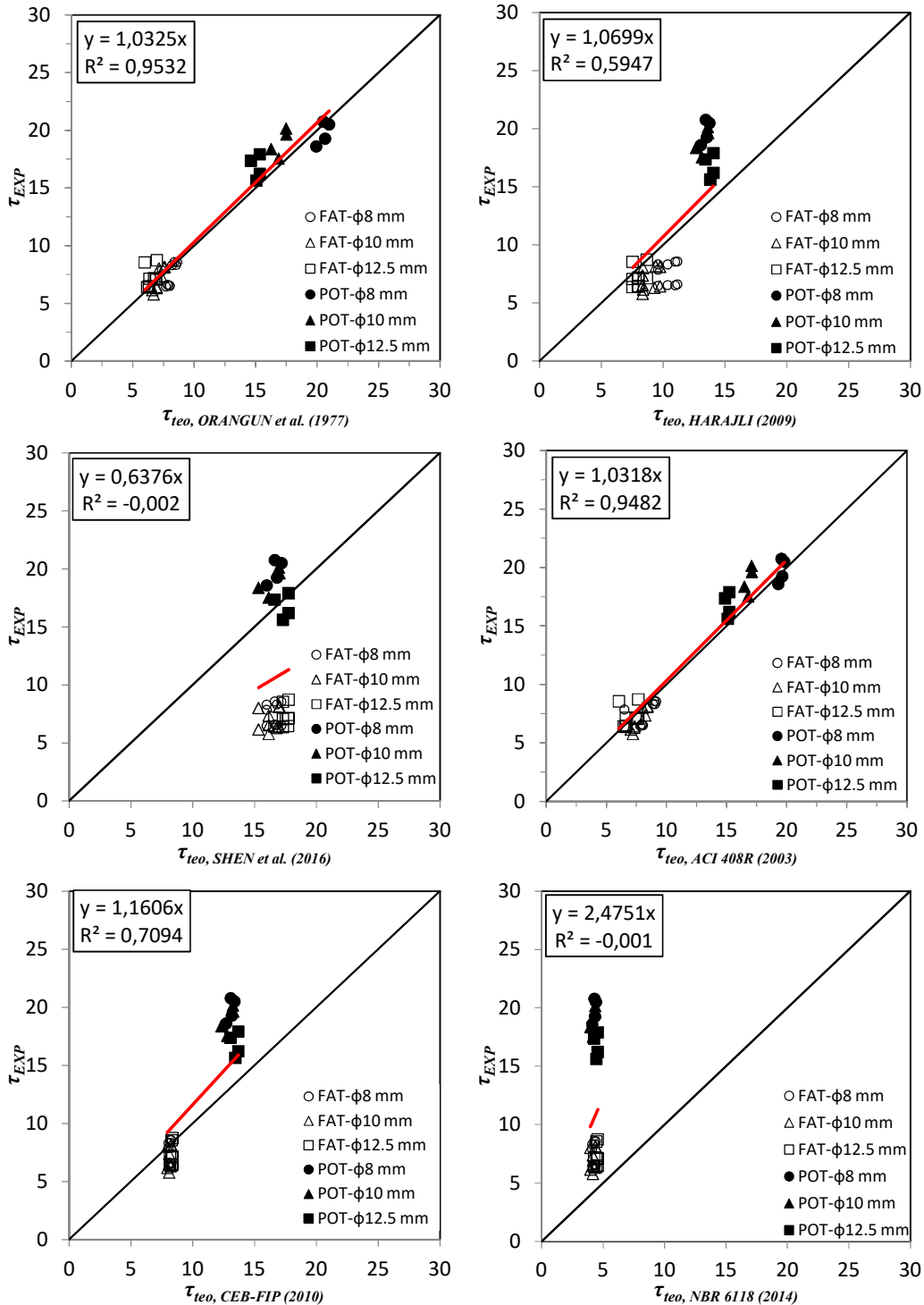
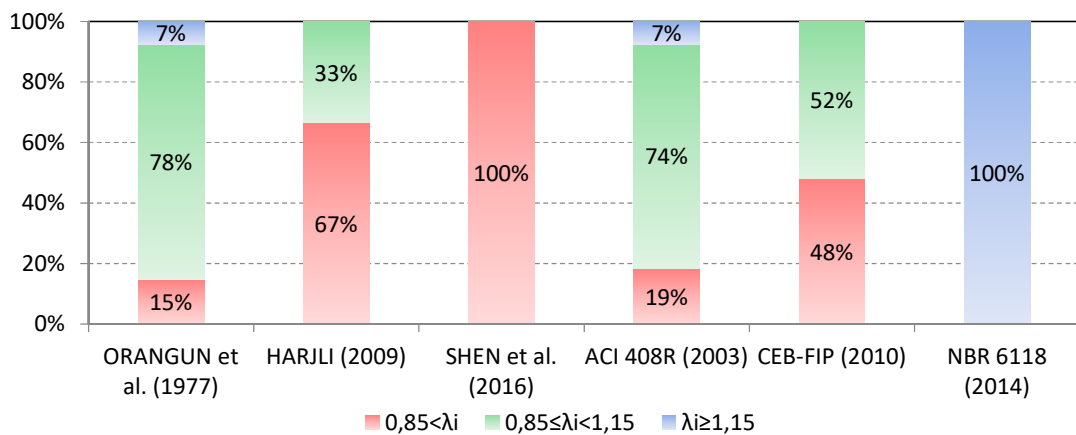


Figura 6.1 – Análise da relação  $\tau_{exp} \times \tau_{teo}$ .

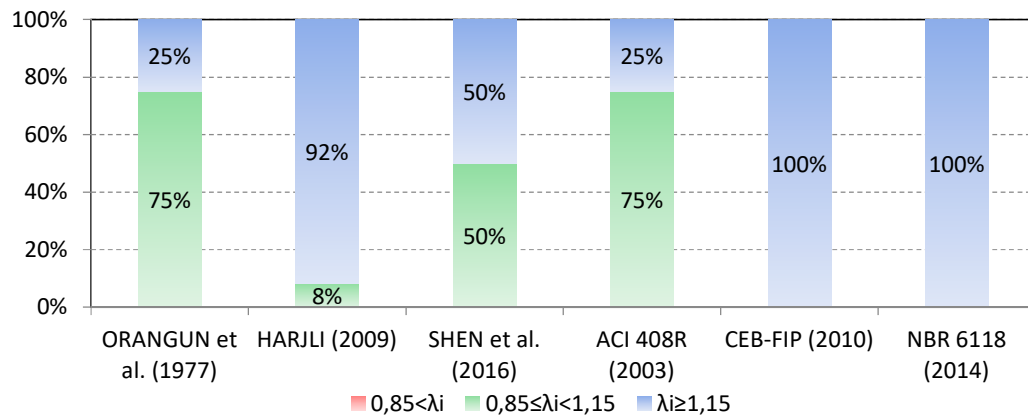
As propostas de Orangun *et al.* (1977) e ACI 408R (2003) destacam-se positivamente, com  $\tau_{Exp} \approx 1,0 \cdot \tau_{teo}$  e  $R^2 \approx 0,95$  (Figura 6.1), pois tanto as amostras de FAT quanto de POT pelas formulações se aproximaram das determinadas experimentalmente. As demais apresentavam apenas um dos ensaios com valores próximos dos experimentais, com exceção da NBR que apresentou todos os resultados abaixo dos experimentais. A tensão de aderência da NBR 6118 (2014) é apenas para estimativa de cálculo para determinação do comprimento de ancoragem, diferente das outras prescrições que foram determinadas com base em dados experimentais.

A Figura 6.2 apresenta a avaliação quanto à segurança e à dispersão. Nas Figuras 6.2.a e 6.2.b, a NBR 6118 (2014) apresentou 100% dos seus valores para os 2 ensaios (POT e FAT). A Figura 6.2.c apresenta as dispersões de resultados para cada uma das prescrições analisadas. A prescrição de Harajli (2009) tem uma classificação de *perigoso* para o FAT (com 67%, Figura 6.2.a), Tabela 6.2.a, e *conservador* para o POT (com 92%, Figura 6.2.b), Tabela 6.2.b. Para o CEB-FIP (2010), no ensaio FAT, há uma divisão de classificação em *seguro* e *perigoso*, sendo que para o ensaio POT a formulação é considerada como conservadora. Enquanto, as prescrições de Orangun *et al.* (1977) e ACI 408R (2003) se aproximaram dos resultados experimentais apresentados para o ensaio POT e FAT como *seguros* (com, aproximadamente, 75%, Figura 6.2.a. e Figura 6.2.b). Isto se deve ao fato, dessas duas últimas prescrições, de serem as únicas das apresentadas que correlacionavam não apenas a resistência do concreto, mas também diâmetro da barra, cobrimento, comprimento de ancoragem e armadura de transversal.

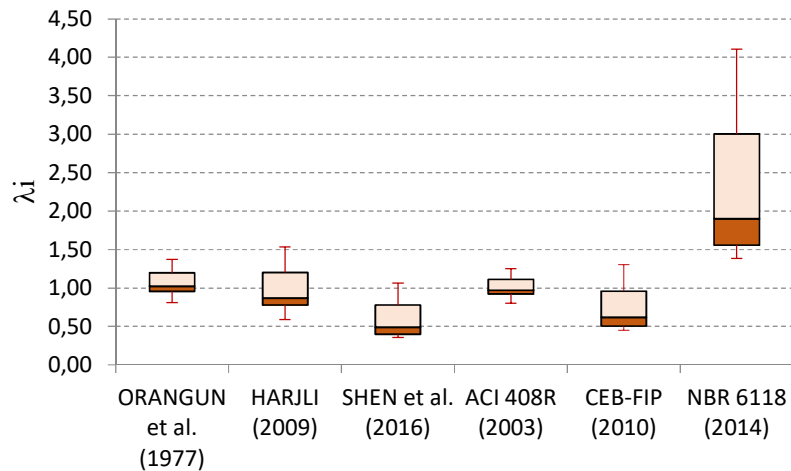


a) Análise quanto à segurança (ensaio FAT): perigosos para  $\lambda_i < 0,85$ , seguro para  $0,85 \leq \lambda_i < 1,15$  e conservadores para  $\lambda_i \geq 1,15$ .

Figura 6.2 – Avaliação quanto à segurança das prescrições.



b) Análise quanto à segurança (ensaio POT): perigosos para  $\lambda_i < 0,85$ , seguro para  $0,85 \leq \lambda_i < 1,15$  e conservadores para  $\lambda_i \geq 1,15$ .



c) Análise quanto à dispersão (ensaio FAT + POT)  
 Figura 6.2 – Avaliação quanto à segurança das prescrições

A Figura 6.2.c apresenta o gráfico *box-whiskers* para discutir a dispersão das respostas. A análise do gráfico *box-whiskers* mostra também que apenas as propostas Orangun *et al.* (1977) e ACI 408R (2003) apresentaram os melhores resultados ( $\lambda_i$ ) com a dispersão mais compactada. A mediana de Orangun *et al.* (1977) é 1,02, 1º quartil é 0,95 e 3º quartil é 1,08. A mediana de ACI 408R (2003) é 0,97, 1º quartil é 0,92 e 3º quartil é 1,06. A amplitude entre essas duas propostas é menor (mais compacta) para ACI 408R (2003).

### 6.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FAT E POT COM AS FORMULAÇÕES DOS MODELOS DA CURVA TENSÃO DE ADERÊNCIA X DESLIZAMENTO

Os testes realizados nas amostras (total de 39) mostraram uma boa abordagem entre os resultados da tensão de aderência, o que era claramente importante apesar da diferença de

comportamento entre os espécimes testados (flexão, FAT, e arranque, POT). Os modelos de curva *tensão de aderência x deslizamento*, para obtenção de tensão máxima de aderência, ocorrem em apenas em situações de arranque, sendo o principal fator a resistência do concreto, não levando em conta armadura transversal e/ou utilização de fibras. Não há na literatura modelos de curva para situações de flexão. A opção de adotar como comparação os modelos de Shen *et al.* (1977) e CEB-FIP (2010), são curvas diferentes da qual o primeiro modelo não considera o fendilhamento (Figura 3.4 do capítulo 3) e o segundo, sim (Figura 3.2 do capítulo 3). O modelo de Harajli (2009) é próximo do CEB-FIP (2010), mas os resultados do CEB-FIP (2010) foram mais *seguros* (Figura 6.2.a). A Figura 6.3 apresenta o comportamento *tensão x deslizamento* para a barra de 8 mm.

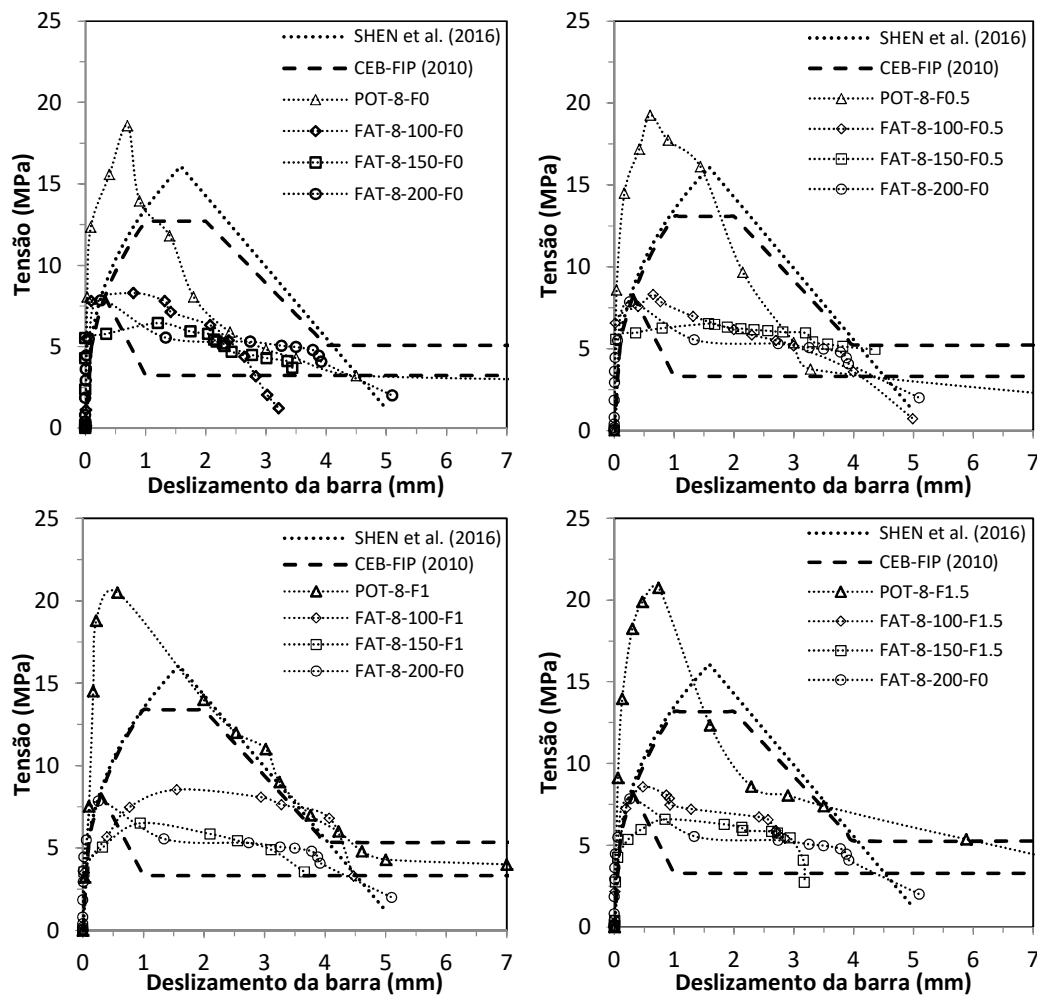


Figura 6.3 – Comparação da relação *tensão x deslizamento* entre ensaios POT e FAT para  $\phi 8\text{mm}$ .

As curvas de *tensão x deslizamento* dos ensaios FAT e POT, apresentaram tensões máximas distintas, as amostras FAT apresentaram resultados próximos da tensão máxima de fendilhamento do CEB-FIP (2010) e as amostras de POT apresentaram curvas similares a proposta por Shen *et al.* (2016), mas com tensões superiores. Em todas as amostras houve uma tensão de aderência inicial ( $\tau_{inicial} \approx 5$  MPa) sem deslizamento (0 mm), Figura 6.3.

A Figura 6.4 apresenta o comportamento *tensão x deslizamento* para a barra de 10 mm, comparando as curvas das amostras de FAT e POT com as curvas das prescrições também de Shen *et al.* (2016) e CEB-FIP (2010). As amostras de POT apresentaram curva semelhança com o proposto de Shen *et al.* (2016), mas resultados maiores que o prescrito, enquanto as amostras de FAT apresentaram tensões próximas ao modelo CEB-FIP (2010) de fendilhamento. Todas as amostras de FAT com  $l_b$  de 125 mm foram superiores aos de referência ( $l_b$  de 250 mm).

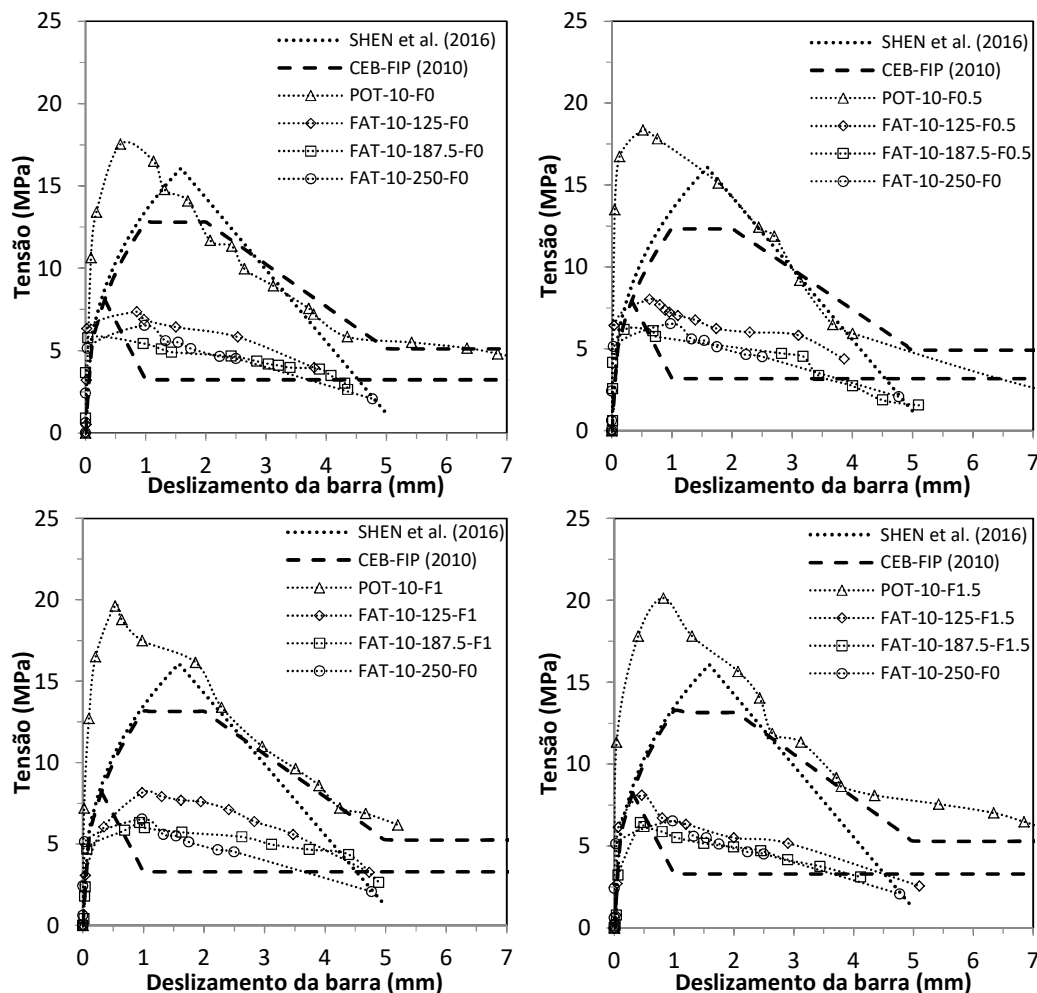


Figura 6.4 – Comparação da relação *tensão x deslizamento* entre ensaios POT e FAT para  $\phi 10$ mm.



A Figura 6.5 apresenta o comportamento *tensão x deslizamento* para a barra de 10 mm, comparando as curvas das amostras de FAT e POT com as curvas das prescrições também de Shen *et al.* (2016) e CEB-FIP (2010). As amostras FAT apresentaram resultados próximos da tensão máxima de fendilhamento do CEB-FIP (2010), sendo apenas a amostra FAT-12.5-312.5-F0 com semelhança também na curva, e as amostras de POT apresentaram curvas semelhantes à proposta por Shen *et al.* (2016), assim como tensões equivalentes (para  $V_f$  de 0% e 0,5%).

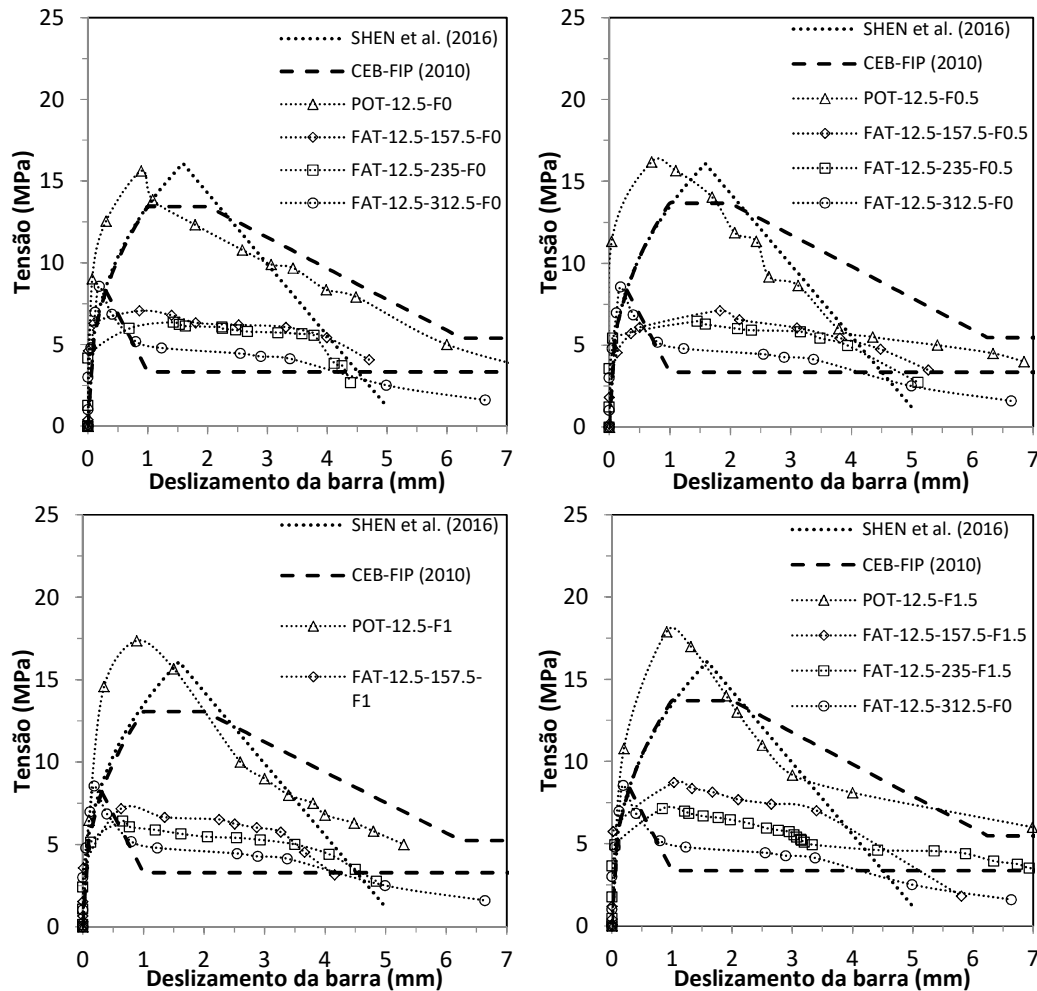


Figura 6.5 – Comparação da relação *tensão x deslizamento* entre ensaios POT e FAT para  $\phi 12,5\text{mm}$ .

Em geral, o modelo de Shen *et al.* (2016) foi o que mais se aproximou do comportamento dos ensaios de POT. O deslocamento ( $s_{max}$ ) de todas as amostras dos ensaios de POT (Tabela 6.1) foram abaixo de 1 mm, espaçamento para a tensão máxima do modelo do CEB-FIP (2010), conforme Tabela 3.1. Para as amostras de FAT, 20 amostras das 27 foram abaixo de 1mm (Tabelas 5.2, 5.3 e 5.4). As 7 amostras restantes de FAT ficaram próximas do espaçamento de Shen *et al.* (2016) – Eq. 3.20.

## 7. CONCLUSÕES

A presente pesquisa avalia a eficácia das fibras de aço no desempenho mecânico à tensão de aderência de vigas em concreto. Para consolidar esse estudo, avaliaram-se resultados experimentais e teóricos. Para revisão bibliográfica apresentou-se prescrições de autores conceituados, atuais e de comitês normativos. O trabalho avaliou a aderência por dois tipos de ensaios: *Pull-Out Test* (ensaio de arranque) e *Flexural Adherence Test* (FAT). O primeiro é simples e diversas pesquisas o utilizam e o segundo foi elaborado para que se obtivesse um exemplo de viga bi-apoiada, no qual o deslizamento ocorresse na região mais fissurada. Assim, foram realizados 12 ensaios de POT e 27 ensaios de FAT. As variáveis foram 3 (diâmetro da barra, comprimento de ancoragem da barra e volume de fibra). A fibra utilizada foi corrugada (*crimped*,  $l_f/d_f = 30$ ). Sobre o confinamento dos ensaios, o POT apresentava confinamento, devido à alta relação entre o cobrimento e o diâmetro da barra ( $c/\phi$ ), pois a barra se encontrava no centro do cubo. Já as vigas do FAT apresentavam cobrimento do concreto  $< 5\phi$ , mas apresentavam estribos, considerado como um reforço de confinamento pelo CEB-FIP (2010). Assim, os ensaios estavam em confinamento, aptos a uma análise entre os mesmos. Diante dos parâmetros apresentado, discute-se a seguir as conclusões da pesquisa.

### 7.1. RESULTADO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS (CAPÍTULO 4)

O ensaio de compressão axial dos cilindros confirmou que as fibras de aço influenciam minimamente na resistência média à compressão do CRFA, com  $f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS}$  entre [1,01-1,06] e na relação entre deformações do CRFA e concreto de referência,  $\varepsilon_{fcm,CRFA}/\varepsilon_{fcm,CS}$  entre [1,13-1,16] comprovando maior ductilidade na presença de fibras.

O ensaio de flexão em prisma entalhado mostrou no trecho pós-fissura da relação  $f-\delta$  foram observados padrões distintos de comportamento do CRFA, amolecimento para CP-F0.5 e endurecimento para CP-F1 e CP-F1.5. Assim, as tensões residuais para o comportamento de endurecimento foram elevadas. Para explicar o ocorrido com as tensões  $f_{Ri}$ , foi realizada a contagem do número de fibras na seção transversal rompida dos prismas. Essa contagem viabilizou o cálculo do fator de orientação das fibras,  $FO$ , com valores [0,29-0,40]. Entretanto, estudos específicos sobre o assunto revelam, de um modo geral,  $FO \approx 0,50$ . Assim, os fatores de orientação das amostras CP-F0.5 e CP-F1 foram aproximadamente 80% desse fator teórico, enquanto CP-F1.5 ficou com aproximadamente 60%;

## 7.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS FAT E POT (CAPÍTULO 5)

Nos ensaios de POT, os resultados confirmam a teoria que a tensão de aderência entre armadura e concreto aumenta conforme aumento de teor de fibra e que reduz a tensão para um aumento de diâmetro da armadura. Para  $V_f = 0,5\%$ , aumento de tensão  $\approx 4\%$ , para  $V_f = 1,0\%$ , aumento de tensão  $\approx 11\%$  e  $V_f = 1,5\%$ , aumento de tensão  $\approx 15\%$ .

Nos ensaios FAT, obtinha-se dois tipos de curvas: *força x deformação* e *tensão x deslizamento*. Para o primeiro tipo de curva, quando se mantinha o  $V_f$ , a deformação praticamente era semelhante em todos os carregamentos aplicados, independente do comprimento de ancoragem, ou seja, se mantinha a parcela de colaboração de fibra (colaboração mecânica). Para amostras com  $V_f = 1,0\%$  e  $V_f = 1,5\%$ , reduzindo em 25% ou 50% o comprimento de ancoragem, todas apresentaram desempenho mecânico melhor que a amostra sem fibra e comprimento de ancoragem em 100%. A carga última das amostras com redução de 25% da ancoragem e com  $V_f = 1,5\%$  eram maiores que as  $V_f = 0\%$  e comprimento de ancoragem em 100%. Para as curvas de *tensão x deslizamento*, observa-se tensões elevadas para comprimentos de ancoragem com redução de 50% ( $\tau_{FAT-\phi-0,5lb-FV_f}$ ) e com maior volume de fibra em relação às de referência do mesmo diâmetro ( $\tau_{FAT-\phi-0,5lb-F0}$ ), com exceção do diâmetro de 12,5 mm que a única tensão que supera a de referência é a  $\tau_{FAT-12.5-0,5lb-F1.5}$ . As tensões das amostras com redução em 25% do comprimento de ancoragem ( $\tau_{FAT-\phi-0,75lb-FV_f}$ ) são inferiores a de referência ( $\tau_{FAT-\phi-0,5lb-F0}$ ). As amostras FAT com barra de 10mm e 12,5mm, apresentaram curvas de *força x deformação* equivalente para  $V_f = 1,5\%$  (variando  $P_u$ ), isso se pode explicar pelo fator de orientação das amostras com 1,5% de fibra serem menores que das de 1%.

## 7.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE TENSÃO DE ADERÊNCIA E MODELOS DE CURVA TENSÃO X DESLIZAMENTO (CAPÍTULO 6)

Para os ensaios POT, as prescrições de Orangun *et al.* (1977), Shen *et al.* (2016) e ACI 408R (2003) apresentaram resultados compatíveis com os experimentais. Cabe ressaltar, que as prescrições foram elaboradas pelos bancos de dado do ensaio de arrancamento (POT).

As prescrições de Orangun *et al.* (1977) e ACI 408R (2003) são as únicas das apresentadas que correlacionavam não apenas a resistência do concreto, mas também diâmetro da barra, cobrimento, comprimento de ancoragem e armadura de transversal. Elas foram classificadas

como seguras para o ensaio POT e FAT. Apesar da natureza primária de cada ensaio é muito diferente (os espécimes arrancados tiveram a barra retirada do cubo de concreto e o ensaio de FAT teve a barra deslizada pela flexão produzida pela carga e a aplicação é perpendicular ao deslizamento da barra, ao contrário do espécime de POT, que está na mesma direção), os resultados foram equivalentes e satisfatórios com as prescrições de Orangun *et al.* (1977) e ACI 408R (2003).

#### 7.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados entre os ensaios foram distintos em sua maioria, mas o comprimento de ancoragem entre os ensaios eram diferente. Para o POT, adotou-se o recomendado pela RILEM RC6 (1983),  $5\phi$ , e para o FAT, adotou-se, o limite máximo de projeto,  $25\phi$ , com reduções em 25% e 50% desse comprimento. Para diâmetro de 12.5mm, os Ensaio FAT e POT apresentaram similaridade no gráfico *tensão x deslizamento* conforme o tipo de ruptura (fendilhamento e arrancamento, respectivamente). Para a ruptura por fendilhamento, as amostras de FAT aumentaram as tensões de aderência com aumento de teor de fibra. Para a ruptura por arrancamento, as amostras de POT também, aumentaram as tensões com o aumento de fibra. Todas as amostras com  $V_f$  de 1,5% e comprimento de ancoragem em 50% do comprimento de referência ( $0,5.l_b$ ) apresentaram tensão superior e carga de ruptura equivalente. Logo, é viável afirmar que comprimentos de ancoragens menores em CRFA apresentam comportamento e desempenho similar aos comprimentos de ancoragens do concreto armado. Assim, o ensaio FAT é um sistema inovador, com resultados coerentes de tensão de aderência entre concreto e aço durante a flexão da estrutura.

#### 7.5. TRABALHOS FUTUROS

Adicionar uma parcela com variação do teor de fibra e fator de forma na equação de Orangun *et al.* (1977) e ACI 408R (2003), Eq. 3.23 e Eq. 3.33, respectivamente. Nenhum código normativo ou prescrição de autores conceituados utiliza para determinação de tensão de aderência de dados referentes às tensões residuais,  $f_{Ri}$ , podendo também ser inserido nas equações citadas.

## 8. REFERÊNCIAS

ALAVI-FARD, M. Bond characteristics of high strength concrete. Doctoral thesis. Memorial University of Newfoundland, Faculty of Engineering and Applied Science, St. John's, Newfoundland, Canada, 1999.

ALEXANDRIA, S.S.S. de; LOPES, W.G.R.; A utilização do adobe no município de Uruçuí: técnica construtiva tradicional e sustentável. Florianópolis, 2006.

ALMEIDA FILHO, F.M. Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensáveis. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

AL-JAHDALI, F.A.; Wafa, F.F.; SHIHATA, S.A. Development length for straight deformed bars in high-strength concrete. ACI Special Publication, v. 149, 1994.

ALVAREZ, M.: Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton. ETH Zürich, Diss., Basel: Birkhäuser (IBK Bericht 236), 1998.

ÁLVAREZ, A. B. Characterization and modelling of SRFC elements. Doctoral thesis. Universitat Politècnica de Catalunya. Departament d'Enginyeria de la Construcció. Spain, 2013.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 211.3 – Standard practice for selecting proportions for no-slump concrete. ACI Comitê 211, 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 – Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI Comitê 318, 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 408R - Bond and Development of straight reinforcing bars in tension. ACI Comitê 408, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 544.1R - State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. ACI Comitê 544, 1996. (Reapproved 2002)

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 544.3R - Guide for specifying proportioning, and production of fiber-reinforced concrete. ACI Comitê 544, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 544.1R - State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. ACI Comitê 544, 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 544.4R - Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete. ACI Comitê 544, 1988. (Reapproved 1999)

ARAÚJO, D.L. Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, 2002.

ARAÚJO, D.L.; DANIN, A.R.; MELO, M.B.; RODRIGUES, P.F. Influência da adição de fibras de aço na tensão de aderência de barras de aço retilíneas. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 6, nº 2, p. 307-338, 2013.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto: ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892: Materiais metálicos — Ensaio de Tração. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7477: Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Argamassa e concreto: determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15530: Fibras de aço para concreto - Especificações. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45: Agregados-Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo-Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado graúdo-Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados-Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 7500-1: Materiais metálicos - Calibração e verificação de máquinas de ensaio estático uniaxial Parte 1: Máquinas de ensaio de tração/ compressão - Calibração e verificação do sistema de medição da força. Rio de Janeiro, 2016.

ASTM C995 - Standard Test Method for Time of Flow of Fiber-Reinforced Concrete Through Inverted Slump Cone, 2008.

ASTM C125 - Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates, 2015.

ASTM A706 - Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, 2009.

AZIZINAMINI, A.; STARK, M.; ROLLER, J. J.; GHOSH, S. K. Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete, *ACI Structural Journal*, v. 90, p. 554-561, 1993.

BABAFEMI, A.J; BOSHOFF, W.P. Tensile creep of macro-synthetic fibre reinforced concrete (MSFRC) under uni-axial tensile loading. *Cement & Concrete Composites*, v. 55, p. 62-69, 2015.

BAE, B-I.; CHOI, H-K.; CHOI, C-K. Bond stress between conventional reinforcement and steel fibre reinforced reactive powder concrete. *Construction and Building Materials*, v. 112, p. 825–835, 2016.

BARAN, E.; AKIS, T.; YESILMEN, S. Pull-out behavior of prestressing strands in steel fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, v. 28, p. 362–371, 2012.

BARBOSA, M. T. G. Avaliação do comportamento da aderência em concretos de diferentes classes de resistência. Tese (Doutorado) – COPPE Instituto Alberto Luiz Coimbra, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

BARBOSA, M. T. G.; SÁNCHEZ FILHO, E. S. The bond stress x slipping relationship. *IBRACON Structures and Materials Journal*, v. 9, n. 5, p. 745 - 753, October, 2016.

BARROS, J.A.O. Comportamento de betão reforçado com fibras – Análise experimental e simulação numérica. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Portugal, 1995.

BARROS, J.A.O. Betão reforçado com fibras de aço: conceitos fundamentais. Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto (APEB), *ISISE - Artigos em Revistas Nacionais*, 2000.

BEGLARIGALE, A.; YAZICI, H. Pull-out behavior of steel fiber embedded in flowable RPC and ordinary mortar. *Construction and Building Materials*, v. 75, p. 255-265, 2015.

BELARBI, A.; WANG, H. Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars. *Construction and Building Materials*, v. 25, p. 2391-2401, 2011.

CARVALHO, R.M.; VARUM, H.; BERTINI, A.A. Expedição caminhos da terra – Levantamento final das construções em adobe na região norte e nordeste do estado do Ceará. III Congresso de Arquitetura e Construção com Terra no Brasil, Mato Grosso do Sul, 2010.

CATTANEO S.; ROSATI, G. Bond and splitting in High Performance Fiber Reinforced Concrete. Proceedings of Fifth RILEM Symposium on Fiber Reinforced Concretes (RC), Lyon, 2000.

CEB-FIP MODEL CODE 2010: Final Draft. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September 2011. (This final draft has not been published), 2010.

CECCATO, M.R. Estudo da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço. Dissertação (mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

CEN, EN 1992-1-1: EUROCODE2. Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. European Standard, 2004.

CEN, EN 10080 - Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General. European Standard, 2005.

CHAO, S.H; NAAMAN, A.E; PARRA-MONTESINOS, G.J. Bond Behavior of Reinforcing Bars in Tensile Strain-Hardening Fiber-Reinforced Cement Composites. ACI Structural Journal, v. 106, p. 897-906, 2009.

COLLINS, M.P. Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design, 2001.

DARWIN, D.; ZUO, J. Development length criteria for conventional and high relative rib area reinforcing bars. ACI Structural Journal, v. 93, p. 343–359, 1996.

DARWIN, D.; ZUO, J. Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high strength concrete. ACI Structural Journal, v. 97, p. 630–641, 2000.

DE BONTE, F.; Hechtsterkte bij staalvezelbeton MSc Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, p.140, 2000.

DE LARRAD, F.; SHAULLER, I.; FUCHS, J. Effect of bar diameter on the bond strength of passive reinforcement in high-performance concrete. ACI Materials Journal, v. 90, p. 333-339, 1993.

DIAB, A.M.; ELYAMANY, H.E.; HUSSEIN, M.A.; AL ASHY, H.M. Bond behavior and assessment of design ultimate bond stress of normal and high strength concrete. Alexandria Engineering Journal, v. 53, p. 355–371, 2014.

DRAMIX GUIDELINE: Reinforcing the future. BAKAERT, 2012.

DUMÊT, T.B. Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.



ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTERO, V.V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, Report No UCB/EERC-83/23, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, California, 1983.

EZELDIN, A. S.; BALAGURU, P. N. Bond behavior of normal and high-strength fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, v. 86, p. 515-524, 1989.

FERGUSON, P.M. Bond Stress – The State of the Art. *ACI Proceedings Journal*, v.63, p. 1161–1190, 1966.

FIGUEIREDO, A.D. Concreto com Fibras de Aço. *Boletim Técnico – Série BT/PCC/260*, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2000.

FIGUEREIDO, A.D., Concreto reforçado com fibras, Texto apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Livre Docente. São Paulo, 2011.

FUSCO, P.B. Técnicas de armar estruturas de concreto. Ed. PINI. São Paulo, 2000.

GARCEZ, E.O. Análise teórico-experimental do comportamento de concreto reforçado com fibras de aço submetidos a cargas de impacto. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

GARCÍA-TAENGUA, E.; MARTÍ-VARGAS, J. R.; SERNA, P. Statistical Approach to Effect of Factors Involved in Bond Performance of Steel Fiber-Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, v. 108, p. 461–468, 2011.

GARCÍA-TAENGUA, E.; MARTÍ-VARGAS, J. R.; SERNA, P. Splitting of concrete cover in steel fibre reinforced concrete: semi-empirical modeling and minimum confinement requirements. *Construction and Building Materials*, v. 66, p. 743–751, 2014.

GARCÍA-TAENGUA, E.; MARTÍ-VARGAS, J. R.; SERNA, P. Bond of rebars to steel fibre reinforced concrete: minimum concrete cover requirements to prevent splitting. *Concrete – Innovation and Design*, fib Symposium, Copenhagen, May, 2015.

GARCÍA-TAENGUA, E.; MARTÍ-VARGAS, J. R.; SERNA, P. Bond of reinforcing bars to steel fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, v. 105, p. 275–284, 2016.

GOMES, L.D.S; Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Pará, Belém, 2016.

GOTO, Y. Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars. *ACI JOURNAL*, v. 68, p. 244-251, 1971.

GUSTAFSSON, J.; Steel fibers as shear reinforcement in high strength concrete beams. Master's Thesis, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, 1997.

GUSTAFSSON, J.; NOGHABAI, K. Steel fibers as shear reinforcement in high strength concrete beams. Master thesis. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology. 1997.

HADI, M.N.S., Bond of high strength concrete with high strength reinforcing steel. The Open Civil Engineering Journal, v. 2, p. 143–147, 2008.

HARAJLI, M.H., Local Bond-Slip Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Fiber Reinforced Concrete. Proceedings of International Conference: Bond in Concrete – From Research to Practice, p.7.87-7.97, 1992.

HARAJLI, M.H.; HOUT, M.; JALKH, W. Local Bond Stress-Slip Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fibre Concrete. ACI Materials Journal, v. 92, p. 343–54, 1995.

HARAJLI, M.H.; MABSOUT, M.E. Evaluation of bond strength of steel reinforcing bars in plain and fiber-reinforced concrete, ACI Structural Journal, v. 99, p. 509–517, 2002.

HARAJLI, M.H. Bond stress-slip model for steel bars in unconfined or steel, FRC, or FRP confined concrete under cyclic loading. Journal Structural Engineering, v. 135, p. 509–518, 2009.

HERNANDEZ-OLIVARES, F.; BARLUENGA, G. Fire performance of recycled rubber-filled high-strength concrete. Cement and Concrete research, v. 34, p. 109-117, 2004.

HOTA, S.; NAAMAN, A.E. Bond Stress-Slip Response of Reinforcing Bars Embedded in FRC Matrices under Monotonic and Cyclic Loading. ACI Structural Journal, v. 94, p. 525-537, 1997.

HUANG, Z.; ENGSTRON, B.; MAGNUSSON, J. Experimental investigation of the bond and anchorage behavior of deformed bars in high strength concrete. 4<sup>o</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength/High Performance Concrete. Proceedings, v.3, p.29-31. Paris, 1996.

INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL. EHE-08, Madrid, Spain, 2008.

JANSSON, A.; LUNDGREN, K.; LOFGREN, I.; GYLLTOFT, K. Bond of reinforcement in self-compacting steel fibre reinforced concrete. Magazine of Concrete Research, v. 64, p. 617-630, 2012.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. Method of test for compressive strength and compressive toughness of steel fiber reinforced concrete. JSCE-SF5, Concrete library of JSCE, v. 3, p. 63-66, 1984.

JIMENEZ, R.; WHITE, R.N.; GERGELY, P. Bond and dowel capacities of reinforced concrete. ACI Journal, v. 79, p. 73-91, 1979.

KABIR, R.; ISLAM, M. Bond stress behavior between concrete and steel rebar: Critical investigation of pull-out test via Finite Element Modeling. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, v. 5, p. 80-90, 2014.

KANG, S. T., LEE B.Y.; KIM J.K, KIM, Y.Y. The effect of fibre distribution characteristics on the flexural strength of steel fibre reinforced ultra high strength concrete. *Construction and Building Materials* , v. 25, p. 2450–2457, 2011.

KANKAN, C.K. Relationship of bond stress, steel stress, and slip in reinforced concrete. *Journal os Structural Engineering*, 1997.

KARL, K-W.; LEE, D.H.; HWANG, J-H.; KIM, K.S.; CHOI, I-S. Revision on material strength of steel fiber-reinforced concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, v. 5, p.87-96, 2011.

KEMP, E.L.; WILHELM, W.J.;Investigation of parameters influencing bond cracking. *ACI Journal*, v. 76, p. 47-71, 1979.

LEONHARDT, F., MONNIG, E. “Construções de concreto Vol. 1, princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado”. Editora: Interciência Ltda. São Paulo, 1977.

LIMA, R.P.A.F.P. Utilização de fibras metálicas com funções estruturais em estruturas de concreto. Dissertação (mestrado). Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, 2012.

LOBÃO, L.M.M. Taxa de armadura longitudinal mínima em vigas de concreto de resistência normal com fibras de aço. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, 2005.

LÖFGREN, I. Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction-a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis. PhD Thesis, Dep. of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2005.

LORRAIN, M; BARBOSA P. M. Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. In: *Revista Concreto & Construções*, São Paulo, Nº51, p. 52-57, 2008.

LORRAIN, M.; CAETANO, L.F.; VALE SILVA, B.; GOMES, L.E.S.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L.C.P. Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength. *PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB*, Washington D. C., 2010.

LORRAIN, M.S.; BARBOSA, M.P.; SILVA FILHO, L.C.P. Estimation of compressive strength based on Pull-Out bond test results for on-site concrete quality control. *IBRACON Structures and Materials Journal*, v. 4, p. 4, 2011.

LUTZ, L.A.; GERGELY, P. Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete. *ACI Journal Proceedings*, V.64, Nº.11, Nov. 1967, pp.711-721.

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

MARKOVIC, I. *High-performance hybrid-fibre concrete – Development and Utilisation*. PhD thesis. Technische Universiteit Delft, Netherlands, 2006.

MATHEY, R.C.; Watstein, D. *Investigation of Bond Strength in Beam and Pull-Out Specimens with HighYield-Strength Deformed Bars*. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, v. 57, nº 9, p. 1071-1090, 1961.

METHA, P.K., MONTEIRO, P.J.M. *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. 2ª edição. Ed. PINI. São Paulo, 2014.

MIGLIORINI, A.V. *Estudo de fibras de aço em blocos de concreto para a possível utilização em carapaça de molhes*. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio Grande - FURG, Rio Grande, 2011.

MORAES NETO, B.N. *Comportamento à Punção de Lajes Lisas em Concreto Reforçado Com Fibras De Aço Sob Carregamento Simétrico*. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

NILSON, A.H. *Internal measurement of bond slip*. American Concrete Institute Journal, v. 69, p. 439-441, 1972.

NUNES, N.L. *Contribuição para a aplicação do concreto reforçado com fibras de aço em elementos de superfície restringidos*. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

OLIVEIRA, C.A.S. *Avaliação da redução de armadura mínima de flexão em vigas de concreto armado com adição de fibras de aço*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, UFG, Goiás, 2007.

ORANGUN, C.O.; JIRSA, J.O.; BREEN, J.E. *A reevaluation of test data on development length and splices*. ACI Journal, v. 74, p. 114-122, 1977.

PLIZZARI, G.A. *Bond and splitting crack development in normal and high strength fiber reinforced concrete*. Proceedings of 13th Eng. Mechanics Division Conference – EMD 99, Baltimore, pp. 6, 1999.

RAMLI, M; DAWOOD, E.T. *Effects os steel fibres on the engineering performance of concrete*. Asian Journal Applied Science, v. 4, p. 97-100, 2011.

REHM, G. *Über die grundlagen des verbundes zwischen stahl und beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Germany, 1961.

RILEM. *Technical recommendations for the Testing and Use of Construction Materials: RC6, Bond Test for Reinforcing Steel: 1. Beam Test*, Materials and Structures, 1983.

RILEM. *Technical recommendations for the Testing and Use of Construction Materials: RC6, Bond Test for Reinforcing Steel: 2. Pull-out Test*, Materials and Structures, 1983.

RILEM TC 162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete, Recommendation. *Materials and Structures*, v. 34, p. 3-6, 2001.

RILEM TC 162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Bending test, Final Recommendation. *Materials and Structures*, v. 35, p. 579-582, 2002.

ROSSI, P. Ultra-High-Performance fiber-reinforced concretes. *Concrete Internacional Magazine*, 2001.

ROSTÁSY, F.S.; HARTWICH, K. Bond of deformed reinforcing bar embedded in steel fiber reinforced concrete. *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, v. 10, p.151-158, 1988.

SALAZAR, P.C.M., Hormigones con Fibras de Acero características Mecánicas, Tese de Mestrado, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2010.

SARZALEJO, A.G.; ROSSI, B.; PERRI, G.; WINTERBERG, R.; ARISTEGUIETA, R.E. Fibras como Elemento Estructural para Reforço de Concreto. Manual Técnico, MACCAFERRI, 2010.

SHAH, A.A.; RIBAKOV, Y. Recent trends in steel fibered high-strength concrete, *Materials and Design*, v. 32, p. 4122–4151, 2011.

SHEN, D.; SHI, X.; ZHANG, H.; DUAN, X.;JIANG, G. Experimental study of early-age bond behavior between high strength concrete and steel bars using a pull-out test. *Construction and Building Materials*, v. 113, p. 653-663, 2016.

SILVA, B.V.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L.C.P.; LORRAIN, M.S. Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto: Parte 1. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 6, nº 5, p. 715-736, 2013.

SILVA, B.V.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L.C.P.; LORRAIN, M.S. Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto: Parte 2. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 7, nº 5, p. 856-878, 2014.

SILVA FILHO, L.C.P.; BARBOSA, M. P.; VALE SILVA, B.; DAL BOSCO, V. I.; TROIAN, P. Comparativo experimental entre os métodos de ensaios pull-out e push-out para determinação da tensão de aderência aço-concreto. 54º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo, IBRACON, 2012.

SIMPLÍCIO, M.A.S. Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

SOROUSHIAN P.; MIRZA F.; ALHOZAIMY, A. Bonding of Confined Steel Fiber Reinforced Concrete to Deformed Bars. *ACI Materials Journal*, v. 91, p. 141-149, 1994.

TAHENNI T.; CHEMROUK M.; LECOMPTE T., Effect of steel fibers on shear behavior of high strength concrete beams. *Construction and Building Materials*, v. 105, p. 14–28, 2016.

TAI, Y.S; PAN, H.H; KUNG, Y.N. Mechanical properties of steel fiber reinforced reactive powder concrete following exposure to high temperature reaching 800 °C. *Nuclear Engineering and Design*, v. 241, p.2416-2424, 2011.

VLIET, A.J.B; Bond of Deformed Reinforcing Steel Bars Embedded in Steel Fiber Reinforced Concrete – State-of-the-Art Report. Ed. Delft Cluster, 2001.

WANG, C. Experimental investigation on behavior of steel fiber reinforced concrete (SFRC). Master Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, August, 2006.

WILLE, K. Concrete strength dependente pull-out behavior of deformed steel fibers. 8th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: challenges and opportunities, p. 123-135, 2012.

## 9. ANEXO

### ANEXO A – RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE VIGA (CEB-FIP, 2010).

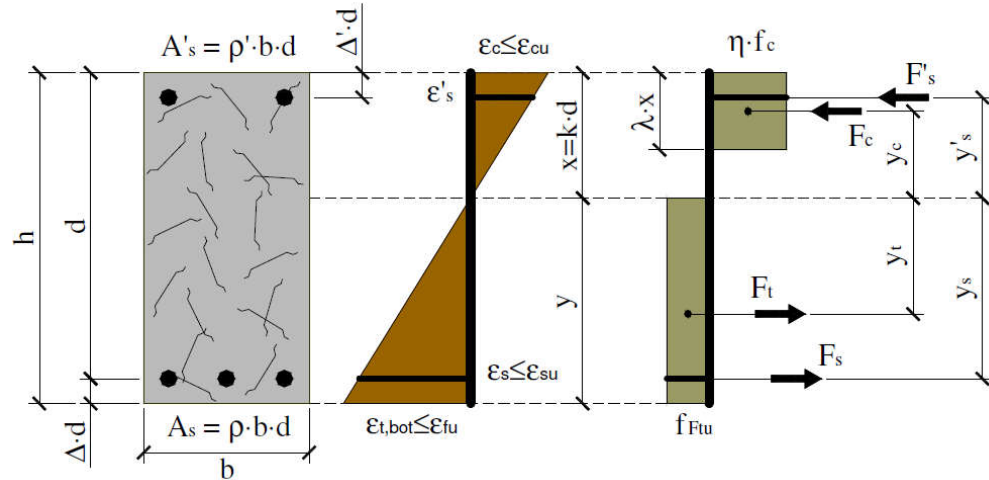


Figura 9.1 – Distribuição das deformações e tensões na seção transversal da peça (sem escala).

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & , se f_{ck} \leq 50MPa \\ 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} & , se f_{ck} > 50MPa \end{cases}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & , se f_{ck} \leq 50MPa \\ 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & , se f_{ck} > 50MPa \end{cases}$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0$$

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1}$$

Os valores de  $\lambda$  e  $\eta$  definem o diagrama de tensão do concreto comprimido, as tensões  $f_{Fts}$  e  $f_{Ftu}$  representam, respectivamente, as resistências residuais no estado limite de serviço e último,  $\varepsilon_{fu}$  e  $w_u$  são, respectivamente, a deformação e a abertura de fissura máximas aceitáveis em projeto. No presente estudo adotou-se  $w_u = 2.5$  mm, conforme especifica o CEB-FIP (2010). Onde,  $f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1}$

O processo iterativo inicia-se fixando um valor para  $\varepsilon_{cu}$  e admitindo-se um valor para  $x = k \cdot d$ . Na sequência são calculadas as demais deformações, conforme segue:

$$\varepsilon_{fu} = \frac{w_u}{l_{cs}}$$

$$l_{cs} = \min(s_{rm}; y)$$

sendo,  $s_{rm}$  o valor da distância média entre fissuras (adotar  $s_{rm} = h/2$  (PEDERSEN,1996)) e  $y$  o valor indicado na Figura 9.1.

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \begin{cases} 3,5 & , se f_{ck} \leq 50MPa \\ 2,6 + 35 \cdot \left[ \frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 & , se f_{ck} > 50MPa \end{cases} & , se \varepsilon_{t,bot} \leq \varepsilon_{fu} \\ \frac{\varepsilon_{t,bot} \cdot k}{(1 - k + \Delta)} & , se \varepsilon_{t,bot} > \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad [‰]$$

$$\varepsilon_{t,bot} = \begin{cases} \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(1 - k + \Delta)}{k} & , se \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(1 - k + \Delta)}{k} \leq \varepsilon_{fu} \\ \varepsilon_{fu} & , se \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(1 - k + \Delta)}{k} > \varepsilon_{fu} \end{cases} \quad [‰]$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(1 - k)}{k}$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(k - \Delta')}{k}$$

As tensões nas armaduras são:

$$f_s = \begin{cases} \varepsilon_s \cdot E_s & , se \varepsilon_s \cdot E_s < f_{sy} \\ f_{sy} & , se \varepsilon_s \cdot E_s \geq f_{sy} \end{cases}$$

$$f'_s = \begin{cases} \varepsilon'_s \cdot E_s & , se \varepsilon'_s \cdot E_s < f'_{sy} \\ f'_{sy} & , se \varepsilon'_s \cdot E_s \geq f'_{sy} \end{cases}$$

Os braços de alavanca são determinados por:

$$y_c = k \cdot d \cdot \left( 1 - \frac{\lambda}{2} \right)$$

$$y_t = \frac{(1 - k + \Delta) \cdot d}{2}$$

$$y_s = (1 - k) \cdot d$$

$$y'_s = (k - \Delta') \cdot d$$

As resultantes das forças internas são:

$$F_c = \eta \cdot \lambda \cdot f_c \cdot k \cdot d \cdot b_w$$

$$F_t = f_{ftu} \cdot (1 - k + \Delta) \cdot d \cdot b_w$$

$$F_s = f_s \cdot A_s$$



$$F'_s = f'_s \cdot A'_s$$

O equilíbrio das resultantes das forças internas é:

$$\sum F_i = 0$$

Assim, o cálculo do momento resistente após equilíbrio das resultantes das forças internas se dá por:

$$M_R = \sum F_i \cdot y_i$$

Finalmente, para se determinar o carregamento de flexão ( $P_{flex}$ ) é necessária a seguinte equação:

$$P_{flex} = \frac{M_R}{L}$$

L é o braço de alavanca.

ANEXO B – RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA VIGA DE CONCRETO (CEB-FIP, 2010).

$$V_{Rd} = V_c + V_{sw} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_c = k_v \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot z$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc}$$

$$\eta_{fc} = \left( \frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1$$

Nível de Aproximação 1:

$$V_{Rd} = V_{sw} \leq V_{Rd,max}$$

$$\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$\theta_{min} = \begin{cases} 25^\circ \text{ Elevada compressão axial} \\ 30^\circ \text{ membros concreto armado} \\ 40^\circ \text{ elevada tração axial} \end{cases}$$

$$k_v = 0$$

$$k_\varepsilon = 0,55$$

Nível de Aproximação 2:

$$V_{Rd} = V_{sw} \leq V_{Rd,max}$$

$$\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x$$

$$k_v = 0$$

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65$$

Nível de Aproximação 3

$$V_{Rd} = \begin{cases} = V_c + V_{sw} \leq V_{Rd,max} & , \text{ se } V_{Rd} < V_{Rd,max}(\theta_{min}) \\ = V_{sw} \leq V_{Rd,max} & , \text{ se } V_{Rd} \geq V_{Rd,max}(\theta_{min}) \end{cases}$$

$$\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x$$

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left[ 1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right] \geq 0$$

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \cdot \left[ \frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} \right] \geq 0$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2 \theta$$

ANEXO C – RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA VIGA CRFA (CEB-FIP, 2010).

A previsão da resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas com fibras de aço  $V_{Rd}$  é estabelecida em função das parcelas de contribuição do CRFA  $V_f$  e da armadura transversal  $V_{sw}$ , como se apresenta:

$$V_{Rd} = V_f + V_{sw}$$

$$V_f = 0,18 \cdot k \cdot [100 \cdot \rho_1 \cdot (1 + 7,5 \cdot f_{Ftuk}/f_{ctk}) \cdot f_{ck}]^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq 0,035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^2 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$k = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0 \right)$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w}{CMOD_3} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0$$

,sendo  $w = 1,5$  mm.

$$f_{ctm} = \begin{cases} 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} & , \text{para } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{ck} + 8}{10} \right) & , \text{para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

Onde,  $f_{Ftuk}$  representa a resistência residual característica no estado limite último,  $f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1}$  a resistência residual no estado limite de serviço e  $f_{ck}$  a resistência característica do concreto à tração. As grandezas  $f_{R1}$  e  $f_{R3}$ , obtidas a partir do ensaio de flexão de prismas entalhados, são, respectivamente, as tensões residuais à tração na flexão correspondentes as aberturas da fissura  $w = 1,5$  mm e  $CMOD_3 = 2,5$  mm.

## 10. APÊNDICE

### APÊNDICE A – RESUMO DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO PELO CEB-FIP (2010).

Tabela 10.1 – Resumo dos resultados do cálculo da resistência à flexão e ao cisalhamento para  $\phi$  8mm.

VIGAS	CP-8-F0	CP-8-F0.5	CP-8-F1	CP-8-F1.5
$x$ (mm)	20,88	22,46	23,92	23,84
$\varepsilon_{cu}$ (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50
$\varepsilon_{fu}$ (‰)	30,12	30,12	30,12	30,12
$\varepsilon_s$ (‰)	24,32	22,36	20,79	21,11
$\varepsilon'_s$ (‰)	-1,90	-1,52	-1,21	-1,28
$f_{Ftu}$ (MPa)	0,00	0,38	0,77	0,76
$f_s$ (MPa)	520,00	520,00	520,00	520,00
$f'_s$ (MPa)	-537,08	-429,75	-343,24	-361,04
$y_c$ (mm)	12,53	13,48	14,35	14,16
$y_t$ (mm)	89,56	88,77	88,04	88,20
$y_s$ (mm)	145,12	143,54	142,08	142,40
$y'_s$ (mm)	20,88	22,46	23,92	23,60
$F_c$ (kN)	67,65	73,68	80,39	80,72
$F_t$ (kN)	0,00	10,25	20,35	19,98
$F_s$ (kN)	46,56	46,56	46,56	46,56
$F'_s$ (kN)	-21,09	-16,88	-13,48	-14,18
$\Sigma F$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
$m_R$ (kN.m)	7,16	8,21	9,24	9,20
$V_{flex}$ (kN)	23,88	27,36	30,79	30,67
$V_c$ ou $V_f$ (kN)	27,56	28,04	32,01	32,55
$V_{sw}$ (kN)	51,23	51,23	51,23	51,23
$V_{Rd}$ (kN)	78,79	79,27	83,24	83,78
$V_{Rk}$ (kN)	118,18	118,90	124,86	125,67

Tabela 10.2 – Resumo dos resultados do cálculo da resistência à flexão e ao cisalhamento para  $\phi 10$  mm.

<b>VIGAS</b>	<b>CP-10-F0</b>	<b>CP-10-F0.5</b>	<b>CP-10-F1</b>	<b>CP-10-F1.5</b>
$x$ (mm)	23,47	25,16	26,68	26,31
$\varepsilon_{cu}$ (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50
$\varepsilon_{fu}$ (‰)	30,30	30,30	30,30	30,30
$\varepsilon_s$ (‰)	21,11	19,45	18,15	18,45
$\varepsilon'_s$ (‰)	-1,27	-0,95	-0,70	-0,76
$f_{Ftu}$ (MPa)	0,00	0,38	0,77	0,76
$f_s$ (MPa)	525,00	525,00	525,00	525,00
$f'_s$ (MPa)	-360,75	-269,76	-198,06	-214,85
$y_c$ (mm)	14,08	15,10	16,01	15,78
$y_t$ (mm)	88,27	87,42	86,66	86,85
$y_s$ (mm)	141,53	139,84	138,32	138,69
$y'_s$ (mm)	23,47	25,16	26,68	26,31
$F_c$ (kN)	76,02	82,54	89,67	89,96
$F_t$ (kN)	0,00	10,09	20,03	19,68
$F_s$ (kN)	61,85	61,85	61,85	61,85
$F'_s$ (kN)	-14,17	-10,59	-7,78	-8,44
$\Sigma F$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
$m_R$ (kN.m)	9,49	10,51	11,52	11,49
$V_{flex}$ (kN)	31,64	35,04	38,40	38,28
$V_c$ ou $V_f$ (kN)	28,01	28,48	35,01	35,60
$V_{sw}$ (kN)	50,92	50,92	50,92	50,92
$V_{Rd}$ (kN)	78,93	79,40	85,93	86,52
$V_{Rk}$ (kN)	118,40	119,10	128,89	129,78

Tabela 10.3 – Resumo dos resultados do cálculo da resistência à flexão e ao cisalhamento para  $\phi 12,5$  mm.

<b>VIGAS</b>	<b>CP-12.5-F0</b>	<b>CP-12.5-F0.5</b>	<b>CP-12.5-F1</b>	<b>CP-12.5-F1.5</b>
$x$ (mm)	28,92	30,71	32,22	31,75
$\varepsilon_{cu}$ (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50
$\varepsilon_{fu}$ (‰)	30,53	30,53	30,53	30,53
$\varepsilon_s$ (‰)	16,32	15,17	14,29	14,55
$\varepsilon'_s$ (‰)	-0,70	-0,46	-0,27	-0,33
$f_{Ftu}$ (MPa)	0,00	0,38	0,77	0,76
$f_s$ (MPa)	530,00	530,00	530,00	530,00
$f'_s$ (MPa)	-199,18	-130,00	-77,31	-93,13
$y_c$ (mm)	17,35	18,42	19,33	19,05
$y_t$ (mm)	85,54	84,65	83,89	84,13
$y_s$ (mm)	134,83	133,05	131,53	132,00
$y'_s$ (mm)	28,92	30,71	32,22	31,75
$F_c$ (kN)	93,68	100,72	108,28	108,57
$F_t$ (kN)	0,00	9,77	19,39	19,06
$F_s$ (kN)	85,85	85,85	85,85	85,85
$F'_s$ (kN)	-7,82	-5,10	-3,04	-3,66
$\Sigma F$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00
$m_R$ (kN.m)	12,97	13,95	14,91	14,89
$V_{flex}$ (kN)	43,25	46,50	49,72	49,63
$V_c$ ou $V_f$ (kN)	28,34	31,59	38,83	39,49
$V_{sw}$ (kN)	50,53	50,53	50,53	50,53
$V_{Rd}$ (kN)	78,87	82,12	89,37	90,02
$V_{Rk}$ (kN)	118,31	123,19	134,05	135,03