



Lana Daniele dos Santos Gomes

**Análise experimental da eficiência das  
fibras de aço no reforço ao cisalhamento  
de vigas em concreto armado**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

Instituto de Tecnologia  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Orientação: Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira  
Coorientação: Professor Bernardo Nunes de Moraes Neto

Belém – Pará – Brasil

2016

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



**Lana Daniele dos Santos Gomes**

**Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado.**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientação: Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Coorientação: Professor Bernardo Nunes de Moraes Neto

Belém  
Agosto/2016

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTORA: Lana Daniele dos Santos Gomes.

TÍTULO: Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado.

GRAU: Mestre ANO: 2016

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação 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 dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

**Lana Daniele dos Santos Gomes.**

Rua João Paulo II, nº 562, apto 102. Marco.  
66.609-492 Belém – PA – Brasil.

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
Biblioteca Central / UFPA, Belém – PA

---

Gomes, Lana Daniele dos Santos.

Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado / Lana Daniele dos Santos Gomes. – 2016.

Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira.  
Coorientador: Bernardo Nunes de Moraes Neto.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2016.

1. Cisalhamento. 2. Fibras de aço. 3. Vigas. 4. Análise teórica. 5. Análise experimental. I. Título.

CDD - XX. ed. XXX.XXXXX

---



**Lana Daniele dos Santos Gomes**

**Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço  
ao cisalhamento de vigas em concreto armado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFPA. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

**Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira**

Orientador

Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

**Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto**

Coorientador

Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

**Prof. Dr. Marcos Honorato de Oliveira**

Examinador Externo

Universidade de Brasília – UnB

**Prof. Dr. Alcebíades Negrão Macedo**

Examinador Interno

Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Belém, 29 de Agosto de 2016.

*Para meus pais, Landoaldo e Angela, irmãos Abel e Igor,  
pelo apoio e confiança.*

*“Nenhum homem é uma ilha, completa em si mesma; todo homem é um pedaço do continente, uma parte da terra firme. Se um torrão de terra for levado pelo mar, a Europa fica menor, como se tivesse perdido um promontório, ou perdido o solar de um teu amigo, ou o teu próprio. A morte de qualquer homem diminui a mim, porque na humanidade me encontro envolvido; por isso, nunca mandes indagar por quem os sinos dobram; eles dobram por ti.”*

John Donne, epígrafe do romance “Por quem os sinos dobram”.

## **Agradecimentos**

Primeiramente agradeço a DEUS por me dar forças em todos os momentos e guiar pelos melhores caminhos.

Ao Professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, pelo total apoio, dedicação, incentivo e confiança, pela infinita contribuição no meu desenvolvimento profissional e como pessoa. Agradeço imensamente a contribuição científica do Professor Bernardo Nunes de Moraes Neto, pela sua paciência, por compreender minhas dificuldades, e dedicação. A ambos, por se dedicarem a me orientar nesta árdua caminhada e me conduzir a esta grande conquista.

Ao grupo GAEMA, por me acolher, colaborar e me impulsionar nessa jornada. A todos os professores integrantes e aos amigos que lá conquistei, em especial o Haruki, Helder, Denisson Braun, Valdemir, Fernando, Vitor Hugo, Carlos Rossi, Natasha, Kássio, Wander, Jefferson, André, João, Paulo, Magno, Wladimir, Neto, Amaury e Adriano. Por muito me ajudarem no desenvolvimento da pesquisa, tanto na confecção das vigas e corpos de prova como na realização dos ensaios, ajuda esta, sempre espontânea e desinteressada.

Ao Youssef, que foi um grande companheiro durante todo o desenvolvimento dessa pesquisa. Ao Tássio por colaborar doando seu tempo para fazer parte dos desenhos da dissertação.

Ao Engenheiro Danilo Souza Queiroz, representante da Belgo Bekaert Amares LTDA por doar as fibras de aço, as quais foram fundamentais na realização desse estudo. Ao professor Paulo Sergio por ceder parte dos materiais que compuseram o concreto utilizado no programa experimental. A empresa Totalmix – Controle tecnológico em concreto e solos, por fornecer maquinário para extração de corpos de prova. Ao doutorando Amaury, pelo transporte do agregado graúdo até o laboratório.

Aos Professores do PPGEC pela contribuição na minha formação científica, durante todo este período de mestrado.

Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, Joel Silva, Sr Arnaldo e Sr Maneco, que foram de total importância para a realização dos ensaios. Aos demais, pelo carinho e dedicação demonstrado.

Aos meus pais, Landoaldo e Angela, pelo enorme amor, incentivo e me apoiarem incondicionalmente em todas as minhas escolhas. Aos meus irmãos Abel e Igor, pela parceria e apoio em todos os momentos.

Aos meus amigos, Yasmim, Luanna, Greice, Thamires, Manoel, Alexandre, F. André, Karol, Érico Shimada, Beatriz, Allan, Tássio e Aquilles, por acreditarem incondicionalmente em mim, por toda a ajuda e apoio para que eu pudesse chegar até aqui, pela força nas horas que fraquejei e por permanecerem ao meu lado, mesmo quando a minha ausência, em detrimento do estudo, se fez grande.

A todos, meu muito obrigada.

## Resumo

GOMES, L. D. S. **Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado.** Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2016.

O presente estudo avalia a eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado. Para esse fim, serão apresentadas algumas recomendações normativas e uma pesquisa experimental. No que diz respeito à análise das recomendações normativas, serão discutidas cinco propostas, RILEM TC 162-TDF (2003), CECS 38 (2004), JSCE (2008), EHE 08 (2010) e MODEL CODE (2010). Nesse contexto, a performance dessas propostas foi avaliada a partir do parâmetro  $V_{exp}/V_{teo}$ , que relaciona, respectivamente, os resultados experimentais, os quais foram coletados da literatura, compondo um banco de dados (BD), e os resultados teóricos, definidos pelas recomendações normativas. Para o programa experimental, foram avaliadas quatro vigas, sendo uma de referência (sem fibras) e três em concreto reforçado com fibras de aço (CRFA). Ressalta-se que todas as vigas foram reforçadas ao cisalhamento com uma taxa de armadura mínima. Entre as vigas em CRFA, é importante comentar que será avaliada a influência do consumo de fibras ( $C_f$ ) adicionado à massa de concreto, que irá variar em 0,5% ( $\approx 40 \text{ kg/m}^3$ ), 0,8% ( $\approx 60 \text{ kg/m}^3$ ) e 1,0% ( $\approx 80 \text{ kg/m}^3$ ) e a possibilidade de substituir parcialmente, ou completamente, o reforço convencional (estribos) pelo mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras de aço do CRFA. Em relação à análise teórica, concluiu-se que as recomendações normativas MODEL CODE (2010), CECS 38 (2004) e JSCE (2008), ofereceram os resultados mais acertados, com  $V_{exp}/V_{teo} \approx 1,0$ , contudo, a JSCE (2008) foi a mais penalizada segundo a versão modificada do DPC (*Demerit Points Classification*), proposto originalmente por COLLINS (2001). RILEM TC 162-TDF (2003) se comportou de forma conservadora e a EHE 08 (2010) apresentou resultados mais dispersos. Em relação aos ensaios experimentais, embora tenha sido registrado um acréscimo de resistência na ordem de 20%, para o concreto com  $C_f=1,0\%$ , nos ensaios de compressão axial, contudo, o ganho mais expressivo registrado foi quanto a ductilidade e tenacidade do CRFA, ao ponto de mudar o modo de ruptura das vigas, de cisalhamento (viga de referência) para flexão (vigas com CRFA).

## Palavras-chave

*Cisalhamento, Fibras de aço, Vigas, Análise teórica, Análise experimental.*

## Abstract

GOMES, L. D. S. **Experimental analysis of the efficiency of steel fibres for shear strength of reinforced concrete beams.** Master Thesis, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2016 (in Portuguese).

The present study aims to assess the efficiency of steel fibres for shear strength of reinforced concrete beams. For this purpose, some design guidelines were discussed together with an experimental research. For the guidelines analysis, five proposals are presented, RILEM TC 162-TDF (2003), CECS 38 (2004), JSCE (2008), EHE 08 (2010) and MODEL CODE (2010). Within this analysis, the proposals performance were assess from the  $V_{exp}/V_{teo}$  parameter, which corresponds, respectively, the experimental results, which will be collected from the scientific literature, composing a database (DB), and the theoretical results, which are estimated according to the design guidelines. For the experimental research, four beams are evaluated, where one beam is the reference one (no fibres), and the others are built with steel fibres reinforced concrete (SFRC). It is important to note that all beams are reinforced for shear strength by a minimum amount of web reinforcement (stirrups). For the SFRC beams, two conditions will be discussed. Firstly, the influence of the fiber content ( $C_f$ ) added to the concrete, which range in 0,5% ( $\approx 40 \text{ kg/m}^3$ ), 0,8% ( $\approx 60 \text{ kg/m}^3$ ) and 1,0% ( $\approx 80 \text{ kg/m}^3$ ) and finally, the possibility to replace conventional web reinforcement (stirrups) by steel fibres reinforcement. The theoretical analysis, it was concluded that the guidelines MODEL CODE (2010), CECS 38 (2004) and JSCE (2008), have provided the best results agreed with  $V_{exp} / V_{teo} \approx 1,0$ , however, JSCE (2008) was the most penalized according to the modified version of the DPC (Demerit Points Classification), proposed originally by Collins (2001). RILEM TC 162-TDF (2003) behaved conservatively and EHE 08 (2010) showed more dispersed results. In relation to experimental research, although it was recorded a resistance increases of 20% for concrete with  $C_f = 1.0\%$ , the axial compression tests, however, the most significant gain was recorded as ductility and toughness the SFRC, to the point of changing the way of breaking the beams, shear (reference beam) for bending (beams with SFRC).

## Keywords

*Shear, steel fibers, beams, theoretical analysis, experimental analysis.*

# Sumário

Capítulo	Página
1. Introdução	1
1.1. Justificativa	2
1.2. Objetivo	2
1.3. Estrutura do Trabalho	3
2. Revisão Bibliográfica	5
2.1. Compósito Estrutural: Concreto com Fibra	5
2.2. Concreto Reforçado com Fibras de aço	6
2.2.1. Fibras de aço	6
2.2.2. Propriedades do CRFA no estado fresco	11
2.2.3. Propriedades do CRFA no estado endurecido	12
2.2.3.1. Resistência a compressão	13
2.2.3.2. Resistência a tração direta	13
2.2.3.3. Resistência a tração indireta (compressão diametral)	14
2.2.3.4. Resistência à tração na flexão	15
2.2.3.5. Resistência ao cisalhamento	16
2.3. Modelo de cisalhamento e modos de ruína	16
2.3.1. Viga sem reforço transversal	16
2.3.2. Viga reforçada transversalmente	19
2.3.3. Viga reforçada com Fibra	21
2.3.4. Rupturas por Cisalhamento	22
2.3.4.1. Ruptura por tração diagonal	22
2.3.4.2. Ruptura localizada na amadura longitudinal	23
2.3.4.3. Ruptura por esmagamento do concreto comprimido	23
2.3.4.4. Ruptura por falha na ancoragem da armadura	24
2.3.4.5. Ruptura por esmagamento das bielas	24
2.3. Pesquisas Realizadas	25
2.4.1. Considerações históricas	25

2.4.2.	Pesquisas Recentes	26
2.4.2.1.	YOU <i>et al.</i> (2010)	26
2.4.2.2.	DING <i>et al.</i> (2012)	28
2.4.2.3.	GOMES (2013)	29
2.4.2.4.	SHOAIB <i>et al.</i> (2014)	31
2.4.2.5.	AMIN e FOSTER (2016)	32
3.	Recomendações Normativas	34
3.1.	RILEM TC 162 – TDF (2003)	34
3.2.	CECS 38 (2004)	35
3.3.	JSCE (2008)	36
3.4.	EHE 08 (2010)	38
3.5.	MODEL CODE (2010)	41
4.	Programa Experimental	42
4.1.	Características das Vigas	42
4.2.	Sistema de Ensaio	43
4.3.	Instrumentação	45
4.3.1.	Deslocamento vertical	45
4.3.2.	Deformação na armadura	45
4.3.2.1.	Armadura de flexão	46
4.3.2.2.	Armadura de cisalhamento	46
4.4.	Materiais e Métodos	47
4.4.1.	Materiais constituintes	47
4.4.2.	Preparo do concreto	49
4.4.3.	Propriedades dos materiais	50
4.4.4.	Consumo efetivo de fibras das vigas	56
4.4.5.	Propriedades das armaduras	59
5.	Resultados Experimentais	61
5.1.	Relação <i>Carga-Deslocamento</i>	61
5.2.	Relação <i>Momento-Curvatura</i>	63
5.3.	Mobilização da armadura transversal	66
5.4.	Mapeamento das fissuras	68

5.5.	Estimativa de Resistência das Vigas	72
5.5.1	Resistência a flexão	72
5.5.2.	Resistência ao cisalhamento	75
6.	Análise das Recomendações Normativas	79
6.1.	Banco de Dados	79
6.2.	Procedimento de Análise	80
6.3.	Resultados Teóricos	81
7.	Conclusões	87
7.1.	Análise das Recomendações Normativas	87
7.2.	Resultados Experimentais	88
7.2.1.	Caracterização dos materiais	88
7.2.2.	Ensaio de flexão das vigas	89
	Referências	91
	Anexo A – Banco de Dados	97
	Anexo B – Fibras de Aço	102

## Lista de Tabelas

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1- Classificação das fibras segundo a NBR 15530, 2007.....	7
Tabela 2.2 - Propriedade das vigas de YOU <i>et al.</i> (2010).....	27
Tabela 2.3 - Propriedades das vigas de DING <i>et al.</i> (2012).....	28
Tabela 2.4 - Propriedades das vigas de GOMES (2013).....	30
Tabela 2.5 - Propriedade das vigas de SHOAIB <i>et al.</i> (2014).....	32
Tabela 2.6 - Propriedade das vigas de AMIN e FOSTER (2016). ....	33
Tabela 3.1 - Valores de $\beta_v$ sugeridos pelo CECS 38 (2004).....	36
Tabela 3.2 - Análise das constantes $\alpha_{c1}$ e $\alpha_{c2}$ (adaptado de SONGLIN <i>et al.</i> , 2011). ....	36
Tabela 4.1 - Características das vigas.....	43
Tabela 4.2 - Materiais constituintes dos concretos.....	47
Tabela 4.3 - Resumo do ensaio de compressão de compressão axial.....	51
Tabela 4.4 - Resumo das tensões (valores médios). ....	53
Tabela 4.5 – Estimativa do fator de orientação (valores médios). ....	55
Tabela 4.6 - Ensaio de compressão axial dos testemunhos. ....	57
Tabela 4.7 - Análise do consumo efetivo de fibras das vigas.....	58
Tabela 4.8 - Propriedades mecânicas das armaduras. ....	59
Tabela 5.1 - Parâmetros que definem a relação $V-\delta$ . ....	61
Tabela 5.2 - Parâmetros que definem a relação $V-\varepsilon$ . ....	63
Tabela 5.3 - Caracterização da relação $V-\varepsilon_s$ . ....	67
Tabela 5.4 - Resumo do cálculo de $V_{flex}$ . ....	74
Tabela 5.5 - Resumo do cálculo de $V_{cort}$ .....	76
Tabela 5.6 - Avaliação da relação $V_{flex}/V_{cort}$ . ....	77
Tabela 6.1 - Resumo do BD. ....	78
Tabela 6.2 - Versão <i>DPC</i> modificada.....	79
Tabela 6.3 - Resumo do gráfico <i>box-whiskers</i> . ....	81
Tabela 6.4 - Avaliação de $V_{exp}/V_{teo}$ quanto à segurança. ....	83
Tabela A.1 - Apresentação do BD.....	95

## Lista de Figuras

Figura	Página
Figura 2.1 – Muro com tijolo reforçado com palha no Egito (CÁNOVAS, 1997).....	5
Figura 2.2 - Tipos de fibras (ULRIX, 2011). .....	7
Figura 2.3 - Avaliação de FIER para fibras com diferentes seções transversais (NAAMAN, 2003). 9	
Figura 2.4 - Características das fibras <i>Torex</i> (NAAMAN, 2003). .....	9
Figura 2.5 - Avaliação da orientação das fibras (ROBINS <i>et al.</i> , 2002). .....	10
Figura 2.6 - Ensaio do cone invertido (FIGUEIREDO, 2000). .....	11
Figura 2.7 - Ensaio do teste <i>VeBe</i> : a) Moldagem do cone; b) Apoio do disco sobre o cone; c) Término do ensaio, após a vibração (FIGUEIREDO, 2000). .....	11
Figura 2.8 - Mecanismo de transferência de esforços (adaptado de GARCEZ, 2005). .....	12
Figura 2.9 - Relação <i>tensão-deformação</i> do concreto comprimido (adaptado do ACI 544.4R, 1996). .....	13
Figura 2.10 - Relação <i>carga-deslocamento</i> do concreto tracionado (adaptado do MODEL CODE, 2010). .....	14
Figura 2.11 - Relação <i>carga-abertura da fissura</i> no ensaio de compressão diametral (adaptado de SALAZAR, 2010). .....	14
Figura 2.12 - Análise da resistência à tração na flexão (adaptado do RILEM 162 TDF, 2002). ....	15
Figura 2.13 - Transferência de esforço cortante em uma viga fissurada sem reforço transversal (adaptado MACGREGOR e WIGHT, 2012). .....	17
Figura 2.14 - Ação de arco em vigas (adaptado de JEONG & KIM, 2014). .....	18
Figura 2.15 - Relação entre a resistência ao cisalhamento e a razão <i>a/d</i> de vigas em concreto sem reforço transversal (adaptado de MACGREGOR e WIGHT, 2012). .....	19
Figura 2.16 - Comportamento ao esforço cortante de uma viga fissurada com reforço transversal (adaptado de MACGREGOR e WIGHT, 2012). .....	20
Figura 2.17 - diagrama de corpo livre de uma parte do vão de cisalhamento de uma fibra simplesmente apoiada reforçada viga de concreto (LIM e OH, 1999). .....	21
Figura 2.18 - Ruptura por tração diagonal. ....	23
Figura 2.19 - Ruptura localizada na armadura longitudinal. ....	23
Figura 2.20 - Ruptura por esmagamento do concreto comprimido. ....	24
Figura 2.21 - Ruptura por falha na ancoragem da armadura. ....	24
Figura 2.22 - Ruptura por esmagamento das bielas comprimidas. ....	25
Figura 2.23 - Classificação das vigas (Adaptado de YOU <i>et al.</i> , 2010). .....	27
Figura 2.24 - Classificação das vigas de DING <i>et al.</i> (2012). .....	28

Figura 2.25 - Conformação das fibras (adaptado de MORADI, 2016).	29
Figura 2.26 - Detalhe da armadura transversal (adaptado de GOMES, 2013).	30
Figura 2.27 - Detalhe das vigas de SHOAIIB <i>et al.</i> (2014).	31
Figura 2.28 - Detalhe das vigas de AMIN e FOSTER (2016).	33
Figura 3.1 - Relação <i>tensão-deformação</i> proveniente do ensaio de tração axial (adaptado do JSCE, 2008).	38
Figura 3.2 - Avaliação da deformação $\epsilon_x$ (adaptado do EHE 08, 2010).	40
Figura 4.1 - Detalhe das vigas.	43
Figura 4.2 - Sistema de ensaio.	44
Figura 4.3 - Detalhes do sistema de ensaio.	44
Figura 4.4 - Monitoramento dos deslocamentos.	45
Figura 4.5 - Esquema de monitoramento da armadura de flexão.	46
Figura 4.6 - Monitoramento da armadura de cisalhamento.	47
Figura 4.7 - Curva granulométrica dos agregados.	48
Figura 4.8 - Fibras de aço 65/60 BG 3D.	49
Figura 4.9 - Forma das vigas.	50
Figura 4.10 - Armadura das vigas.	50
Figura 4.11 - Ensaio de compressão axial.	51
Figura 4.12 - Ensaio de flexão em três pontos dos prismas.	52
Figura 4.13 - Relação <i>tensão-deslocamento</i> (valor médio).	53
Figura 4.14 - Seção transversal $A_p$ do prisma $C_{0,8}$ .	54
Figura 4.15 - Resumo da contagem de fibras (valor médio).	55
Figura 4.16 - Projeto de extração dos testemunhos.	56
Figura 4.17 - Ensaio de tração axial.	59
Figura 4.18 - Relação <i>tensão x deformação</i> (valor médio).	59
Figura 5.1 - Relação <i>Carga-deslocamento</i> .	61
Figura 5.2 - Relação <i>carga-deformação</i> das armaduras longitudinais.	63
Figura 5.3 - Relação <i>momento-curvatura</i> .	65
Figura 5.4 - Relação <i>carga-deformação</i> das armaduras de cisalhamento.	66
Figura 5.5 - Mapeamento das fissuras da viga $V_{0,5}$ .	69
Figura 5.6 - Mapeamento das fissuras da viga $V_{0,8}$ .	69
Figura 5.7 - Mapeamento das fissuras da viga $V_{1,0}$ .	70
Figura 5.8 - Modelo de flexão do MODEL CODE (2010).	72
Figura 6.1 - Análise da relação $V_{exp}-V_{teo}$ .	80

Figura 6.2 - Histograma e distribuição normal da relação $V_{exp}/V_{teo}$ .....	82
Figura 6.3 - Análise da influência de $a/d$ na relação $V_{exp}/V_{teo}$ .....	84
Figura B.1 -.....	100

## Lista de Símbolos

Neste item são apresentados alguns dos símbolos utilizados nesta dissertação.

Símbolo	Significado
$a$	Vão de cisalhamento
$A_s$	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$A_{sw}$	Área da armadura transversal
$b$	Largura da viga
$C_f$	Consumo de fibra
$d$	Altura útil da viga
$d_f$	Diâmetro da fibra
$f_c$	Resistência à compressão do concreto
$f_{ck}$	Valor característico da resistência à compressão do concreto
$f_{ctk}$	Valor característico da resistência à tração do concreto
$f_{cu,k}$	Resistência à compressão do concreto (corpo de prova cúbicos)
$f_{Fts}$	Resistência residual no estado limite de serviço
$f_{Ftuk}$	Resistência residual no estado limite último
$f_{Ri}$	Valor característico da resistência residual
$f_t$	Resistência a tração axial
$f_{tyd}$	Tensão de escoamento de cálculo do concreto tracionado
$f_{y,f}$	Tensão de escoamento da fibra
$f_{ywd}$	Tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal
$h$	Altura da viga
$k = k_l = \xi$	Fator de escala ( <i>size effect</i> )
$k_f$	Fator de contribuição das mesas nas vigas com seção em T/I
$l_f$	Comprimento da fibra
$l_f/d_f$	Fator de forma
$s = s_w = s_s$	Espaçamento entre armaduras transversais
$V_{Rd,3}=V_{ud}= V_{u2}=V_{Rd}$	Resistência ao cisalhamento de vigas em CRFA
$V_{cd} = V_c = V_{cu}$	Contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento
$V_{fc} = V_{Rd,f}$	Contribuição da fibra+concreto na resistência ao cisalhamento

$V_{fd} = V_{fu}$	Contribuição da fibra na resistência ao cisalhamento
$V_u$	Carga última da viga
$V_{wd} = V_{sd} = V_{su}$	Contribuição do estribo na resistência ao cisalhamento
$z$	Braço de alavanca

## Letras gregas

Símbolo	Significado
$\alpha$	Ângulo do estribo em relação ao eixo longitudinal da viga
$\beta_u$	Inclinação da biela
$\theta_e$	Inclinação da fissura de cisalhamento
$\rho_l = \rho_{flex}$	Taxa de armadura longitudinal
$\rho_{w,min}$	Taxa de armadura transversal mínima
$\rho_w$	Taxa de armadura transversal
$\tau$	Tensão de aderência interfacial <i>fibra-concreto</i>
$\tau_{fd}$	Acréscimo da resistência ao cisalhamento devido as fibras
$\tau_f$	Tensão de aderência entre a fibra e a matriz

## 1. Introdução

O concreto é um material de construção utilizado em inúmeras aplicações, como edificações residenciais, comerciais, industriais, torres, obras de saneamento, rodovias, pontes, usinas hidrelétricas e nucleares, plataformas petrolíferas, entre outras, ressaltando que o seu consumo é inferior apenas ao consumo de água. Segundo LIMA (2014), anualmente são consumidos aproximadamente 11 bilhões de toneladas de concreto no mundo, consumo equivalente a 1,9 toneladas de concreto por habitante ao ano. De acordo com BATTAGIN e SILVA (2011), além do consumo, o concreto também se destaca no que diz respeito às questões ambientais, pois o seu processo de fabricação consome menos energia e libera menos gases e partículas poluentes que a fabricação de outros materiais igualmente importantes, como o alumínio, o aço e o vidro.

O destaque do concreto como material de construção se dá por incontáveis fatores, porém, apresenta-se para o momento a sua versatilidade, a capacidade de ser moldado, a durabilidade e as questões econômicas. Apesar das vantagens, o concreto é caracterizado como um material frágil, com baixa capacidade de deformação e limitada resistência e tenacidade à tração. Neste contexto, surgiram novas tecnologias para suprir essas restrições mecânicas, como o consolidado concreto armado, onde o mecanismo de reforço é proporcionado pelas barras de aço. Entretanto, com a evolução tecnológica, alternativas de reforço vêm sendo apresentadas, como tecidos pré-impregnados de fibras poliméricas, barras/tiras poliméricas, material têxtil (*Textile Reinforced Concrete - TRC*), fibras discretas (concreto reforçado com fibras - CRF) e outras.

Em relação ao CRF, FIGUEIREDO (2011) comenta o futuro promissor do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) como reforço estrutural, visto que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras aprimora o comportamento à tração, à compressão, à flexão, ao cisalhamento, a capacidade de absorver energia, o controle da fissuração, entre outros aspectos.

Neste contexto, o presente trabalho avalia o desempenho da incorporação das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas reforçadas com taxa de armadura transversal mínima,  $\rho_{w,min}$ . Ressalta-se que inúmeras pesquisas, BATSON *et al.* (1972), SWAMY e BAHIA (1985), NARAYANAN e DARWISH (1987), BARROS (2003), DING *et al.* (2005),

MADAN (2008), FRITIH *et al.* (2013), SHOAIIB *et al.* (2014), já constataram a contribuição das fibras como reforço único, ou combinado ao reforço convencional (estribos). Entretanto, apesar do progresso, a aplicação do CRFA ainda é limitada, devido à falta de familiaridade com o material, resistência cultural e principalmente, pela carência de recomendações normativas que garantam o preparo, o controle, a aplicação e o dimensionamento adequado desse tipo de material. No Brasil, a aplicação das fibras de aço está limitada aos pisos industriais (controle da fissuração) e aos tubos de concreto (reforço secundário/primário).

## **1.1. JUSTIFICATIVA**

Resultados experimentais, MINELLI e PLIZZARI (2008), já comprovaram que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras do CRFA, além de aprimorar o comportamento ao cisalhamento das vigas, também apresenta potencial para substituir o reforço convencional, estribos, desse tipo de elemento estrutural. Conforme comenta FURLAN JUNIOR (1999), a possibilidade de suprimir parte da armadura de cisalhamento convencional é atrativa do ponto de vista econômico, pois os serviços de corte, dobra e montagem desta armadura constitui uma das etapas mais trabalhosas do processo construtivo de uma estrutura em CA, logo, com impacto direto no custo. Adicionalmente aos aspectos mencionados, MACGREGOR (2012) ressalta o caráter frágil do modo de ruína por cisalhamento, o qual, segundo TAHENNI (2016), pode ser evitado com o CRFA, visto que as fibras, quando dosadas adequadamente, podem alterar o modo de ruína de frágil (cisalhamento) para dúctil (flexão). Desta forma, com a presente pesquisa, pretende-se contribuir ao estudo do cisalhamento de vigas em CRFA reforçadas com uma taxa de armadura transversal mínima ( $\rho_{w,min}$ ).

## **1.2. OBJETIVO**

O presente estudo visa avaliar o comportamento ao cisalhamento de vigas em CRFA. Para este propósito, será realizada uma abordagem teórica e experimental. Na abordagem teórica, apresentam-se os conceitos fundamentais do CRFA e as teorias pertinentes ao estudo do cisalhamento para o CA e para o CRFA. Além disto, também serão discutidas cinco recomendações normativas, RILEM TC 162-TDF (2003), CECS 38 (2004), JSCE (2008), EHE 08 (2010) e MODEL CODE 10 (2010). Por fim, o desempenho dessas propostas será avaliado com base em um banco de dados (BD) coletado da literatura. Na proposta

experimental, apresenta-se uma pesquisa composta por quatro vigas (150x300x2700 mm<sup>3</sup>), 1 (uma) de referência e 3 (três) em CRFA, onde se avalia a influência do consumo de fibras ( $C_f$ ) no comportamento e na resistência das peças. Nessa abordagem, serão expostas as propriedades das vigas, o plano de instrumentação, a caracterização dos materiais e as estimativas de resistência.

### **1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO**

Este trabalho está organizado em sete capítulos, os quais, serão apresentados a seguir:

No Capítulo 1, faz-se a introdução ao trabalho, apresentando o objetivo e a justificativa.

No Capítulo 2, tem-se a revisão bibliográfica, na qual será apresentada alguns trabalhos que contribuíram para o estudo de concreto reforçado com fibras de aço, as características e a contribuição das fibras no desempenho ao cisalhamento em vigas de concreto armado.

No Capítulo 3, estão descritas cinco recomendações normativas que abordam modelos de cálculo para vigas de concreto armado com fibras, submetidas à esforços de cisalhamento: RILEM TC 162 – TDF (2003), CECS 38 (2004), JSCE (2008), EHE 08 (2010) e MODEL CODE (2010).

No Capítulo 4 é apresentado o programa experimental com as características das vigas, as armaduras utilizadas e a instrumentação proposta. Assim como, a caracterização dos materiais que compõem as vigas e o sistema de ensaio empregado.

O capítulo 5, expõe os resultados obtidos nos ensaios: deslocamento vertical, deformação das armaduras longitudinais e transversais, mapa de fissuração, momento curvatura, carga última e estimativa de resistência.

No capítulo 6, são apresentados os resultados teóricos, obtidos através da análise das recomendações normativas apresentadas no Capítulo 3, essa análise foi realizada com auxílio de um banco de dados formado por vigas de CRFA, que romperam por cisalhamento, encontradas na literatura.

No capítulo 7, tem-se as conclusões desta pesquisa.

## 2. Revisão Bibliográfica

### 2.1. COMPÓSITO ESTRUTURAL: CONCRETO COM FIBRAS

A aplicação de materiais compósitos na construção civil remete, praticamente, à origem da civilização humana, destaca-se o antigo Egito, onde a palha era aplicada como reforço na fabricação de tijolos, como mostra a Figura 2.1. De um modo geral, CALLISTER (2001) define material compósito, ou simplesmente compósito, como o material, ou composto, formado a partir da combinação de pelo menos dois componentes (matriz + reforço) com propriedades físicas e químicas distintos, que após a sua combinação apresenta comportamento diferenciado, comparativamente aos materiais que lhe deram origem.



Figura 2.1 – Muro com tijolo reforçado com palha no Egito (CÁNOVAS, 1997).

Em um contexto atual da construção civil, a definição de compósito pode ser aplicada ao concreto armado, onde os componentes distintos são o concreto, que corresponde à matriz (material frágil à tração), e as armaduras, que assumem papel de reforço e conferem ductilidade ao CA. No que diz respeito aos mecanismos de reforço, o ACI 544.1R (1996) também ressalta a utilização de fibras discretas (metálicas, minerais, sintéticas e naturais) em materiais cimentícios, com destaque tecnológico para o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), conforme comenta BENTUR e MINDESS (1990).

FIGUEIREDO (2011) comenta que o desenvolvimento tecnológico do CRFA foi intensificado no início da década de 60 nos Estados Unidos, onde investigações foram realizadas, tanto experimentais como teóricas, com o intuito de explicar as propriedades

mecânicas desse material e a sua utilização como reforço no concreto simples. O conhecimento adquirido nos anos seguintes sobre o CRFA, fruto dos investimentos em pesquisas, conferiu a esse material um papel relevante nas aplicações da construção civil, com destaque para os pré-fabricados, os revestimentos de túneis, os pisos industriais, os tubos de águas pluviais e esgotos, os elementos de contenção, sujeitos a sismos e impactos, reforço de elementos estruturais e outras.

## 2.2. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO - CRFA

O ACI 544.1R (1996) define concreto reforçado com fibras de aço como o material formado essencialmente por cimento hidráulico, agregados finos e/ou graúdos, fibras descontínuas de aço e, em condições específicas, com possíveis adições de finos e aditivos. Dentre as vantagens de se utilizar fibras no concreto, ressalta-se o melhor comportamento à compressão, à tração, à flexão, ao cisalhamento, à fadiga e ao impacto. Adicionalmente, comenta-se que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras também garante ao concreto ductilidade, melhores condições de confinamento para as armaduras, maior impermeabilidade e controle sobre a retração e fissuração, gerando impacto direto na durabilidade.

### 2.2.1. Fibras de aço

No que diz respeito às fibras de aço, o comprimento ( $l_f$ ), o diâmetro ( $d_f$ ), o fator de forma ( $l_f/d_f$ ), e a tensão de escoamento ( $f_{y,f}$ ) são as principais grandezas que melhor representam o desempenho de uma fibra. Neste contexto, define-se fator de forma como a razão entre o comprimento e o diâmetro da fibra (para fibras com seção transversal retangular, adota-se um diâmetro equivalente de mesma área). Segundo MEHTA e MONTEIRO (2008), o diâmetro das fibras com seção transversal que varia entre 0,25 mm e 0,75 mm e para as fibras com seção retangular, tem-se para a largura ( $w$ ) e espessura ( $e$ ) as seguintes variações:  $0,25 \text{ mm} \leq w \leq 0,9 \text{ mm}$  e  $0,25 \text{ mm} \leq e \leq 0,75 \text{ mm}$ . Quanto ao mecanismo de ancoragem, ressaltam-se as diversidades de tipo, conforme mostra a Figura 2.2, com destaque para as fibras lisas (*straight*), com ganchos (*hooked end*), onduladas (*crimped*) e torcidas (*torex*).

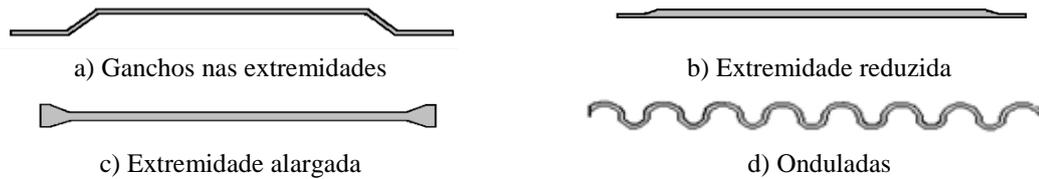


Figura 2.2 - Tipos de fibras (ULRIX, 2011).

Quanto à classificação das fibras, a NBR 15530 (2007) apresenta classificação quanto à geometria, ver Tabela 2.1, e quanto ao tipo de aço que lhe deu origem, como segue:

- Classe I: Origem de arame trefilado a frio;
- Classe II: Oriunda de chapa laminada cortada a frio;
- Classe III: Provenientes de arame trefilado e escarificado.

Tabela 2.1- Classificação das fibras segundo a NBR 15530, 2007.

Tipo	Classe	Geometria	Fator de forma mínimo	Limite de resistência à tração (MPa)
A <sup>(1)</sup>	I		40	1000
	II		30	500
C <sup>(2)</sup>	I		40	800
	II		30	500
	III		30	800
R <sup>(3)</sup>	I		40	1000
	II		30	500

NOTA: <sup>(1)</sup> – Fibras com ancoragem, <sup>(2)</sup> – Fibras corrugadas (onduladas) e <sup>(3)</sup> – Fibras retas (lisas).

Além das dimensões da fibra e da sua tensão de escoamento, NAAMAN (2003) comenta que a interação *fibra-concreto* pode ser melhorada a partir da otimização da seção transversal das fibras. Para este fim, o autor propõe o parâmetro *FIER* (*FIER – Fiber Intrinsic Efficiency Ratio*), ou razão de eficiência intrínseca da fibra na língua portuguesa, que pode ser definido como a razão entre a área lateral de aderência ( $\mu \cdot l_f$ , sendo  $\mu$  o perímetro da seção) e a área da seção transversal ( $A_f$ ), como segue:

$$FIER = \frac{\mu \cdot l_f}{A_f} \quad \text{Equação 2.1}$$

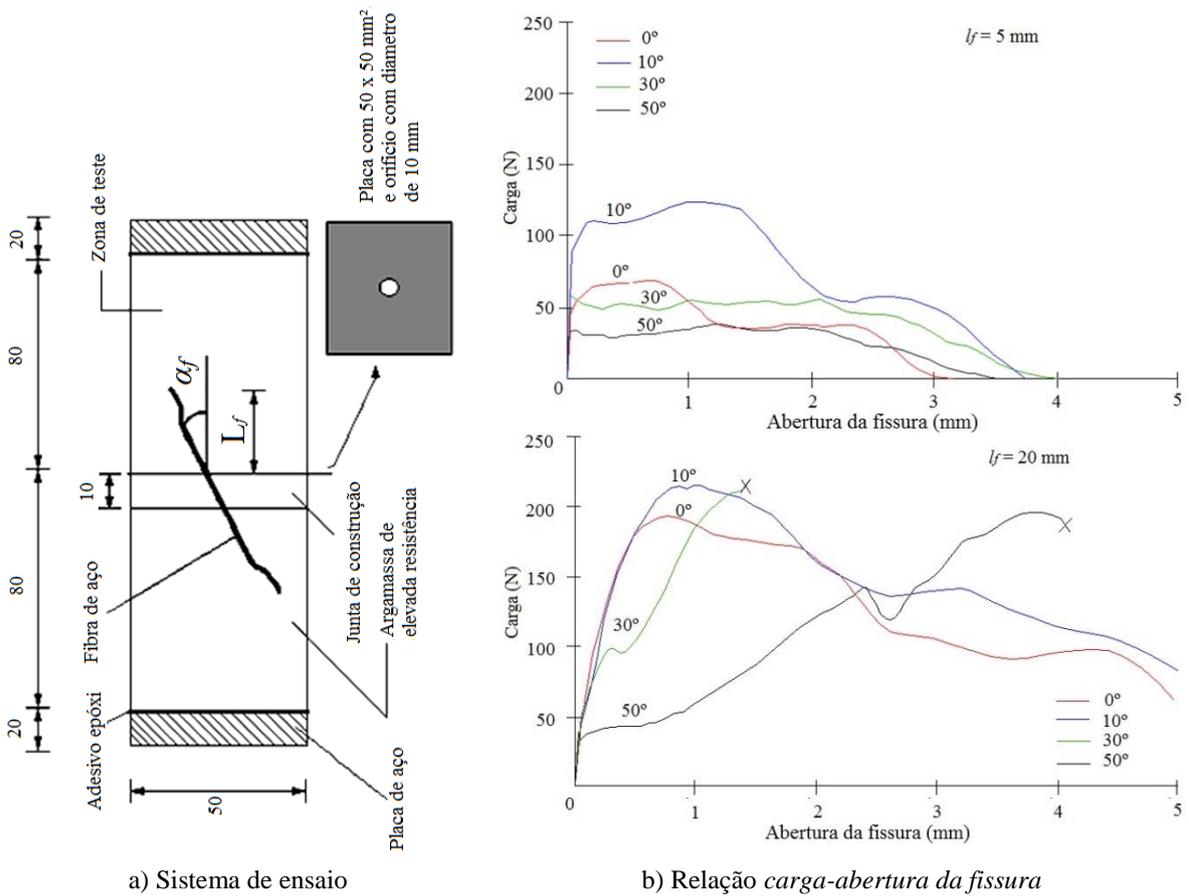
Para NAAMAN (2003), a contribuição de *FIER* no comportamento do CRFA é dada na estimativa da resistência pós-fissuração  $\sigma_{pc}$  (ensaio de arrancamento, *pull-out*), como se apresenta na Equação 2.2. Nesta expressão,  $\Lambda$  representa o produto de coeficientes relacionados ao ensaio de arrancamento (grandeza não discutida pelo autor) e  $\tau$  é a tensão de aderência interfacial *fibra-concreto* e o consumo de fibra é dado por  $C_f$ . Desta forma, quanto maior *FIER*, maior  $\sigma_{cp}$ , ou seja, maior o desempenho da fibra no CRFA.

$$\sigma_{cp} = \frac{\Lambda \cdot \tau \cdot C_f}{4} \cdot FIER \quad \text{Equação 2.2}$$

Para exemplificar a aplicação do parâmetro *FIER*, apresenta-se na Figura 2.3 fibras com seção transversal circular, triangular e a seção proposta por NAAMAN (2003). Neste contexto, a seção circular é utilizada como referência, logo  $FIER_{rel} = 1,0$  ( $FIER_{rel}$  = parâmetro *FIER* relativo). Para seção triangular, adotou-se  $a \approx 1,35 \cdot d$ , que corresponde a uma fibra com mesma área da fibra circular, porém com perímetro 28% maior ( $FIER_{rel} = 1,28$ ). Por fim, para a seção proposta pelo autor, tem-se que o perímetro é o mesmo da fibra circular, mas com 45% de redução na seção transversal, o que conduz a  $FIER_{rel} = 2,2$ . Nestas condições, verifica-se a melhor performance da fibra proposta por NAAMAN (2003).



Complementando as informações anteriores, EDGINGTON e HANNANT (1972) também ressaltam a importância da orientação das fibras no plano da fissura. GOMES (2010) comenta que as fibras são mais eficientes se estiverem orientadas na direção das tensões principais de tração, porém, ROBINS *et al.* (2002) demonstraram experimentalmente que, de um modo geral, para orientações  $\alpha_f$ , Figura 2.5a, variando entre  $10^\circ$  e  $20^\circ$ , foram obtidas as maiores cargas de arrancamento e os maiores valores de absorção de energia. O maior desempenho se justifica pela tendência da fibra em se orientar na direção da carga, introduzindo assim uma tensão de contato no concreto, a qual cria uma componente adicional de resistência ao arrancamento. Ressalta-se que as conclusões apresentadas foram estabelecidas apenas para o ensaio de arrancamento de fibras deformáveis (ruína pelo arrancamento) do tipo *hooked end* ( $l_f = 30$  mm e  $d_f = 0,5$  mm).



NOTA:  $l_f$  é o comprimento de ancoragem da fibra na zona de teste.

Figura 2.5 - Avaliação da orientação das fibras (ROBINS *et al.*, 2002).

## 2.2.2. Propriedades do CRFA no estado fresco

Segundo ARAÚJO *et al.* (2014), a trabalhabilidade é a propriedade mais afetada pela adição de fibras à massa de concreto, pois as fibras atuam como um inerte, provocando o intertravamento da mistura. Nestas condições, segundo o ACI 544.1R (1996), a dosagem do CRFA deve contemplar a boa trabalhabilidade, para que o lançamento, o adensamento e o acabamento sejam realizados com o mínimo esforço e segregação da mistura, visto que as fibras tendem a se aglomerar em um processo de preparo inadequado. FIGUEIREDO (2011) explica que o preparo de CRFA com dosagens elevadas de fibras são possíveis desde que sejam utilizadas composições mais finas (granulometria apropriada) e com a utilização de aditivos plastificantes redutores de água, pois estes permitirão diminuir a porcentagem de água sem comprometer a trabalhabilidade da mistura. Neste contexto, ressalta-se que os testes mais indicados para medir a trabalhabilidade do CRFA são o cone invertido e o VeBe, ver Figura 2.6 e Figura 2.7. Entretanto, FIGUEIREDO (2011) sugere cautela durante a execução do teste de cone invertido para concretos de fibras, pois a fluidez do concreto na parte inferior do cone pode mascarar os resultados, tanto para os concretos plásticos, pois parte da pasta de concreto acaba passando pela extremidade inferior aberta do cone invalidando a leitura, como para os concretos coesos, o qual acaba obstruindo a mesma extremidade.

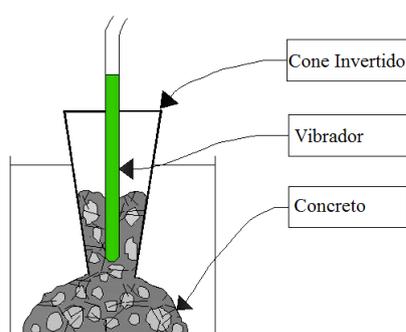


Figura 2.6 - Ensaio do cone invertido (FIGUEIREDO, 2000).

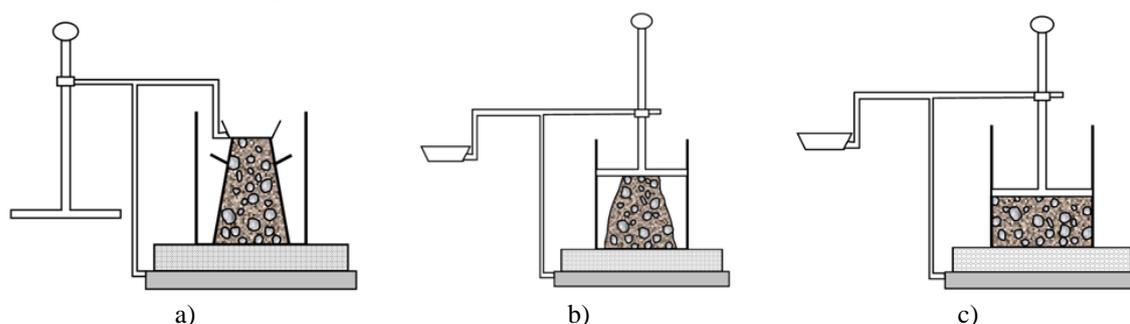


Figura 2.7 - Ensaio do teste *VeBe*: a) Moldagem do cone; b) Apoio do disco sobre o cone; c) Término do ensaio, após a vibração (FIGUEIREDO, 2000).

### 2.2.3. Propriedades do CRFA no estado endurecido

A ductilidade, a tenacidade e a resistência residual pós-fissura são apenas algumas das vantagens do CRFA sobre o concreto simples. O comportamento distinto entre estes materiais pode ser atribuído à interação *fibra-concreto* que se desenvolve no momento da formação de uma fissura. Neste momento, ocorrem transferência de esforços entre o concreto e as fibras. Para explicar esse mecanismo de transferência de esforços, GARCEZ (2005) apresenta a Figura 2.8, onde se verifica que após a ocorrência de uma fissura (fase 5 da Figura 2.8), a transferência de esforços se dá por atrito, sendo essa tensão de atrito distribuída na interface da *fibra-concreto*. Para níveis de sollicitação superior ao de formação de uma fissura, ocorre o deslocamento das fibras (fase 4 da figura) e inicia o processo de arrancamento das fibras da massa de concreto (fase 2). Neste momento, o gasto energético para que ocorra o arrancamento da fibra é elevado, o que justifica a tenacidade do CRFA. Quando a sollicitação se intensifica, a abertura da fissura aumenta e as fibras começam a atuar como pontes de transferência de tensão (fase 3) até o seu total arrancamento ou ruptura (fase 2 e 1, respectivamente).

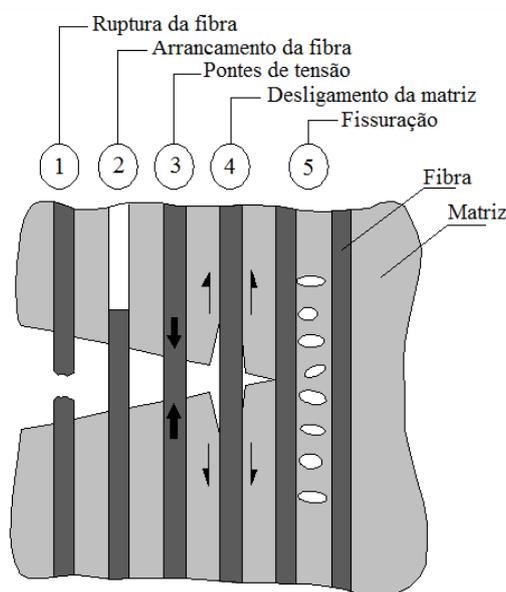


Figura 2.8 - Mecanismo de transferência de esforços (adaptado de GARCEZ, 2005).

Adicionalmente, o ACI 544.1R (1996) relata que a fibra melhora o desempenho do concreto em todos os modos de carregamento, compressão, tração, flexão, cisalhamento e torção. Entretanto, o acréscimo de resistência é diferenciado para cada tipo de sollicitação, conforme será apresentado a seguir.

### 2.2.3.1. Resistência à compressão

O ACI 544.1R (1996) relata que a adição de fibras à massa de concreto contribui para aumentar a resistência à compressão do concreto, com ganhos na ordem de 15%, para consumos de fibra superiores a 1,5%, contudo, e adverte que o objetivo da adição de fibras no concreto não é aprimorar a resistência a esse esforço, Figura 2.9. Enfatizando o comentário anterior, LIM e OH (1999) comentam que acréscimos de, aproximadamente, 25% são alcançados para dosagens de fibras de 2%. Contrariando as informações apresentadas, LIMA (2012) revela que a adição de fibras à massa de concreto pode inclusive reduzir ligeiramente a resistência à compressão do concreto, pois de acordo com o autor, as fibras provocam a incorporação de vazios à matriz e sempre que o método de preparo desse material se mostrar inadequado pode ocorrer formação dos chamados ouriços (aglomerados de fibras).

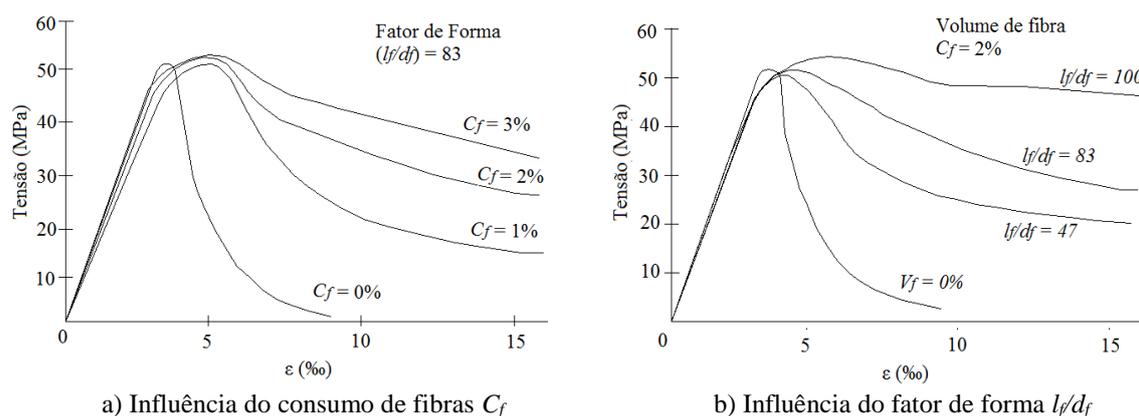


Figura 2.9 - Relação *tensão-deformação* do concreto comprimido (adaptado do ACI 544.4R, 1996).

### 2.2.3.2. Resistência à tração direta

De acordo com BARROS (1995), LOBÃO (2005), WANG (2010) e MORAES NETO (2013) a contribuição das fibras como mecanismo de reforço é claramente verificada na fase pós-fissura do concreto, apresentando uma contribuição pouco representativa na fase pré-fissura. Neste contexto, MODEL CODE (2010) comenta que a fase pós-fissura pode apresentar, dependendo da composição do CRFA, comportamento *softening* ou *hardening*, conforme mostra a Figura 2.10. O comportamento *softening* é uma resposta pós fissura com amolecimento, onde as deformações se localizam numa única fissura. A outra classificação,

refere-se ao comportamento *hardening*, que é definido pela formação de múltiplas fissuras, as quais são geradas antes mesmo de ser alcançada a carga máxima de tração.

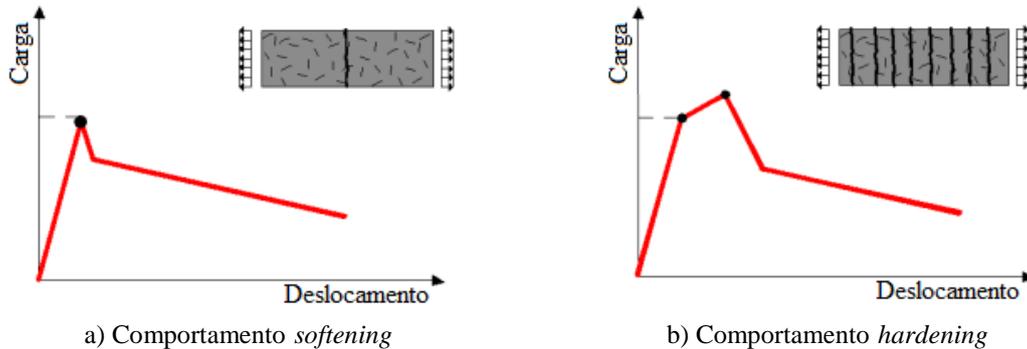


Figura 2.10 - Relação *carga-deslocamento* do concreto tracionado (adaptado do MODEL CODE, 2010).

### 2.2.3.3. Resistência à tração indireta (*compressão diametral*)

BENTUR e MINDESS (1990) comentam que acréscimos de até 133% poderiam ser alcançados se a orientação das fibras coincidissem com a orientação das tensões principais de tração. Entretanto, dado o caráter aleatório da orientação, os autores ressaltam que o acréscimo não supera 60% da resistência do concreto sem fibras. Adicionalmente, SALAZAR (2010) comenta que após a carga de ruptura, conforme a Figura 2.11, ocorre uma perda de carga e que neste momento se inicia mobilização das fibras na fase de endurecimento. Nesta fase, o autor relata a capacidade do material em recuperar resistência, onde a intensidade da recuperação dependerá das propriedades do CRFA.

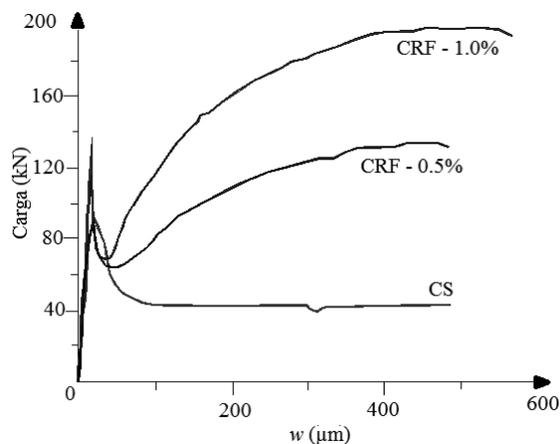
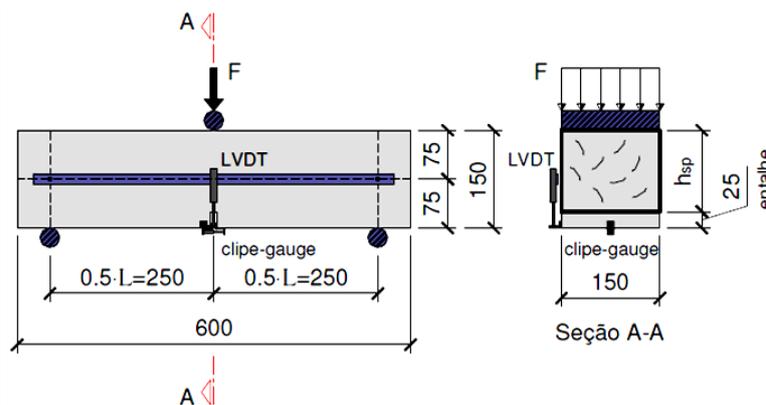


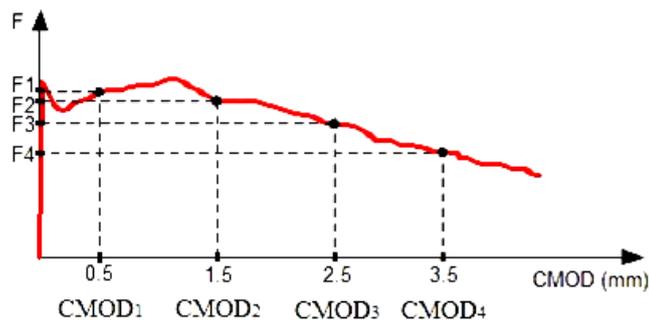
Figura 2.11 - Relação *carga-abertura da fissura* no ensaio de compressão diametral (adaptado de SALAZAR, 2010).

#### 2.2.3.4. Resistência à tração na flexão

De acordo com GARCEZ (2005), os acréscimos de resistência mais significativos ocorrem na resistência à tração na flexão, sendo possível constatar acréscimos de até 100%. Confirmando os comentários anteriores, o ACI 544.1R (1996) relata acréscimos de 50-70%, dependendo das propriedades do CRFA. O comportamento do CRFA à flexão pode ser avaliado segundo as recomendações do RILEM 162-TDF (2002), que sugere o ensaio de flexão em prismas entalhados, conforme mostra a Figura 2.12a. Neste ensaio são registradas as relações *carga-deslocamento* e *carga-CMOD* (*CMOD* = *Crack Mouth Opening Displacement*), ver Figura 2.12b, e o limite de proporcionalidade do material. A partir da análise destas relações é possível determinar as resistências residuais à tração na flexão,  $f_{ri}$ , as quais são utilizadas pelo RILEM 162-TDF (2002) e pelo MODEL CODE (2010) no dimensionamento dos elementos estruturais em CRFA.



a) Sistema de ensaio



b) Relação *carga-CMOD*

Figura 2.12 - Análise da resistência à tração na flexão (adaptado do RILEM 162 TDF, 2002).

### 2.2.3.5. Resistência ao cisalhamento

O ACI 544.1R (1996) relata que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras confere acréscimos de resistência significativos, com potencial, inclusive, para substituir o reforço convencional do CA (estribos das vigas). O bom desempenho ao esforço de cisalhamento se deve basicamente à capacidade das fibras em conter as aberturas das fissuras e por aprimorar os mecanismos de engrenamento no plano da fissura. Ressalta-se que a resistência ao cisalhamento do CRFA é influenciada basicamente pela interação *fibra-concreto*, pela orientação, geometria das fibras e pela dosagem de fibras. Complementando o comentário anterior, MADAN *et al.* (2008) e KWAK *et al.* (2002) comentam que a relação  $a/d$  também é fundamental na avaliação da resistência ao cisalhamento de vigas, sendo  $a$  e  $d$  o vão de cisalhamento e a altura útil da viga, respectivamente.

## 2.3. MODELO DE CISALHAMENTO E MODOS DE RUÍNA

Admitindo uma viga solicitada continuamente até a ruína e que a resistência à flexão desta viga é superior à sua resistência ao cisalhamento, verifica-se que nos níveis iniciais de carga surgem apenas fissuras de flexão (fissuras praticamente verticais) e que somente em níveis mais avançados de carga surgem as fissuras inclinadas, provenientes das tensões de cisalhamento, que ao fim, desenvolvem-se até o momento da ruína da peça. Apesar da descrição simplificada para o modo de ruína de uma viga ao cisalhamento, o mecanismo de ruína pode ocorrer de diferentes maneiras, dependendo, dentre vários aspectos, da dimensão da peça, do tipo de carga aplicada e das propriedades mecânicas dos materiais envolvidos (concreto+reforços). Portanto, é comum encontrar na literatura diferentes abordagens para avaliar a resistência ao cisalhamento de vigas em CA. Por este motivo, apresentam-se nas seções seguintes as principais considerações sobre a análise de vigas ao cisalhamento e uma abordagem sucinta sobre os modos de ruína desse tipo de viga.

### 2.3.1. Viga sem reforço transversal

Segundo MACGREGOR e WIGHT (2012), para discutir a transferência do esforço cortante ao longo de uma fissura crítica de cisalhamento (fissura inclinada) em uma viga de concreto

sem reforço transversal, apresenta-se a Figura 2.13a. Nesta figura,  $V_{cy}$  corresponde ao esforço cortante transferido na zona comprimida,  $V_a$  a componente do esforço cortante devido ao engrenamento dos agregados (sendo  $V_{ax}$  e  $V_{ay}$  as componentes horizontal e vertical, respectivamente) e  $V_d$  a parcela do esforço cortante referente ao efeito de pino proporcionado pelas armaduras de flexão. Nestas condições, é possível estabelecer, a partir do equilíbrio das forças na direção horizontal ( $\sum F_x = 0$ ) na seção  $abde$ , que  $T_1 = C_1 + C'_1$  e que  $T_1$  e  $C_1 + C'_1$  devem equilibrar o momento externo nesta seção. Além disto, verifica-se também que, a partir do equilíbrio dos momentos em relação ao ponto  $e$  ( $\sum M_e = 0$ ) da porção  $edf$  da viga (abaixo da fissura de cisalhamento), as parcelas  $V_d$  e  $V_a$  devem ser equilibradas pela parcela  $C'_1$ .

Neste contexto, com o aumento da abertura da fissura inclinada se verifica uma minoração da parcela  $V_a$  e uma majoração das parcelas  $V_{cy}$  e  $V_d$ . No que diz respeito à componente  $V_d$ , destaca-se que esta parcela aumenta até a formação da fissura de fendilhamento ao longo da armadura de flexão, ver Figura 2.13b, neste momento,  $V_d \approx 0$ . Para o nível de fissuração em que as parcelas  $V_a$  e  $V_d$ , assim como  $V'_{cy}$  e  $C'_1$ , perdem a sua capacidade de transferir esforço cortante ao longo da fissura inclinada, verifica-se que todo o esforço cortante  $V_{cy}$ , assim como o esforço de compressão  $C_1$ , são transmitidos, praticamente, apenas pela porção  $ab$ , conforme a Figura 2.13a. Dessa forma, a porção  $ab$  fica impossibilitada de resistir às forças de compressão  $C_1$  (necessárias ao equilíbrio), resultando no esmagamento ou no deslizamento súbito (frágil) desta região.

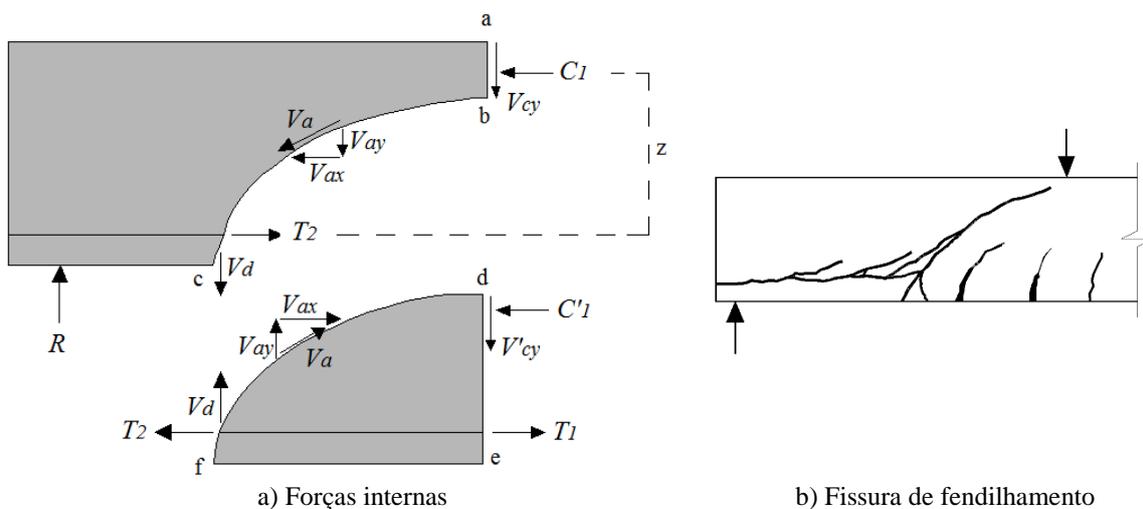
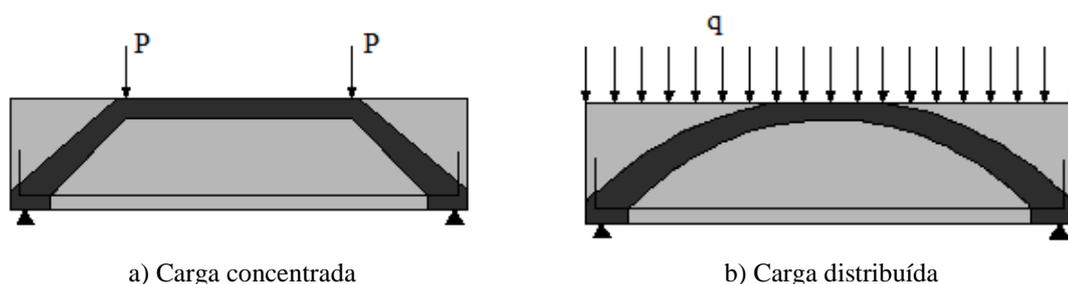


Figura 2.13 - Transferência de esforço cortante em uma viga fissurada sem reforço transversal (adaptado MACGREGOR e WIGHT, 2012).

A análise da Figura 2.13 deixa claro que a ruptura de uma viga em concreto sem reforço transversal é repentina e ocorre, praticamente, no momento da formação da fissura inclinada. Além dos aspectos comentados, ressalta-se a influência da ação de arco e da razão  $a/d$  no padrão de comportamento de uma viga, sendo  $a$  o vão de cisalhamento e  $d$  a altura útil da viga. No que diz respeito à ação de arco, este efeito é identificado quando a resultante de compressão  $C_1$ , ver Figura 2.14a, proveniente da flexão, é transferida quase que diretamente aos apoios, formando desta maneira um mecanismo semelhante a um arco, que absorve parte do esforço cortante, ver Figura 2.14.



a) Carga concentrada

b) Carga distribuída

Figura 2.14 - Ação de arco em vigas (adaptado de JEONG & KIM, 2014).

Para explicar a influência da razão  $a/d$ , MACGREGOR e WIGHT (2012) apresentam a Figura 2.15, a qual exibe a relação entre a resistência ao cisalhamento de vigas em concreto sem reforço transversal e a razão  $a/d$ . Na referida figura é possível identificar três curvas distintas, a ruína por cisalhamento, a resistência à flexão (caso a viga seja reforçada transversalmente) e a curva correspondente à formação da fissura inclinada, que é decomposta no trecho referente à formação da fissura sem ocasionar a ruína da peça ( $1,0 \leq a/d \leq 2,5$ ) e no trecho referente à formação da fissura e posterior ruína da peça ( $2,5 < a/d \leq 6,5$ ). Adicionalmente, ressalta-se que a área sombreada diz respeito à perda de resistência devido ao esforço cortante.

Dado o exposto, a análise da Figura 2.15 permite concluir que para vigas com vão de cisalhamento muito curto,  $0 < a/d \leq 1,0$ , as fissuras inclinadas se formam e se estendem do ponto de apoio até o ponto de aplicação da carga. Nestas condições, prevalece a ação de arco e a ruína por falha na ancoragem da armadura de flexão. Para vigas com vão de cisalhamento curto,  $1,0 < a/d \leq 2,5$ , as fissuras inclinadas se formam, mas após a redistribuição das forças internas a peça apresenta capacidade de receber carregamento adicional devido, em parte, à ação de arco. Nestas condições, a fissura inclinada se propaga mais que as fissuras de flexão, logo, prevalecem a ruína por cisalhamento. Para as vigas esbeltas,  $2,5 < a/d \leq 6,5$ , a fissura

inclinada impede a redistribuição das forças internas ao ponto da ruína acontecer no momento da sua formação. Para as vigas muito esbeltas,  $a/d > 6,5$ , a ruína por flexão ocorre antes da formação da fissura inclinada se a viga for reforçada transversalmente, caso contrário, a fissura inclinada causa a ruína imediata da viga por cisalhamento.

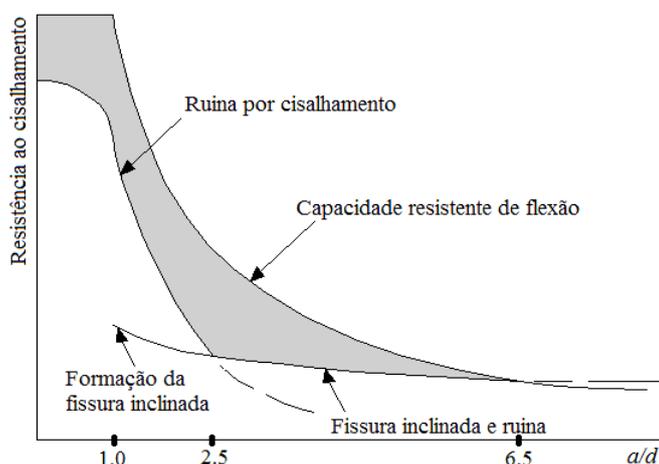


Figura 2.15 - Relação entre a resistência ao cisalhamento e a razão  $a/d$  de vigas em concreto sem reforço transversal (adaptado de MACGREGOR e WIGHT, 2012).

### 2.3.2. Viga reforçada transversalmente

Para avaliar a influência das armaduras de cisalhamento no comportamento de uma viga, MACGREGOR e WIGHT (2012) apresentam a Figura 2.16a, a qual exhibe as forças internas que se desenvolvem ao longo de uma fissura inclinada (fissura crítica de cisalhamento). Ressalta-se que a armadura de cisalhamento atua como reforço somente após a manifestação da fissura inclinada, não impedindo, desta maneira, a sua formação. Excetuando a componente  $V_s$ , que corresponde ao esforço cortante transferido pela armadura de cisalhamento, as demais componentes da Figura 2.16a já foram definidas e discutidas na seção anterior. No que diz respeito à  $V_s$ , comenta-se que a contribuição desta componente não diminui com a abertura da fissura inclinada, logo, pelo equilíbrio da porção  $edf$ , as componentes  $C'_1$  (resultante de compressão devido à flexão) e  $V'_{cy}$  (esforço cortante transferido na zona comprimida) sempre estarão presentes nesta porção da viga (abaixo da fissura de cisalhamento).

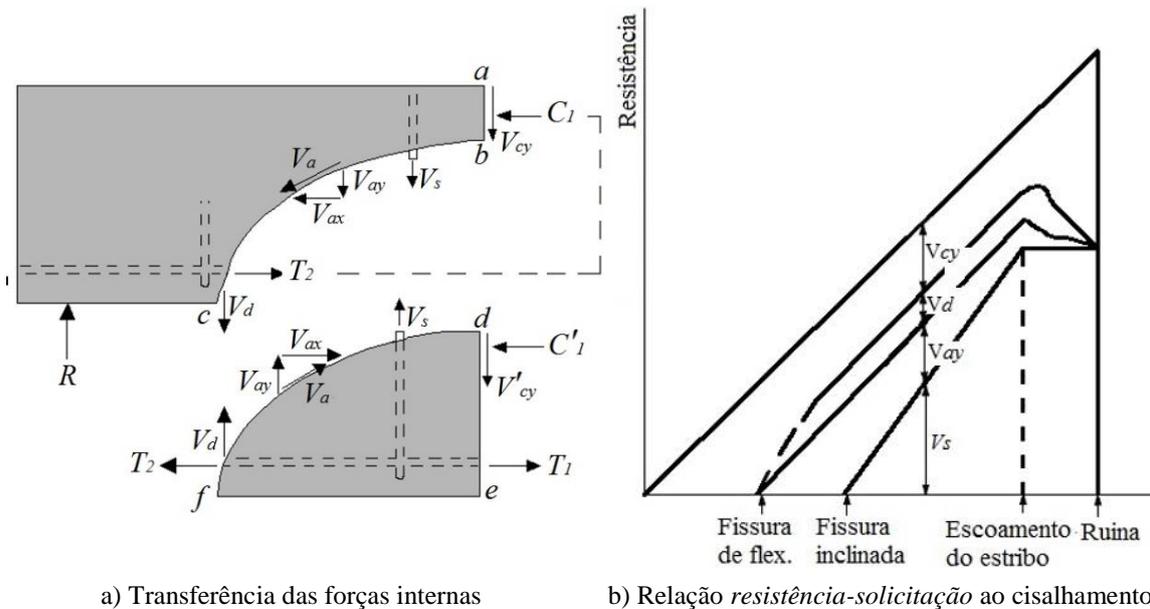


Figura 2.16 - Comportamento ao esforço cortante de uma viga fissurada com reforço transversal (adaptado de MACGREGOR e WIGHT, 2012).

A Figura 2.16b apresenta uma proposta para avaliar a relação *resistência-solicitação* ao cisalhamento de uma viga típica em CA com reforço transversal. Nesta proposta, observa-se que antes da formação da fissura de flexão, todo o esforço cortante é transferido apenas pelo concreto não fissurado (parcela  $V_{cy}$ ). Com o aumento da solicitação, trecho compreendido entre as fissuras de flexão e inclinada, constata-se que o esforço cortante é resistido praticamente pelas parcelas  $V_{cy}$ ,  $V_{ay}$  (componente vertical do esforço cortante devido ao engrenamento dos agregados) e  $V_d$  (parcela do esforço cortante referente ao efeito de pino), visto que a armadura de cisalhamento só atua como reforço após a formação da fissura inclinada. Neste contexto, para solicitações maiores, verifica-se que as armaduras de cisalhamento que interceptam a fissura inclinada escoam, comportamento caracterizado pelo trecho constante da componente  $V_s$ , ver Figura 2.16b. Com o escoamento destas armaduras, tem-se um aumento significativo da abertura da fissura inclinada, o que restringe consideravelmente a contribuição de  $V_{ay}$  na resistência ao cisalhamento e amplifica, praticamente até o momento da ruína da viga, a contribuição das componentes  $V_d$  e  $V_{cy}$ .

No que diz respeito à quantificação da contribuição de resistência destas parcelas, recorda-se que apenas a componente  $V_s$  apresenta comportamento dúctil, sendo as demais frágeis ( $V_{cy}$ ,  $V_d$  e  $V_{ay}$ ), o que dificulta sobremaneira a estimativa das suas contribuições. Esta dificuldade é refletida na maioria das propostas de cálculo, principalmente nas recomendações normativas, que simplificadamente atribuem as contribuições de  $V_{cy}$ ,  $V_d$  e

$V_{ay}$  à contribuição do concreto  $V_c$  ( $V_c \approx V_{cy} + V_d + V_{ay}$ ). Desta forma, a resistência nominal ao cisalhamento de uma viga em CA reforçada transversalmente é dada por:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Equação 2.3}$$

### 2.3.3. Viga reforçada com fibras

Segundo MACGREGOR e WIGHT (2012), as fibras de aço tende a aumentar a capacidade ao cisalhamento por garantir uma resistência à tração do concreto ao longo da fissura inclinada, resultando em acréscimo da componente do engranamento do agregado, semelhante ao observado nas vigas com armadura transversal. Para ARSLAN (2014), em vigas de concreto reforçado com fibras de aço, o controle de fissuração resultante de tensão normal é mais eficaz em comparação com o concreto simples, pois as fibras proporcionam uma maior rigidez após o início da fissura. Como dito anteriormente, as fibras aço ajudam a formar pontes de tensão que realizam uma maior distribuição dos esforços, auxiliando como mecanismo que retarda a propagação das fissuras no concreto, proporcionando uma maior capacidade portante da peça, DINH *et al.* (2010). Este efeito elimina a possibilidade de uma ruptura brusca do concreto por cisalhamento, permitindo assim, uma ruína mais dúctil.

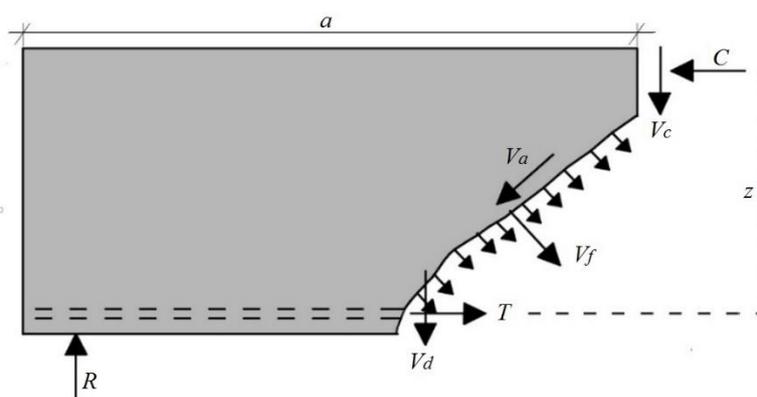


Figura 2.17 - diagrama de corpo livre de uma parte do vão de cisalhamento de uma fibra simplesmente apoiada reforçada viga de concreto (LIM e OH, 1999).

Para formular a condição de equilíbrio para uma viga de concreto armado, sem estribo, reforçado com fibra de aço, LIM e OH (1999) mostraram que é necessário para identificar todas as ações externas e internas que podem estar presentes na face da fissura inclinada. A Figura 2.17, mostra o diagrama de corpo livre ao longo da fissura de cisalhamento, de uma

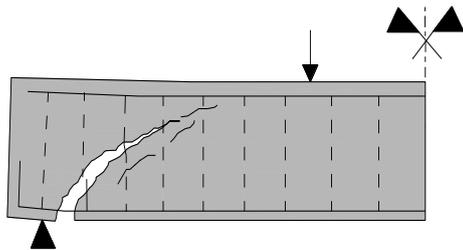
viga de concreto armado e fibras de aço, simplesmente apoiada. Os esforços cisalhantes são transmitidos por meio das seguintes parcelas: efeito do concreto não fissurado da região comprimida ( $V_c$ ), efeito do engrenamento entre os agregados ao longo da fissura diagonal ( $V_a$ ), efeito de pino da armadura longitudinal que atravessa esta fissura ( $V_d$ ) e componentes verticais da força de arrancamento das fibras ao longo da fissura inclinada ( $V_f$ ).

#### 2.3.4. Rupturas por cisalhamento

MACGREGOR e WIGHT (2012) comentam que o comportamento de uma viga rompendo por cisalhamento pode variar consideravelmente, dependendo, principalmente, das contribuições das ações de viga (*beam action*) e de arco (*arch action*) e da taxa de armadura transversal. Adicionalmente, KOTSOVOS (1987) alerta que discutir a resistência ao cisalhamento apenas com base no conceito de seção crítica é insuficiente para descrever o comportamento de uma viga em concreto armado. Complementando a ideia, o pesquisador relata que a ruptura por cisalhamento também está associada à distribuição das tensões, proporcionadas pelas forças internas de compressão, que são transferidas entre as cargas e os apoios. Desta forma, KOTSOVOS (1983) explica que as recomendações de projeto (normas) permitem estimar a carga de ruína por cisalhamento de uma viga em CA, mas são inadequadas quanto à avaliação da ductilidade da peça. De qualquer forma, independentemente da abordagem teórica adotada, a ruptura por cisalhamento deve ser evitada, dado o seu efeito repentino (ruptura brusca). Para exemplificar os modos de ruptura mais correntes por cisalhamento, apresentam-se a seguir os aspectos básicos da ruptura por tração diagonal, da ruptura localizada na armadura longitudinal, da ruptura por esmagamento do concreto comprimido, da ruptura por falha na ancoragem da armadura e da ruptura por esmagamento das bielas.

##### 2.3.4.1. *Ruptura por tração diagonal*

Esta ruptura ocorre com o escoamento da armadura transversal, pois neste instante, além da ruptura iminente desta armadura, a viga também perde a capacidade de controlar a abertura e a propagação da fissura de cisalhamento (fissura inclinada), ver Figura 2.18, conduzindo, assim, à ruptura da viga.



a) Detalhe esquemático

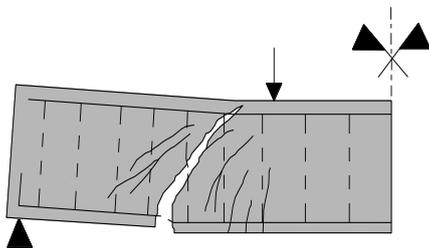


b) Ensaio de DINH *et al.* (2010)

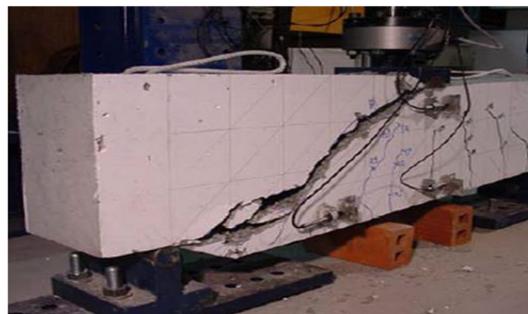
Figura 2.18 - Ruptura por tração diagonal.

#### 2.3.4.2. *Ruptura localizada na armadura longitudinal*

Este modo de ruptura é influenciado significativamente pelo espaçamento das armaduras transversais (estribos) e pode ser identificado pela formação de fissuras inclinadas, conforme é observado na Figura 2.19, onde a deformação acentuada desta armadura amplifica os esforços nas bielas e conduz à flexão localizada da armadura longitudinal (efeito de pino). Nestas condições, há a propagação destas fissuras inclinadas, o que leva à possível ruptura das armaduras transversais e longitudinais.



a) Detalhe esquemático



b) Ensaio de BARROS *et al.* (2003)

Figura 2.19 - Ruptura localizada na armadura longitudinal.

#### 2.3.4.3. *Ruptura por esmagamento do concreto comprimido*

Este modo de ruptura é identificado pela propagação das fissuras inclinadas em direção à zona comprimida do concreto (deslocamento da linha neutra), a qual é proveniente do escoamento das armaduras transversais e da flexão da viga. Como consequência, têm-se uma redução substancial de concreto necessário para resistir aos esforços de compressão, o que

conduz ao esmagamento desta região, ver Figura 2.20. Usualmente, constata-se este modo de ruptura quando cargas concentradas elevadas solicitam a viga.

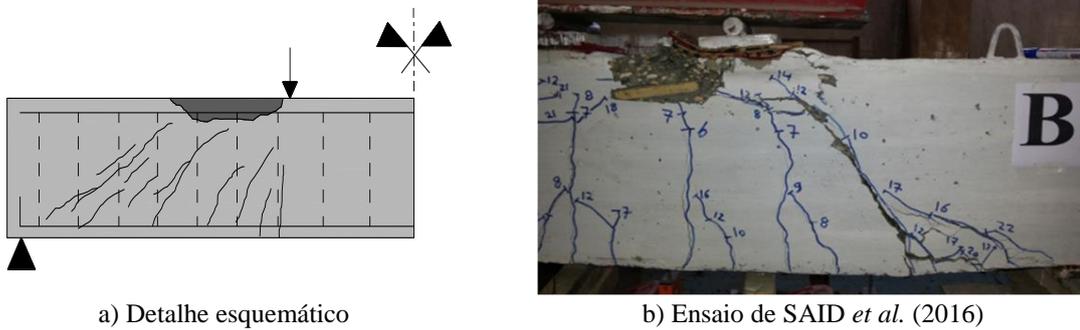


Figura 2.20 - Ruptura por esmagamento do concreto comprimido.

#### 2.3.4.4. Ruptura por falha na ancoragem da armadura

Este modo de ruptura é evidenciado, com mais frequência, em vigas com relação  $a/d$  reduzido, pois nessas condições, a fissura inclinada impede o fluxo de cisalhamento entre a armadura longitudinal e o concreto, ressaltando a ação de arco no comportamento da viga. Verifica-se a ruptura na zona de encontro da diagonal de compressão junto ao apoio com a armadura longitudinal trabalhando como tirante, que geralmente se propaga, tal como representado na Figura 2.21, BARROS *et al.* (2011).

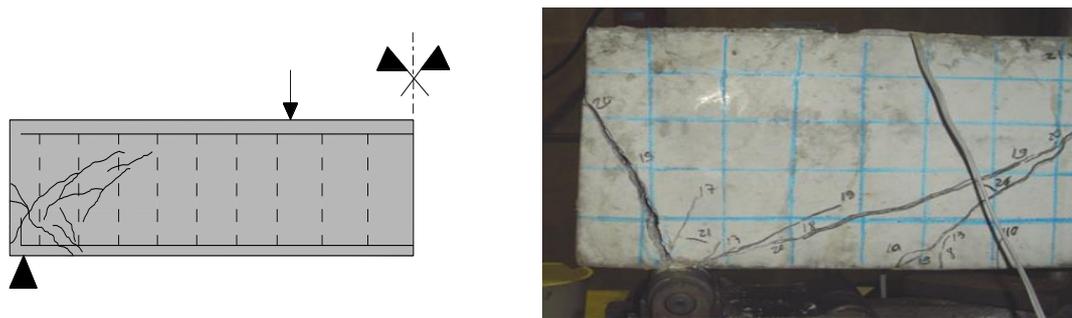


Figura 2.21 - Ruptura por falha na ancoragem da armadura.

#### 2.3.4.5. Ruptura por esmagamento das bielas

Este modo de ruptura é mais comum em vigas com largura reduzida. A sua ocorrência é verificada quando as tensões principais superam a resistência à compressão do concreto e

quando a deformação na armadura transversal se torna significativa, levando assim ao esmagamento das bielas entre fissuras inclinadas, ver Figura 2.22.

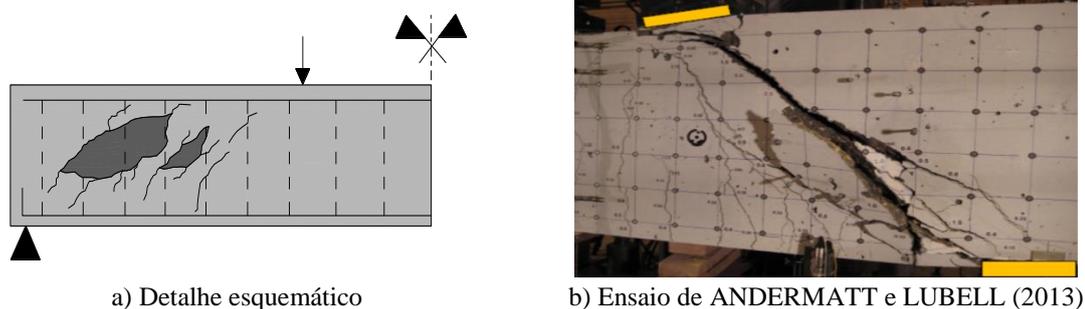


Figura 2.22 - Ruptura por esmagamento das bielas comprimidas.

## 2.4. PESQUISAS REALIZADAS

### 2.4.1. Considerações históricas

De acordo KATZER (2006), A. Bernard ostenta a patente mais antiga sobre concreto reforçado com fibras de aço. Esta patente, registrada em 1874 na Califórnia, basicamente discute a ideia de reforçar o concreto com lascas de aço. Na sequência das patentes pioneiras, tem-se, em 1910, o registro de Porter, que, com o desígnio de melhorar a homogeneidade dos concretos reforçados com arames espessos (arames grossos), relata a possibilidade de adicionar arames curtos ao concreto. Após Porter, em 1918, na França, H. Alfsen idealizou aumentar a resistência à tração do concreto a partir da adição de fibras longas de aço, fibras longas de madeira e fibras de outros materiais à massa de concreto. Além disso, Alfsen também foi o primeiro a discutir a aderência *fibra-concreto* a partir da análise da ancoragem e da rugosidade superficial das fibras. A partir das primeiras patentes, muitas outras foram registradas, sendo de comentar, ainda segundo a narrativa de KATZER (2006), a de G.C. Martin em 1927, que abordava a produção de tubos em CRFA. Em 1938, N. Zitkewic patenteou um procedimento que discute como aumentar a resistência mecânica e a resistência ao impacto do concreto a partir da utilização de fragmentos cortados de arames de aço. Em 1943, G. Constancinesco utilizou diferentes formas de fibras, informações sobre o processo de fissuração de elementos em CRFA e a maior capacidade do concreto reforçado com fibras em absorver energia de impactos. Além destas, outras inúmeras patentes, discutindo o uso de fibras de aço no concreto, foram registradas nos anos seguintes nos Estados Unidos, França e Alemanha.

Tão importante quanto esses registros, tem-se a realização de pesquisas, que apresentam contribuições valiosas tanto ao desenvolvimento como ao entendimento do CRFA. Neste contexto, evidencia-se o trabalho precursor de BATSON *et al.* (1972), que discute e confirma a possibilidade de substituir o reforço transversal convencional das vigas (estribos) pelo mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras de aço. Com propósito semelhante, SWAMY e BAHIA (1985), além de discorrerem sobre a contribuição das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas, relatam sobre o modo de ruína dúctil destes elementos estruturais. Neste segmento, o trabalho de MANSUR *et al.* (1986), confirma o mecanismo de reforço das fibras ao cisalhamento, assim como, explora a influência do consumo de fibras e da relação  $a/d$  na resistência ao cisalhamento das vigas. Destaca-se também o trabalho de NARAYANAN e DARWISH (1987), que através de evidências experimentais (ensaio de 49 vigas), avaliaram a influência de vários parâmetros, consumo de fibras, comprimento das fibras, taxa de armadura transversal e longitudinal, vão das vigas, vão de corte e a dosagem do concreto, no padrão de comportamento das vigas, tais como o modo de fissuração, a resistência ao cisalhamento, entre outros. Desta forma, evidencia-se a eficiência e o futuro promissor do CRFA como reforço ao cisalhamento de vigas. Adicionalmente, comenta-se também o trabalho de VALLE e BÜYÜKÖZTÜRK (1993), que ressalta a melhor performance da fibra em concretos de alta resistência (CAR), proporcionando ao fim, um material resistente e mais dúctil, comparativamente ao CAR convencional.

#### 2.4.2. Pesquisas recentes

##### 2.4.2.1. YOU *et al.* (2010)

Este trabalho estuda o comportamento ao cisalhamento de vigas em CRFA e a influência das fibras de aço na trabalhabilidade do concreto auto adensável (CAA). Para este fim, os autores apresentam um programa experimental formado por 10 vigas, que dependendo da relação  $a/d$ , são classificadas nas séries I ( $a/d = 3,0$ ) e II ( $a/d = 3,2$ ), ver Figura 2.23. As vigas em CRFA foram reforçadas com fibras do tipo *hooked end*, com comprimento  $l_f = 35$  mm e diâmetro  $d_f = 0,55$  mm. A Tabela 2.2 apresenta as principais propriedades do estudo, ressaltando-se o consumo de fibras ( $C_f$ ) e a taxa de armadura transversal ( $\rho_w$ ). Nesta tabela, apresentam-se também as cargas de ruptura das vigas ( $V_u$ ). Ao fim do estudo, os autores confirmam a possibilidade de substituir parcialmente o reforço convencional (estribos) por

fibras de aço ( $C_f = 50\text{kg/m}^3 \approx 0,67\%$ ), discutem sobre os benefícios do reforço híbrido (fibra + estribos) e ressaltam o melhor desempenho das vigas em CRFA, apontando, para ambas as séries, as vantagens em termos da resistência e do modo de ruína, que foi alterado de frágil para dúctil quando  $C_f > 25\text{ kg/m}^3$  ( $\approx 0,33\%$ ). Apesar das condições favoráveis, também foi observada uma depreciação da trabalhabilidade para  $C_f > 50\text{kg/m}^3$ .

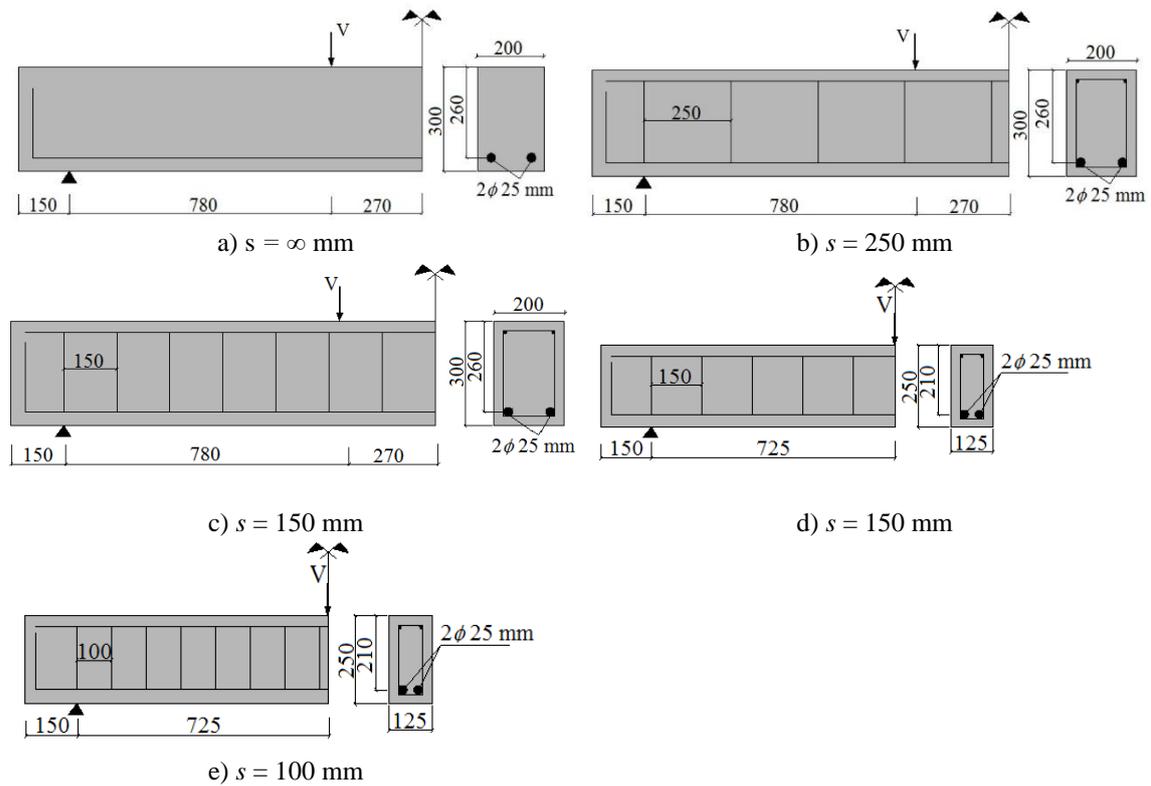


Figura 2.23 - Classificação das vigas (Adaptado de YOU *et al.*, 2010).

Tabela 2.2 - Propriedade das vigas de YOU *et al.* (2010).

Série	Vigas	Dimensões	$a/d$	$\rho_w$ (%)	$s$ (mm)	$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$V_u$ (kN)
I	SFSCCB0-∞	200x300x2400 mm <sup>3</sup>	3,0	0,0	∞	0	220
	SFSCCB50-∞					50	279
	SFSCCB0-250			0,13	250	0	285
	SFSCCB25-250					25	356
	SFSCCB50-250					50	445
	SFSCCB0-150			0,22	150	0	321
	SFSCCB25-150					25	378
	SFSCCB50-150					50	463
II	SFSCCB40-100	125x250x1750 mm <sup>3</sup>	3,2	0,35	100	40	236
	SFSCCB0-100					0	229

2.4.2.2. DING *et al.* (2012)

A motivação do trabalho é discutir a atuação das fibras de aço e da ação conjunta, fibras e estribos, no comportamento ao cisalhamento em vigas. Para isto, 16 vigas (100x150x1400 mm<sup>3</sup>), com relação  $a/d = 4,0$ , foram agrupadas em função do espaçamento dos seus estribos e ensaiadas até a ruptura, ver as quatro séries mostradas na Figura 2.24. As vigas em CRFA foram reforçadas com fibras *hooked end*, com  $l_f = 60$  mm e  $d_f = 0,75$  mm. Propriedades adicionais são resumidas na Tabela 2.3. Como principais conclusões, os autores comentam que as fibras beneficiam o desempenho das vigas em termos de resistência, realça-se que para  $C_f = 20$  kg/m<sup>3</sup> ( $\approx 0,30\%$ ) foi evidenciada a possibilidade de substituir parcialmente o reforço convencional (estribos) e para  $C_f = 60$  kg/m<sup>3</sup> ( $\approx 0,8\%$ ), comprova-se a substituição total dos estribos ( $V_{u,SF60-\infty} \approx V_{u,SF0-160}$ ). Além da resistência, os autores também exaltam que o uso combinado das fibras e dos estribos favorece, comparativamente às vigas em CA, a capacidade de absorção de energia e a tenacidade. Em compensação, também foi registrado pelos pesquisadores que a trabalhabilidade do concreto pode ser penalizada para  $C_f > 60$ kg/m<sup>3</sup>.

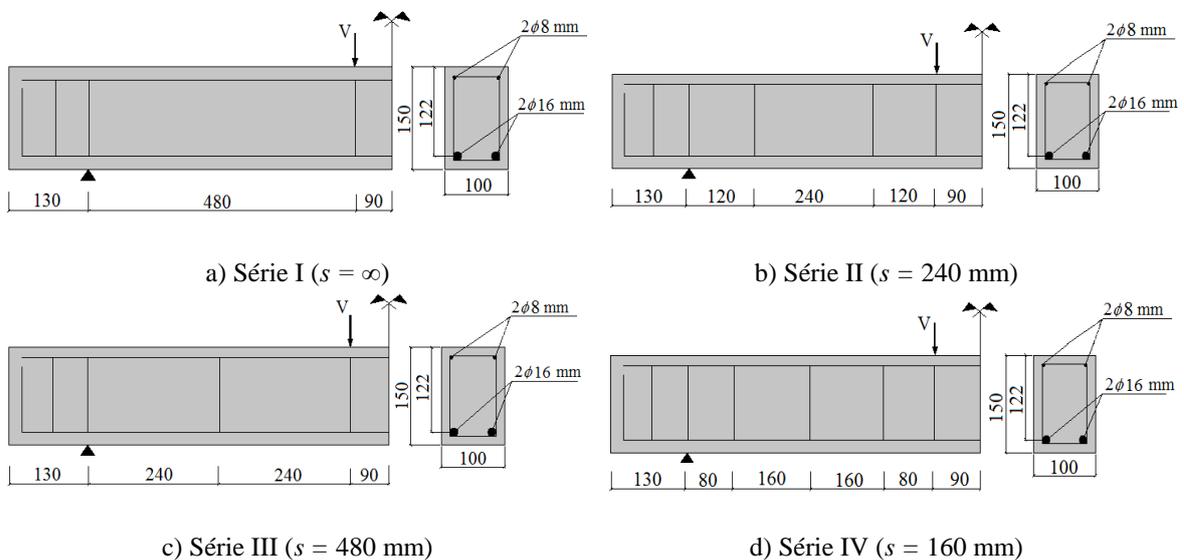


Figura 2.24 - Classificação das vigas de DING *et al.* (2012).

Tabela 2.3 - Propriedades das vigas de DING *et al.* (2012).

Série	Vigas	$\rho_w$ (%)	$s$ (mm)	$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (MPa)	$V_u$ (kN)
I	SF0- $\infty$	0	$\infty$	0	33,8	20,4
	SF20- $\infty$			20		24,0
	SF40- $\infty$			40		36,1
	SF60- $\infty$			60		37,3

Tabela 2.3 - Propriedades das vigas de DING *et al.* (2012). Cont.

Série	Vigas	$\rho_w$ (%)	$s$ (mm)	$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (MPa)	$V_u$ (kN)
II	SF0-480	0,138	480	0	36,0	25,8
	SF20-480			20		38,5
	SF40-480			40		41,6
	SF60-480			60		45,6
III	SF0-240	0,275	240	0	32,5	34,0
	SF20-240			20		36,3
	SF40-240			40		43,5
	SF60-240			60		43,2
IV	SF0-160	0,413	160	0	41,2	39,6
	SF20-160			20		40,3
	SF40-160			40		42,3
	SF60-160			60		42,1

#### 2.4.2.3. GOMES (2013)

Neste estudo, o autor analisa o comportamento ao cisalhamento de vigas em CRFA reforçadas com fibras de elevado desempenho, fibras 5D, com maior resistência à tração e melhor mecanismo de ancoragem, ver Figura 2.25. Para consolidar o estudo, o autor apresenta um programa experimental formado por 24 vigas (140x260x2200 mm<sup>3</sup>), as quais apresentaram relação  $a/d = 2,7$  e foram organizadas, em função do consumo de fibra  $C_f$ , nas séries A, B, C e D. Suplementando a classificação anterior, a Figura 2.26 mostra que as vigas também foram analisadas quanto à utilização de reforço transversal, vigas com e sem estribos. As vigas em CRFA foram reforçadas com fibras Dramix 5D 65/60 – BG, de comprimento  $l_f = 60$  mm e diâmetro  $d_f = 0,9$  mm. Propriedades adicionais são apresentadas na Tabela 2.4. Os resultados desta pesquisa mostraram que o CRFA favoreceu, principalmente para  $C_f$  igual a 30 kg/m<sup>3</sup> ( $\approx 0,4\%$ ) e 50 kg/m<sup>3</sup> ( $\approx 0,7\%$ ), a capacidade resistente, o controle da fissuração e a resistência residual das vigas. Acompanhando as conclusões anteriores, o autor também comenta que o consumo  $C_f = 15$  kg/m<sup>3</sup> ( $\approx 0,2\%$ ) não contribuiu significativamente como um mecanismo de reforço.



a) Fibra 5D (elevado desempenho)

b) Fibra 3D (convencional)

Figura 2.25 - Conformação das fibras (adaptado de MORADI *et al.*, 2016).

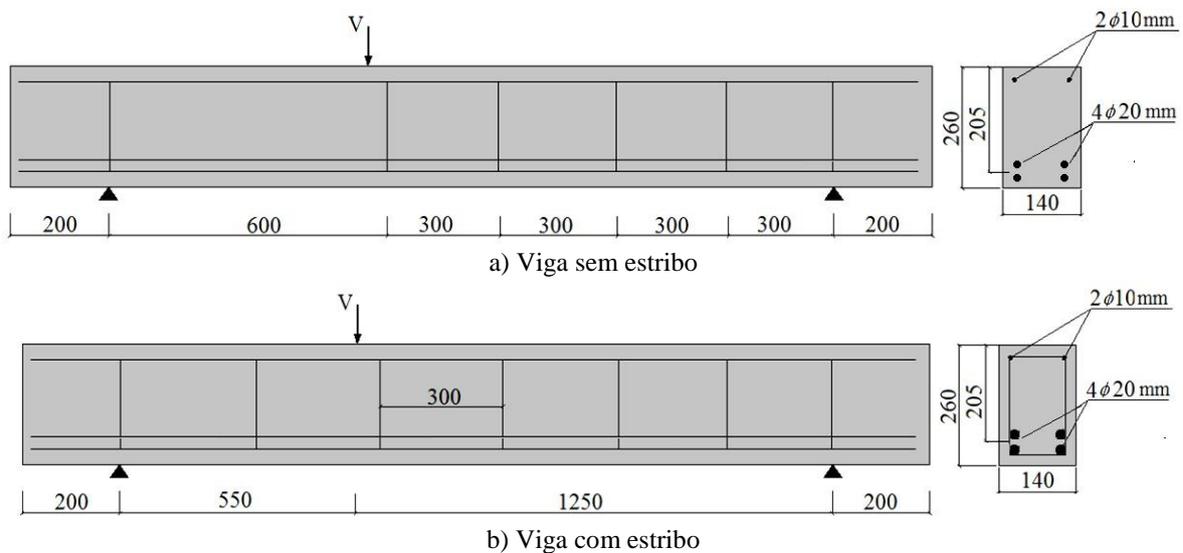


Figura 2.26 - Detalhe da armadura transversal (adaptado de GOMES, 2013).

Tabela 2.4 - Propriedades das vigas de GOMES (2013).

Série	Vigas	$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )	$s$ (mm)	$V_u$ (kN)
A	1A-V1	0	28,3	300	99,5
	1A-V2				100,8
	1A-V3				97,4
	2A-V1		0,0	-	78,7
	2A-V2				70,0
	2A-V3				85,1
B	1B-V1	15	28,3	300	91,5
	1B-V2				99,1
	1B-V3				105,6
	2B-V1		0,0	-	90,7
	2B-V2				115,1
	2B-V3				110,9
C	1C-V1	30	28,3	300	125,5
	1C-V2				124,2
	1C-V3				133,5
	2C-V1		0,0	-	104,8
	2C-V2				103,5
	2C-V3				101,5
D	1D-V1	50	28,3	300	144,1
	1D-V2				138,5
	1D-V3				145,0
	2D-V1		0,0	-	127,3
	2D-V2				127,3
	2D-V3				129,7

2.4.2.4. *SHOAIB et al. (2014)*

A corrente pesquisa avalia a influência do fator de escala (*size effect*) e da taxa de armadura longitudinal no comportamento ao cisalhamento de vigas reforçadas com fibras de aço. Neste estudo os autores ensaiaram 12 vigas em CRFA, todas com consumo  $C_f = 1\%$ , relação  $a/d = 3,0$  e sem a utilização de armadura transversal (sem estribos). A fibra utilizada no reforço foi do tipo *hooked end*, com  $l_f = 30\text{ mm}$  e fator de forma  $l_f/d_f = 55$ . A Figura 2.27 e a Tabela 2.5 mostram que as vigas são classificadas em função da seção transversal e da taxa de armadura longitudinal. Os resultados permitiram concluir que a tensão cisalhante normalizada,  $V_u/[b \cdot d \cdot (f_c^{1/2})]$ , diminuiu com o aumento da altura útil  $d$ , o que evidencia a influência do fator de escala na resistência ao cisalhamento das vigas em CRFA. De qualquer forma, os autores ressaltaram que apesar do efeito adverso do fator de escala, as fibras favoreceram o comportamento ao cisalhamento das vigas. No que diz respeito à influência da taxa de armadura longitudinal, os autores comentaram que as taxas avaliadas não proporcionaram alterações relevantes ao comportamento das vigas (relação *carga-deslocamento*).

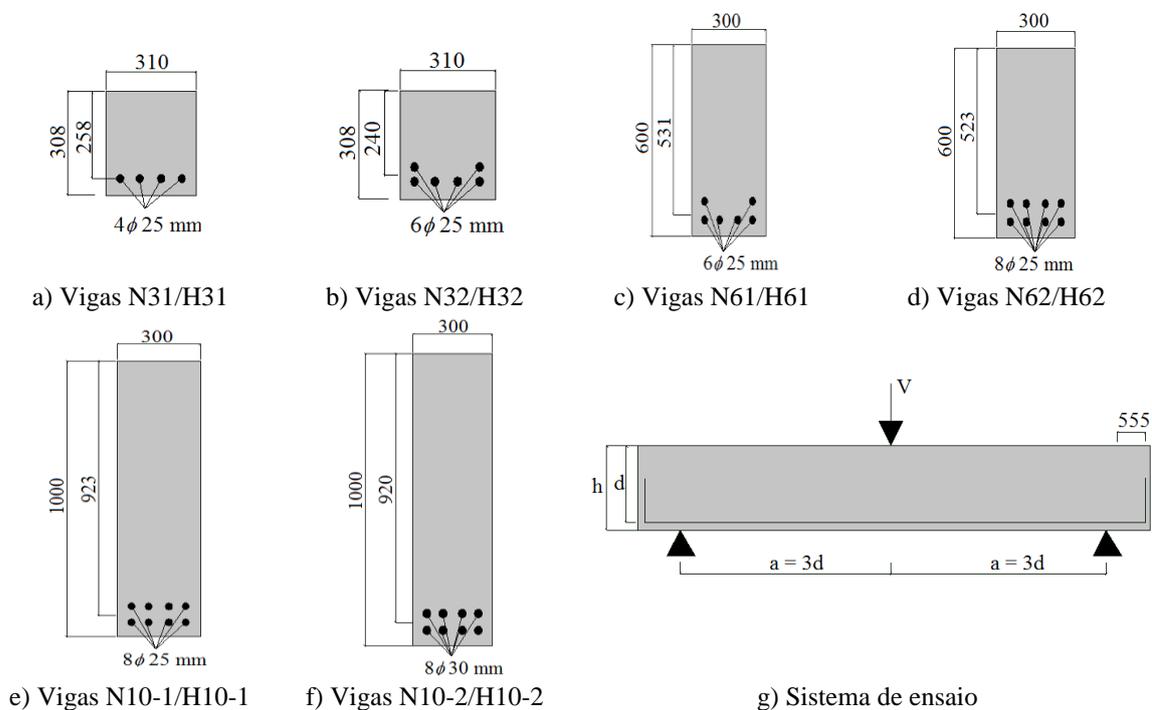


Figura 2.27 - Detalhe das vigas de SHOAIB *et al.* (2014).

Tabela 2.5 - Propriedade das vigas de SHOAIB *et al.* (2014).

Vigas	$b$ (mm)	$h$ (mm)	$d$ (mm)	$f_c$ (MPa)	$\rho_l$ (%)	$V_u$ (kN)
N31	310	308	258	23	2,5	420
N32			240	41	4,03	560
H31			258	41	2,5	554
H32			240	80	4,03	915
N61	300	600	531	23	1,88	496
N62			523	23	2,55	476
H61			531	41	1,88	838
H62			523	41	2,55	880
N10-1		1000	923	41	1,44	958
N10-2			920	41	2,03	968
H10-1			923	80	1,44	1265
H10-2			920	80	2,03	1261

#### 2.4.2.5. AMIN e FOSTER (2016)

Esta pesquisa analisa os principais aspectos do comportamento ao cisalhamento de vigas reforçadas concomitantemente por fibras de aço e estribos. Para este propósito, 10 vigas (300x700x5000) mm<sup>3</sup> com relação  $a/d \approx 2,8$  foram ensaiadas até a ruptura. A Figura 2.28 e a Tabela 2.6 mostram, nesta ordem, o esquema e as propriedades mais relevantes destas peças. Ressalta-se que para reforçar as vigas em CRFA foram utilizadas fibras *hooked end* de alta performance, Dramix 5D-65/60-BG, com comprimento  $l_f = 60$  mm e diâmetro  $d_f = 0,9$  mm. Com os resultados, foi verificado que as fibras de aço, quando dosadas apropriadamente (neste estudo,  $C_f \approx 25$  kg/m<sup>3</sup>), podem substituir a taxa mínima de armadura transversal exigida pelo EC2 (2004). Apesar da perspectiva positiva, os autores cautelosamente advertem que neste contexto as vigas reforçadas somente com fibras apresentaram comportamento mais frágil que as reforçadas apenas com estribos. Além disto, também foi reportado que as vigas com maior dosagem de fibras,  $C_f = 50$  kg/m<sup>3</sup>, apresentaram condições favoráveis à fissuração, ou seja, melhora no controle na abertura e propagação das fissuras.

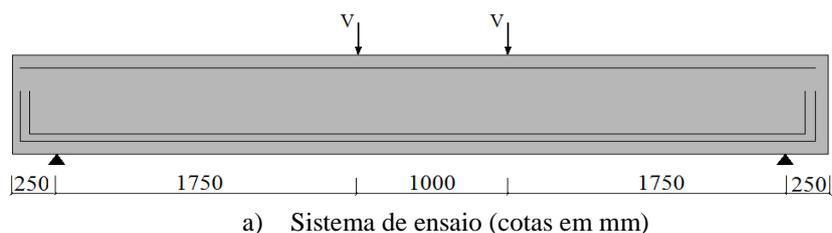
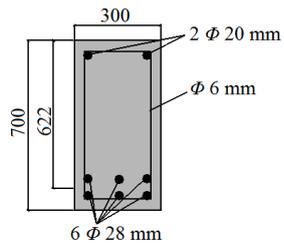
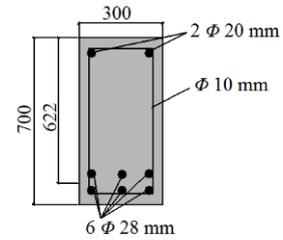


Figura 2.28 - Detalhe das vigas de AMIN e FOSTER (2016).



b) Seção transversal das vigas com  $\phi_w = 6$  mm



b) Seção transversal das vigas com  $\phi_w = 10$  mm

Figura 2.28 - Detalhe das vigas de AMIN e FOSTER (2016). Cont.

Tabela 2.6 - Propriedade das vigas de AMIN e FOSTER (2016).

Vigas	$C_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (MPa)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )	$V_u$ (kN)
B0-450-10-450	0	34	157,08	236
B25-0-0-0	25	34	-	274
B25-550-6-450		34	56,55	363
B25-450-10-450		34	157,08	334
B25-400-6-300		46	56,55	322
B25-300-10-300		46	157,08	357
B0-550-6-450		0	36	56,55
B50-0-0-0	50	36	-	344
B50-550-6-450		36	56,55	462
B50-450-10-450		36	157,08	535

### 3. Recomendações normativas

Esta seção discute as propostas de cinco recomendações normativas, RILEM TC 162-TDF (2003), CECS 38 (2004), JSCE (2008), EHE 08 (2010) e MODEL CODE (2010), quanto à previsão da resistência ao cisalhamento de vigas em concreto reforçado com fibras de aço.

#### 3.1. RILEM TC 162 – TDF (2003)

O cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas com armaduras transversais (estribos) e fibras de aço é dado como segue:

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd} \quad \text{Equação 3.1}$$

Nesta equação, os termos  $V_{cd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{wd}$  correspondem, respectivamente, às parcelas de resistência atribuídas ao concreto, às fibras e às armaduras transversais, como segue:

$$V_{cd} = 0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3.2}$$

$$V_{fd} = 0,7 \cdot k_f \cdot k_l \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3.3}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \text{Equação 3.4}$$

sendo,

$$k = k_l = \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0 \right) \quad (d \text{ em mm}) \quad \text{Equação 3.5}$$

e

$$\rho_l = \min \left( \frac{A_s}{b_w \cdot d}; 2,0 \right) \quad (\rho_l \text{ em } \%) \quad \text{Equação 3.6}$$

Na equação de  $\rho_l$ ,  $A_s$  é a área de reforço tracionado e  $b_w$  é a largura da viga. Na Equação 3.3,  $k_f$  é o fator que considera a contribuição da mesa em vigas com seção T (para viga retangular  $k_f = 1,0$ ) e  $\tau_{fd} = 0,12 \cdot f_{Rk,4}$  é o valor de cálculo do acréscimo da resistência ao cisalhamento devido as fibras de aço. Na equação referente à parcela da armadura transversal,  $s$  é o espaçamento da armadura transversal ao longo do eixo longitudinal da viga,  $\alpha$  é o ângulo da armadura transversal com relação ao eixo longitudinal da viga ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ) e  $f_{ywd}$  é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal. Em relação ao cálculo de  $\tau_{fd}$ ,  $f_{Rk,4}$  representa a resistência característica residual à tração na flexão, que é obtida a partir do ensaio de flexão em três pontos de prismas entalhados para a abertura de fissura CMOD = 3,5 mm.

### 3.2. CECS 38 (2004)

A previsão da resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas com fibras de aço,  $V_{fcs}$ , é definida em função das parcelas de contribuição do CRFA,  $V_{fc}$ , e da armadura transversal,  $V_{sv}$ , como segue:

$$V_{fcs} = V_{fc} + V_{sv} \quad \text{Equação 3.7}$$

sendo,

$$V_{fc} = V_c \cdot \left( 1 + \beta_v \cdot \frac{C_f \cdot l_f}{d_f} \right) \quad \text{Equação 3.8}$$

$$V_{sv} = \frac{f_{ysw} \cdot A_{sw} \cdot d}{s_w} \quad \text{Equação 3.9}$$

Na equação de  $V_{fc}$ , a constante  $\beta_v$  leva em consideração o processo de fabricação das fibras de aço, ver Tabela 3.1. Para calcular a contribuição do concreto sem fibra  $V_c$ , tem-se:

$$V_c = \frac{1,75}{\lambda + 1} \cdot f_t \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3.10}$$

onde,

$$\lambda = \begin{cases} 1,5 & \text{para } a/d < 1,5 \\ a/d & \text{para } 1,5 \leq a/d \leq 3,0 \\ 3,0 & \text{para } a/d > 3,0 \end{cases} \quad \text{Equação 3.11}$$

$$f_t = 0,88 \cdot 0,395 \cdot (f_{cu,k})^{0,55} \cdot (1 - 1,645 \cdot \delta) \cdot 0,45 \cdot \alpha_{c2} \quad (f_{cu,k} \text{ em MPa}) \quad \text{Equação 3.12}$$

Na equação da resistência à tração axial  $f_t$ ,  $f_{cu,k} = f_{ck}/(0,88 \cdot \alpha_{c1} \cdot \alpha_{c2})$  denota a resistência característica à compressão do concreto obtido com corpos de prova cúbicos ( $f_{ck}$  = resistência característica à compressão do concreto obtido com corpos de prova cilíndricos). A parcela  $(1 - 1,645 \cdot \delta) \cdot 0,45$  representa um fator estatístico que considera variações, devido ao método de preparo, na classe de resistência do concreto. Destaca-se que para as análises realizadas nesta pesquisa, adotou-se  $(1 - 1,645 \cdot \delta) \cdot 0,45 = 1,0$ , como sugere SONGLIN *et al.* (2011). As constantes  $\alpha_{c1}$  e  $\alpha_{c2}$  são definidas em função de  $f_{cu,k}$ , como mostra a Tabela 3.2.

Tabela 3.1 - Valores de  $\beta_v$  sugeridos pelo CECS 38 (2004).

Tipo de fibras	Chapas cortadas (lisa)	Chapa cortada (irregular)	Arames estirados a frio (irregular)	Arames trefilados a frio (irregular)
$\beta_v$	0,7	0,5	0,6	0,9

Tabela 3.2 - Análise das constantes  $\alpha_{c1}$  e  $\alpha_{c2}$  (adaptado de SONGLIN *et al.*, 2011).

$f_{cu,k}$ (MPa)	$\alpha_{c1}$	$\alpha_{c2}$
40	0,76	1,00
50	0,76	0,97
60	0,78	0,94
70	0,80	0,90
80	0,82	0,87
90	0,84	0,84
100	0,86	0,81
110	0,88	0,78
120	0,90	0,75

### 3.3. JSCE (2008)

Segundo o presente documento, a resistência ao cisalhamento de vigas em CRFA é estimada pela seguinte expressão:

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{fd} + V_{sd} \quad \text{Equação 3.13}$$

sendo  $V_{cd}$ ,  $V_{fd}$  e  $V_{sd}$ , respectivamente, as contribuições de resistência do concreto simples, das fibras de aço e das armaduras de cisalhamento, calculadas como segue:

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3.14}$$

$$V_{fd} = \frac{f_{tyd} \cdot b_w \cdot d}{1,15 \cdot \text{tg} \beta_u} \quad \text{Equação 3.15}$$

$$V_{sd} = A_{sw} \cdot \frac{f_{wyd}}{s_s} \cdot (\text{sen} \alpha_s + \cos \alpha_s) \cdot \frac{d}{1,15} \quad \text{Equação 3.16}$$

Na equação de  $V_{cd}$ , têm-se:

$$\beta_d = \min \left( \sqrt[3]{\frac{1000}{d}}; 1,5 \right) \quad (d \text{ em mm}) \quad \text{Equação 3.17}$$

$$\beta_p = \min \left( \sqrt[3]{\frac{1000 \cdot A_s}{b_w \cdot d}}; 1,5 \right) \quad \text{Equação 3.18}$$

$$\beta_n = 1,0 \quad (\text{Influência da protensão}) \quad \text{Equação 3.19}$$

$$f_{vcd} = \min (0,2 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}}; 0,72) \quad (f_{cd} \text{ em MPa}) \quad \text{Equação 3.20}$$

Na equação de  $V_{fd}$ ,  $f_{tyd}$  corresponde à resistência ao escoamento de cálculo do concreto tracionado (*design tensile yield strength of concrete*). Esta resistência, obtida a partir da curva *tensão-deformação* ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) do ensaio de tração axial, ver Figura 3.1, corresponde a menor tensão compreendida entre a primeira fissura, ponto  $P_1$ , e o ponto de amolecimento (*softening point*), ponto  $P_2$ . Na ausência de uma expressão teórica prática para estimar o valor de  $f_{tyd}$ , adotou-se a resistência à tração axial do CRFA proposta de CHOI *et al.* (2007),  $f_{ct}$ , como segue:

$$f_{ct} = 0,292 \cdot (f_c)^{\frac{1}{2}} \cdot \left[ 1 + C_f \cdot \left( 0,1 \cdot \frac{l_f}{d_f} - 1 \right) \right] \quad (f_c \text{ em MPa}) \quad \text{Equação 3.21}$$

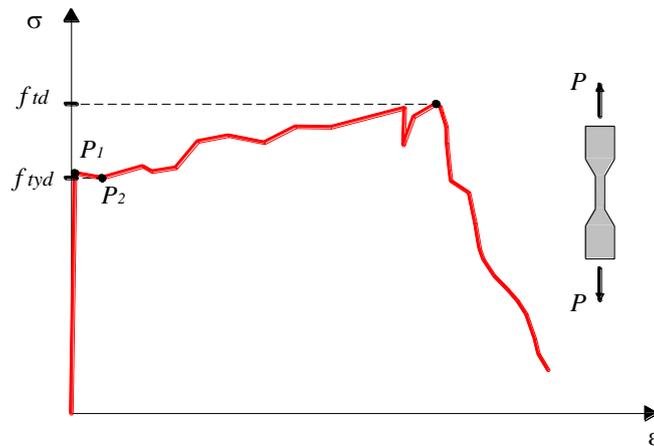


Figura 3.1 - Relação *tensão-deformação* proveniente do ensaio de tração axial (adaptado do JSCE, 2008).

Ainda na expressão de  $V_{fd}$ ,  $\beta_u$  representa a inclinação da biela. Para esta pesquisa, adotou-se  $\beta_u = 45^\circ$ . Para a estimativa de  $V_{sd}$ ,  $f_{wyd} \leq 400$  MPa corresponde à tensão de escoamento de cálculo da armadura de cisalhamento,  $s_s$  e  $\alpha_s$  são, respectivamente, o espaçamento e a inclinação, com relação ao eixo longitudinal da viga, das armaduras transversais.

### 3.4. EHE 08 (2010)

A resistência ao cisalhamento de vigas reforçadas com fibras de aço é estimada por:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu} \quad \text{Equação 3.22}$$

onde  $V_{cu}$ ,  $V_{su}$  e  $V_{fu}$  são, nesta ordem, a contribuição de resistência do concreto, da armadura transversal e das fibras de aço, as quais são calculadas como segue:

$$V_{cu} = \begin{cases} 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \geq 0,075 \cdot (\xi)^{\frac{2}{3}} \cdot (f_{cv})^{\frac{1}{2}} \cdot b_w & \text{para } A_{sw} = 0 \\ 0,15 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{\frac{1}{3}} \cdot \beta \cdot b_w \cdot d & \text{para } A_{sw} \neq 0 \end{cases} \quad \text{Equação 3.23}$$

$$V_{su} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{wyd} \cdot 0,9 \cdot d \cdot \text{sen} \alpha \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad \text{Equação 3.24}$$

$$V_{fu} = 0,7 \cdot \xi \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3.25}$$

Na equação de  $V_{cu}$ , têm-se:

$$f_{cv} = \begin{cases} \min(f_{ck}; 60) & \text{Para } A_{sw} = 0 \\ \min(f_{ck}; 100) & \text{Para } A_{sw} \neq 0 \end{cases} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad \text{Equação 3.26}$$

$$\xi = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0\right) \quad (d \text{ em mm}) \quad \text{Equação 3.27}$$

$$\rho_l = \min\left(\frac{A_{sw}}{b_w \cdot d}; 2,0\right) \quad (\rho_l \text{ em } \%) \quad \text{Equação 3.28}$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{2 \cdot \cot \theta - 1}{2 \cdot \cot \theta_e - 1} & \text{para } 0,5 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_e \\ \frac{\cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} & \text{para } \cot \theta_e \leq \cot \theta \leq 2 \end{cases} \quad \text{Equação 3.29}$$

Na estimativa de  $\beta$ ,  $\theta$  representa a inclinação da biela, adotou-se no corrente estudo  $\theta = 45^\circ$ , e  $\theta_e$  retrata a inclinação de referência da fissura de cisalhamento, calculada como segue:

$$\theta_e = 29^\circ + 7 \cdot \varepsilon_x \quad (\theta_e \text{ em graus}) \quad \text{Equação 3.30}$$

Na avaliação de  $\theta_e$ , o significado da deformação  $\varepsilon_x$  é explicado na Figura 3.2.

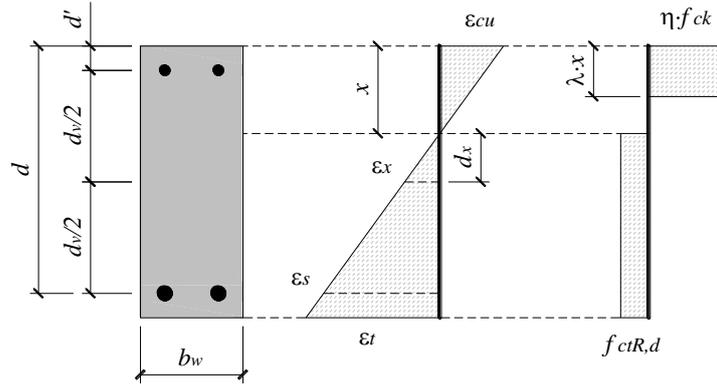


Figura 3.2 - Avaliação da deformação  $\varepsilon_x$  (adaptado do EHE 08, 2010).

Para calcular a deformação  $\varepsilon_x$ , têm-se:

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5\text{‰} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,0026 + 0,0144 \cdot \left( \frac{100 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad \text{Equação 3.31}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sy} = \frac{f_{sy}}{E_s} \quad \text{Equação 3.32}$$

$$x = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \quad \text{Equação 3.33}$$

$$d_x = d' + 0,5 \cdot d_v - x \quad \text{Equação 3.34}$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d_x}{x} > 0 \quad \text{Equação 3.35}$$

Na equação de  $V_{fd}$ ,  $\tau_{fd} = 0,5 \cdot f_{ctR,d}$  representa o valor de cálculo do acréscimo de resistência ao cisalhamento devido o reforço das fibras de aço, sendo  $f_{ctR,d} = 0,33 \cdot f_{R3,d}$  o valor de cálculo da resistência residual à tração do CRFA e  $f_{R3,d}$  o valor de cálculo da a resistência residual à tração na flexão correspondente à abertura de fissura de 2,5 mm (grandeza obtida a partir do ensaio de flexão de prismas).

### 3.5. MODEL CODE (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  $V_{Rd,f}$  e da armadura transversal  $V_{Rd,s}$ , como se apresenta:

$$V_{R,d} = V_{Rd,f} + V_{Rd,s} \quad \text{Equação 3.36}$$

sendo,

$$V_{Rd,f} = 0,18 \cdot k \cdot \left[ 100 \cdot \rho_l \cdot \left( 1 + 7,5 \cdot \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \geq 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 3.37}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \text{Equação 3.38}$$

Na expressão de  $V_{Rd,f}$ , têm-se:

$$k = \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0 \right) \quad (d \text{ em mm}) \quad \text{Equação 3.39}$$

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{1,5}{2,5} \cdot (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0 \quad \text{Equação 3.40}$$

$$f_{ctk} = \begin{cases} 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} & \text{para } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{ck}}{10} \right) & \text{para } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad \text{Equação 3.41}$$

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  $f_{ctk}$  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  $\text{CMOD}_1 = 0,5 \text{ mm}$  e  $\text{CMOD}_3 = 2,5 \text{ mm}$ .

## 4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentadas as características das vigas ensaiadas, sendo de realçar o detalhe das armaduras longitudinais e transversais, a instrumentação, o sistema de ensaio, a caracterização dos concretos e do aço das armaduras. Comenta-se que esse estudo experimental foi totalmente realizado no laboratório de engenharia civil da Universidade Federal do Pará.

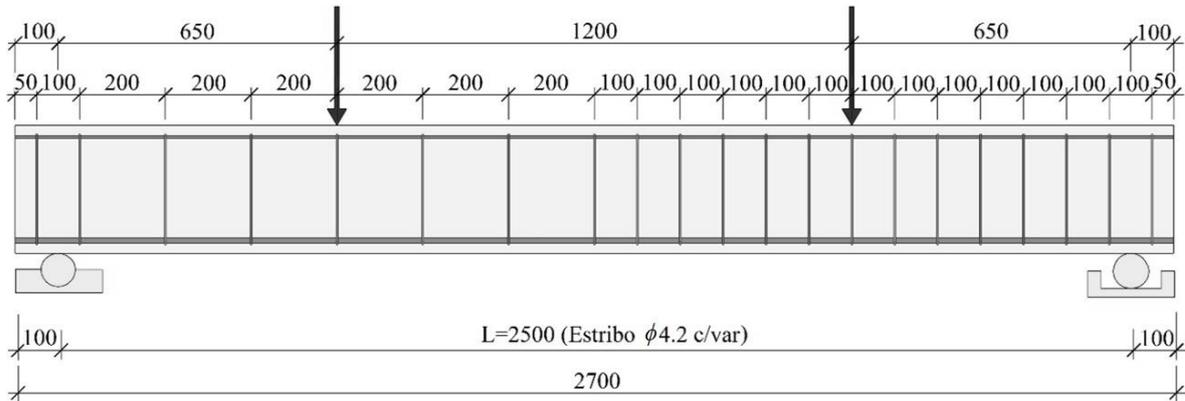
### 4.1. CARACTERÍSTICA DAS VIGAS

O programa experimental é composto por 4 vigas ( $150 \times 300 \times 2700$  mm<sup>3</sup>), uma viga de referência (sem fibras) e 3 com adição de fibras de aço. Entre as vigas em CRFA, destaca-se que o consumo de fibras ( $C_f$ ), variável do estudo, foi avaliado nas dosagens 0,5% ( $\approx 40$  kg/m<sup>3</sup>), 0,8% ( $\approx 60$  kg/m<sup>3</sup>) e 1,0% ( $\approx 80$  kg/m<sup>3</sup>), com este intervalo, foi possível analisar apropriadamente a influência desta grandeza no comportamento ao cisalhamento das vigas. A fibra de aço utilizada no reforço das vigas em CRFA foi do tipo *hooked end* (3D *Dramix* 65/60 BG), com comprimento  $l_f = 60$  mm e diâmetro  $d_f = 0,9$  mm, que corresponde a um fator de forma  $l_f/d_f = 65$ . Informações adicionais sobre as fibras são apresentadas no Anexo B. No que diz respeito à resistência à compressão do concreto, adotou-se  $f_c = 30,0$  MPa (28 dias de idade), uma vez que essa classe de resistência é representativa das situações práticas de projeto. Como o objetivo da pesquisa é avaliar a influência das fibras no comportamento ao esforço cortante das vigas, adotou-se para todas as peças a razão  $a/d \approx 2,4$ .

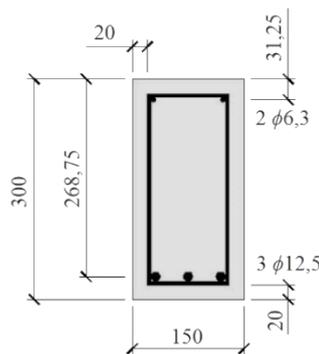
Em relação às armaduras das vigas, optou-se por uma distribuição não uniforme para o reforço transversal, como mostra a Figura 4.1. Dessa forma, define-se adequadamente uma região de análise. Quanto à taxa de armadura ao cisalhamento na região de análise, essa correspondeu à taxa de armadura mínima segundo o MODEL CODE (2010),  $\rho_w = \rho_{w,min} = 0,08\%$  ( $\approx \phi 4,2$  c/ 200 mm). Na extensão oposta à região de análise,  $\rho_w = 2 \cdot \rho_{w,min}$  ( $\approx \phi 4,2$  c/ 100 mm). Para a armadura de flexão, foram utilizadas 3 barras de 12,5 mm de diâmetro ( $\rho_{flex} = 0,91\%$ ), com essa taxa de armadura é alcançada a relação  $V_{flex} > V_{cort}$ , sendo  $V_{flex}$  e  $V_{cort}$  as cargas correspondentes às ruínas por flexão e cisalhamento, respectivamente.

Tabela 4.1 - Características das vigas.

VIGAS	$b \cdot h$ (mm <sup>2</sup> )	$a/d$	$\rho_{flex}$ (%)	$\rho_{w.min}$ (%)	$C_f$ (%)	$f_c$ (MPa)
$V_0$	150x300	2,40	0,91	0,08	0,0	30
$V_{0,5}$					0,5	
$V_{0,8}$					0,8	
$V_{1,0}$					1,0	



a) Vista longitudinal



b) Seção transversal

Figura 4.1 - Detalhe das vigas.

## 4.2. SISTEMA DE ENSAIO

Neste trabalho, pretende-se avaliar a influência das fibras de aço na resistência ao cisalhamento de vigas. Para esse fim, foram estudadas em laboratório quatro vigas biapoiadas solicitadas em quatro pontos, como mostra a Figura 4.2. O instrumento de leitura dos deslocamentos verticais da viga, o LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), foi fixado nas vigas por intermédio de um dispositivo conhecido como *Yoke*, como mostra a Figura 4.3a e Figura 4.3b, a condição de apoio dessas vigas serão estabelecidas a partir de roletes de aço, ver Figura 4.3c. O carregamento foi aplicado manualmente por meio de uma bomba hidráulica (ENERPAC, modelo RCH) com capacidade de 10<sup>3</sup> kN.

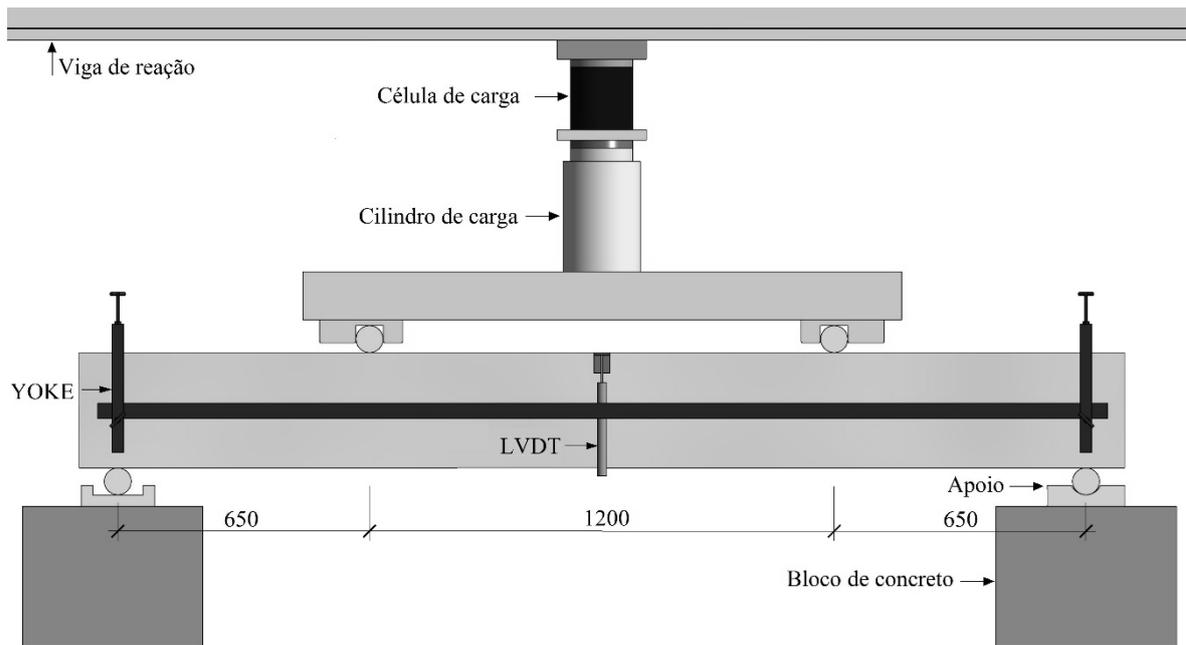
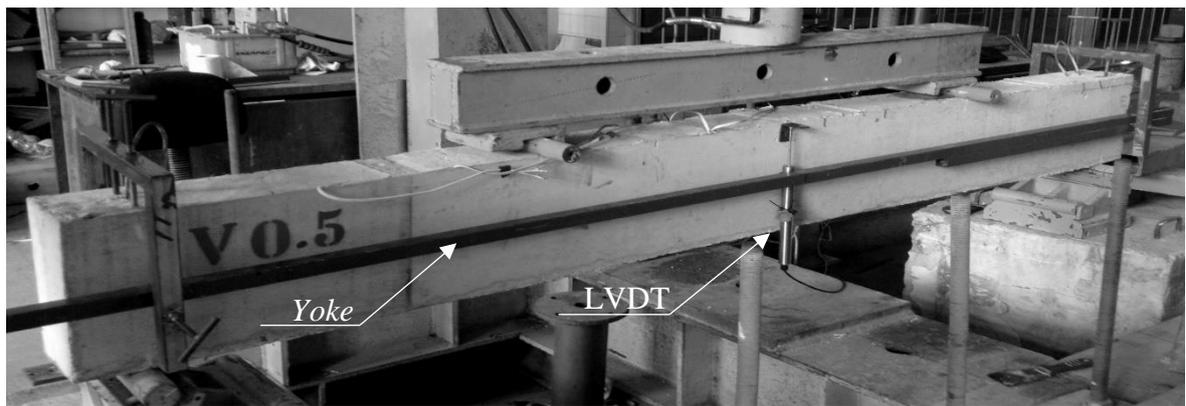
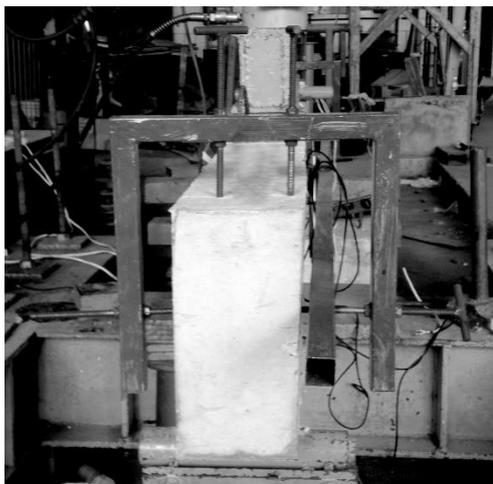


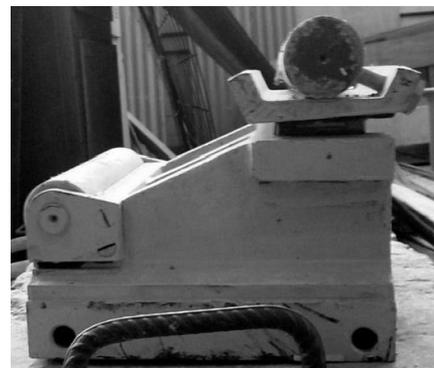
Figura 4.2 - Sistema de ensaio.



a) Detalhes do LVDT fixado no Yoke.



b) Vista transversal do Yoke fixado na viga.



c) Condições de apoio

Figura 4.3 - Detalhes do sistema de ensaio.

### 4.3. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação apresentada nesta seção tem por objetivo registrar o comportamento das vigas, permitindo ao fim discutir a influência das fibras de aço no desempenho ao cisalhamento. Para esse propósito, foram avaliados os deslocamentos, as deformações nas armaduras, o mapa de fissuração, o modo de ruína, entre outros aspectos.

#### 4.3.1. Deslocamento vertical

Os deslocamentos das vigas foram monitorados a partir de um LVDT do tipo DCTH3000A (fabricado pela empresa RDP *Electrosense*), com deslocamento linear de  $\pm 75$  mm. A fixação deste LVDT às vigas foi com o auxílio de um dispositivo chamado *Yoke*, o qual permite estabelecer o registro do deslocamento em função do eixo longitudinal das vigas. Além disto, este dispositivo também minimiza a influência negativa de uma possível deformação localizada proporcionada pelo carregamento concentrado nos apoios. O ponto monitorado é apresentado na Figura 4.4, o qual revela a intenção de registrar o deslocamento central das vigas.

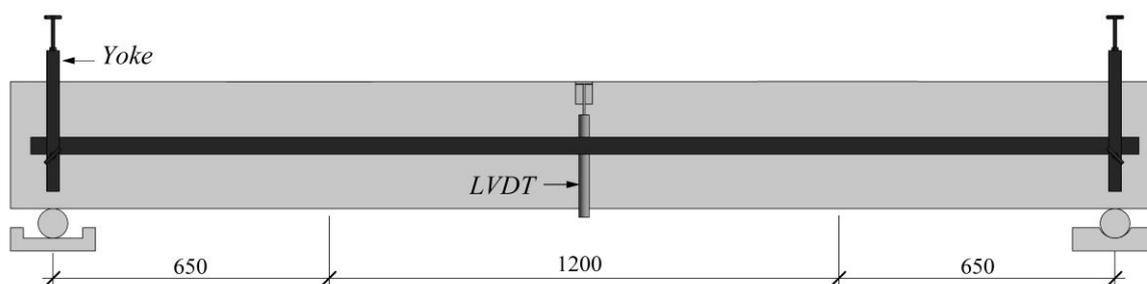


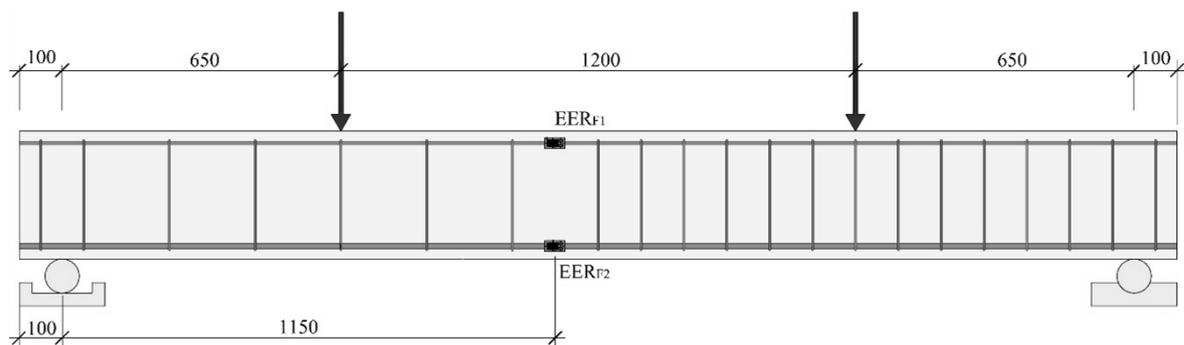
Figura 4.4 - Monitoramento dos deslocamentos.

#### 4.3.2. Deformação na armadura

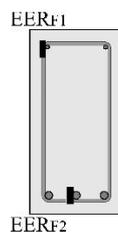
A instrumentação das armaduras de flexão e cisalhamento se deu por meio de *Extensômetros Elétricos de Resistência* (EER) da marca *EXCEL Sensores* (modelo PA-06-125AA-120L). Para este fim, 4 pontos foram monitorados, sendo 2 destinados à avaliação da flexão e 2 do cisalhamento.

#### 4.3.2.1. Armadura de flexão

A Figura 4.5 apresenta os 2 pontos instrumentados dessa armadura. O registro destas deformações visa identificar o possível escoamento das armaduras tracionadas e avaliar a curvatura das vigas, o que permitirá discutir a relação *momento-curvatura* ( $M-\Phi$ ) das peças. Ressalta-se que cada ponto instrumentado recebeu apenas um EER, o qual foi fixado na face lateral das armaduras.



a) Identificação dos pontos

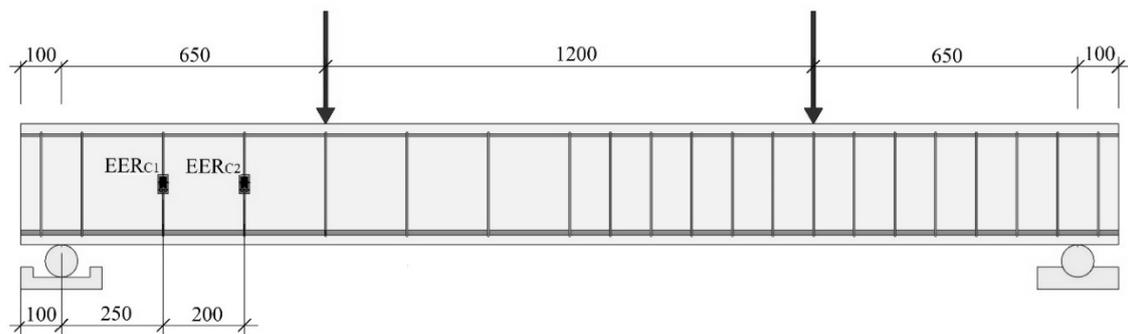


b) Seção instrumentada

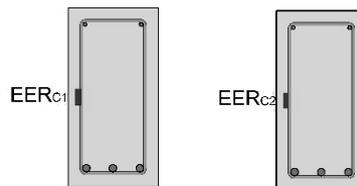
Figura 4.5 - Esquema de monitoramento da armadura de flexão.

#### 4.3.2.2. Armadura de cisalhamento

Os pontos instrumentados são apresentados na Figura 4.6. O registro destas deformações visa avaliar o nível de sollicitação destas armaduras, o que permitirá identificar o seu possível escoamento. Cada ponto instrumentado recebeu um EER, o qual foi fixado na face lateral das armaduras.



a) Identificação dos pontos



b) Seção instrumentada

Figura 4.6 - Monitoramento da armadura de cisalhamento.

## 4.4. MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.4.1. Materiais constituintes

Os materiais utilizados no preparo dos concretos,  $C_0$ ,  $C_{0,5}$ ,  $C_{0,8}$  e  $C_{1,0}$ , e as suas respectivas dosagens são apresentados na Tabela 4.2, onde cada dosagem permitiu moldar uma viga e seus respectivos corpos de prova, três cilindros (100 mm de diâmetro e 200 mm de altura) e três primas (150x150x550 mm<sup>3</sup>). O teor de argamassa utilizado foi de 61%, o suficiente para evitar problemas de exsudação/segregação. Além disso, as propriedades dos concretos no estado fresco, consistência, foram praticamente invariáveis, sendo registrado no *slump test* um abatimento do corpo de prova de 100 mm  $\pm$  20 mm, , seguiu-se a orientação da NBR NM 67 (1998).

Tabela 4.2 - Materiais constituintes dos concretos.

Materiais	Consumo (kg/m <sup>3</sup> )			
	$C_0$	$C_{0,5}$	$C_{0,8}$	$C_{1,0}$
Cimento CII Z32	360,92	360,92	360,92	360,92
Agregado graúdo (brita 0, $d_{max}=9,5$ mm)	960,04	960,04	960,04	960,04
Agregado miúdo (areia média)	844,55	844,55	844,55	844,55
Superplastificante	0,97	0,97	0,97	0,97
Água	180,46	180,46	180,46	180,46
Fibras de aço	0	40,0	60,0	80,0
a/c	0,51	0,51	0,51	0,51

O agregado graúdo utilizado nesse estudo foi constituído por brita 0. Esse agregado apresentou, a partir da distribuição granulométrica preconizada pela NBR MN 248 (2003), diâmetro máximo de 9.5 mm e módulo de finura de 6.71. Além disso, para esse agregado a massa específica foi igual à  $2.63 \text{ kg/m}^3$ , NBR MN 53 (2009), e a massa unitária,  $13.74 \text{ kg/m}^3$ , NBR NM 45 (2006). O Agregado miúdo foi composto por areia média, pois apresentou 2.7 de módulo de finura, massa unitária igual à  $2.83 \text{ kg/m}^3$  e  $2.45 \text{ kg/m}^3$  de massa específica, NBR MN 52 (2009).

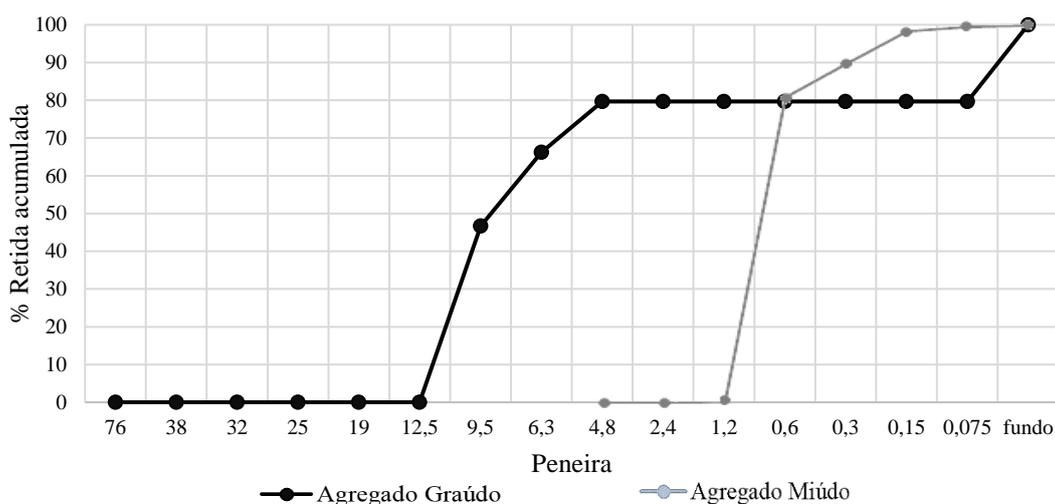


Figura 4.7 - Curva granulométrica dos agregados.

O aditivo empregado foi o superplastificante *Sika ViscoCrete® 3535 CB*, na dosagem utilizada, ver Tabela 4.2, garantiu fluidez e coesão adequada aos concretos manipulados nesse estudo, mantendo o abatimento do *slump test* e relação água/cimento constantes.

Nos CRFA foram utilizadas fibras de aço do tipo 65/60 BG 3D, com 60 mm de comprimento e 0,9 mm de diâmetro, o que conduz a um fator de forma  $l_f/d_f=65$ . Essas fibras, produzidas pela empresa DRAMIX e em conformidade com ASTM A820, apresentam conformação *hooked end* coladas em pente, 30 fibras por pente, ver Figura 4.8, e apresentam resistência à tração de 1,16 MPa com módulo de elasticidade de  $\approx 210 \text{ GPa}$ . Conforme mostrou a Tabela 4.1, o consumo dessas fibras,  $C_f$ , variou em 0,5% ( $\approx 40 \text{ kg/m}^3$ ), 0,8% ( $\approx 60 \text{ kg/m}^3$ ) e 1,0% ( $\approx 80 \text{ kg/m}^3$ ). Informações complementares são apresentadas no ANEXO B.

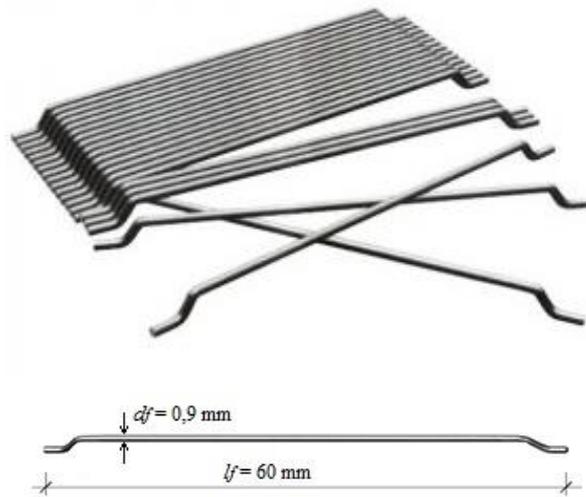


Figura 4.8 - Fibras de aço 65/60 BG 3D.

#### 4.4.2. Preparo dos concretos

Os concretos dessa pesquisa,  $C_0$ ,  $C_{0,5}$ ,  $C_{0,8}$  e  $C_{1,0}$ , ver Tabela 4.2, foram preparados em uma betoneira de 400 litros, que foi suficiente para preparar 1 viga ( $150 \times 300 \times 2700 \text{ mm}^3$ ) e os seus respectivos corpos de prova, 3 cilindros (diâmetro=100 mm e altura=200 mm) e 3 prismas ( $150 \times 150 \times 550 \text{ mm}^3$ ). O lançamento desses concretos nas formas 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 formas das vigas e dos prismas foram confeccionadas com folhas de madeirite (espessura=10 mm), conforme a Figura 4.9, as quais foram untadas com desmoldantes (*Denver Imper*) para facilitar a desforma. No que diz respeito às armaduras, comenta-se que a instrumentação das barras analisadas se deu antes da montagem das armaduras, ver Figura 4.10. Adicionalmente, a cura das vigas e dos corpos de prova começou após o início do endurecimento superficial do concreto 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 14 dias consecutivos.

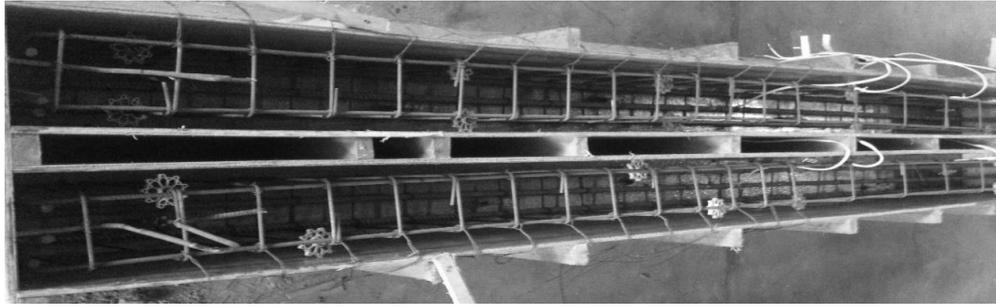


Figura 4.9 - Forma das vigas.

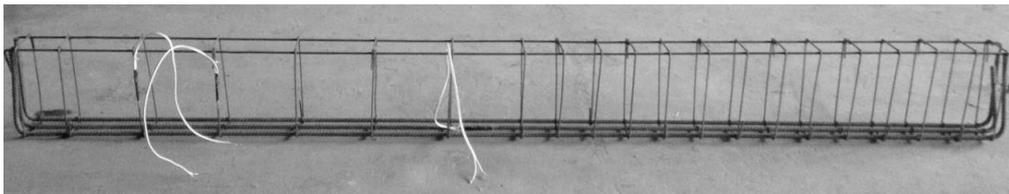


Figura 4.10 - Armadura das vigas.

#### 4.4.3. Propriedades dos materiais

##### 4.4.3.1. Resistência à compressão do concreto

A resistência média à compressão dos concretos,  $f_{cm}$ , foi definida de acordo com as recomendações da ISO 1920-3 (2004). Para este propósito, foram utilizados 3 cilindros (diâmetro=100 mm e altura=200 mm) nos ensaios de compressão axial de cada concreto, Figura 4.11. A análise da resistência média a compressão ( $f_{cm}$ ), ocorreu a partir de indicadores estatísticos, média aritmética ( $f_{cm,exp}$  ou  $\varepsilon_{fcm,exp}$ ), desvio padrão=DP e coeficiente de variação=CV, o resumo dos resultados são mostrados na Tabela 4.3.

A análise da Tabela 4.3 mostra que a dispersão dos resultados para  $f_c$  foi razoável, com CV  $\in [5,5-10,0]$  %, desta forma, tem-se que  $f_{cm}$  representa satisfatoriamente a resistência média à compressão dos concretos. O valor médio de  $f_c$  também foi apresentado nessa tabela, onde é possível contrastar o valor adotado para a resistência à compressão,  $f_{cm,teo}=30,0$  MPa, com os valores obtidos experimentalmente,  $f_{cm,exp}$ . A razão  $f_{cm,exp}/f_{cm,teo}$  evidencia que apenas o concreto  $C_{0,8}$  não atingiu as expectativas teóricas, sendo registrado  $f_{cm,exp}/f_{cm,teo}=1,41$ . Especula-se que essa condição seja o reflexo de um descuido durante a fase de dosagem/preparo desse concreto. Além dessa análise, encontra-se na Tabela 4.3 o parâmetro  $f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS}$ , que representa o quociente entre  $f_{cm}$  dos concretos reforçados com fibras

(CRFA) e simples (CS=concreto de referência,  $C_0$ ). Essa relação mostra, excluindo o resultado do concreto  $C_{0,8}$ , que a influência das fibras na resistência à compressão proporciona um acréscimo de resistência, sendo constatado  $f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS} \approx 1,20$  para o concreto  $C_{1,0}$ . Diferentemente da análise  $f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS}$ , a avaliação da relação  $\epsilon_{fcm,CRFA}/\epsilon_{fcm,CS}$ , que representa a comparação entre as deformações referente à  $f_{cm}$  dos concretos reforçados com fibra e simples, mostra que a fibra de aço apresenta potencial para alterar o valor de  $\epsilon_{fcm}$ . Nesse estudo, registrou-se  $\epsilon_{fcm,CRFA}/\epsilon_{fcm,CS} \in [1,25-1,50]$ , conforme mostra a última coluna da Tabela 4.3, o que mostra a capacidade da fibra em tornar o concreto mais dúctil.

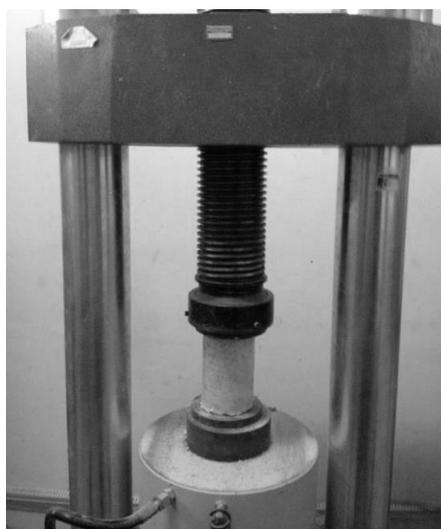


Figura 4.11 - Ensaio de compressão axial.

Tabela 4.3 - Resumo do ensaio de compressão de compressão axial.

Concreto	Tensão				Deformação		$f_{cm,exp}/f_{cm,teo}^b$	$f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS}^c$	$\epsilon_{fcm,CRFA}/\epsilon_{fcm,CS}^d$
	$f_{c,exp}^a$ (MPa)	$f_{cm,exp}$ (MPa)	DP	CV (%)	$\epsilon_{fc,exp}$ (‰)	$\epsilon_{fcm,exp}$ (‰)			
$C_0$	25,28	26,89	1,52	5,67	1,86	1,88	0,90	-	-
	28,31				1,62				
	27,09				2,16				
$C_{0,5}$	27,75	28,85	2,18	7,55	2,25	2,57	0,96	1,07	1,37
	27,44				2,83				
	31,36				2,62				
$C_{0,8}$	45,30	42,24	4,17	9,87	2,78	2,77	1,41	1,57	1,47
	43,92				2,93				
	37,49				2,59				
$C_{1,0}$	31,91	32,03	2,06	6,42	1,96	2,39	1,07	1,19	1,27
	30,04				2,44				
	34,15				2,78				

<sup>a</sup> Os ensaios foram realizados aproximadamente aos 30 dias de idade dos concretos;

<sup>b</sup>  $f_{cm,teo} = 30,0$  MPa;

<sup>c</sup>  $f_{cm,CS}$  representa a resistência média à compressão do concreto simples (CS),  $C_0$ , e  $f_{cm,CRFA}$  a resistência para o CRFA;

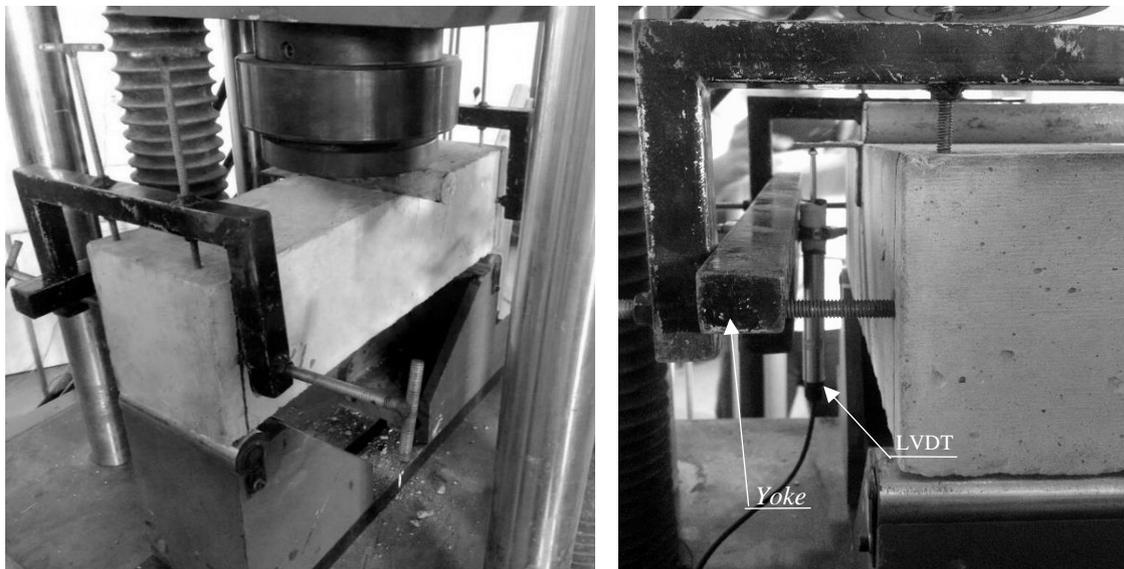
<sup>d</sup>  $\epsilon_{fcm}$  representa a deformação do concreto referente à  $f_{cm}$  para o concreto simples (CS) e CRFA.

#### 4.4.3.2. Resistência residual à tração na flexão do concreto

Para medir o comportamento pós fissura dos concretos,  $C_0$ ,  $C_{0.5}$ ,  $C_{0.8}$  e  $C_{1.0}$ , foram ensaiados a flexão 3 prismas entalhados ( $150 \times 150 \times 550 \text{ mm}^3$ ), seguindo as recomendações do RILEM TC 162-TDF (2002). Ressalta-se que o entalhe, executado com o auxílio de uma serra, foi de 25 mm para todos os prismas. Conforme sugere o RILEM, a resposta pós-fissura do concreto pode ser estabelecida a partir do registro da relação *carga-deslocamento* ou *carga-CMOD*, entretanto, devido à problemas na instrumentação, apenas a relação *carga-deslocamento* foi monitorada. Na Figura 4.13 é apresentada a relação *tensão-deslocamento* ( $f-\delta$ ), sendo a tensão calculada como segue:

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

Nesta equação,  $P$  corresponde à carga monitorada no ensaio,  $L=500 \text{ mm}$  é o vão do prisma,  $b=150 \text{ mm}$  a largura desse prisma e  $h_{sp}$  a altura do prisma na seção do entalhe ( $h_{sp}=150-25=125 \text{ mm}$ ). O deslocamento  $\delta$  foi monitorado por um LVDT, que foi acoplado ao prisma a partir do *yoke*, dispositivo de fixação, ver Figura 4.12b.



a) Sistema de ensaio

b) Dispositivo de fixação do LVDT (*yoke*)

Figura 4.12 - Ensaio de flexão em três pontos dos prismas.

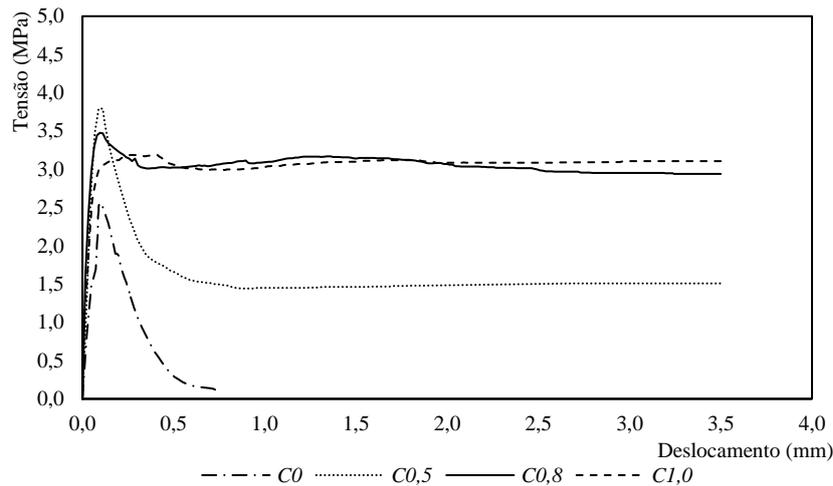


Figura 4.13 - Relação *tensão-deslocamento* (valor médio).

Nos modelos de cálculo, a resposta pós-fissura é abordada a partir das tensões residuais  $f_{Ri}$  ( $i=1$  até 4), que são definidas a partir das relações *carga-deslocamento* ou *carga-CMOD*. Nesse estudo, os valores de  $f_{Ri}$  foram obtidos da relação  $f-\delta$  mostrada na Figura 4.13, 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). O resumo dessas tensões é mostrado na Tabela 4.4, juntamente com a tensão  $f_{LP}$ , que corresponde ao limite de proporcionalidade dos concretos. Segundo o RILEM,  $f_{LP}$  representa a maior tensão encontrada na relação  $f-\delta$  entre o intervalo  $\delta \in [0-0,05]$  mm.

Tabela 4.4 - Resumo das tensões (valores médios).

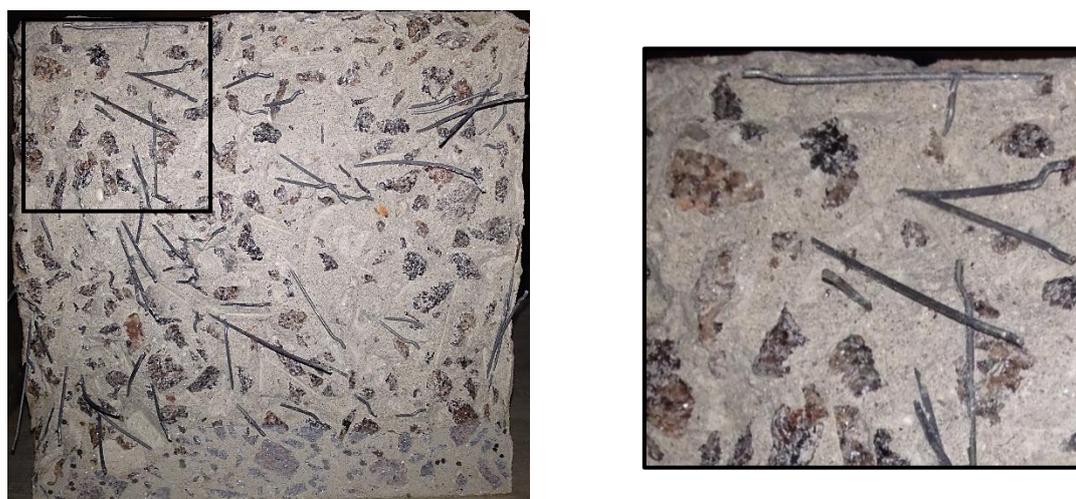
Concreto	$f_{LP}$ (MPa)	$f_{LP,CRFA}/f_{LP,CS}$	$f_{r1}$ (MPa)	$f_{r2}$ (MPa)	$f_{r3}$ (MPa)	$f_{r4}$ (MPa)
$C_0$	2,61	-	-	-	-	-
$C_{0,5}$	3,79	1,43	1,64	1,48	1,50	1,50
$C_{0,8}$	3,48	1,33	3,02	3,17	3,00	2,97
$C_{1,0}$	3,22	1,23	3,08	3,11	3,12	3,13

A análise da Figura 4.13 revela que a resposta linear da relação  $f-\delta$  não foi influenciada pela adição de fibras de aço. Entretanto, na tensão  $f_{LP}$ , que representa o limite de proporcionalidade dos concretos, constataram-se alterações expressivas para a razão  $f_{LP,CRFA}/f_{LP,CS} \in [1,20-1,45]$ . Diferentemente da análise na fase linear, no trecho pós-fissura da relação  $f-\delta$  foram observados, conforme esperado, padrões distintos de comportamento entre os concretos simples e os reforçados com fibras. De um modo geral, dois padrões são observados para o concreto com fibra de aço, o comportamento do concreto  $C_{0,5}$ , resposta pós-fissura com amolecimento e o comportamento dos concretos  $C_{0,8}$  e  $C_{1,0}$ , caracterizado

pela manutenção da tensão na fase pós-pico. De qualquer maneira, as tensões  $f_{Ri}$  de todos os CRFA foram mantidas invariáveis para  $\delta > 0,5$  mm.

Além disso, é notório o comportamento similar entre os concretos  $C_{0,8}$  e  $C_{1,0}$ , mesmo havendo uma diferença significativa no consumo de fibras entre esses materiais. Explica-se o ocorrido a partir da maior resistência à compressão do concreto  $C_{0,8}$  ( $f_c \approx 40$  MPa), comparativamente ao concreto  $C_{1,0}$  ( $f_c \approx 30$  MPa), garantindo ao concreto  $C_{0,8}$  resposta pós-fissura próxima do concreto  $C_{1,0}$ , ver Figura 4.13. Este acontecimento revela a influência benéfica da resistência à compressão sobre a interação *fibra-concreto*, conferindo às fibras melhores condições de ancoragem (resistência ao arrancamento), o que favorece a integridade da peça (controle da fissuração) e a manutenção da transferência dos esforços em estágios avançados de fissuração (capacidade portante aprimorada). De qualquer modo, ressalta-se que os resultados das tensões residuais  $f_{Ri}$  ( $i=1$  até 4) de todos os CRFA ficaram abaixo das possibilidades reais que esses materiais poderiam oferecer.

Com objetivo de aprofundar as análises, foi realizada a contagem do número de fibras,  $N_f$ , na seção transversal,  $A_p$ , rompida dos prismas. Sendo  $A_p$   $150 \times 125$  mm<sup>2</sup>, desconsidera-se a seção do entalhe. A referida contagem foi efetuada a partir de registros fotográficos de alta definição, Figura 4.14. O resumo dessa contagem é apresentado na Figura 4.15, que também evidencia a divisão da seção  $A_p$  em nove quadrantes para facilitar a enumeração das fibras. Informações complementares sobre a metodologia de contagem são encontradas em BARROS *et al.* (2003).



a) Vista geral.

b) Visão do quadrante.

Figura 4.14 - Seção transversal  $A_p$  do prisma  $C_{0,8}$ .

				$\Sigma$					$\Sigma$					$\Sigma$
	5	8	4	17		9	7	8	24		9	10	10	29
	5	3	7	15		6	7	8	21		11	11	11	33
	3	3	5	11		7	7	7	21		12	9	12	33
$\Sigma$	13	14	16	43	$\Sigma$	22	21	23	66	$\Sigma$	32	30	33	95
	a) Concreto $C_{0,5}$					b) Concreto $C_{0,8}$					c) Concreto $C_{1,0}$			

Figura 4.15 - Resumo da contagem de fibras (valor médio).

O registro do número de fibras visa estimar, segundo a proposta de KRENCHER (1964), o fator de orientação das fibras. Visto que o lançamento do concreto nas formas das vigas e dos corpos de prova se deu através de um método pouco rigoroso/controlado, lançamento manual, julga-se aconselhável avaliar esse fator, pois condições desfavoráveis de orientação comprometem as propriedades mecânicas dos materiais e, conseqüentemente, o desempenho estrutural das vigas. A avaliação do fator de orientação é mostrada na Tabela 4.5, onde se verifica que a estimativa de  $FO$ , fator de orientação, é definida em função de  $N_f/A_p$ ,  $A_f$  e  $C_f$ , como segue  $FO=N_f A_f (A_p \cdot C_f)^{-1}$ . Nessa equação,  $A_f$  exprime a seção transversal da fibra de aço.

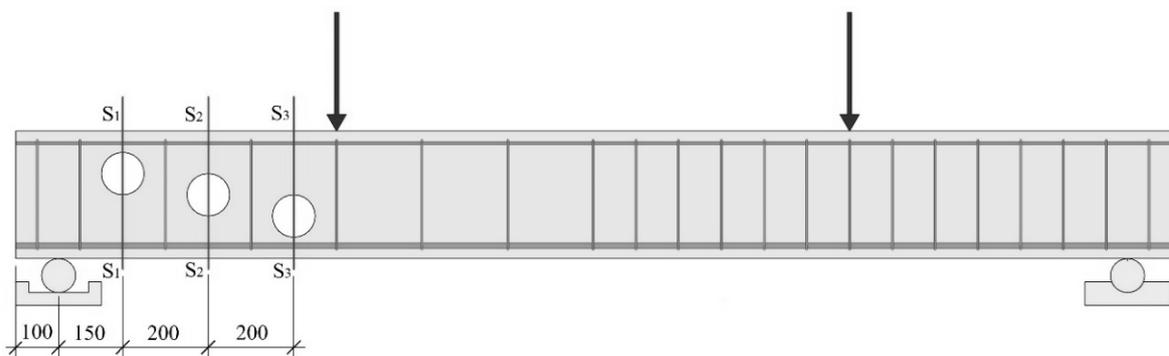
Tabela 4.5 – Estimativa do fator de orientação (valores médios).

Concreto	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	$A_f$ (mm <sup>2</sup> )	$N_f$	$C_f$ (%)	$N_f/A_p$ (Fibras/mm <sup>2</sup> )	$FO$
$C_{0,5}$	$1,88 \cdot 10^4$	0,64	43	0,5	$2,29 \cdot 10^{-3}$	0,29
$C_{0,8}$			66	0,8	$3,52 \cdot 10^{-3}$	0,28
$C_{1,0}$			95	1,0	$5,07 \cdot 10^{-3}$	0,32

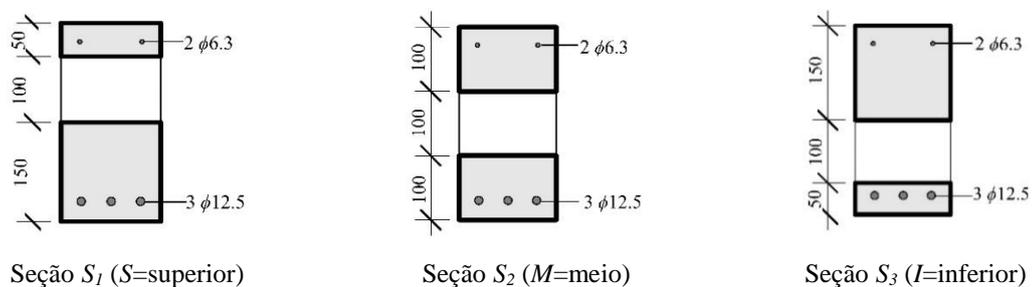
A análise mostrada na Tabela 4.5 sinaliza que  $FO$  oscilou por volta de  $0,30 \pm 0,02$ . Entretanto, estudos como os de DUPONT e VANDEWALLE (2005) e LEE e KIM (2010) revelam que em condições normais de utilização, ou seja, sem que haja a interferência danosa da orientação das fibras, encontra-se, de um modo geral,  $FO \approx 0,5$ . Além desta constatação, também foi verificado um número razoável de fibras orientada paralelamente ao plano de ruptura dos prismas, conforme mostra a Figura 4.14, o que reforça a presente discussão. Teoriza-se que essas circunstâncias tenham influenciado, de alguma maneira, na resistência residual  $f_{Ri}$  ( $i=1$  até 4) registrada insatisfatoriamente a partir da relação  $f-\delta$  exibida na Figura 4.13.

#### 4.4.4. Consumo efetivo de fibras das vigas

Com o objetivo de confirmar o consumo efetivo de fibras ( $C_{f,exp}$ ) no reforço das vigas em CRFA, foi extraído de cada viga, após a realização dos ensaios, 3 testemunhos (cilindros com diâmetro=100 mm e altura=largura da viga=150 mm). A localização dos testemunhos no corpo da viga seguiu o projeto apresentado na Figura 4.16, o qual considerou a análise em diferentes seções ( $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ ) e posições, relativamente ao eixo longitudinal da viga ( $S_1=S$ =superior,  $S_2=M$ =meio e  $S_3=I$ =inferior). Desta forma, criou-se a possibilidade de avaliar a distribuição do consumo,  $C_{f,exp}$ , ao longo da altura e do comprimento das vigas. Antecipadamente, comenta-se que as vigas em CRFA romperam por flexão, logo, a região próxima ao apoio, região de extração dos testemunhos, estava relativamente íntegra. Nessas circunstâncias, achou-se oportuno ensaiar os testemunhos (cilindros com diâmetro=100 mm e altura=150 mm) à compressão axial. Apesar dos testemunhos não atenderem as especificações de dimensão para esse ensaio, criou-se outra possibilidade para avaliar a resistência à compressão das vigas ( $f_{cm,T}$  =resistência à compressão a partir da análise dos testemunhos).



a) Vista longitudinal (análise de  $C_{f,exp}$  ao longo do eixo longitudinal).



Seção  $S_1$  ( $S$ =superior)

Seção  $S_2$  ( $M$ =meio)

Seção  $S_3$  ( $I$ =inferior)

b) Seções transversais (análise de  $C_{f,exp}$  ao longo da altura)

Figura 4.16 - Projeto de extração dos testemunhos.

O ensaio de compressão dos testemunhos seguiu a mesma metodologia discutida para os cilindros moldados. Os resultados desse ensaio são mostrados na Tabela 4.6, onde além de apresentar os valores de  $f_{cm,T}$ , também analisam-se as relações  $f_{cm,T}/f_{cm,teo}$  e  $f_{cm,T}/f_{cm,exp}$ , sendo  $f_{cm,exp}$  a resistência à compressão obtida no ensaio dos cilindros. A análise da Tabela 4.6 mostra que os resultados dos testemunhos foram menos dispersos que os dos cilindros, CV  $\in [2,5-7,0]$  %, e que atenderam melhor as expectativas teóricas,  $f_{cm,teo}=30,0$  MPa, em geral, registrou-se  $f_{cm,T}/f_{cm,teo}\approx 1,0$ . Excluindo o concreto  $C_{0,8}$ , a relação  $f_{cm,T}/f_{cm,exp}$  reforça os resultados obtidos com os cilindros. Para o concreto  $C_{0,8}$ , a relação  $f_{cm,T}/f_{cm,exp}\approx 0,8$  apresenta uma discrepância entre os resultados do testemunho ( $\approx 30,0$  MPa) e do cilindro ( $\approx 40,0$  MPa), o que torna questionável a classe de resistência real desse material.

Tabela 4.6 - Ensaio de compressão axial dos testemunhos.

Testemunho	$f_{c,T}^a$ (MPa)	$f_{cm,T}$ (MPa)	DP	CV (%)	$f_{cm,teo}$ (MPa)	$f_{cm,exp}$ (MPa)	$f_{cm,T}/f_{cm,teo}$	$f_{cm,T}/f_{cm,exp}$
$T_0$	29,60	29,74	1,84	6,18	30,0	26,89	0,99	1,11
	31,64							
	27,97							
$T_{0,5}$	27,25	29,38	1,97	6,72		28,85	0,98	1,02
	29,74							
	31,15							
$T_{0,8}$	34,23	32,99	1,68	5,11	30,0	42,24	1,10	0,78
	31,07							
	33,66							
$T_{1,0}$	28,48	28,27	0,76	2,68		32,03	0,94	0,88
	28,90							
	27,43							

<sup>a</sup> Os ensaios foram realizados aproximadamente aos 30 dias de idade dos concretos.

Para analisar o consumo efetivo de fibras das vigas,  $C_{f,exp}$ , a partir dos testemunhos, avaliou-se o volume individual,  $V_T$ , de cada testemunho e o peso de todas as fibras,  $P_f$ , contidas nesse testemunho. Desta forma, foi possível expressar o consumo efetivo de fibras a partir da razão  $P_f/V_T$  em  $[kg/m^3]$  ou  $[\%]\approx [kg/m^3]/80$ . O volume  $V_T$  foi obtido seguindo a metodologia baseada no *Princípio de Arquimedes*, que recomenda avaliar  $V_T$  ( $V_T=V_L-\Delta V$ ) a partir da diferença de volume  $\Delta V$  registrada quando se imerge o testemunho em um líquido (água) de volume conhecido  $V_L$ . Para determinar  $P_f$ , esmagou-se cada testemunho em uma prensa até que todas as suas fibras estivessem livres da massa de concreto. Essas fibras, removida da massa de concreto com o auxílio de um ímã, foram então pesadas em uma balança de precisão (Modelo AD50k com precisão de 1,0 g). O resultado da análise de  $C_{f,exp}$  é apresentado Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Análise do consumo efetivo de fibras das vigas.

Testem.	Seção <sup>a</sup>	$V_T$ (m <sup>3</sup> )	$P_f$ (kg)	$C_{f,exp}$ (kg/m <sup>3</sup> )	MED <sup>b</sup>	DP	CV (%)	$C_{f,exp}$ (%)	$C_{f,teo}$ (%)	$C_{f,exp}/C_{f,teo}$
$T_{0,5}$	$S_1$	$1,20 \cdot 10^{-3}$	$4,40 \cdot 10^{-2}$	36,67	38,59	2,15	5,57	0,48	0,50	0,96
	$S_2$	$1,10 \cdot 10^{-3}$	$4,20 \cdot 10^{-2}$	38,18						
	$S_3$	$1,10 \cdot 10^{-3}$	$4,50 \cdot 10^{-2}$	40,91						
$T_{0,8}$	$S_1$	$1,10 \cdot 10^{-3}$	$6,70 \cdot 10^{-2}$	60,91	58,36	2,25	3,85	0,73	0,80	0,91
	$S_2$	$1,20 \cdot 10^{-3}$	$6,80 \cdot 10^{-2}$	56,67						
	$S_3$	$1,20 \cdot 10^{-3}$	$6,90 \cdot 10^{-2}$	57,50						
$T_{1,0}$	$S_1$	$1,20 \cdot 10^{-3}$	$9,60 \cdot 10^{-2}$	80,00	92,22	11,10	12,03	1,15	1,00	1,15
	$S_2$	$1,20 \cdot 10^{-3}$	$1,22 \cdot 10^{-1}$	101,67						
	$S_3$	$1,20 \cdot 10^{-3}$	$1,14 \cdot 10^{-1}$	95,00						

<sup>a</sup>  $S_1=S$ =superior,  $S_2=M$ =meio e  $S_3=I$ =inferior;

<sup>b</sup> MED = valor médio de  $C_{f,exp}$  em kg/m<sup>3</sup>.

O resumo apresentado na Tabela 4.7 mostra que o consumo efetivo de fibras nas vigas em CRFA não variou significativamente em função da altura e do comprimento das peças, sendo registrado  $CV \in [3,5-12,0]\%$ . Essa resposta revela que o método de lançamento/adensamento empregado nessa pesquisa, lançamento manual adensado com vibrador de imersão, quando realizado cuidadosamente, não compromete a dispersão das fibras na massa de concreto. A relação  $C_{f,exp}/C_{f,teo}$  mostra que as expectativas teóricas para o consumo de fibras foram alcançadas satisfatoriamente na realização do programa experimental. Evidencia-se que apenas o concreto  $C_{1,0}$  apresentou consumo de fibras ligeiramente superior ao planejado,  $C_{f,exp}/C_{f,teo} = 1,15$ .

#### 4.4.5. Propriedades das armaduras

As propriedades mecânicas das barras de aço que compuseram as armaduras das vigas foram estabelecidas de acordo com a NBR ISO 6892 (2013). Para este desígnio, 5 amostras de cada diâmetro ( $\phi 4,2$ ,  $\phi 6,3$  e  $\phi 12,5$  mm) foram ensaiadas à tração axial, Figura 4.17. A relação *tensão-deformação* média dos aços é mostrada na Figura 4.18 e as suas principais propriedades, obtidas dessa relação, são resumidas na Tabela 4.8.



Figura 4.17 - Ensaio de tração axial.

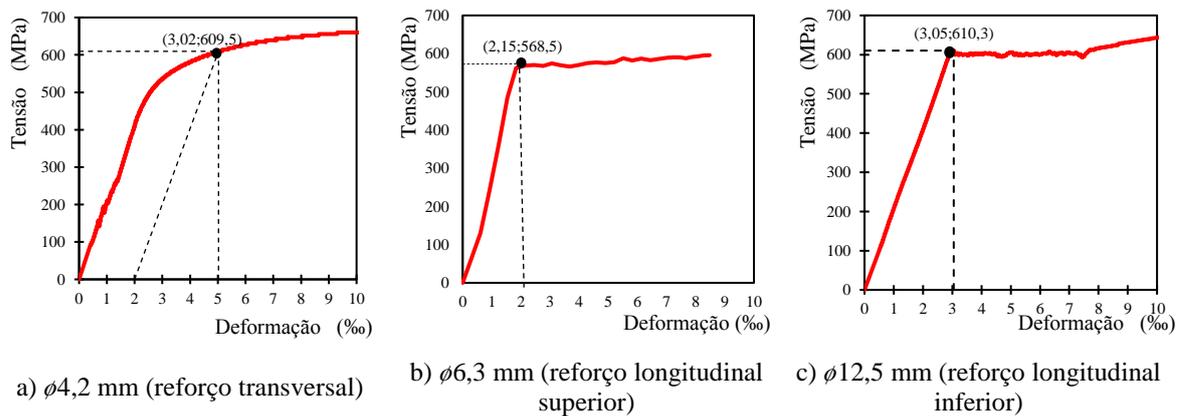


Figura 4.18 - Relação *tensão x deformação* (valor médio).

Tabela 4.8 - Propriedades mecânicas das armaduras.

Diâmetro	$f_{sy}$ (MPa)	$\varepsilon_{sy}$ (‰)	$f_{su}$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
4,2	609,5	3,02	672,3	201,5
6,3	568,5	2,15	610,2	264,9
12,5	610,3	3,05	716,0	200,1

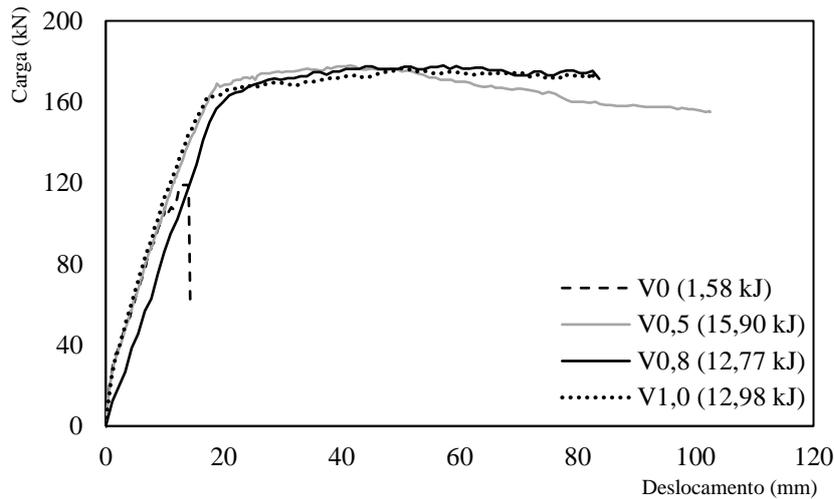
## 5. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados provenientes da instrumentação das vigas, os quais viabilizam a avaliação da influência do consumo de fibras no comportamento estrutural dessas peças. Para isso, analisa-se a relação *carga-deslocamento*, *momento-curvatura*, a mobilização da armadura transversal, o mapeamento das fissuras e, por fim, debate-se a estimativa da resistência das vigas.

### 5.1. RELAÇÃO CARGA-DESLOCAMENTO

Registrou-se nesse estudo apenas o deslocamento no centro das vigas ( $L/2$ ). Desta forma, adotou-se como parâmetro de análise a relação *carga-deslocamento* ( $V-\delta$ ), mostrada na Figura 5.1 e as grandezas que caracterizam essa relação, ver Tabela 5.1. Para discutir a capacidade portante das vigas, tem-se a razão  $V_{u,CRFA}/V_{u,CS}$  (quociente entre as cargas de ruína das vigas em CRFA e CS=concreto simples= $V_0$ ), que registrou, independentemente do consumo de fibras utilizado nesse estudo,  $V_{u,CRFA}/V_{u,CS} \approx 1,40$ . Além do acréscimo de resistência, o presente cenário também mostra que o comportamento estrutural das vigas em CRFA é pouco variável mesmo para  $C_f$  diferentes.

Para explicar o ocorrido, lembrem-se a condições de reforço das vigas,  $\rho_{flex}=0,91\%$  e  $\rho_w=\rho_{w,min}=0,08\%$ . Assim sendo, verifica-se para a viga  $V_0$ , sem fibras, que a taxa de armadura longitudinal ( $\rho_{flex}$ ) evidenciou a mobilização dos esforços transversais (força cortante), os quais não foram resistidos pelo mecanismo de reforço transversal da seção ( $\rho_w$ ), como consequência, verificou-se a ruína por cisalhamento dessa viga, ruptura por tração diagonal. Contudo, para as vigas em CRFA, a condição híbrida de reforço, fibras mais estribos, garantiu a manutenção dos esforços transversais e impediu a ruína por cisalhamento. Desta forma, os esforços normais, provenientes da flexão, constituíram a condição crítica dessas vigas. Para essa nova circunstância, verificou-se que a taxa  $\rho_{flex}$  restringiu a deformação das armaduras tracionadas e intensificou a deformação na região comprimida das vigas, trazendo como resultado a ruína por flexão pelo esmagamento do concreto comprimido. Recordar-se que os ensaios de caracterização confirmaram a influência ínfima do  $C_f$  na resistência à compressão dos concretos, com acréscimo máximo de 19% de resistência, ver Tabela 4.3. Essa constatação foi retratada na resposta  $V-\delta$ , exposta na Figura 5.1, quando se observa a interferência mínima de  $C_f$  no desempenho estrutural das vigas em CRFA.



NOTA: Os valores entre parênteses correspondem à tenacidade das vigas em Joules.

Figura 5.1 - Relação Carga-deslocamento.

Tabela 5.1 - Parâmetros que definem a relação  $V-\delta$ .

Vigas	$V_u$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$T_E$ (kJ)	$V_{u,CRFA}/V_{u,CS}$	$\delta_{u,CRFA}/\delta_{u,CS}$	$T_{E,CRFA}/T_{E,CS}$
$V_0$	125,50	14,32	1,58	-	-	-
$V_{0,5}$	178,00	41,38	15,90	1,42	2,89	10,06
$V_{0,8}$	178,00	57,24	12,77	1,42	4,00	8,08
$V_{1,0}$	176,50	49,96	12,98	1,41	3,49	8,21

Diferentemente da análise da razão  $V_{u,CRFA}/V_{u,CS}$ , que acusou respostas similares para as vigas em CRFA, a razão  $\delta_{u,CRFA}/\delta_{u,CS}$  foi antagônica ( $\delta_u$  = deslocamento, referentes à carga de ruína, das vigas em CRFA e CS), sendo verificado  $\delta_{u,CRFA}/\delta_{u,CS} \in [2,5-4,0]$ . Essa condição ressalta dois aspectos importantes, a influência da fibra de aço na ductilidade das vigas, uma vez que  $\delta_{u,CRFA}/\delta_{u,CS}$  aumenta consideravelmente com o acréscimo de fibras no concreto, e, conforme discutido anteriormente, o potencial das fibras em alterar, quando dosada adequadamente, o modo de ruína de cisalhamento para flexão. Em geral, a avaliação da relação  $V-\delta$  mostra que as vigas em CRFA ( $V_{0,5}$ ,  $V_{0,8}$  e  $V_{1,0}$ ) apresentaram comportamento predominantemente dúctil, enquanto que a de referência,  $V_0$ , frágil.

Continuando a discussão sobre a capacidade do CRFA em absorver energia de deformação, foi analisado a tenacidade ( $T_E$ ) das vigas, a qual é retratada como a área sob a curva  $V-\delta$  até o deslocamento máximo registrado nos ensaios, ver Tabela 5.1 ou consultar os valores entre parênteses na Figura 5.1. A partir da análise da razão  $T_{E,CRFA}/T_{E,CS}$ , fica confirmada, de forma incontestável, a contribuição das fibras no aprimoramento da tenacidade, registraram-se para

as vigas em CRFA  $T_{E,CRFA}/T_{E,CS} \approx 9,0 \pm 1,0$ , sendo  $T_{E,CRFA}$  e  $T_{E,CS}$  a tenacidade das vigas em CRFA e de referência, respectivamente.

A presente questão destaca um enfoque importante sobre a aplicação do reforço híbrido, fibras + armaduras. Quando as fibras de aço assumem a função de reforço transversal, a taxa de armadura longitudinal deve ser definida de modo a não restringir a deformação na região tracionada da peça. Essa restrição implica em acentuar a deformação na região comprimida, onde a influência da fibra é limitada, e em conter a abertura da fissura, que é necessária para mobilizar o mecanismo de reforço das fibras. O controle da fissuração, ou a manutenção da transferência dos esforços durante a formação da fissura, deve ser assegurado pelas fibras, caso contrário, o desempenho do CRFA é minimizado. Adicionalmente, recorda-se que nesse cenário, a dosagem e as condições de ancoragem das fibras também assumem funções primordiais. Essa discussão é evidenciada nitidamente no presente experimento, onde os esforços normais são resistidos, de forma significativa, pelas armaduras tracionadas,  $\rho_{flex}$ , com influência ínfima de  $C_f$ , e os esforços transversos resistidos pela condição híbrida de reforço, fibras + estribos, uma vez que a taxa de armadura transversal,  $\rho_w = \rho_{w,min}$ , não conteve a propagação da fissura inclinada e nem restringiu o deslizamento do plano de ruptura.

## 5.2. RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA

A relação *momento-curvatura*,  $m-\Phi$ , foi definida a partir das relações *carga-deformação* das armaduras longitudinais comprimidas ( $V-\varepsilon_c$ ) e tracionadas ( $V-\varepsilon_t$ ), ver Figura 5.2. As deformações máximas  $\varepsilon_{cu}$  e  $\varepsilon_{tu}$  registradas nessas relações são apresentadas na Tabela 5.2, a qual também discute, para a condição comprimida e tracionada, a razão  $\varepsilon_{u,CRFA}/\varepsilon_{u,CS}$  e a constante angular  $k$ . A constante angular, determinada por  $k=V/\varepsilon$ , avalia a tangente do ângulo de inclinação da porção linear da relação  $V-\varepsilon$ . Para o cálculo de  $k$ , foi considerado  $V=10 \pm 1,0$  kN, acredita-se que esse nível de carga represente apropriadamente o trecho linear da relação  $V-\varepsilon$ . A deformação correspondente a essa carga  $\varepsilon_{10}$  também é apresenta da Tabela 5.2.

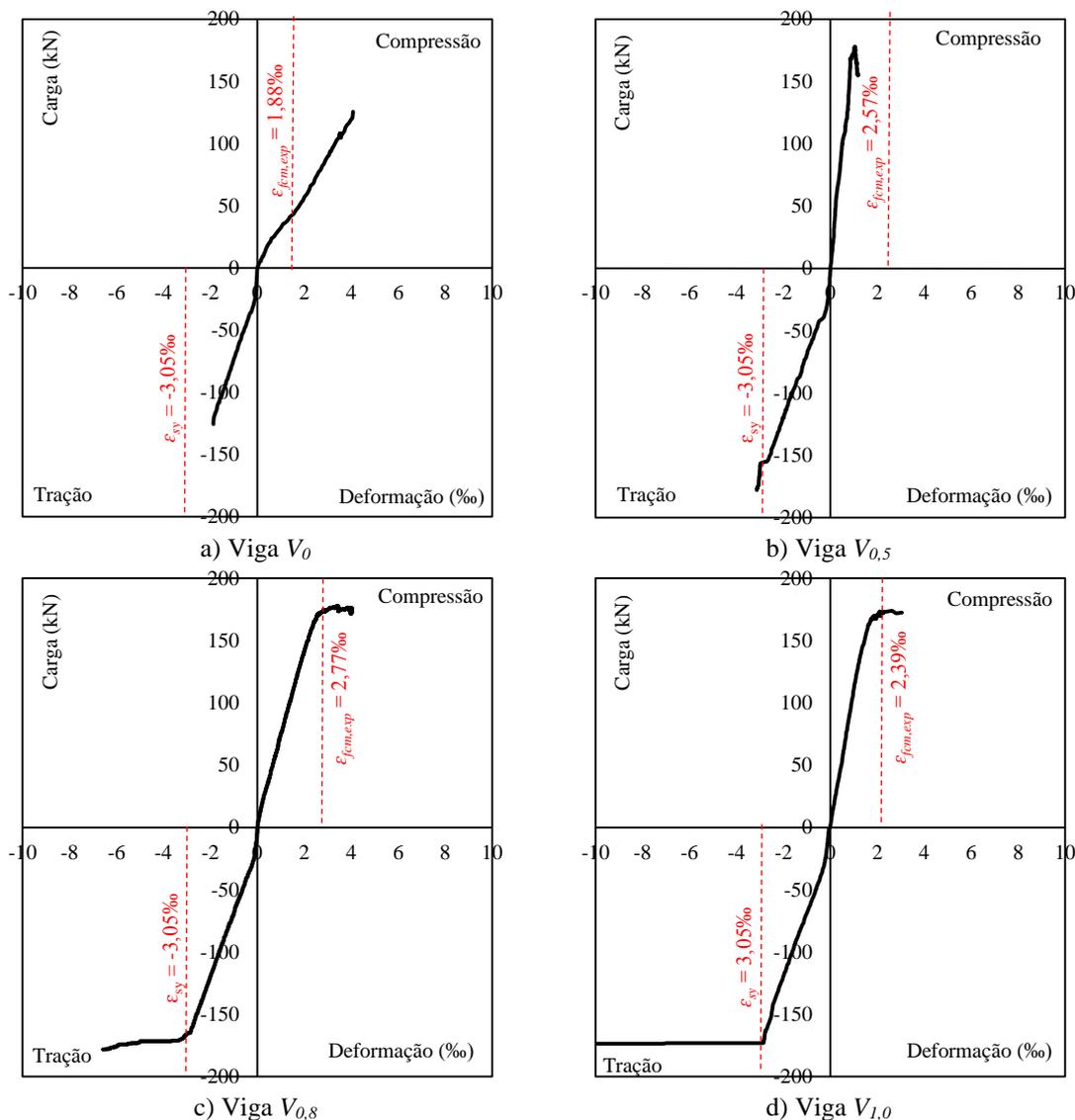


Figura 5.2 - Relação carga-deformação das armaduras longitudinais.

NOTA1:  $\epsilon_{sy}$  é a deformação no aço com 12,5 mm, obtida no ensaio de tração axial do aço, Tabela 4.8;

NOTA2:  $\epsilon_{fcm,exp}$ , deformação correspondente à resistência média à compressão do concreto  $f_{cm,exp}$ , obtida no ensaio de compressão axial em corpos de prova cilindros, Tabela 4.3.

Tabela 5.2 - Parâmetros que definem a relação  $V-\epsilon$ .

Vigas	$V_u$ (kN)	$\epsilon_{c10}$ (‰)	$\epsilon_{t10}$ (‰)	$\epsilon_{cu}$ (‰)	$\epsilon_{tu}$ (‰)	$k_c$	$k_t$	$\frac{\epsilon_{cu,CRFA}}{\epsilon_{cu,CS}}$	$\frac{\epsilon_{tu,CRFA}}{\epsilon_{tu,CS}}$	Modo de Ruína
$V_0$	125,50	0,25	0,03	4,08	1,87	40,03	337,66	-	-	C <sup>b</sup>
$V_{0,5}$	178,00	0,06	0,03	1,18	3,13	141,09	307,23	0,29	1,67	F <sup>c</sup>
$V_{0,8}$	178,00	0,10	0,03	4,04	6,29	109,75	233,08 <sup>a</sup>	0,99	3,36	F <sup>c</sup>
$V_{1,0}$	176,50	0,07	0,10	3,05	9,80	136,48	236,04 <sup>a</sup>	0,75	5,24	F <sup>c</sup>

<sup>a</sup> A constante angular foi calculada por  $V=k\epsilon+c$ , sendo  $c$  a constante linear que melhor representa o trecho linear da relação  $V-\epsilon$ . Para  $V_{0,8}$   $c=-3,76$  e para  $V_{1,0}$   $c=13,83$ ;

<sup>b</sup> Modo de ruína por cisalhamento;

<sup>c</sup> Modo de ruína por flexão com esmagamento do concreto comprimido.

Na discussão anterior, foi defendido a ruína das vigas em CRFA ocorreu por flexão pelo esmagamento do concreto comprimido, essa condição é evidente nas vigas  $V_{0,8}$  e  $V_{1,0}$ , uma

vez que  $\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{fcm,exp}$  e  $\varepsilon_{tu} > \varepsilon_{sy} = 3.05\%$ . Para a viga  $V_{0.5}$  foi obtido  $\varepsilon_{cu} = 1.18\% < \varepsilon_{fcm,exp} = 2.57\%$ , acredita-se que o registro da deformação comprimida dessa peça tenha sido interrompida prematuramente, por mal funcionamento do extensômetro, pois foi confirmado o esmagamento do concreto após o ensaio dessa viga. No que diz respeito à condição  $\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{fcm,exp} = 1.88\%$  da viga de referência ( $V_0$ ), é provável que o registro das deformações de compressão dessa viga tenha sido incorreto, essa hipótese é sustentada quando são analisadas as constantes angulares  $k_c$  e  $k_t$  das vigas, como mostra a Tabela 5.2. Nessa abordagem, apenas a constante  $k_c \approx 40$  da viga  $V_0$  divergi consideravelmente dos demais valores apresentados,  $k_c \in [105-145]$ . Entretanto, a avaliação de  $\varepsilon_{tu,CRFA}/\varepsilon_{tu,CS}$  revela que o aumento do consumo de fibras favoreceu a condição de reforço da armadura tracionada, uma vez registrado  $\varepsilon_{tu,CRFA}/\varepsilon_{tu,CS} \in [1.5-5.5]$ , além dessa informação, de modo geral, as armaduras monitoradas nas vigas em CRFA escoaram, com  $\varepsilon_{tu,CRFA} > \varepsilon_{sy}$ . Apesar do benefício, o padrão das relações  $V-\varepsilon$  das vigas  $V_{0.8}$  e  $V_{1.0}$  são similares, concordando com o registro da análise  $V-\delta$ .

A relação  $m-\Phi$  das vigas é apresentada na Figura 5.3. Para essa discussão, calculou-se  $m = 0,5 \cdot V \cdot a$ , onde  $a = 650$  mm representa o vão de cisalhamento, ver Figura 4.1a, e  $\Phi = (\varepsilon_c + \varepsilon_t) / (d - d')$ , sendo  $\varepsilon_c$ ,  $\varepsilon_t$ , respectivamente, as deformações registradas, em valor absoluto, nas armaduras de compressão e tração,  $d = 268,75$  mm a altura útil da viga e  $d' = 31,25$  mm a distância do centro de gravidade da seção transversal da armadura comprimida à fibra mais comprimida da viga. A análise dessa relação visa investigar, entre outros aspectos, a influência do consumo de fibra sobre a rigidez  $E \cdot I = m / \Phi$  na fase fissurada das vigas. Entretanto, observando a Figura 5.3, fica explícito que a rigidez da viga  $V_0$  não segue a rigidez das vigas em CRFA. Esse acontecimento é um reflexo do registro duvidoso da deformação de compressão  $\varepsilon_c$  dessa viga. No que concerne às vigas em CRFA, informa-se que aproximações semelhantes às encontradas para as relações  $V-\delta$  também foram confirmadas nas relações  $m-\Phi$ , porém, de maneira menos perceptível, ou seja, as curvas  $m-\Phi$  estão menos próximas que as curvas  $V-\delta$ . A evidência apresentada para a relação *momento-curvatura* sugere que o consumo de fibras influencie a rigidez à flexão,  $E \cdot I$ , das vigas em CRFA. De qualquer forma, ressalta-se que a rigidez no trecho elástico ficou contenciosa, o que compromete o avanço da investigação. Presume-se que essa situação tenha sido consequência do registro ineficaz das deformações iniciais, tanto na região comprimida  $\varepsilon_c$ , como na tracionada  $\varepsilon_t$ . Diante essa incerteza, lamentavelmente, pode-se para o momento apenas conjecturar sobre a influência de  $C_f$  sobre a rigidez  $E \cdot I$  das peças

fissuradas e propor pesquisas específicas sobre o assunto para explorar acertadamente essa suspeita.

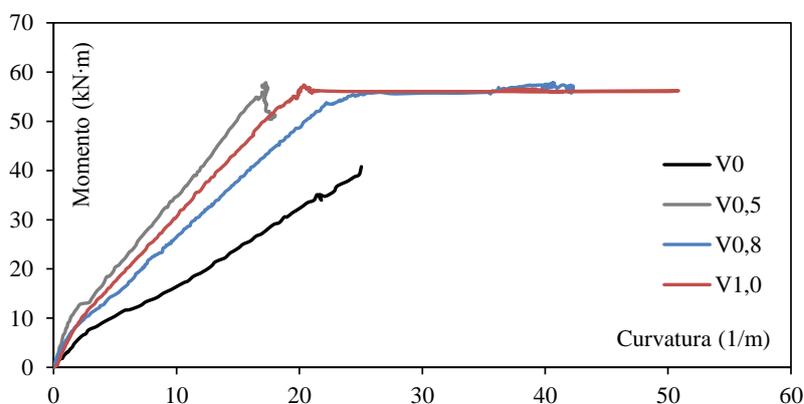


Figura 5.3 - Relação momento-curvatura.

### 5.3. MOBILIZAÇÃO DA ARMADURA TRANSVERSAL

Para analisar a mobilização das armaduras transversais, utilizaram-se os resultados da monitorização dessas armaduras, ver Figura 4.6. Esses resultados, expresso pela relação *carga-deformação*,  $V-\varepsilon_s$ , são apresentados na Figura 5.4. Destaca-se, que dos dois extensômetros utilizados,  $EER_{c1}$  (instalado na armadura próxima ao apoio) e  $EER_{c2}$  (instalado na armadura próxima à carga), conforme mostra a Figura 4.6, apenas um registrou apropriadamente as deformações dessas armaduras, o registro do  $EER_{c1}$ , para as vigas  $V_0$ ,  $V_{0,5}$  e  $V_{1,0}$ , e  $EER_{c2}$ , para a viga  $V_{0,8}$ . As relações  $V-\varepsilon_s$  mostrada na Figura 5.4 evidenciam um padrão de comportamento bilinear. Teoriza-se que esse padrão está relacionado com a formação e evolução das fissuras inclinadas de cisalhamento, ou seja, que a carga relativa ao início do segundo trecho linear corresponde, aproximadamente, ao instante em que a fissura inclinada de cisalhamento intercepta a armadura instrumentada. Antes da interceptação, especula-se não haver, ou haver uma contribuição mínima da armadura na resistência ao cisalhamento dessas vigas. Nesse instante, os esforços transversais são resistidos fundamentalmente pelas parcelas de resistência correspondentes ao concreto não fissurado, ao engrenamento entre os agregados e ao efeito de pino. Esse cenário justifica o trecho rígido, primeiro trecho linear, das vigas  $V_0$ ,  $V_{0,5}$ ,  $V_{0,8}$  e  $V_{1,0}$ . Entretanto, para discutir apropriadamente esse assunto é necessária a realização de pesquisas específicas para esse fim.

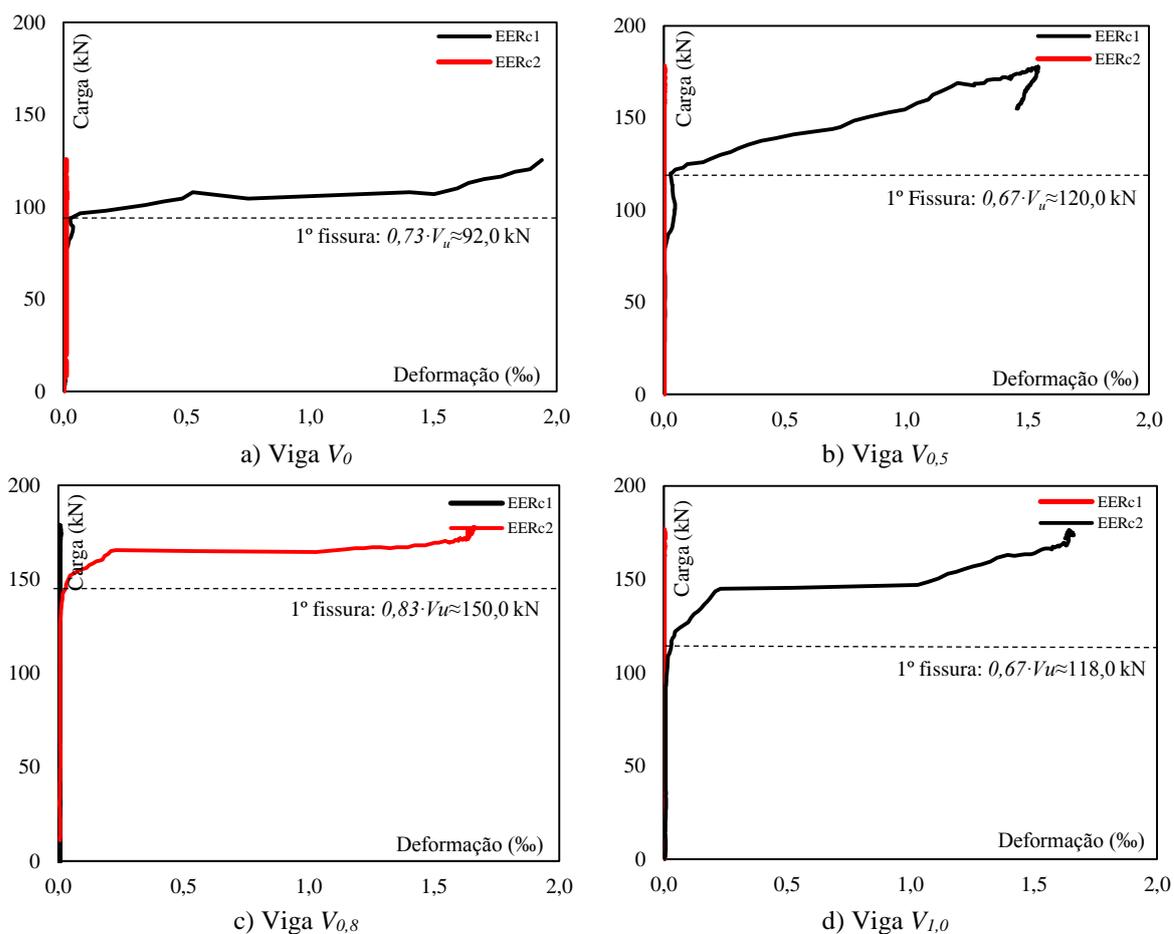


Figura 5.4 - Relação carga-deformação das armaduras de cisalhamento.

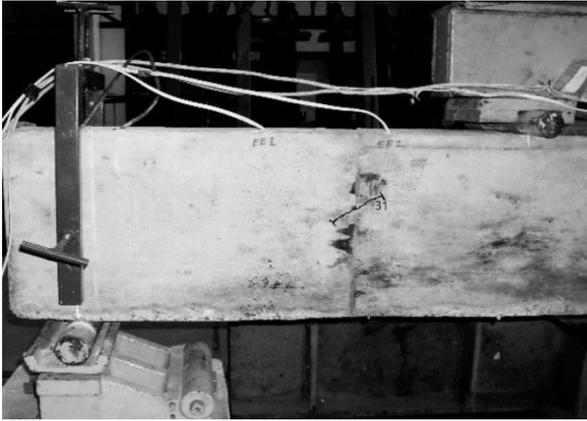
Na Tabela 9, além das coordenadas que definem a carga última ( $V_u - \epsilon_{su}$ ), também é exibida a coordenada que indica o início do segundo trecho linear ( $V_{2L} - \epsilon_{2L}$ ). Examinando a deformação  $\epsilon_{su}$ , verifica-se que nenhuma viga teve a sua armadura transversal escoada,  $\epsilon_{su} < \epsilon_{sy} = 3,02\%$ . Continuando a análise, a razão  $\epsilon_{su,CRFA}/\epsilon_{su,CS}$  mostra que o nível de deformação nos estribos das vigas em CRFA é inferior ao nível da viga  $V_0$ , sendo registrado  $\epsilon_{su,CRFA}/\epsilon_{su,CS} \in [0,75-0,85]$ . A presente constatação é um indicativo de que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras de aço aliviam os esforços nas armaduras, o que representou, para esse estudo, a possibilidade de reduzir a taxa de armadura transversal, mesmo quando se trabalha com uma taxa mínima,  $\rho_w = \rho_{w,min}$ . Avançando com os benefícios viabilizados pelas fibras, a razão  $V_{2L,CRFA}/V_{2L,CS} \in [1,25-1,65]$  informa que no início da mobilização das armaduras transversais, os estribos das vigas em CRFA estão mais solicitados que o da viga  $V_0$ . Entretanto, com a evolução do carregamento as fibras assumem a função de reforço principal e com a proximidade da ruína, tem-se  $\epsilon_{su,CRFA}/\epsilon_{su,CS} \in [0,75-0,85]$ , que corrobora o alívio dos esforços nos estribos das vigas em CRFA. A interpretação da razão  $\epsilon_{s2L,CRFA}/\epsilon_{s2L,CS}$  apenas reforça a avaliação da razão  $V_{2L,CRFA}/V_{2L,CS}$ .

Tabela 5.3 - Caracterização da relação  $V-\varepsilon_s$ .

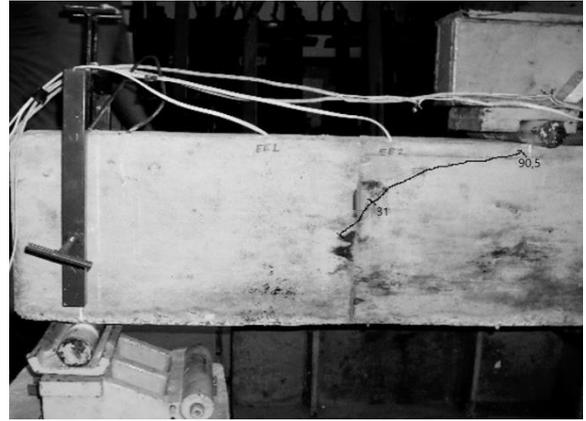
Vigas	$V_u$ (kN)	$\varepsilon_{su}$ (‰)	$V_{2L}$ (kN)	$\varepsilon_{s2L}$ (‰)	$\varepsilon_{su,CRFA}/\varepsilon_{su,CS}$	$V_{2L,CRFA}/V_{2L,CS}$	$\varepsilon_{s2L,CRFA}/\varepsilon_{s2L,CS}$
$V_0$	125,5	1,94	92,0	0,03	-	-	-
$V_{0,5}$	178,0	1,54	120,0	0,03	0,79	1,30	1,00
$V_{0,8}$	178,0	1,61	150,0	0,03	0,82	1,63	1,00
$V_{1,0}$	176,5	1,64	118,0	0,05	0,85	1,28	1,67

#### 5.4. MAPEAMENTO DAS FISSURAS

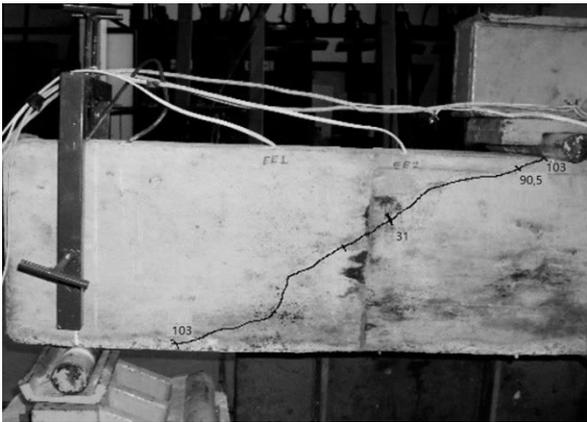
Esta análise visa registrar, entre outros aspectos, a integridade das vigas a partir da evolução das fissuras até ser alcançada a ruína dessas peças. Para consolidar essa análise, foi utilizada uma câmera de alta definição, que capturou o aspecto das vigas com a evolução do carregamento. A região da viga escolhida para esse monitoramento foi a região de análise discutida na Figura 4.1. Para a viga de referência  $V_0$ , a Figura 5.5 mostra o avanço das fissuras. O registro apresentado nessa figura evidencia a fragilidade dessa peça quanto ao reforço transversal,  $\rho_w = \rho_{w,min}$ , e revela o seu modo de ruína, cisalhamento por tração diagonal com a formação de uma única fissura inclinada. Conforme esperado, as vigas em CRFA ( $V_{0,5}$ ,  $V_{0,8}$  e  $V_{1,0}$ ) apresentaram padrões semelhantes de fissuração, uma vez que as próprias relações  $V-\delta$  e  $m-\Phi$  apontaram similaridade no comportamento dessas peças, ver Figuras 5.6, 5.7 e 5.8. Examinando essas figuras, constata-se que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras, independentemente da dosagem utilizada nessa pesquisa, foi imprescindível para conter a evolução da fissura crítica de cisalhamento destacada na viga  $V_0$ , ver Figura 5.5e, e alterar o modo de ruína das vigas em CRFA. Nesse contexto, o reforço das fibras proporcionou a formação de múltiplas fissuras na região de análise (região menos reforçada transversalmente), o que confirma a capacidade das fibras em transferir esforços em um plano fissurado. Somando essa condição à taxa de armadura longitudinal,  $\rho_{flex} = 0,91\%$ , verifica-se que os esforços normais de compressão (flexão) são intensificados, criando uma condição crítica que favorece a ruína por esmagamento do concreto comprimido, ver Figuras 5.6e, 5.7e e 5.8e.



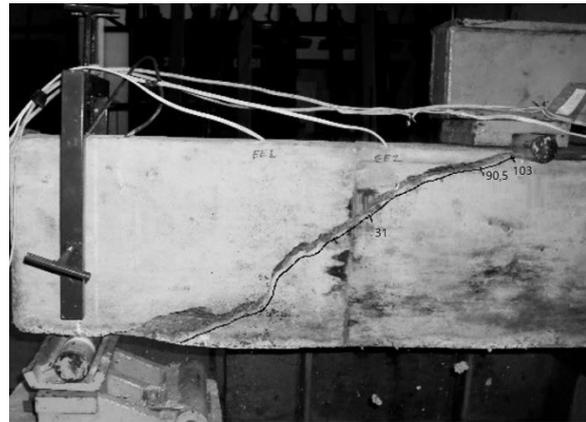
a) Carga:  $0,73 \cdot V_u \approx 92$  kN



b) Carga:  $0,83 \cdot V_u \approx 104,2$  kN



c) Carga:  $0,91 \cdot V_u \approx 114,2$  kN

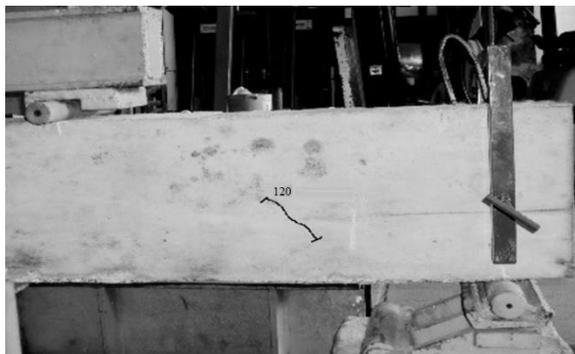


d) Carga:  $V_u = 125,5$  kN



e) Viga após o ensaio ( $V_u = 125,5$  kN)

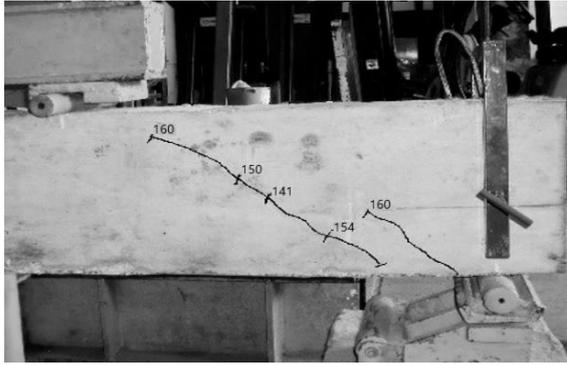
Figura 5.5 - Mapeamento das fissuras da viga  $V_0$ . Cont.



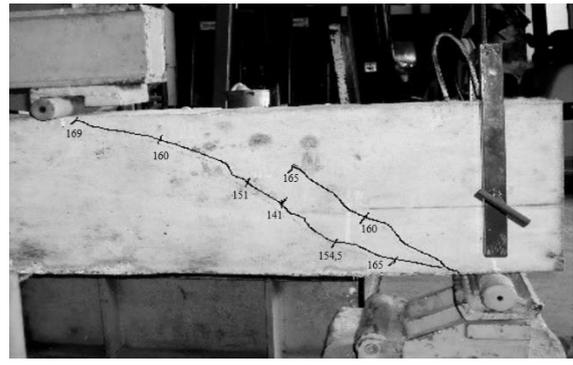
a) Carga:  $0,67 \cdot V_u \approx 120,0$  kN



b) Carga:  $0,84 \cdot V_u \approx 150,0$  kN



c) Carga:  $0,89 \cdot V_u \approx 160,0$  kN

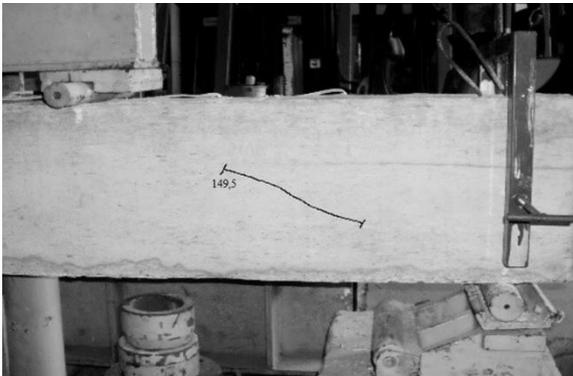


d) Carga:  $0,79 \cdot V_u \approx 170,0$  kN

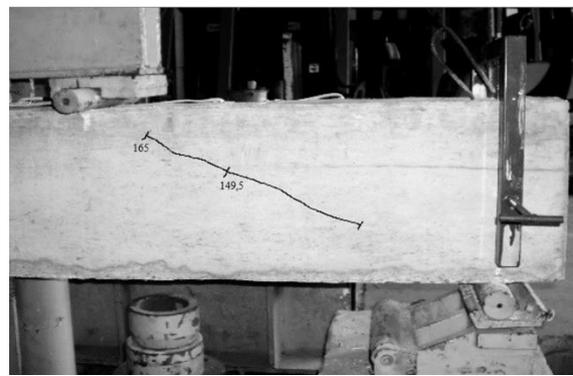


e) Viga após o ensaio ( $V_u=178,0$  kN)

Figura 5.5 - Mapeamento das fissuras da viga  $V_{0,5}$ .

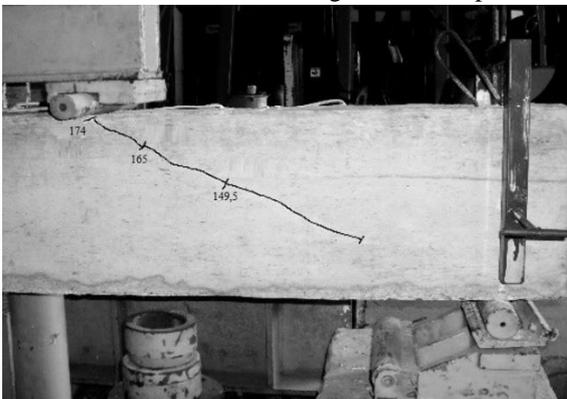


a) Carga:  $0,83 \cdot V_u \approx 150,0$  kN

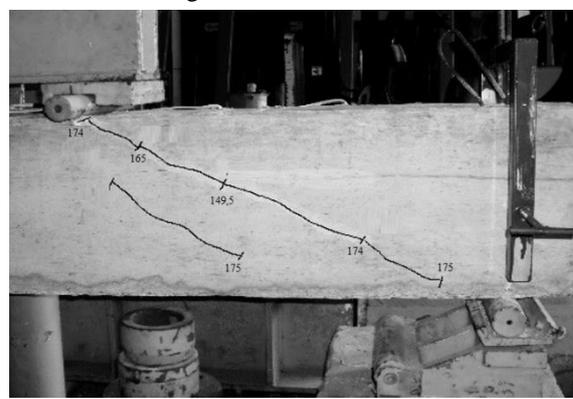


b) Carga:  $0,92 \cdot V_u \approx 160,0$  kN

Figura 5.6 - Mapeamento das fissuras da viga  $V_{0,8}$ .



c) Carga:  $0,97 \cdot V_u \approx 170,0$  kN

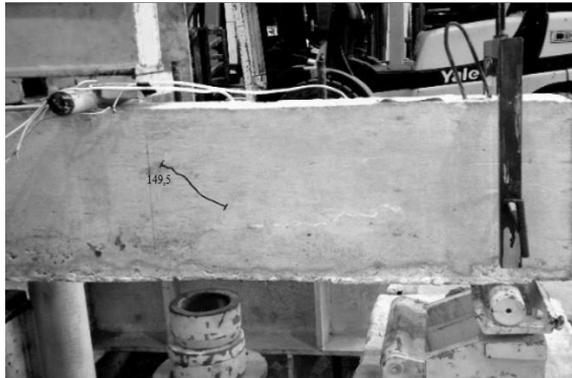


d) Carga:  $V_u \approx 178,0$  kN

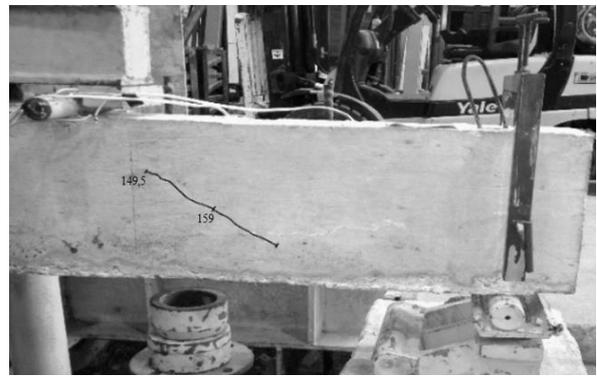


e) Viga após o ensaio ( $V_{it}=178,0$  kN)

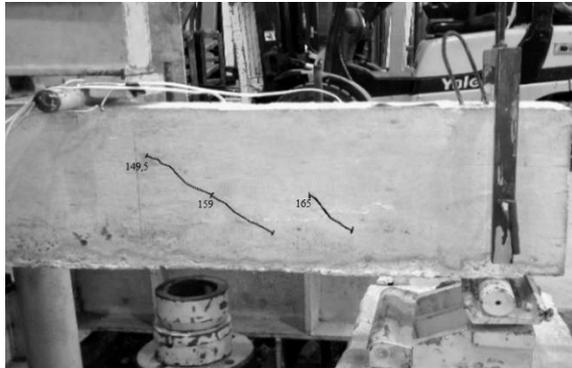
Figura 5.7 - Mapeamento das fissuras da viga  $V_{0,8}$ . Cont.



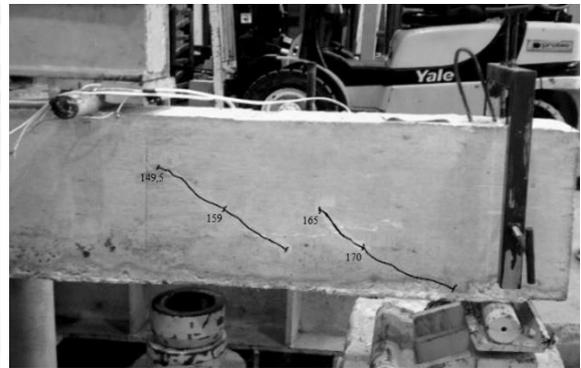
a) Carga:  $0,67 \cdot V_{it} \approx 118,0$  kN



b) Carga:  $0,89 \cdot V_{it} \approx 160,0$  kN



c) Carga:  $0,93 \cdot V_{it} \approx 165,0$  kN



d) Carga:  $0,95 \cdot V_{it} \approx 170,0$  kN

Figura 5.7 - Mapeamento das fissuras da viga  $V_{1,0}$ .



e) Viga após o ensaio ( $V_u=176,5$  kN)  
 Figura 5.8 - Mapeamento das fissuras da viga  $V_{1,0}$ . Cont.

## 5.5. ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA DAS VIGAS

### 5.5.1. Resistência à flexão

Dada as condições de apoio e carregamento das vigas, ver Figura 4.1, tem-se para a carga de flexão  $V_{flex}$ :

$$V_{flex} = \frac{2,0 \cdot m_R}{a} \quad \text{Equação 5.1}$$

Sendo  $m_R$  o momento resistente da viga e  $a$  o seu vão de cisalhamento. Para determinar o valor desse momento, utilizou-se o modelo de flexão do MODEL CODE (2010), como mostra a Figura 5.8. Neste modelo, a contribuição das fibras de aço (bloco de tração) é dada pela tensão residual  $f_{Ftu}$ , a qual é calculada por:

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - (f_{Fts} - 0,5 \cdot f_{R3} + 0,2 \cdot f_{R1}) \geq 0 \quad \text{Equação 5.2}$$

com,

$$f_{Fts} = 0,45 \cdot f_{R1} \quad \text{Equação 5.3}$$

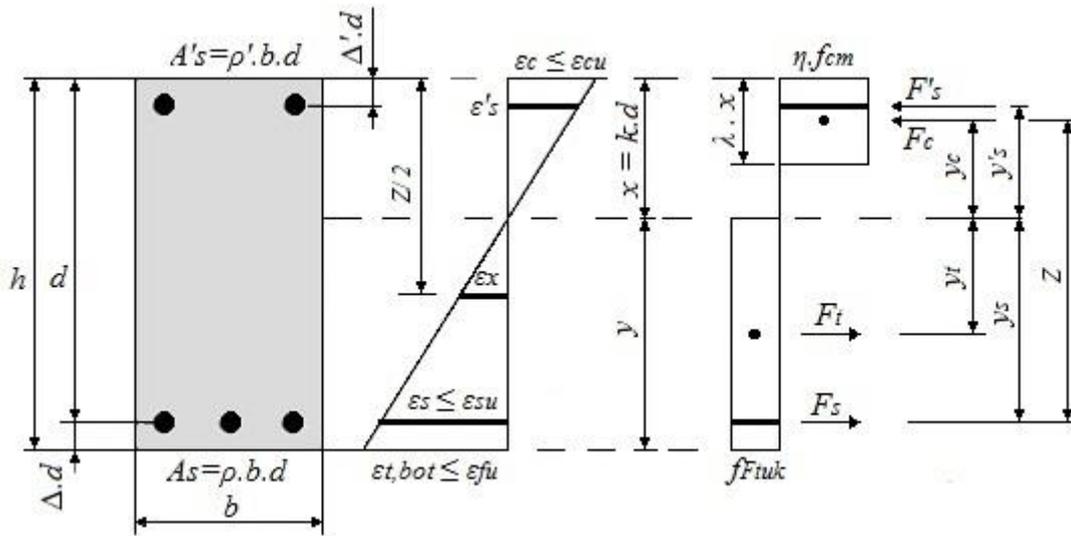


Figura 5.8 - Modelo de flexão do MODEL CODE (2010).

Na Figura 5.9, as grandezas  $F$  e  $y$  são, respectivamente, as resultantes de força e os seus respectivos braços de alavanca. A cota  $z$  e a deformação  $\epsilon_x$  serão discutidas na seção correspondente à resistência ao cisalhamento. Nas equações de  $f_{Ftu}$  e  $f_{Fts}$ , as tensões residuais  $f_{R1}$  e  $f_{R3}$  foram definidas de acordo com a proposta de MORAS NETO *et al.* (2013), pois o resultado da caracterização foi duvidoso.

$$f_{R1} = 7,5 \cdot \left( C_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \right)^{0,8} \quad \text{Equação 5.4}$$

$$f_{R3} = 6,0 \cdot \left( C_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \right)^{0,7} \quad \text{Equação 5.5}$$

Para definir o bloco de compressão, o MODEL CODE (2010) estabelece os seguintes valores para os parâmetros  $\lambda$  e  $\eta$ :

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{se } f_{cm} \leq 58 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{(f_{cm} - 58)}{400} & \text{se } 58 < f_{cm} \leq 98 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Equação 5.6}$$

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{se } f_{cm} \leq 58 \text{ MPa} \\ 1,0 - \frac{(f_{cm} - 58)}{200} & \text{se } 58 < f_{cm} \leq 98 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Equação 5.7}$$

Quanto à distribuição das deformações, ver Figura 5.9, MODEL CODE (2010) admite para  $\varepsilon_{cu}$ :

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5\text{‰} & \text{se } f_{cm} \leq 58 \text{ MPa} \\ 2,6 + 35 \cdot \left[ \frac{90 - (f_{cm} - 8)}{100} \right]^4 & \text{se } f_{cm} > 58 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Equação 5.8}$$

Porém, adverte que a deformação na fibra mais tracionada da seção  $\varepsilon_{t,bot}$  não deve ultrapassar  $\varepsilon_{fu}$ , estimada por:

$$\varepsilon_{fu} = \frac{w_u}{l_{cs}} \quad \text{Equação 5.9}$$

onde,  $w_u = 2,5$  mm representa a abertura máxima admissível da fissura e  $l_{cs}$  diz respeito ao comprimento estrutural característico (*structural characteristics length*), definido como:

$$l_{cs} = \min(y; s_{rm}) \quad \text{Equação 5.10}$$

Na equação de  $l_{cs}$ ,  $y$  representa a distância da linha neutra à fibra mais tracionada da seção, como mostra a Figura 5.9, e  $s_{rm}$  a distância média entre fissuras. Segundo PEDERSEN (1996), admitir  $s_{rm} = d/2$  conduz a respostas satisfatórias. Neste contexto, a Tabela 5.4 apresenta um resumo do processo iterativo após ser estabelecida a compatibilização das deformações e o equilíbrio das resultantes de força ( $\sum F \approx 0$ ).

Tabela 5.4 - Resumo do cálculo de  $V_{flex}$ .

Vigas	$V_0$	$V_{0,5}$	$V_{0,8}$	$V_{1,0}$
$x$ (mm)	44,58	51,39	48,61	57,26
$\varepsilon_{cu}$ (‰)	3,30	3,50	3,50	3,50
$\varepsilon_{fu}$ (‰)	18,60	18,60	18,60	18,60
$\varepsilon_s$ (‰)	16,61	14,81	15,85	12,92
$\varepsilon'_s$ (‰)	1,51	1,85	1,76	2,02
$f_{Ftu}$ (MPa)	-	0,76	1,01	1,16
$f_s$ (MPa)	610,4	610,4	610,4	610,4
$f'_s$ (MPa)	512,04	561,56	536,62	592,63
$y_c$ (mm)	26,75	30,83	29,16	34,36
$y_t$ (mm)	125,52	122,12	123,51	119,18
$y_s$ (mm)	224,17	217,36	220,14	211,49
$y'_s$ (mm)	20,40	27,20	24,42	33,07
$F_c$ (kN)	159,11	181,16	192,43	194,25
$F_t$ (kN)	-	27,68	37,39	41,34
$F_s$ (kN)	184,08	184,08	184,08	184,08
$F'_s$ (kN)	24,96	30,59	29,04	31,17
$\sum F \approx 0$ (kN)	0	0	0	0
$m_R$ (kN·m)	46,03	49,81	51,46	51,56
$V_{flex}$ (kN)	141,63	153,26	158,35	158,65

Ressalta-se que o cálculo de  $m_R$  das vigas em CRFA conduz a resultados conservadores sempre que o concreto com fibra apresentar comportamento *hardening*, pois a proposta de MORAES NETO *et al.* (2013) para  $f_{R1}$  e  $f_{R3}$  admite apenas comportamento *softening*.

### 5.5.2. Resistência ao cisalhamento

A metodologia de cálculo do MODEL CODE (2010) para as vigas em CRFA foi apresentada anteriormente. Para a viga de referência  $V_0$ , a resistência ao cisalhamento, considerando o caso geral do MODEL CODE (2010), é dada por:

$$V_R = V_{R,c} + V_{R,s} < V_{R,max} \quad \text{Equação 5.11}$$

sendo a parcela de contribuição do concreto  $V_{R,c}$  dado por:

$$V_{R,c} = k_v \cdot \sqrt{f_{cm} - 8} \cdot z \cdot b_w \quad \text{Equação 5.12}$$

com  $\sqrt{f_{cm} - 8} < 8,0$  MPa.

Para a contribuição da armadura transversal  $V_{R,s}$ , o MODEL CODE (2010) estabelece:

$$V_{R,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{yw} \cdot \cot \theta \quad \text{Equação 5.13}$$

onde  $A_{sw}$  corresponde à área da armadura transversal,  $s_w$  o espaçamento dessa armadura e  $f_{yw}$  a sua tensão de escoamento, nesse trabalho foi admitido  $f_{yw}$  de acordo com os resultados obtidos nos ensaios de tração axial, Ver tabela 4.3. Para o ângulo  $\theta$ , MODEL CODE (2010) admite  $\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$ . Ressalta-se que nesse trabalho foi adotado  $\theta=45^\circ$ , como sugere o limite superior dessa recomendação.

Na equação de  $V_{R,c}$ , o valor de  $k_v$  é calculado em função de níveis de aproximação. Para o nível II de aproximação (modelo de treliça com  $\theta$  variável, onde  $\theta$  exprime a inclinação da biela comprimida), tem-se:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \quad \text{Equação 5.14}$$

sendo  $\varepsilon_x=0,2\%$  e  $z=0,9 \cdot d$  representados na Figura 5.9. Na avaliação de  $\varepsilon_x$ , adotou-se no modelo mostrado na Figura 5.9,  $\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$ , ver equação 5.8. Se  $\varepsilon_x < 0$ , adota-se  $\varepsilon_x=0$ . O parâmetro  $k_{dg}$  considera a influência do diâmetro máximo do agregado  $d_g$  na resistência ao cisalhamento das vigas. O cálculo desse parâmetro é dado por:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad \text{Equação 5.15}$$

Para o nível I de aproximação têm-se  $z=0,9 \cdot d$  e  $\varepsilon_x=0,5 \cdot f_{sy}/E_s=1,25\%$  e  $k_v$  calculado por:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot z} \quad \text{Equação 5.16}$$

Para evitar o esmagamento da biela, o MODEL CODE (2010) admite para  $V_{R,max}$ :

$$V_{R,max} = k_c \cdot (f_{cm} - 8) \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad \text{Equação 5.17}$$

onde o fator de redução  $k_c$  é dado por:

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad \text{Equação 5.18}$$

com,

$$\eta_{fc} = \left( \frac{30}{f_{cm} - 8} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Equação 5.17}$$

Admitindo o nível I de aproximação, tem-se para  $k_\varepsilon=0,55$ . Para o nível II, tem-se:

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \leq 0,65 \quad \text{Equação 5.18}$$

onde,

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot (\cot \theta)^2 \quad \text{Equação 5.19}$$

A síntese do cálculo de  $V_R$  é apresentada na Tabela 5.5. Nessa tabela,  $V_{cort}=2,0 \cdot V_R$  representa a carga na viga correspondente à resistência ao cisalhamento  $V_R$ . O resumo do cálculo de  $V_{flex}$  e  $V_{cort}$  é mostrada na Tabela 5.6, que também exibe a relação  $V_{flex}/V_{cort}$ , a qual representa a estimativa do modo de ruína das vigas, sendo  $V_{flex}/V_{cort}>1,0$  ruína por cisalhamento e  $V_{flex}/V_{cort}<1,0$  ruína por flexão.

Tabela 5.5 - Resumo do cálculo de  $V_{cort}$ .

Vigas	$V_{R,c}$ (kN)	$V_{R,s}$ (kN)	$V_R$ (kN)	$V_{R,max}$ (kN) <sup>c</sup>	$V_{cort}$ (kN)
$V_0$	55,97 <sup>a</sup>	11,79	66,56	297,59	129,3
$V_{0,5}$	65,26 <sup>b</sup>	11,79	77,06	295,18	154,11
$V_{0,8}$	72,66 <sup>b</sup>	11,79	84,45	329,15	168,90
$V_{1,0}$	73,61 <sup>b</sup>	11,79	85,40	287,70	179,80

<sup>a</sup> Corresponde à contribuição do concreto;

<sup>b</sup> Corresponde à contribuição do CRFA (concreto + fibras);

<sup>c</sup> Verificação da biela.

Tabela 5.6 - Avaliação da relação  $V_{flex}/V_{cort}$ .

Vigas	$V_{flex}$ (kN)	$V_{cort}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$V_{flex}/V_{cort}$	$V_u/V_{teo}^a$
$V_0$	141,63	129,30 <sup>a</sup>	125,50	1,10	1,03
$V_{0,5}$	153,26	154,11	178,00	0,99	1,16
$V_{0,8}$	158,35	168,90	178,00	0,94	1,12
$V_{1,0}$	158,65	179,80	176,50	0,88	1,11
<sup>a</sup> $V_{teo}=V_{flex}$ para ruína por flexão e $V_{teo}=V_{cort}$ para ruína por cisalhamento.				MED	1,11
				DP	0,06
				CV (%)	4,99

As respostas apresentadas pela razão  $V_{flex}/V_{cort}$  identificam a ruína da viga de referência por cisalhamento e das vigas em CRFA por flexão, conforme observado no experimento. Ressaltam-se também os resultados da Tabela 5.4, estabelecem a ruína das vigas por flexão pelo esmagamento do concreto comprimido, para as vigas em CRFA, ver segunda linha dessa tabela, resultados de  $\epsilon_{cu}$ . No momento atual das análises é oportuno comentar os resultados duvidosos de alguns ensaios de caracterização, recorda-se a resistência média à compressão da viga  $V_{0,8}$  e as tensões residuais  $f_{Ri}$  ( $i=1$  e  $3$ ) obtidas no ensaio de flexão dos prismas entalhados. Para elucidar os fatos, utiliza-se a avaliação de  $V_{flex}$  das vigas em CRFA como proposição, pois para esses cálculos, adotou-se  $f_{cm}$  obtidos a partir dos ensaios dos testemunhos, corpos de prova extraídos das vigas, e as propostas de MORAES NETO *et al.* (2013) para estimar as tensões residuais. Essas considerações viabilizaram a reprodução aproximada do comportamento dessas vigas. Logo, conclui-se que os resultados de  $f_{cm} \approx 40,0$  MPa para o concreto  $C_{0,8}$ , conforme sugere o ensaio de compressão axial dos cilindros, mostrado na Tabela 4.3, são inaceitáveis, pois não descrevem o comportamento observado experimentalmente das vigas em CRFA.

## 6. ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Neste capítulo será realizada uma análise de desempenho das recomendações normativas apresentadas anteriormente. Para este fim, um banco de dados foi formado. Nas análises seguintes, julga-se a precisão, a dispersão e a segurança das estimativas em função de indicadores estatísticos. No que diz respeito à segurança, as normas também serão avaliadas segundo a versão modificada do *DPC (Demerit Points Classification)*.

### 6.1. BANCO DE DADOS

Para analisar as recomendações normativas, um banco de dados (BD), composto por 14 pesquisas, totalizando 154 vigas em CRFA, foi coletado da literatura. A seleção das vigas intencionou a formação de um BD diversificado, permitindo que considerações distintas sejam avaliadas. Entre as diversidades, comentam-se os tipos de fibras, que variaram em *hooked end*, *Crimped*, *Straight*, entre outros. Além da conformação das fibras, destaca-se também o consumo de fibras,  $0,25\% \leq C_f \leq 3,0\%$ , o fator de forma,  $l_f/d_f \leq 133$ , a altura útil das vigas,  $75 \text{ mm} \leq d \leq 610 \text{ mm}$ , a resistência à compressão do concreto,  $25 \text{ MPa} \leq f_c \leq 100 \text{ MPa}$ , a taxa de armadura de flexão,  $0,7\% \leq \rho_f \leq 6,0\%$  e a taxa de armadura de cisalhamento,  $0,2\% \leq \rho_w \leq 0,4\%$ . Com o intuito de garantir a qualidade da análise, excluíram-se do BD as vigas em CRFA com a condição  $f_{c,CRFA}/f_{c,ref} < 0,85$ , sendo  $f_{c,CRFA}$  e  $f_{c,ref}$ , respectivamente, as resistências à compressão do concreto com fibras e o seu respectivo concreto de referência. Neste estudo, admitiu-se que a referida relação seja um indicativo de preparo inadequado do CRFA. Um resumo do BD é apresentado na Tabela 6.1 (informações adicionais são apresentadas no Anexo A).

Tabela 6.1 - Resumo do BD.

Autor	Nº vigas	$a/d$	$f_c$ (MPa)	$\rho_l$ (%)	$\rho_w$ (%)	$C_f$ (%)	$l_f/d_f$
NARAYANAN e DARWISH (1985)	33	2,0-3,5	30-65	2,0-5,7	0,0	0,25-3,0	100-133
ASHOUR <i>et al.</i> (1992)	3	1,0-4,0	95-100	2,8	0,0	0,5	75
FURLAN JR e HANAI (1997)	7	4,0	50-55	1,9	0,0-0,2	0,5-2,0	30-50
GUSTAFSSON e NOGHABAI (1997)	15	3,0-3,3	70-100	2,9-4,5	0,0	0,5-1,0	40-90
HOLANDA (2002)	28	2,4-4,0	25-75	1,6-1,7	0,0	0,75-2,0	40-55
KWAK <i>et al.</i> (2002)	4	2,0-3,0	30-70	1,5	0,0	0,5-0,75	65
CUCCHIARA <i>et al.</i> (2004)	5	2,0-2,8	40,0	1,9	0,0-0,2	1,0-2,0	60
MADAN <i>et al.</i> (2008)	6	0,75-1,25	30,0	0,75	0,0	1,0-1,25	90
BEYGI <i>et al.</i> (2008)	8	2,5	35-70	1,6-2,0	0,3-0,4	0,5-1,0	70

Tabela 6.1 – Resumo do BD. Cont.

Autor	Nº vigas	$a/d$	$f_c$ (MPa)	$\rho_l$ (%)	$\rho_w$ (%)	$C_f$ (%)	$l_f/d_f$
DINH (2010)	13	3,5	40-50	2,0-2,7	0,0	0,75-1,5	55-80
LONDHE (2009)	14	3,2	30-35	0,8-3,2	0,0	0,5-3,0	50
JONGVIVATSAKUL <i>et al.</i> (2010)	5	2,8	45-65	2,6	0,0-0,3	1,0	50
DING <i>et al.</i> (2012)	5	3,0	35	2,8	0,0-0,2	0,3-0,7	65
DING <i>et al.</i> (2014)	8	4,0	30-40	3,3	0,0-0,4	0,3-0,8	80

## 6.2. PROCEDIMENTO DA ANÁLISE

As recomendações normativas serão avaliadas em função do parâmetro  $V_{exp}/V_{teo}$ , o qual representa a razão entre os resultados experimentais (coletados do BD) e teóricos (calculados pelas recomendações). Ressalta-se que o parâmetro  $V_{exp}/V_{teo}$  foi analisado em função da precisão, da dispersão e da segurança dos resultados. Adicionalmente, informa-se que  $V_{exp}/V_{teo}$  também foi classificado segundo uma versão modificada do DPC (*Demerit Points Classification*), exemplificado na Tabela 6.2, proposto originalmente por COLLINS (2001). Para padronizar a nomenclatura das recomendações normativas, adotou-se a terminologia  $COD_i$  ( $i = 1$  até 5), as quais serão identificadas por meio de legendas junto ao título das figuras e tabelas.

Tabela 6.2 - Versão DPC modificada.

$V_{exp}/V_{teo}$	Classe	Penalidade ( <i>PENAL</i> )
<0,5	$C_1$ : Extremamente perigosa	10
[0,5-0,85[	$C_2$ : Perigosa	5
[0,85-1,15[	$C_3$ : Segurança apropriada	0
[1,15-2,0[	$C_4$ : Conservadora	1
$\geq 2,0$	$C_5$ : Extremamente conservadora	2

Para o RILEM TC 162-TDF (2003), EHE 08 (2010) e MODEL CODE (2010), tem-se que a lei constitutiva do CRFA tracionado é definida em função das tensões residuais  $f_{Ri}$ , as quais são obtidas a partir do ensaio de flexão do prisma entalhado. Entretanto, uma vez que a totalidade dos trabalhos que compõem o BD não apresenta a análise dessas tensões, utilizou-se a proposta de MORAES NETO *et al.* (2013) para estimar os valores de  $f_{Ri}$  ( $i=1, 3$  e 4), como segue:

$$f_{R1} = 7,5 \cdot \left( C_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \right)^{0,8} \quad \text{Equação 6.1}$$

$$f_{R3} = 6,0 \cdot \left( C_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \right)^{0,7} \quad \text{Equação 6.2}$$

$$f_{R4} = 5,5 \cdot \left( C_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \right)^{0,65} \quad \text{Equação 6.3}$$

### 6.3. RESULTADOS TEÓRICOS

Inicia-se a avaliação da performance dos modelos normativos a partir da Figura 6.1, que exhibe a relação  $V_{exp}-V_{teo}$ . De um modo geral, o coeficiente angular das equações apresentadas junto aos gráficos revela que as estimativas apresentam tendência favorável a segurança,  $V_{exp}/V_{teo} > 1,0$ . Comenta-se que essas equações representam adequadamente os resultados, uma vez que o coeficiente de determinação registrou  $R^2 \in [0,84-0,95]$ . Nessa abordagem, as propostas  $COD_3$  (JSCE, 2008) e  $COD_5$  (MODEL CODE, 2010) destacam-se positivamente, com  $V_{exp} \approx 1,0 \cdot V_{teo}$  e  $R^2 \approx 0,85$ . Diferente dessas recomendações, a proposta  $COD_1$  (RILEM TC 162-TD, 2003) mostrou-se conservadora, sendo registrado  $V_{exp} \approx 1,4 \cdot V_{teo}$ . As recomendações de  $COD_2$  (CECS 38, 2004) e  $COD_4$  (EHE 08, 2010) também apresentaram respostas conservadoras, porém, de forma mais suave,  $V_{exp} \approx 1,2 \cdot V_{teo}$ . Para discutir a dispersão das respostas, têm-se as Figuras 6.1f e 6.2, as quais apresentam, o gráfico *box-whiskers* e o histograma da relação  $V_{exp}/V_{teo}$  com a sua respectiva distribuição normal. Informa-se que no gráfico *box-whiskers* não estão sendo tratados os valores atípicos (*outliers*).

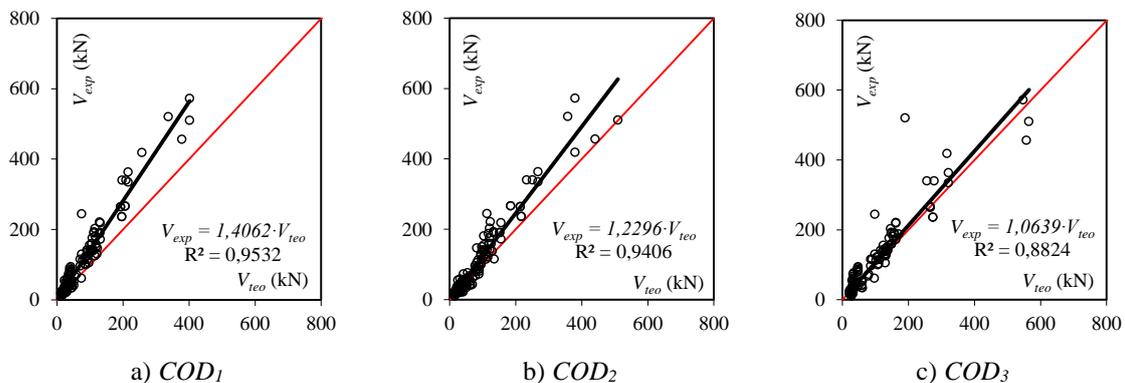
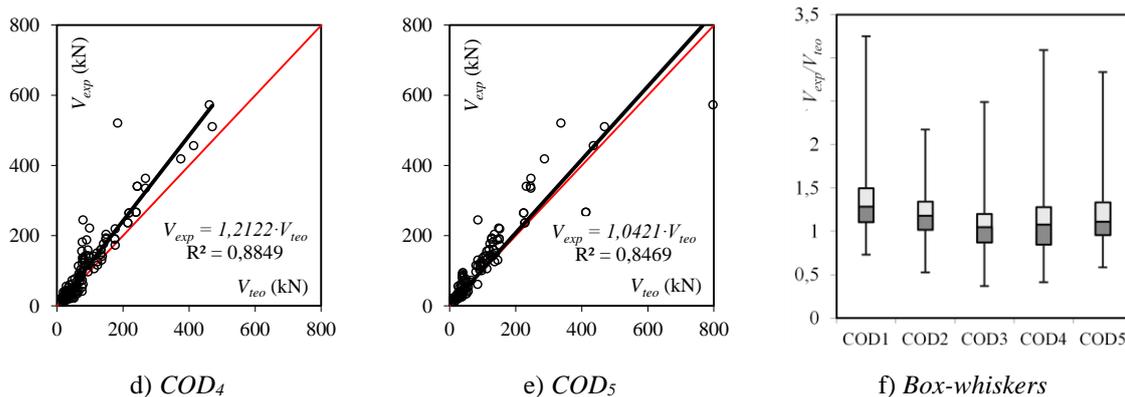


Figura 6.1 - Análise da relação  $V_{exp}-V_{teo}$ .



NOTA:  $COD_1$  = RILEM TC 162-TDF (2003),  $COD_2$  = CECS 38 (2004),  $COD_3$  = JSCE (2008),  $COD_4$  = EHE 08 (2010) e  $COD_5$  = MODEL CODE (2010).

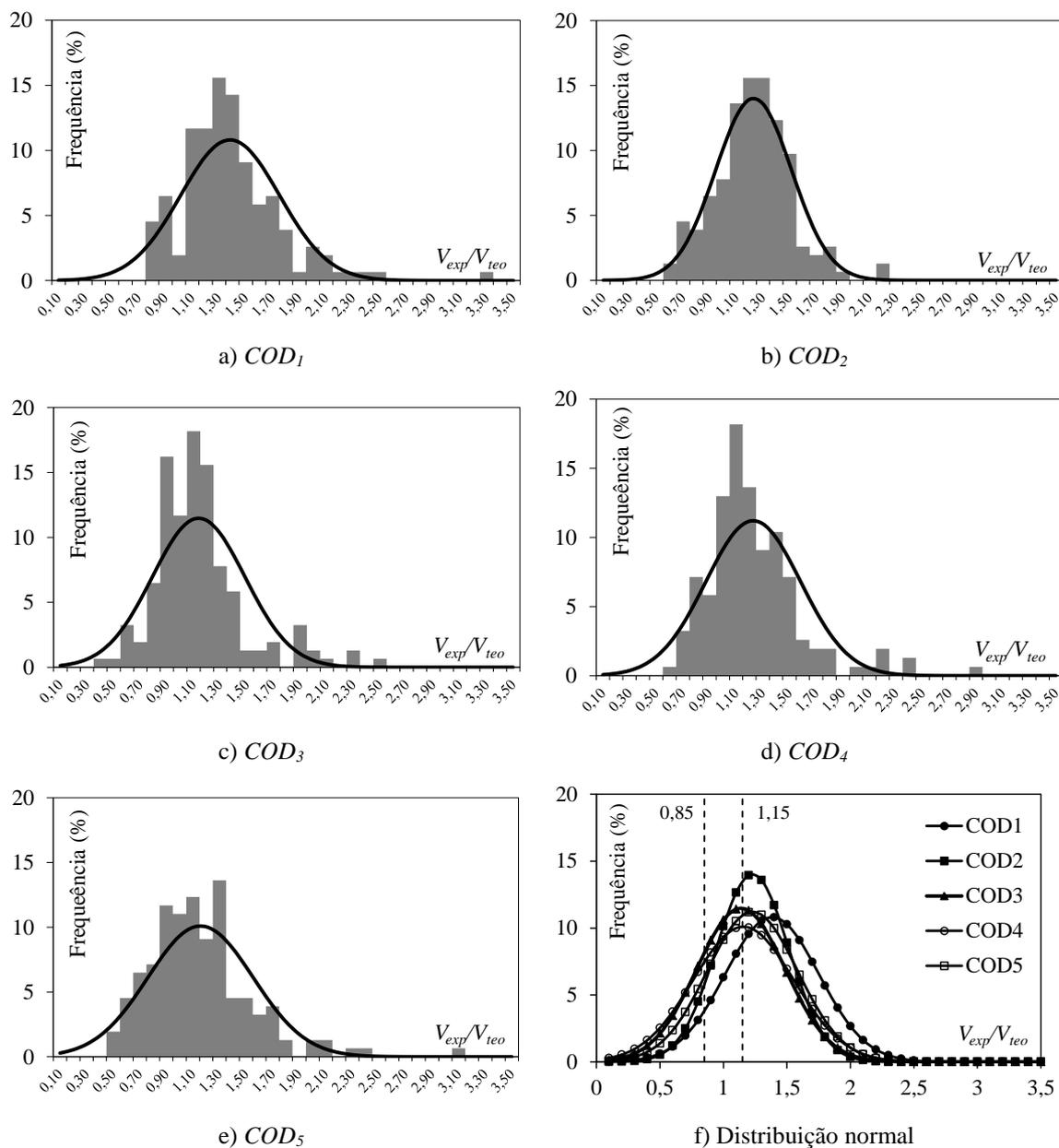
Figura 6.1 - Análise da relação  $V_{exp}-V_{teo}$ . Cont.

A análise do gráfico *box-whiskers* mostra que apenas as propostas  $COD_3$ ,  $COD_4$  e  $COD_5$  registraram  $Q_2 \in [0,85-1,15[$ , classe *segurança apropriada*, ver Tabela 6.2, sendo  $Q_2$ =mediana o segundo quartil. Para as demais propostas,  $COD_1$  e  $COD_2$ , foi obtido  $Q_2 \in [1,15-2,0[$ , classe *conservadora*. O resumo dos quartis é apresentado na Tabela 6.3, que exhibe o primeiro quartil ( $Q_1$ ), que corresponde ao limite inferior, o segundo quartil ( $Q_2$ ), o terceiro quartil ( $Q_3$ ), que corresponde ao limite superior e os valores máximo (*MAX*) e mínimo (*MIN*). Nesse contexto, os quartis  $Q_1$  e  $Q_3$  apontam os resultados favoráveis de  $COD_3$ , com  $[Q_1-Q_3] \in [0,85-1,15[$ . Nessa análise, os demais modelos mostram-se conservadores, pois  $Q_3 \in [1,15-2,0[$ , classe *conservadora*, ver Tabela 6.2. Quanto aos valores máximos e mínimos, somente  $COD_3$  e  $COD_4$  apresentam  $MIN < 0,5$ , classe *extremamente perigosa*. Entretanto, todas as normas apresentam  $MAX \geq 2,0$ , classe *extremamente conservadora*. Para essa análise destacam-se as normas  $COD_3$  (JSCE, 2008),  $COD_4$  (EHE 08, 2010) e  $COD_5$  (MODEL CODE, 2010). A análise dos histogramas e suas respectivas distribuições normais, ver Figura 6.2, sinaliza a proposta  $COD_2$  como a menos dispersa e  $COD_1$  como a mais conservadora. Ademais, verifica-se também que as distribuições de  $COD_3$  e  $COD_5$  são similares, apesar de seus histogramas serem diferentes. Para essa análise, apenas  $COD_2$  (CECS 38, 2004) se destaca, as demais propostas apresentam dispersões semelhantes.

Tabela 6.3 - Resumo do gráfico *box-whiskers*.

Normas	<i>MIN</i>	$Q_1$	$Q_2$	$Q_3$	<i>MAX</i>
$COD_1$	0,73	1,10	1,28	1,50	3,25
$COD_2$	0,53	1,01	1,18	1,34	2,17
$COD_3$	0,37	0,87	1,05	1,15	2,49
$COD_4$	0,41	0,84	1,08	1,28	3,09
$COD_5$	0,58	0,95	1,11	1,33	2,84

NOTA:  $COD_1$  = RILEM TC 162-TDF (2003),  $COD_2$  = CECS 38 (2004),  $COD_3$  = JSCE (2008),  $COD_4$  = EHE 08 (2010) e  $COD_5$  = MODEL CODE (2010).



NOTA:  $COD_1$  = RILEM TC 162-TDF (2003),  $COD_2$  = CECS 38 (2004),  $COD_3$  = JSCE (2008),  $COD_4$  = EHE 08 (2010) e  $COD_5$  = MODEL CODE (2010).

Figura 6.2 - Histograma e distribuição normal da relação  $V_{exp}/V_{teo}$ .

Para averiguar a segurança das respostas, apresenta-se a Tabela 6.4, que exhibe a análise de  $V_{exp}/V_{teo}$  quanto à versão *DPC* modificada e um resumo estatístico dos resultados. No resumo estatístico, têm-se como indicadores: *MED*=média, *DP*=desvio padrão e *CV*=coeficiente de variação. A análise segundo a versão *DPC* modificada ressalta que as propostas  $COD_1$  (RILEM TC 162-TD, 2003),  $COD_2$  (CECS 38, 2004) e  $COD_5$  (MODEL CODE, 2010) são as menos penalizadas,  $PENAL \in [174-184]$ . O resumo estatístico apresentado nessa tabela confirma as constatações anteriores, sendo  $COD_2$  a recomendação menos dispersa,  $CV \approx 24\%$ ,

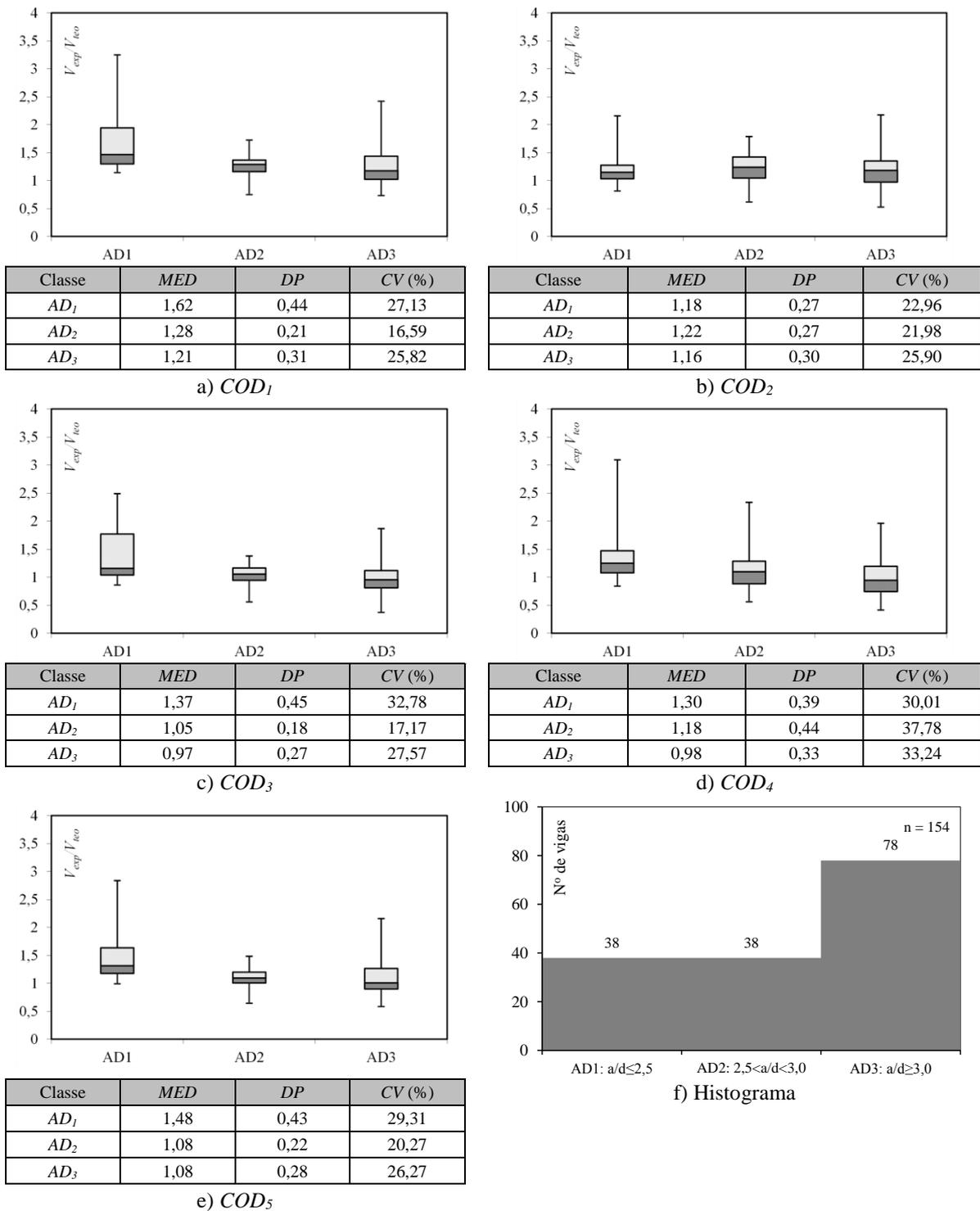
e as demais propostas com dispersões similares,  $CV \approx 30\%$ . Nesse cenário, destacam-se as propostas  $COD_2$  e  $COD_5$ , que apesar de apresentarem  $MED \approx 1,2$  foram as menos penalizadas quanto à versão  $DPC$  modificada. Oportunamente, comenta-se que apenas a proposta  $COD_5$  apresenta diferença significativa entre  $Q_2 = \text{mediana} = 1,11$  e  $MED = \text{média} = 1,18$ , valores mostrados nas Tabelas 6.3 e 6.4, respectivamente, o que destaca o impacto da distribuição de  $V_{exp}/V_{teo}$  na estimativa de uma medida de tendência central.

Tabela 6.4 - Avaliação de  $V_{exp}/V_{teo}$  quanto à segurança.

		DPC modificado						Resumo estatístico		
Classe		$C_1$	$C_2$	$C_3$	$C_4$	$C_5$	Total	$MED$	$DP$	$CV(\%)$
$COD_1$	$\sum Vigas$	0	12	36	98	8	154	1,33	0,37	27,69
	$PENAL$	0	60	0	98	16	174			
$COD_2$	$\sum Vigas$	0	19	48	85	2	154	1,18	0,28	24,15
	$PENAL$	0	95	0	85	4	184			
$COD_3$	$\sum Vigas$	2	30	77	41	4	154	1,09	0,35	31,95
	$PENAL$	20	150	0	41	8	219			
$COD_4$	$\sum Vigas$	3	38	50	58	5	154	1,11	0,40	35,75
	$PENAL$	30	190	0	58	10	288			
$COD_5$	$\sum Vigas$	0	22	66	59	7	154	1,18	0,36	30,20
	$PENAL$	0	110	0	59	14	183			

NOTA:  $COD_1$  = RILEM TC 162-TDF (2003),  $COD_2$  = CECS 38 (2004),  $COD_3$  = JSCE (2008),  $COD_4$  = EHE 08 (2010) e  $COD_5$  = MODEL CODE (2010).

Aprofundando o estudo sobre a dispersão das propostas, apresenta-se na Figura 6.3 a relação  $(V_{exp}/V_{teo})-a/d$ , onde é analisada a influência de  $a/d$  na estimativa das propostas, com  $a$ =vão de corte e  $d$ =altura útil da viga. Para essa análise, o parâmetro  $a/d$  foi agrupado em três classes,  $AD_1$ ,  $AD_2$  e  $AD_3$ , conforme retrata o histograma da Figura 6.4f. Comenta-se que o grupo  $AD_1$  exprime os casos em que parte da força de cisalhamento é absorvida pela ação de arco (*arch action*) e os demais grupos,  $AD_2$  e  $AD_3$ , representam os casos corriqueiros de projeto.



NOTA:  $COD_1$  = RILEM TC 162-TDF (2003),  $COD_2$  = CECS 38 (2004),  $COD_3$  = JSCE (2008),  $COD_4$  = EHE 08 (2010) e  $COD_5$  = MODEL CODE (2010).

Figura 6.3 - Análise da influência de  $a/d$  na relação  $V_{exp}/V_{teo}$ .

A presente investigação mostra que apenas a proposta  $COD_2$  (CECS 38, 2004) estima apropriadamente as vigas do BD. As demais propostas são notoriamente penalizadas na classe  $AD_1$ , sendo registrado  $MED \in [1,30-1,60]$  e  $CV > 30,0\%$ . Recorda-se que apenas  $COD_2$  pondera a influência de  $a/d$  na estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas em CRFA,

o que esclarece o seu melhor desempenho. Essa condição revela que a mobilização da *ação de arco* pode ser adequadamente explorada a partir da razão  $a/d$ . Avaliando apenas os casos usuais de projeto, grupos  $AD_2$  e  $AD_3$ , destaca-se o desempenho de  $COD_2$ ,  $COD_3$  (JSCE, 2008) e  $COD_5$  (MODEL CODE, 2010). Para essa análise a proposta  $COD_1$  (RILEM TC 162-TD, 2003) mostrou-se conservadora,  $MED \in [1,2-1,3]$ , e  $COD_4$  (EHE 08, 2010) bastante dispersa  $CV > 35\%$ .

Do exposto, destaca-se o desempenho da proposta  $COD_2$  (CECS 38, 2004), ressaltando, inclusive, a sua capacidade para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas em CRFA com razão  $a/d < 2,5$ . As recomendações de  $COD_3$  (JSCE, 2008) e  $COD_5$  (MODEL CODE, 2010) superam a performance de  $COD_2$  apenas para os casos de vigas esbeltas,  $a/d > 2,5$ , onde a *ação de viga* (*beam action*) reprime a *ação de arco*. Entretanto, recorda-se que a proposta  $COD_3$  foi ligeiramente penalizada na análise da versão *DPC* modificada. Para as demais normas,  $COD_1$  (RILEM TC 162-TD, 2003) apresentou resultados conservadores e  $COD_4$  (EHE 08, 2010) forneceu respostas dispersas.

## 7. CONCLUSÕES

A presente pesquisa avalia a eficácia das fibras de aço no desempenho mecânico ao cisalhamento de vigas em concreto. Para consolidar essa proposta, discute-se o assunto sob uma perspectiva teórica e experimental. Além de uma revisão bibliográfica atualizada e consistente, a abordagem teórica também explora 5 recomendações para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas em concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), RILEM TC 162-TDF (2003), CECS 38 (2004), JSCE (2008), EHE 08 (2010) e MODEL CODE (2010). Para auxiliar essa análise foi coletado da literatura um vasto banco de dados (BD), composto por 14 pesquisas, totalizando 154 vigas em CRFA. A performance das propostas foi discutida a partir da relação  $V_{exp}/V_{teo}$ , que representa o quociente entre a carga de ruptura registrada nos experimentos (BD) e a sua estimativa. No estudo experimental, ensaiou-se até a ruína 4 vigas (150x300x2700 mm<sup>3</sup>), sendo 1 de referência, sem fibras, e 3 em CRFA. A classe de resistência do concreto foi de 30,0 MPa aos 28 dias de idade. Para as vigas em CRFA, utilizou-se fibras 3D *Dramix* 65/60 BG, com o consumo  $C_f$  variando em 0,5%, 0,8% e 1,0%. Adicionalmente ao reforço proporcionado pelas fibras, informa-se que todas as vigas também apresentavam armaduras longitudinais e transversais, com taxas  $\rho_{flex}=0,91\%$  e  $\rho_w=0,08\%$ . Para o momento, é oportuno comentar que a armadura transversal correspondeu à mínima especificada pelo MODEL CODE (2010),  $\rho_w=\rho_{w,min}$ . Diante das análises realizadas, discute-se a seguir as conclusões da pesquisa.

### 7.1. ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

- As estimativas de resistência da CECS 38 (2004) foram as mais acertadas. Destacando-se, inclusive, que esta foi a única proposta capaz de calcular vigas com razão  $a/d < 2,5$ . As recomendações da JSCE (2008) e da MODEL CODE (2010) superam a performance da CECS 38 apenas para os casos de vigas esbeltas,  $a/d > 2,5$ . Entretanto, recorda-se que a proposta da JSCE foi ligeiramente penalizada quanto à segurança das estimativas. Para as demais normas, a RILEM TC 162-TD (2003) apresentou resultados conservadores e a EHE 08 (2010) forneceu respostas dispersas.

## 7.2. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 7.2.1. Caracterização dos materiais

- O ensaio de compressão axial dos cilindros mostrou que as fibras de aço influenciam minimamente na resistência média à compressão do CRFA, com  $f_{cm,CRFA}/f_{cm,CS} \approx 1,20$  para o concreto  $C_{1.0}$ . Contudo, a relação entre as deformações do CRFA e concreto de referência,  $\varepsilon_{fc,CRFA}/\varepsilon_{fc,CS} \in [1,25-1,50]$ , mostrou que a fibra de aço altera consideravelmente o valor de  $\varepsilon_{fc}$ , o que revela uma condição requintada para ductilidade do concreto comprimido;

- O ensaio de flexão em prisma entalhado mostrou que a resposta linear da relação *tensão-deslocamento* ( $f-\delta$ ) não foi influenciada adição das fibras. Para a tensão  $f_{LP}$  dos concretos, as alterações foram significativas, com a relação  $f_{LP,CRFA}/f_{LP,CS} \in [1,20-1,45]$ . No trecho pós-fissura da relação  $f-\delta$  foram observados padrões distintos de comportamento entre os concretos simples e CRFA. Contudo, os registros das tensões residuais de todos os CRFA ficaram abaixo das possibilidades que esses materiais poderiam oferecer;

- 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,  $FO$ , que oscilou por volta de  $0,30 \pm 0,02$ . Entretanto, estudos específicos sobre o assunto revelam, de um modo geral,  $FO \approx 0,5$ . Adicionalmente, também foi verificado um número relevante de fibras orientada paralelamente ao plano de ruptura dos prismas, o que reforça e justifica o registro insatisfatório das tensões  $f_{Ri}$  nos prismas;

- Os ensaios de caracterização, resistência à compressão e ensaio de flexão do prisma, fornecem subsídios para estabelecer um controle de qualidade confiável para o CRFA e nortear a avaliação de desempenho mecânico de elementos estruturais reforçados com fibras.

### 7.2.2. Ensaio de flexão das vigas

- A partir da relação *carga-deslocamento* ( $V-\delta$ ) obtida no ensaio das vigas, tem-se que a capacidade portante das vigas registrou a razão  $V_{u,CRFA}/V_{u,CS} \approx 1.40$ , independentemente consumo de fibra utilizado na pesquisa. Os registros também mostraram que o comportamento estrutural foi invariável para as vigas em CRFA;

- Para a viga sem fibras, a taxa de armadura tracionada ressaltou a mobilização dos esforços transversos, os quais não foram resistidos por  $\rho_w$ , resultando na ruína por cisalhamento dessa viga. Para as vigas em CRFA, a condição híbrida de reforço, fibras mais estribos, resultou numa ruptura mais dúctil, flexão;
- A relação  $V-\delta$  das vigas também permitiu apresentar a influência favorável das fibras de aço na ductilidade e tenacidade das vigas. Onde foi observado que a razão  $\delta_{u,CRFA}/\delta_{u,CS}$  aumenta com o acréscimo de  $C_f$ , com  $\delta_{u,CRFA}/\delta_{u,CS} \in [3,0-4,0]$ . Para a análise da tenacidade ( $T_E$ ), registrou-se aumentos significativos para as vigas em CRFA,  $T_{E,CRFA}/T_{E,CS} \approx 9,0 \pm 1,0$ .
- As evidências apresentadas pela relação *momento-curvatura* ( $m-\Phi$ ) sugerem que o consumo de fibras influencie a rigidez à flexão,  $E-I$ , das vigas em CRFA. Entretanto, ressaltou-se que o registro da relação  $m-\Phi$  ficou contenciosa, o que comprometeu o avanço dessa investigação;
- Na mobilização das armaduras transversais, a análise da razão  $\varepsilon_{su,CRFA}/\varepsilon_{su,CS} \in [0,75-0,85]$  sugere que o nível de deformação nos estribos das vigas em CRFA é inferior ao da viga de referência, essa constatação indica que o mecanismo de reforço proporcionado pelas fibras de aço aliviam os esforços nas armaduras, o que possibilita a redução de  $\rho_w$ , mesmo quando se trabalha com  $\rho_w = \rho_{w,min}$ .
- O estudo experimental permitiu evidenciar um aspecto importante sobre a aplicação do reforço híbrido, fibras + armaduras. Quando as fibras de aço assumem a função de reforço transversal, a taxa de armadura longitudinal deve ser definida de modo a não restringir a deformação na região tracionada da peça. Pois, essa restrição implica em acentuar a deformação na região comprimida, onde a influência da fibra é limitada, e em conter a abertura da fissura, que é necessária para mobilizar o mecanismo de reforço das fibras. O controle da fissuração, ou a manutenção da transferência dos esforços durante a formação da fissura, deve ser assegurado pelas fibras, caso contrário, o desempenho do CRFA é minimizado.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52 – Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67 – Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248 – Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45 – Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15530. Fibras de aço para concreto – Especificações. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 1920-3. Testing of concrete – Part 3: Making and curing test specimens. International Standard, First edition, October, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 6892-1 – Materiais metálicos — Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente, 2013.

ACI 544.1R-96. State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Reported by ACI Committee 544, American Concrete Institute. (Reapproved 2002), 1996.

ANDERMATT, M.; LUBELL, A. Behavior of concrete deep beams reinforced with internal fiber-reinforced polymer-experimental study. ACI Structural Journal, V. 110, p. 585-594, 2013.

AMIN, A.; FOSTER, S.J. Shear strength of steel fibre reinforced concrete beams with stirrups. Engineering Structures, V. 111, p. 323-332, 2016.

ARAÚJO, D.L.; NUNES, F.G.T.; TOLEDO FILHO, R.D.; ANDRADE, M.A.S. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams. ACTA Scientiarum, V. 36, No 3, p. 389-397. Maringá, 2014.

ASHOUR, S. A.; WAFI, F.F.; KAMAL, M.I. Effect of concrete compressive strength and tensile reinforcement ration on the flexural behavior of fibrous concrete beams. Engineering Structures, 22-9, 1145–1158, 1992.

ASTM Standards A820. Specification for Steel Fibers for Fiber Reinforced Concrete. American Society for Testing and Materials, 1996.

ARSLAN, G. Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) Slender Beams. *KSCE Journal of Civil Engineering*, structural, No. 18 (2), p 587-594, 2014.

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.; RIBEIRO, A.; CUNHA, V.; ANTUNES, J.A.B. Steel fibres for the shear resistance of reinforced concrete beams. *Dimensionamento de estruturas de betão reforçado com fibras de aço*, DEC – UM, Portugal, 2003.

BARROS, J.A.O.; ANTUNES, J.A.B. Experimental Characterization of the Flexural Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete According to RILEM TC 162-TDF Recommendations. *RILEM TC 162 TDF Workshop*, March, pp. 77-89, 2003.

BARROS, A.R.; GOMES, P.C.C.; BARBOZA, A.S.R., Steel fibers reinforced self-compacting concrete – behavior to bending. *RIEM: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, V. 4, No 1, p. 049-078. March, 2011.

BATSON, G; JENKINS, E; SPATNEY, R. Steel fibers as shear reinforcement in beams. *ACI Journal*, Detroit, p 640-644, outubro 1972.

BATTAGIN, A.F.; SILVA, C.O. Impacto da temperatura do cimento na temperatura do concreto e medidas para prevenir a retração plástica. *Revista Técnica, PINI*. Dezembro, 2011.

BENTUR, A.; MINDESS, S. *Fibre Reinforced Cementitious Composites*. Elsevier Science Ltd, London. CEB-FIP (2010). Model Code 2010: Final Draft. Model Code prepared by Special Activity Group 5, Lausanne, September, 1990.

BEYGI, M.H.A.; AMIRI, J.V.; AZEN, A.R.; MALIDAREH, N.R.; HARAJPOOR, M. The investigation of effect of steel fiber on the shear behavior of self compacting concrete beams with normal and high strength. *CI-Premier PTE LTD*, 2008.

CALLISTER, W. D. *Fundamentals of Materials Science and Engineering*. 1. ed. Department of Metallurgical Engineering. The University of Utah, 2001.

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.

CECS 38 – Technical Specification for Fiber Reinforced Concrete Structures, 2004.

CHOI, K.K.; TAHA, M.M.R.; PARK, H.G.; MAJI, A.K. Punching shear strength of interior concrete slab-column connections reinforced with steel fibers. *Cement and Concrete Composites*, 29, pp. 409-420, 2007.

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

CUCCHIARA, C.; MENDOLA, L.L.; PAPIA, M. Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement. *Elsevier, Cement & Concrete Composites*. V 26, p. 777 – 786, 2004.

DINH, H.H.; PARRA-MONTESINOS, J.; WIGHT, J.K. Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement. ACI Structural Journal, V. 107, No 5. September, 2010.

DING, Y.; ZHANG, F.; TORGAL, F.; ZHANG, Y. Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory. Composite Structures Journal, 2440-2449. March, 2005.

DING, Y. Investigations into the relationship between deflection and crack mouth opening displacement of SFRC beam. Elsevier, Construction and Building Materials. V 25, p. 2432 – 2440, 2012.

DING, Y.; LIU, H.; ZHANG, Y.; NING, X.; AZEVEDO, C. Shear resistance and cracking behaviour of SFRC beams with and without axial load. Centre of Mathematics, University of Minho 4700-052, Portugal, 2014.

DUPONT, D.; VANDEWALLE, L. Distribution of steel fibres in rectangular sections. Cement and Concrete Composites, 27, pp. 391-398, 2005.

EDGINGTON, J.; HANNANT, D. Steel Fibre Reinforced Concrete. The Effect on Fibre Orientation of Compacting by Vibration. Materials and Structures, V. 5, p. 41-44, 1972.

EHE-08: Code on Structural concrete – articles and annexes, 2010.

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.

FRITIH, Y.; VIDAL, T.; TURATSINZE, A.; PONS, G. Flexural and Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced SCC Beams. KSCE Journal of Civil Engineering, 1383-1393. March, 2012.

FURLAN JUNIOR, S.; HANAI, João Bento de Prestressed fiber reinforced concrete beams with reduced ratios of shear reinforcement. Cement & Concrete Composites, Oxford - England, n.21, p. 213-221, 1999.

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.

GOMES, J.G., Influência das fibras metálicas no comportamento ao esforço transversal de vigas SFRC. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2013.

GONÇALVES, C.M.M. Influência da adição de fibras curtas de aço e de nylon no comportamento e na resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado. Dissertação de mestrado em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Minas Gerais, 2003.

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.

HOLANDA, K.M.A. Análise dos mecanismos de resistência e das similaridades de efeitos da adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção. Tese de doutorado. São Carlos, 2002.

JSCE - Japanese Society of Civil Engineers. Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC), Concrete Committee, March, 2008.

JONGVIVATSAKUL, P.; MATSUMOTO, K.; WATANABE, K.; NIWA, J. Application of tension softening curves to investigate the shear carried by fibers in various fiber reinforced concrete beams. International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, 2010.

KATZER, J. Steel fibers and steel fiber reinforced concrete in civil engineering. The Pacific Journal of Science and Technology, V. 7, No. 1, May, 2006.

KRENCHER, H. Fibre reinforcement: theoretical and practical investigations of the elasticity and strength of fibre-reinforced materials. Copenhagen, Akademisk Forlag, 1964.

KOTSOVOS, M.D. Mechanisms of shear failure. Magazine Concrete Res., V.35, n. 123, p. 99-106, 1983.

KWAK, Y. K.; EBERHARD, M. O.; KIM, W. S.; KIM, J. Shear of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. ACI Structural Journal, v. 99, n 4, p. 530-538, 2002.

LEE, C.; KIM, H. Orientation factor and number of fibers at failure plane in ring-type steel fiber reinforced concrete. Cement and Concrete Research, 40, pp. 810-819, 2010.

LIMA, R. P. A. F. P. Utilização de fibras metálicas com funções estruturais em estruturas de betão. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Setembro, 2012.

LIM, D. H.; OH, B. H. Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams. Engineering Structures, Elsevier. No 21, p 937-944, 1999.

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.

LONDHE, R. S. Experimental Study of Shear Strength of Concrete Beams Reinforced with Longitudinal Tension Steel. Asian Journal of Civil Engineering and Housing, Vol. 10, pp. 257-264, 2009.

MACGREGOR, J.G.; WIGHT, J.K. Reinforced concrete – Mechanics and design. 4a ed., Upper Saddle River, Ed. Prentice Hall, 1132p. 2012.

MADAN, S.K.; KUMAR, G. R.; SINGH, S. P. Steel fibers as replacement of web reinforcement RCC deep beams in shear. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, v. 8, n 5, p. 479-489, 2008.

MANSUR, M.A; ONG, C.G; PARAMASIVAM, P. Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups. *Journal of Structural Engineering*, v 112, n 9, p 2066-2079, setembro 1986.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. Ed. PINI. São Paulo, 2008.

MINELLI, F.; PLIZZARI, G.A. Shear Design of FRC Members with Little or no Conventional Shear reinforcement. *Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stroelhorst* (eds). Taylor & Francis Group. Londres, 2008.

MODEL CODE 2010. CEB-FIP model code 2010 e final draft. Lausanne, Switzerland: Thomas Thelford; 2011.

MORAES NETO, B.N.; BARROS, J.A.O.; MELO, G.S.S.A. A model for the prediction of the punching resistance of steel fibre reinforced concrete slabs centrally loaded. *Construction and Building Materials*, 46, pp. 211-223, 2013.

MORADI, M.; VALIPOUR, H.; FOSTER, S.J.; BRADFORD, M. A. Deconstructable steel-fibre reinforced concrete deck slabs with a Transverse confining system. *Materials & Desing*. Science Direct, 2016.

NAAMAM, A. E. Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*. v.1, n.3, p. 241-252, Novembro, 2003

NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S. Use of steel fibers as shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, Detroit, p 216-226, maio - junho 1987.

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, 2002.

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, 2003.

ROBINS, P.; AUSTIN, S.; JONES, P. Pull-out Behaviour of Hooked Steel Fibres. *Materials and Structures*, V 35, p. 434-442, Rilem Publications, 2002.

SAID, M.; ADAM, M.A.; MAHMOUD, A.A.; SHANOUR, A.S. Experimental and analytical shear evaluation of concrete beams reinforced with glass fiber reinforced polymers bars. *Construction and Building Materials*, V. 102, p. 574-591, 2016.

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

SHOAIB, A.; LUBELL, A. S.; BINDIGANAVILE, V. S. Size Effect in Shear for Steel Fiber-Reinforced Concrete Members without Stirrups. *ACI Structural Journal*, V111, no 1-6. December, 2014.

SONGLIN, Y.; BO, D.; YINGHUA, Y. Experimental study on ultra-high performance concrete beams reinforced with steel bar and hybrid-fiber. *Journal of Building Structures*, V. 32, No. 2, p. 17-23. (*in Chinese*), 2011.

SWAMY, R. N; BAHIA, H. M., The effectiveness of steel fibers as shear reinforcement, *Concrete International*, p 35, March – April 1985.

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

VALLE, M.; BUYUKOSTURK, O. Behavior of fiber reinforced high-strength concrete under shear. *ACI Materials Journal*, Detroit, p 122-133, março-abril 1993.

WANG, Z. L.; WU, L. P.; WANG, J. G. A study of constitutive relation and dynamic failure for SFRC in compression. *Construction and Building Materials*, V 24, N 8, p. 1358-1363; 2010.

YOU, Z.; DING, Y.; NIEDEREGGER, C. Replacing Stirrups of Self-Compacting Concrete Beams with Steel Fibers. *Transactions of Tianjin University*. Vol 16, pp 411-416, December 2010.

## ANEXO A – Banco de dados

Tabela A.1 - Apresentação do BD.

Autores	Vigas	$b$	$d$	$a/d$	$f_c$	$\rho_l$	$\rho_w$	$C_f$	$l_f/d_f$	$V_{exp}$
		(mm)	(mm)		(MPa)	(%)	(%)	(%)		(kN)
NARAYANAN e DARWISH (1985)	SF1	85,00	130,00	2,00	49,36	2,00	0,00	0,25	100,00	32,71
	SF2	85,00	130,00	2,50	49,36	2,00	0,00	0,25	100,00	29,50
	SF3	85,00	130,00	3,00	49,36	2,00	0,00	0,25	100,00	30,61
	SF4	85,00	130,00	2,00	31,92	2,00	0,00	0,25	100,00	29,95
	SF5	85,00	130,00	2,50	31,92	2,00	0,00	0,25	100,00	22,87
	SF6	85,00	130,00	3,00	31,92	2,00	0,00	0,25	100,00	21,44
	B1	85,00	130,00	3,00	49,36	2,00	0,00	0,50	133,00	35,69
	B2	85,00	130,00	3,00	57,20	2,00	0,00	1,00	133,00	40,44
	B3	85,00	130,00	3,00	61,36	2,00	0,00	1,50	100,00	40,22
	B4	85,00	130,00	3,00	63,60	2,00	0,00	2,00	100,00	41,33
	B5	85,00	130,00	3,00	61,76	2,00	0,00	2,50	100,00	41,55
	B6	85,00	130,00	3,00	60,64	2,00	0,00	3,00	100,00	42,54
	B7	85,00	130,00	3,00	33,84	2,00	0,00	0,50	133,00	21,77
	B9	85,00	130,00	3,00	33,12	2,00	0,00	1,00	100,00	32,82
	B11	85,00	130,00	2,00	49,36	2,00	0,00	0,50	133,00	51,05
	B12	85,00	130,00	2,50	49,36	2,00	0,00	0,50	133,00	40,77
	B13	85,00	130,00	3,50	44,56	2,00	0,00	0,50	133,00	28,84
	B14	85,00	130,00	2,00	53,76	2,00	0,00	1,00	133,00	61,55
	B15	85,00	130,00	2,50	53,76	2,00	0,00	1,00	133,00	48,84
	B16	85,00	130,00	3,50	57,52	2,00	0,00	1,00	133,00	32,82
	B17	85,00	128,00	3,00	44,56	3,69	0,00	0,50	133,00	32,20
	B18	85,00	126,00	3,10	44,56	5,72	0,00	0,50	133,00	38,02
	B19	85,00	128,00	3,00	33,84	3,69	0,00	0,50	133,00	24,37
	B20	85,00	126,00	3,10	33,84	5,72	0,00	0,50	133,00	24,95
	B23	85,00	128,00	3,00	57,52	3,69	0,00	1,00	133,00	47,55
	B24	85,00	126,00	3,10	57,52	5,72	0,00	1,00	133,00	53,55
	B25	85,00	126,00	3,10	53,60	5,72	0,00	1,50	100,00	51,94
	B26	85,00	126,00	3,10	44,72	5,72	0,00	2,00	100,00	52,80
	B27	85,00	128,00	3,00	53,60	3,69	0,00	1,50	100,00	48,52
	B28	85,00	126,00	2,00	47,44	5,72	0,00	0,50	100,00	58,48
	B29	85,00	126,00	2,00	48,00	5,72	0,00	1,00	100,00	72,51
B30	85,00	126,00	2,00	53,60	5,72	0,00	1,50	100,00	76,58	
B31	85,00	126,00	2,00	44,72	5,72	0,00	2,00	100,00	67,47	
Ashour <i>et al.</i> (1992)	B-1-0.5-A	125,00	215,00	1,00	99,00	2,84	0,00	0,50	75,00	244,29
	B-2-0.5-A	125,00	215,00	2,00	99,10	2,84	0,00	0,50	75,00	129,54
	B-4-0.5-A	125,00	215,00	4,00	95,40	2,84	0,00	0,50	75,00	61,01

Tabela A.1 - Apresentação do BD. Cont.

Autores	Vigas	$b$	$d$	$a/d$	$f_c$	$\rho_l$	$\rho_w$	$C_f$	$l/d_f$	$V_{exp}$
		(mm)	(mm)		(MPa)	(%)	(%)	(%)		(kN)
FURLAN JR e HANAI (1997)	P3B	100,00	76,85	3,90	54,80	1,85	0,00	1,00	33,20	20,00
	P4B	100,00	76,85	3,90	50,00	1,85	0,00	2,00	33,20	22,00
	P5A	100,00	76,85	3,90	49,30	1,85	0,18	1,00	49,80	21,50
	P5B	100,00	76,85	3,90	49,30	1,85	0,00	1,00	49,80	18,50
	P6B	100,00	76,85	3,90	53,70	1,85	0,00	2,00	49,80	20,00
	P7A	100,00	76,85	3,90	53,50	1,85	0,18	0,50	49,80	22,50
	P7B	100,00	76,85	3,90	53,50	1,85	0,00	0,50	49,80	17,50
GUSTAFSSON e NOGHABAI (1997)	S-MIX	200,00	180,00	3,30	94,40	4,47	0,00	0,50	40,00	146,50
								0,50	50,00	
	S-6/015	200,00	180,00	3,30	102,72	4,47	0,00	1,00	40,00	150,00
	S-60/07(I)	200,00	180,00	3,30	91,28	4,47	0,00	0,50	85,71	125,00
	S-60/70(II)	200,00	180,00	3,30	91,28	4,47	0,00	0,75	85,71	130,00
	M-MIX-1	200,00	410,00	2,90	81,68	3,06	0,00	0,50	40,00	266,00
								0,50	50,00	
	M-MIX-2	200,00	410,00	2,90	81,68	3,06	0,00	0,50	40,00	266,00
								0,50	50,00	
	M-6/15-1	200,00	410,00	2,90	87,12	3,06	0,00	1,00	40,00	236,00
	M-6/15-2	200,00	410,00	2,90	87,12	3,06	0,00	1,00	40,00	236,00
	M-60/07(I)-1	200,00	410,00	2,90	78,56	3,06	0,00	0,50	85,71	264,00
	M-60/07(I)-2	200,00	410,00	2,90	78,56	3,06	0,00	0,50	85,71	264,00
	M-60/07(II)-1	200,00	410,00	2,90	85,84	3,06	0,00	0,75	85,71	340,00
	M-60/07(II)-2	200,00	410,00	2,90	68,24	3,06	0,00	0,75	85,71	340,00
L-MIX	300,00	570,00	3,00	85,28	2,87	0,00	0,50	40,00	572,00	
							0,50	50,00		
L-6/015	300,00	570,00	3,00	87,12	2,87	0,00	1,00	40,00	456,00	
L-60/07(II)	300,00	570,00	3,00	85,84	2,87	0,00	0,75	85,71	510,00	
HOLANDA (2002)	VP2A	120,00	80,00	3,94	37,41	1,67	0,00	0,75	54,55	20,22
	VP2B	120,00	80,00	3,94	37,41	1,67	0,00	0,75	54,55	17,70
	VP3A	120,00	80,00	3,94	35,91	1,67	0,00	1,50	54,55	21,51
	VP3B	120,00	80,00	3,94	35,91	1,67	0,00	1,50	54,55	24,27
	VP5A	120,00	85,00	2,41	38,67	1,57	0,00	0,75	54,55	26,52
	VP5B	120,00	85,00	2,41	38,67	1,57	0,00	0,75	54,55	23,81
	VP6A	120,00	85,00	2,41	42,25	1,57	0,00	1,50	54,55	28,31
	VP6B	120,00	85,00	2,41	42,25	1,57	0,00	1,50	54,55	28,37
	V2A	120,00	85,00	3,12	24,40	1,57	0,00	1,00	54,55	21,83
	V2B	120,00	85,00	3,12	24,40	1,57	0,00	1,00	54,55	23,59
	V3A	120,00	85,00	3,12	28,06	1,57	0,00	2,00	54,55	27,57

Tabela A.1 - Apresentação do BD. Cont.

Autores	Vigas	$b$	$d$	$a/d$	$f_c$	$\rho_l$	$\rho_w$	$C_f$	$l/d_f$	$V_{exp}$
		(mm)	(mm)		(MPa)	(%)	(%)	(%)		(kN)
HOLANDA (2002) Cont.	V3B	120,00	85,00	3,12	28,06	1,57	0,00	2,00	54,55	25,53
	V5A	120,00	85,00	3,12	59,72	1,57	0,00	1,00	54,55	36,39
	V5B	120,00	85,00	3,12	59,72	1,57	0,00	1,00	54,55	33,30
	V6A	120,00	85,00	3,12	52,38	1,57	0,00	2,00	54,55	28,59
	V6B	120,00	85,00	3,12	52,38	1,57	0,00	2,00	54,55	26,93
	V8A	130,00	155,00	3,32	59,72	1,59	0,00	1,00	54,55	34,16
	V8B	130,00	155,00	3,32	59,72	1,59	0,00	1,00	54,55	40,03
	V9A	130,00	155,00	3,32	52,38	1,59	0,00	2,00	54,55	40,59
	V9B	130,00	155,00	3,32	52,38	1,59	0,00	2,00	54,55	52,47
	V10A	120,00	85,00	3,12	36,55	1,57	0,00	0,75	47,62	21,36
	V10B	120,00	85,00	3,12	36,55	1,57	0,00	0,75	47,62	19,50
	V11A	120,00	85,00	3,12	46,08	1,57	0,00	1,50	47,62	25,00
	V11B	120,00	85,00	3,12	46,08	1,57	0,00	1,50	47,62	30,90
	V13A	110,00	85,00	3,12	73,50	1,71	0,00	0,75	37,48	31,32
	V13B	110,00	85,00	3,12	73,50	1,71	0,00	0,75	37,48	25,72
	V14A	110,00	85,00	3,12	73,10	1,71	0,00	1,50	37,48	33,75
V14B	110,00	85,00	3,12	73,10	1,71	0,00	1,50	37,48	55,09	
KWAK <i>et al.</i> (2002)	FHB2-2	125,00	212,00	2,00	63,80	1,50	0,00	0,50	62,50	67,44
	FHB3-2	125,00	212,00	2,00	68,60	1,50	0,00	0,75	62,50	72,08
	FNB2-2	125,00	212,00	2,00	30,80	1,50	0,00	0,50	62,50	53,53
	FNB2-3	125,00	212,00	3,00	30,80	1,50	0,00	0,50	62,50	33,79
CUCCHIARA <i>et al.</i> (2004)	A10	150,00	219,00	2,80	40,85	1,91	0,00	1,00	60,00	96,38
	A11	150,00	219,00	2,80	40,85	1,91	0,19	1,00	60,00	99,67
	B10	150,00	219,00	2,00	40,85	1,91	0,00	1,00	60,00	115,07
	B20	150,00	219,00	2,00	43,23	1,91	0,00	2,00	60,00	115,50
	B11	150,00	219,00	2,00	40,85	1,91	0,19	1,00	60,00	120,82
MADAN <i>et al.</i> (2008)	3A	90,00	235,00	0,75	32,10	0,74	0,00	1,00	90,00	90,50
	4A	90,00	235,00	0,75	33,50	0,74	0,00	1,25	90,00	94,00
	3B	90,00	235,00	1,00	32,10	0,74	0,00	1,00	90,00	84,00
	4B	90,00	235,00	1,00	33,50	0,74	0,00	1,25	90,00	86,50
	3C	90,00	235,00	1,25	32,10	0,74	0,00	1,00	90,00	78,30
	4C	90,00	235,00	1,25	33,50	0,74	0,00	1,25	90,00	80,50
Beygi <i>et al.</i> (2008)	NS80V0.5	180,00	160,00	2,50	36,50	1,60	0,39	0,50	70,00	102,50
	NS80V1	180,00	160,00	2,50	39,10	1,60	0,39	1,00	70,00	114,50
	NS100V0.5	180,00	160,00	2,50	36,50	1,60	0,31	0,50	70,00	112,50
	NS100V1	180,00	160,00	2,50	39,10	1,60	0,31	1,00	70,00	122,50
	HS80V0.5	180,00	160,00	2,50	67,40	2,09	0,39	0,50	70,00	130,00

Tabela A.1 - Apresentação do BD. Cont.

Autores	Vigas	$b$	$d$	$a/d$	$f_c$	$\rho_l$	$\rho_w$	$C_f$	$l/d_f$	$V_{exp}$
		(mm)	(mm)		(MPa)	(%)	(%)	(%)		(kN)
Beygi <i>et al.</i> (2008) Cont.	HS80V1	180,00	160,00	2,50	69,50	2,09	0,39	1,00	70,00	137,50
	HS100V0.5	180,00	160,00	2,50	67,40	2,09	0,31	0,50	70,00	136,00
	HS100V1	180,00	160,00	2,50	69,50	2,09	0,31	1,00	70,00	142,50
DINH (2009)	B18-1a	152,40	381,00	3,43	44,82	1,96	0,00	0,75	54,55	158,67
	B18-1b	152,40	381,00	3,43	44,82	1,96	0,00	0,75	54,55	159,70
	B18-2a	152,40	381,00	3,50	38,13	1,96	0,00	1,00	54,55	176,21
	B18-2c	152,40	381,00	3,50	38,13	2,67	0,00	1,00	54,55	202,76
	B18-3c	152,40	381,00	3,43	44,96	2,67	0,00	1,50	54,55	191,03
	B18-3d	152,40	381,00	3,43	44,96	2,67	0,00	1,50	54,55	189,30
	B18-5a	152,40	381,00	3,43	49,23	2,67	0,00	1,00	80,00	172,10
	B18-5b	152,40	381,00	3,43	49,23	2,67	0,00	1,00	80,00	218,56
	B18-7a	152,40	381,00	3,43	43,37	1,96	0,00	0,75	80,00	192,75
	B18-7b	152,40	381,00	3,43	43,37	1,96	0,00	0,75	80,00	189,30
	B27-1a	203,20	609,60	3,50	50,82	2,06	0,00	0,75	54,55	362,96
	B27-1b	203,20	609,60	3,50	50,82	2,06	0,00	0,75	54,55	334,49
	B27-6	203,20	609,60	3,50	42,82	2,06	0,00	1,50	80,00	418,11
LONDHE (2009)	I-2/3.2/0.80 /0.50	100,00	125,00	3,20	32,84	0,80	0,00	0,50	50,80	15,25
	I-2/3.2/0.80 /1.00	100,00	125,00	3,20	34,02	0,80	0,00	1,00	50,80	18,50
	I-3/3.2/0.80 /1.50	100,00	125,00	3,20	34,58	0,80	0,00	1,50	50,80	20,50
	I-4/3.2/0.80 /2.00	100,00	125,00	3,20	35,23	0,80	0,00	2,00	50,80	21,13
	I-5/3.2/0.80 /2.50	100,00	125,00	3,20	36,50	0,80	0,00	2,50	50,80	21,38
	I-6/3.2/0.80 /3.00	100,00	125,00	3,20	36,89	0,80	0,00	3,00	50,80	21,50
	II-1/3.2/0.80	100,00	125,00	3,20	31,34	0,80	0,00	0,50	50,80	9,75
	II-2/3.2/1.26	100,00	125,00	3,20	32,84	1,26	0,00	0,50	50,80	11,38
	II-2/3.2/1.81	100,00	125,00	3,20	34,02	1,81	0,00	0,50	50,80	15,75
	II-3/3.2/3.22	100,00	125,00	3,20	34,58	3,22	0,00	0,50	50,80	17,75
	III- 2/3.2/1.26/35	100,00	125,00	3,20	28,19	0,80	0,00	0,50	50,80	18,00
	III- 3/3.2/1.81/38	100,00	125,00	3,20	30,97	0,80	0,00	0,50	50,80	21,25
	III- 4/3.2/3.22/41	100,00	125,00	3,20	33,25	0,80	0,00	0,50	50,80	22,00
	III- 5/3.2/3.22/43	100,00	125,00	3,20	35,32	0,80	0,00	0,50	50,80	23,63
JONGVIVATSAKUL <i>et al.</i> (2010)	SF10-r00	150,00	250,00	2,80	64,90	2,62	0,00	1,00	48,39	141,10
	SF10-r12	150,00	250,00	2,80	53,00	2,62	0,12	1,00	48,39	155,50
	SF10-r18	150,00	250,00	2,80	46,60	2,62	0,18	1,00	48,39	136,80
	SF10-r24	150,00	250,00	2,80	48,30	2,62	0,24	1,00	48,39	143,10
	SF10-r30	150,00	250,00	2,80	55,30	2,62	0,30	1,00	48,39	158,80
DING <i>et al.</i> (2012)	SFSCCB25-∞	200,00	262,50	3,00	33,44	2,80	0,00	0,33	63,64	105,26
	SFSCCB50-∞	200,00	262,50	3,00	38,80	2,80	0,00	0,67	63,64	140,59

Tabela A.1 - Apresentação do BD. Cont.

Autores	Vigas	$b$	$d$	$a/d$	$f_c$	$\rho_l$	$\rho_w$	$C_f$	$l/d_f$	$V_{exp}$
		(mm)	(mm)		(MPa)	(%)	(%)	(%)		(kN)
DING <i>et al.</i> (2012)	SFSCCB25-250	200,00	262,50	3,00	33,44	2,80	0,13	0,33	63,64	180,91
	SFSCCB50-250	200,00	262,50	3,00	38,80	2,80	0,13	0,67	63,64	220,87
	SFSCCB25-150	200,00	262,50	3,00	33,44	2,80	0,22	0,33	63,64	187,63
DING <i>et al.</i> (2014)	SF20-∞	100,00	122,00	4,00	36,00	3,30	0,00	0,27	80,00	24,00
	SF40-∞	100,00	122,00	4,00	32,50	3,30	0,00	0,53	80,00	36,11
	SF60-∞	100,00	122,00	4,00	41,20	3,30	0,00	0,80	80,00	37,33
	SF20-480	100,00	122,00	4,00	36,00	3,30	0,14	0,27	80,00	38,54
	SF40-480	100,00	122,00	4,00	32,50	3,30	0,14	0,53	80,00	41,62
	SF20-240	100,00	122,00	4,00	36,00	3,30	0,28	0,27	80,00	36,33
	SF40-240	100,00	122,00	4,00	32,50	3,30	0,28	0,53	80,00	43,49
	SF20-160	100,00	122,00	4,00	36,00	3,30	0,41	0,27	80,00	40,30

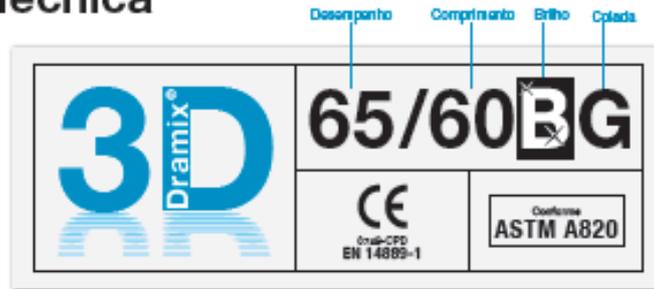
# ANEXO B – Fibras de aço

# Dramix®

**BEKAERT**

better together

## Ficha Técnica



### DRAMIX® 3D



Dramix® 3D é referência em reforços com fibra de aço. Graças à sua combinação de alta performance, durabilidade e fácil manuseio, 3D é uma solução eficiente para um grande número de aplicações e lhe permite economizar tempo e dinheiro.

- > ancoragem original
- > resistência à tração

Dramix® 3D é uma solução rentável para

- > pilas
- > túneis
- > pré-fabricados
- > aplicações residenciais

Bekaert lhe oferece todo o suporte necessário para seu projeto. Nós ajudamos você a escolher o tipo de fibra mais adequada, calcular a dosagem ideal e escolher o tipo de concreto. Entre em contato com seu suporte local.

Acesse [www.bekaert.com/dosingdramix](http://www.bekaert.com/dosingdramix) para conhecer nossas recomendações sobre manuseio, dosificação e mistura.

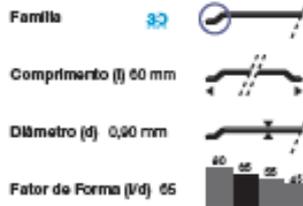
Reservado o direito de modificações. Todos os dados descrevem nossos produtos em caráter geral. Para informação detalhada, solicite as especificações técnicas do produto.

### DESEMPENHO

#### Propriedades do material

Resistência à tração:  
 $R_{m, \text{fibra}}$  : 1.160 N/mm<sup>2</sup>  
 Tolerâncias: média de  $\pm$  7,5%  
 Módulo de Young:  $\pm$  210.000 N/mm<sup>2</sup>

#### Geometria



#### Rede de Fibras

3,0 km por m<sup>2</sup> (para 15 kg/m<sup>2</sup>)  
 3.183 fibras/kg  
 Dosagem mínima:  
 15 kg por m<sup>2</sup> (de acordo com a CE)

#### Família Dramix®

	5R	4R	3D
Resistência à Tração	=====	=====	=====
Dutidade do arame	=====	=====	=====
Resistência de ancoragem	=====	=====	=====

### CERTIFICAÇÕES DO PRODUTO



Dramix® dispõe do certificado para uso estrutural conforme a EN 14889-1 (sistema '1'). Informação detalhada está disponível para consulta.

### CERTIFICAÇÕES DO SISTEMA



Todas as plantas industriais Dramix® são certificadas pela ISO 9001 e ISO 14001.

### EMBALAGEM



SACOS 20 kg    BIG BAG 1100 kg

### ARMAZENAMENTO



### FABRICADO POR

Belgo Bekaert Arames



Escolha qualidade.

Figura B.1 -

ANEXO B. 1 – Propriedades das fibras de aço.

)%O