

UFPA

PPGEC

**Universidade Federal
do Pará**



Kássio Anderson Castro Maués

**Eficácia das Fibras de Aço no Reforço ao Cisalhamento
de Vigas de Concreto Armado sem Estribos:
Investigação Experimental**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação de Mestrado orientada pelo
Professor Bernardo Nunes de Moraes Neto

Belém – Pará – Brasil

2019

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



Kássio Anderson Castro Maués

**Eficácia das Fibras de Aço no Reforço ao Cisalhamento
de Vigas de Concreto Armado sem Estribos:
Investigação Experimental**

Dissertação de Mestrado

Dissertação de Mestrado 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.

Orientador: Prof. Bernardo Nunes de Moraes Neto

Belém
Novembro de 2019

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Kássio Anderson Castro Maués.

TÍTULO: Eficácia das Fibras de Aço no Reforço ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado sem Estribos: Investigação Experimental.

GRAU: Mestre ANO: 2019

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.

Kássio Anderson Castro Maués.

Passagem 24 de Dezembro, nº 6. Terra Firme.
66.077-720 Belém – PA – Brasil.

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados forcecidos pelo(a) autor(a)**

M447e MAUÉS, Kássio Anderson Castro
EFICÁCIA das Fibras de Aço no Reforço ao Cisalhamento de Vigas de
Concreto Armado sem Estribos: Investigação Experimental / KÁSSIO
ANDERSON CASTRO MAUÉS. – 2019. 86 f.: il. color.

Orientador(a): Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto
Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2019.

1. Concreto. 2. Fibras de Aço. 3. Estribos. 4. Vigas. I. Título.

CDD 624



EFICÁCIA DAS FIBRAS DE AÇO NO REFORÇO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM ESTRIBOS: INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

AUTOR:

KÁSSIO ANDERSON CASTRO MAUÉS

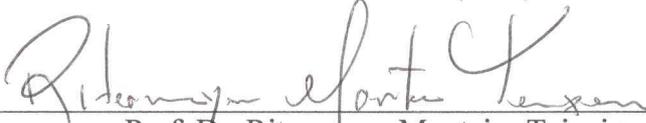
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 28/11/2019

BANCA EXAMINADORA:

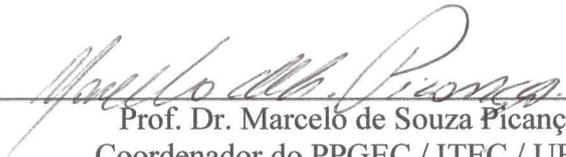

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto
Orientador (UFPA)


Prof. Dr. Rodrigo de Melo Lameiras
Membro Externo (UnB)


Prof. Dr. Ritermayer Monteiro Teixeira
Membro Externo (UFPA)


Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Membro Interno (UFPA)

Visto:


Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

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



Kássio Anderson Castro Maués

**Eficácia das Fibras de Aço no Reforço ao Cisalhamento
de Vigas de Concreto Armado sem Estribos:
Investigação Experimental**

Dissertação de Mestrado 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 assinada.

Prof. Bernardo Nunes de Moraes Neto
Orientador
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Examinador Interno
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Ritermayer Monteiro Teixeira
Examinador Interno
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Rodrigo de Melo Lameiras
Examinador Externo
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – UnB

Belém, 29 de Novembro de 2019.

Agradecimentos

Expresso, em primeiro lugar, minha gratidão a Jesus, o Autor da Vida, cujo favor imerecido tem me acompanhado todos os dias.

Agradeço aos meus pais, Cláudio e Elizabeth, pelo incondicional apoio e paciência ao longo dos anos. Aos demais familiares meus que, de alguma maneira, participaram, com incentivos e palavras de encorajamento, na minha jornada acadêmica, manifesto minha gratidão.

Agradeço à Taline, minha encantadora amada, que tem sido paciente em tempos de desafios.

Agradeço ao professor Bernardo Neto pelo auxílio e direção no desenvolvimento deste trabalho. A experiência e conhecimentos seus foram imprescindíveis para o êxito alcançado.

Agradeço aos professores Dênio Ramam e Marcelo Picanço que sempre estiveram à disposição para ajudar.

Agradeço aos meus colegas Leonardo Duarte, Elielson Sousa, Wladimir Lamarão e Rodrigo Lins pela ajuda e pelo companheirismo que se fez presente em todas as etapas desta pesquisa. Agradeço ao Dênisson, Joel, Vander, Magno, Amaury, Victor e demais colegas com quem convivi nesses tempos de estudo.

Estendo também meus agradecimentos ao Engenheiros Francisco Neto e Klemerson Veloso, da *Tabalmix Concreto*, pelo apoio concedido através da doação de areia e aditivo, e por sempre se colocarem à disposição para nos receberem.

Igualmente, à *Fazenda e Pedreira Santa Mônica Ltda* agradeço pela doação de parte da brita utilizada nesta pesquisa.

RESUMO

MAUÉS, K. A. C. **Eficácia das Fibras de Aço no Reforço ao Cisalhamento de Vigas de Concreto Armado sem Estribos: Investigação Experimental.**

Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil, 2019.

Diversos trabalhos de pesquisa têm sido dedicados à investigação do comportamento do concreto reforçado com fibras aço (CRFA) sob diversos esforços. Por conta da propriedade de transmitir esforços através de fissuras, tem-se observado que o CRFA tem relevante contribuição na resistência ao cisalhamento. O presente trabalho investiga a influência de fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem estribos submetidas a testes de flexão a quatro pontos. Para este intento, foram preparadas e ensaiadas cinco vigas, as quais apresentavam as mesmas dimensões, 150 mm×300 mm×2700 mm, e as mesmas taxas de armadura longitudinal de tração e de compressão, 1,54% e 0,16%, respectivamente. Duas vigas foram espécimes de referência, ou seja, sem fibras, sendo uma com reforço transversal convencional de estribos e a outra sem qualquer reforço ao esforço de corte. As demais três vigas foram reforçadas apenas com fibras de aço na região de cisalhamento, nas proporções de 45 kg/m³, 60 kg/m³ e 75 kg/m³ do volume do concreto, que representam 0,6%, 0,8% e 1,0%, respectivamente. Lançou-se mão de concreto devidamente dosado para a resistência à compressão de 30 MPa. Além da típica caracterização do concreto e do aço utilizados no trabalho, foi igualmente caracterizado o CRFA no ensaio de flexão para a obtenção das tensões residuais, imprescindíveis à avaliação da resistência. Da avaliação dos resultados experimentais, pôde-se concluir que as fibras de aço apresentaram desempenho satisfatório sob esforços de cisalhamento nos casos de maiores consumos de fibra, para os quais verificou-se alteração do modo de ruína previsto: de cisalhamento para flexão. Além disso, para os três teores de fibras estudados, foi confirmada a possibilidade de substituição parcial ou integral da armadura transversal de estribos. Adicionalmente, ficou demonstrado que o uso de fibras de aço nos consumos de 60 kg/m³ e 75 kg/m³ possibilita a redução da armadura longitudinal de tração para alcançar resistência à flexão semelhante à da viga de referência com estribos.

Palavras-chave: Concreto, Fibras de Aço, Estribos, Vigas.

ABSTRACT

MAUÉS, K. A. C. Effectiveness of Steel Fibres in the Reinforcement to Shear of Concrete Beams without Stirrups: An Experimental Investigation. Master's Thesis, Civil Engineering Graduate Program. Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil, 2019.

Several research papers have been dedicated to the investigation of the behaviour of steel fibre reinforced concrete (SFRC) under several types of forces. Due to its mechanical property to transfer forces through cracks, it has been observed that SFRC presents substantial contribution to shear resistance. The present paper investigates the effects of steel fibres on the shear reinforcement of concrete beams without stirrups under four-point bending tests. For that purpose, five beams were cast and tested. The dimensions of the beams were 150 mm×300 mm×2700 mm, with 1.54% and 0.16% of tension and compression longitudinal reinforcement ratios, respectively. Two of the beams were manufactured as references, that is, without fibres, with one of them having conventional transversal reinforcement with stirrups and the other with no reinforcement to shear. The other three beams were reinforced with steel fibres only in the shear span in the proportions of 45 kg/m³, 60 kg/m³ and 75 kg/m³ of the concrete volume, which represent 0.6%, 0.8% and 1.0%, respectively. Concrete strength of 30 MPa was used for all the specimens. In addition to the typical characterization of concrete and steel used in this research, flexural test was performed on SFRC in order to obtain the residual stress response of the material, which is paramount for the evaluation of the strength of the beam. From the experimental results, it could be concluded that steel fibres exhibited satisfactory performance under shear forces in the cases of higher fibre content, for which a change in failure mode was observed: from shear failure to flexural failure. Furthermore, for the three fibre contents used, the possibility for partial or total replacement of the transversal reinforcement was confirmed. Additionally, it was demonstrated that the use of steel fibres in the content of 60 kg/m³ and 75 kg/m³ allows for the reduction of the longitudinal tension reinforcement to attain flexural strength similar to that of the reference beam with stirrups.

Key-words: Concrete, Steel Fibres, Stirrups, Beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 – Efeito de ponte exercido por fibras de aço.	12
Figura 1.2 – Concreto em dois estágios reforçado com fibras de aço antes do lançamento do <i>grout</i> .	13
Figura 2.1 – Fibras naturais estudadas por MERTA e TSCHEGG (2013).	17
Figura 2.2 – Alguns tipos de fibras.	18
Figura 2.3 – Fibras de aço e de celulose.	18
Figura 2.4 – Geometria de fibras.	19
Figura 2.5 – Fibras de aço com ganchos nas extremidades.	20
Figura 3.1 – Ensaio de <i>Slump-Flow</i> , segundo BS EN 12350-8.	21
Figura 3.2 – Ensaio <i>L-Box</i> .	22
Figura 3.3 – Relação <i>tensão-deformação</i> para CRFA em compressão.	23
Figura 3.4 – Gráficos normalizados de <i>tensão-deformação</i> .	23
Figura 3.5 – Comportamento do CRFA sob tração.	24
Figura 3.6 – Ensaio de tração uniaxial.	25
Figura 3.7 – Ensaio de flexão a três pontos, segundo EN 14651 (2005) e RILEM TC 162-TDF (2002).	26
Figura 3.8 – Ensaio de flexão a quatro pontos, segundo ASTM C1609/C (2010).	27
Figura 3.9 – Teste de arrancamento.	28
Figura 3.10 – Mecanismos de ancoragem avaliados por ABDALLAH <i>et al.</i> (2016).	28
Figura 4.1 – Esquema de ensaio de GALI e SUBRAMANIAM (2019).	30
Figura 4.2 – Esquema das vigas de YOO e YANG (2018).	31
Figura 4.3 – Detalhes das vigas de AMIN e FOSTER (2016).	32
Figura 6.1 – Características geométricas das vigas.	39
Figura 6.2 – Instrumentação para registro do deslocamento.	40
Figura 6.3 – Instrumentação para o registro das deformações nos reforços longitudinais.	41
Figura 6.4 – Esquema do sistema de ensaio.	42
Figura 6.5 – Elementos do sistema de ensaio.	43
Figura 6.6 – Disposição final do sistema de carregamento e do sistema de aquisição de dados.	43
Figura 6.7 – Curva da composição granulométrica da areia e da brita.	44
Figura 6.8 – Esquema do ensaio de compressão dos cilindros.	45
Figura 6.9 – Ensaio de flexão em três pontos para caracterização do CRFA.	47
Figura 6.10 – Resultados dos ensaios de flexão dos prismas.	48
Figura 6.11 – Ensaio de Tração Uniaxial em barras de aço.	50
Figura 6.12 – Fibras de aço Dramix® 3D 65/60.	51

Figura 7.1 – Viga CF0W0 (ruptura por cisalhamento).	54
Figura 7.2 – Viga CF0W13 (ruptura em flexão pura).	54
Figura 7.3 – Viga CF45W0 (ruptura por cisalhamento).	54
Figura 7.4 – Viga CF60W0 (ruptura em flexão pura).	54
Figura 7.5 – Viga CF75W0 (ruptura em flexão pura).	54
Figura 7.6 – Relação P- δ .	55
Figura 7.7 – Gráficos das deformações das barras instrumentadas.	60
Figura 7.8 – Gráfico da evolução da linha neutra nas vigas.	62
Figura 7.9 – Gráficos <i>Momento-Curvatura</i> .	63
Figura 7.10 – Mapeamento das fissuras de CF0W0.	65
Figura 7.11 – Mapeamento das fissuras de CF0W13.	65 – 66
Figura 7.12 – Mapeamento das fissuras de CF45W0.	66 – 67
Figura 7.13 – Mapeamento das fissuras de CF60W0.	67 – 68
Figura 7.14 – Mapeamento das fissuras de CF75W0.	68 – 69
Figura 7.15 – Modelo de Flexão.	70
Figura 7.16 – Leis constitutivas dos materiais.	71 – 72
Figura 7.17 – Estimativas de resistência e modos de ruína teórico e experimental.	74
Figura 7.18 – Esquema de cisalhamento em vigas de concreto armado.	76

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 3.1 – Relação entre $CMOD$ e δ .	26
Tabela 4.1 – Parâmetros do estudo de GALI e SUBRAMANIAM (2019).	29
Tabela 4.2 – Dimensões das vigas de YOO e YANG (2018).	31
Tabela 4.3 – Propriedades dos concretos de YOO e YANG (2018).	31
Tabela 4.4 – Características das vigas de AMIN e FOSTER (2016).	33
Tabela 6.1 – Resumo das características das vigas.	39
Tabela 6.2 – Consumo de materiais constituintes do concreto.	44
Tabela 6.3 – Resumo dos Ensaios de Compressão.	46
Tabela 6.4 – Resultados para os prismas de FC45W0.	49
Tabela 6.5 – Resultados para os prismas de FC60W0.	49
Tabela 6.6 – Resultados para os prismas de FC75W0.	49
Tabela 6.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de tração uniaxial das barras de aço.	51
Tabela 7.1 – Carga Última, Carga Final e Modo de Ruína.	53
Tabela 7.2 – Cargas, Deslocamentos e Ductilidade.	56
Tabela 7.3 – Cargas e Tenacidade.	58
Tabela 7.4 – Deformações, Cargas, Momentos e Curvaturas.	60
Tabela 7.5 – Respostas de rigidez antes e após a fissuração.	64
Tabela 7.6 – Resumo das estimativas do comportamento em flexão das vigas no ELU.	72
Tabela 7.7 – Resumo das estimativas de resistência ao cisalhamento.	74
Tabela 7.8 – Resumo das estimativas de resistência e modos de ruína.	75

SUMÁRIO

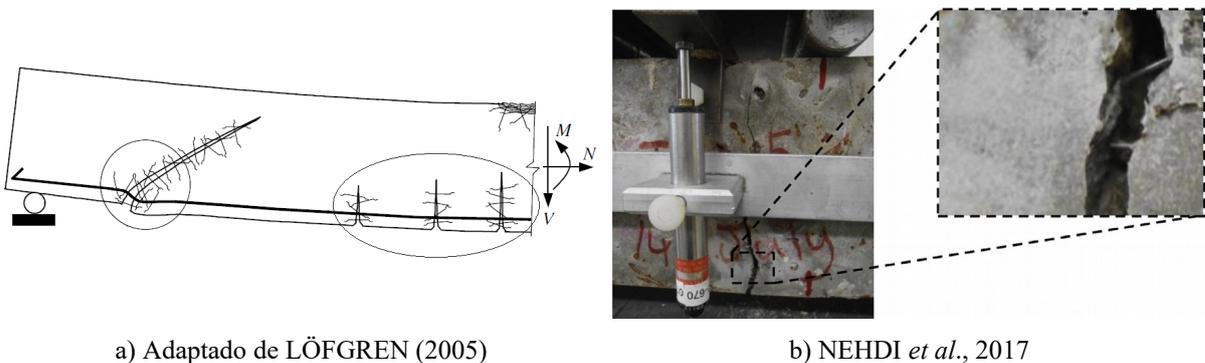
1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 OBJETIVOS.....	14
1.2 JUSTIFICATIVA.....	15
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	15
2 CARACTERÍSTICAS DAS FIBRAS.....	17
2.1 MATERIAL DAS FIBRAS.....	17
2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS DAS FIBRAS.....	18
3 CARACTERÍSTICAS DO CRFA.....	21
3.1 CRFA NO ESTADO FRESCO.....	21
3.2 CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.....	22
3.2.1 Comportamento do CRFA na compressão simples.....	22
3.2.2 Comportamento do CRFA na Tração Simples.....	23
3.2.3 Comportamento do CRFA na Flexão.....	25
3.2.4 Arrancamento de fibras de aço.....	27
4 CISALHAMENTO EM VIGAS DE CRFA.....	29
4.1 GALI E SUBRAMANIAM (2019).....	29
4.2 YOO E YANG (2018).....	30
4.3 AMIN E FOSTER (2016).....	32
5 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO.....	34
5.1 FIB-MODEL CODE (2010).....	34
5.1.1 Vigas de Concreto Armado Convencional.....	34
5.1.2 Vigas em CRFA.....	36
6 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	38
6.1 MÉTODO DE ENSAIO.....	38
6.1.1 Características das vigas.....	38
6.1.2 Projeto de instrumentação.....	40
6.1.3 Sistema de ensaio.....	41
6.2 MATERIAIS.....	43
6.2.1 Concreto.....	43
6.2.2 Barras de Aço.....	49
6.2.3 Fibras de Aço.....	51
7 RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	52
7.1 CAPACIDADE RESISTENTE E MODO DE RUÍNA.....	52
7.2 RELAÇÃO CARGA-DESLOCAMENTO.....	55
7.3 RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA.....	59
7.4 MAPEAMENTO DA FISSURAÇÃO.....	64

7.5 ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA.....	69
7.5.1 Resistência à Flexão.....	69
7.5.2 Resistência ao cisalhamento.....	72
7.5.3 Modos de ruína teórico e experimental.....	74
7.5.4 Redução da taxa de armadura longitudinal de tração e substituição da armadura transversal.....	77
8 CONCLUSÃO.....	79
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	82
ANEXOS.....	85

1 INTRODUÇÃO

A tecnologia do concreto reforçado com fibras tem se revelado interessante para a engenharia devido a algumas propriedades apresentadas por esse compósito. Como já é de conhecimento consolidado na engenharia, o concreto simples, apesar do excelente desempenho em face a solicitações de compressão, apresenta magnitude de resistência a esforços de tração muito baixa – até mesmo desprezível em algumas aplicações –, fato que incentiva engenheiros e pesquisadores à inovação. A inclusão de fibras na matriz de concreto resulta em um material capaz de absorver tensões de tração em níveis bem elevados em comparação com o concreto simples, conferindo-lhe, portanto, ductilidade. Com isso, não só o seu comportamento na tração é melhorado, mas também o comportamento pós-pico na compressão é alterado, como se verá mais adiante, de tal modo que é suavizada a característica de ruptura frágil típica do concreto.

A característica mais marcante do concreto reforçado com fibras é a sua capacidade de suportar alongamentos mesmo depois de a matriz de concreto ter iniciado o processo de fissuração. O mecanismo que se verifica nesse fenômeno é a atuação das fibras como elementos de ligação entre as faces expostas pela fissura (*efeito de ponte ou de costura*). Com isso, os esforços de um lado da fissura são transferidos para o outro, como se observa nos detalhes da Figura 1.1.



a) Adaptado de LÖFGREN (2005)

b) NEHDI *et al.*, 2017

Figura 1.1 – Efeito de ponte exercido por fibras de aço.

O entendimento sobre concreto reforçado com fibras (CRF) encontra-se atualmente em pleno desenvolvimento, especialmente o do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), apesar de o início da investigação de seus benefícios não ser do presente século. No início dos anos 80, ADEPEGBA e REGAN (1981) estudaram o comportamento de pilares de CRFA, em contribuição às já frequentes pesquisas naquela época. Em seu artigo, os autores citam conferências e simpósios realizados durante mais de uma década para discutir o assunto, além

de também fazerem referência a vários outros pesquisadores que, em seus trabalhos, já buscavam respostas para questões que ainda são investigadas nos dias atuais, como as que se referem à influência das fibras, em diferentes proporções, na resistência à compressão.

JOHNSTON (1982) já apontava o grande potencial no uso do CRFA ao observar o crescente uso desse compósito na indústria da construção, em especial na área de pavimentação de aeroportos e de indústrias, em construções de estruturas hidráulicas e em estruturas em que há a aplicação de concreto projetado (“*shotcrete*”). JOHNSTON (1982) também relatava as dificuldades encontradas pelos construtores e projetistas ao lidar com o CRFA no estado fresco, como a *formação de ouriços* (“*balling*”). *Ouriço* é o nome dado à aglomeração de fibras no momento da mistura dos materiais que compõem o CRF se os devidos cuidados não forem tomados.

Mais recentemente, NEHDI *et al.* (2017) apresentaram uma investigação inovadora no campo do concreto reforçado com fibras de aço. Os autores utilizaram a ideia vinda do chamado *concreto em dois estágios*, no qual a fração do agregado graúdo é previamente assentado na fôrma para, em seguida, receber a inserção de *grout* para o preenchimento dos vazios. Esse conceito foi introduzido pelos autores na confecção de concreto reforçado com fibras de aço. Nele, o agregado graúdo e as fibras de aço eram preposicionados na fôrma (Figura 1.2) para subsequente lançamento de *grout*. Os autores sugerem que esse material, formado no processo de dois estágios, tem boas aplicações no ramo de pavimentação e de fabricação de elementos pré moldados.



Figura 1.2 – Concreto em dois estágios reforçado com fibras de aço antes do lançamento do *grout*. (NEHDI, *et al.*, 2017).

1.1 OBJETIVOS

Geral

O presente trabalho de pesquisa avalia, a partir de uma abordagem experimental, os efeitos da aplicação de fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem estribos. Os resultados obtidos na campanha experimental viabilizarão a discussão a respeito da alteração de modos de ruína das vigas e da possibilidade de supressão parcial ou integral da armadura transversal convencional com estribos.

Específicos

A pesquisa será desenvolvida de acordo com as seguintes etapas:

- Apresentar a revisão bibliográfica em que serão discutidas as características das fibras e do concreto reforçado com fibras e a utilização de ensaios padronizados para a caracterização desse material, especificamente os que descrevem parâmetros de compressão e tração. Nessa fase, tratar-se-ão de estudos relacionados ao reforço com fibras de aço (CRFA) aplicados a vigas de concreto armado sob cisalhamento, bem como recomendações de projeto para o dimensionamento de reforço em condição de esforços de corte.
- Apresentar o programa experimental desenvolvido para esta pesquisa e retratar os resultados obtidos nas etapas de caracterização de materiais. Nessa etapa, conhecem-se as dimensões das vigas a serem submetidas a teste, as condições de reforço longitudinal, as características de reforço transversal das duas vigas de referência (uma sem estribos e outra com estribos) e das três vigas reforçadas transversalmente apenas com fibras de aço, o projeto de instrumentação e o sistema de ensaio adotado.
- Apresentar os resultados dos ensaios das vigas e discutir seu comportamento a partir da análise dos resultados. Nesse ponto do desenvolvimento da pesquisa, discorrem-se sobre tópicos relacionados à capacidade resistente e ao modo de ruína das vigas, às respostas de carregamento, deslocamento, ductilidade, rigidez e fissuração, além de ficar viabilizada a discussão sobre as estimativas de resistência e a possibilidade de supressão parcial ou integral da armadura transversal.

1.2 JUSTIFICATIVA

O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), enquanto material compósito, tem sido visto como promissor no campo na engenharia de estruturas. Isso é devido, principalmente, às características pós-fissuração desse material. A capacidade que as fibras têm de ligar as duas faces de uma fissura, promovendo, assim, a transferência de esforços, é o mecanismo básico dessa característica. A utilização do CRFA na construção de elementos estruturais depende, no entanto, do conhecimento do comportamento desse material sob os diversos tipos de esforços. Logo, a intenção desta pesquisa, que é a de analisar o desempenho de vigas de CRFA sob esforços de cisalhamento, revela-se relevante para o campo científico, pois contribuirá para a expansão do conhecimento no assunto.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho teve-se a observar as recomendações da ABNT NBR 14724 (2011) e do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) para a estruturação de seu conteúdo, a qual, no escopo geral, foi dividida em *elementos pré-textuais, textuais e pós-textuais*.

Os *elementos textuais* estão dispostos em capítulos, conforme delineado a seguir:

CAPÍTULO 1: Introduz a tecnologia do concreto reforçado com fibras de aço e aborda alguns usos típicos desse material, apontando brevemente seu mecanismo principal de atuação na matriz do concreto. Nesse capítulo, também são apresentados os objetivos e a justificativa do trabalho.

CAPÍTULO 2: Discute as características das fibras em termos de materiais, geometria e comportamento mecânico.

CAPÍTULO 3: Aborda as características do material CRFA nos estados fresco e endurecido. No estado endurecido, é explanado sobre o comportamento do CRFA na compressão simples, na tração simples e na flexão, além de discutir sobre o arrancamento das fibras de aço da massa de concreto. Aqui, são também apresentadas as recomendações normativas para a caracterização do CRFA em ensaio de flexão.

CAPÍTULO 4: Explora os estudos de três autores sobre o reforço com fibras de aço aplicado a vigas de concreto armado.

CAPÍTULO 5: Apresenta as recomendações de projeto para o cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto simples e de CRFA.

CAPÍTULO 6: Revela o programa experimental elaborado para esta pesquisa, detalhando as características das vigas, o projeto de instrumentação e o sistema de ensaio. Nesse capítulo, encontram-se também os dados relativos à caracterização dos materiais.

CAPÍTULO 7: Expõe os resultados experimentais obtidos nos ensaios das vigas e traz a discussão sobre o desempenho, em diversos parâmetros, dos espécimes ensaiados.

CAPÍTULO 8: Resume as principais conclusões deste trabalho de pesquisa.

Os *elementos pós-textuais* são a REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA e a seção de ANEXOS.

2 CARACTERÍSTICAS DAS FIBRAS

2.1 MATERIAL DAS FIBRAS

No que concerne ao material constituinte das fibras, são vários os tipos utilizados para formar o compósito, dentre os quais estão as fibras naturais, as minerais e as sintéticas. Há diversos trabalhos de pesquisa que estudam a influência de fibras desses materiais, como o de MERTA e TSCHEGG (2013), que aplicaram fibras naturais – cânhamo, capim-elefante e palha de trigo (Figura 2.1) – como reforço do concreto com o intuito de investigar a energia de fratura do compósito formado. Os trabalhos de ALI *et al.* (2012) e WANG e CHOUW (2017) buscaram determinar as propriedades mecânicas e dinâmicas do concreto reforçado com fibras de coco, sendo este último uma investigação da resistência ao impacto. MASTALI *et al.* (2016) fizeram uso de fibras de vidro recicladas para compor o reforço da matriz de concreto autoadensável com o objetivo de avaliar a resistência ao impacto e as propriedades mecânicas do compósito resultante. Contribuindo na linha da sustentabilidade, BORG *et al.* (2016) utilizaram *Polietileno Tereftalato* (PET) reciclado em seu estudo sobre o desempenho do concreto reforçado com fibras desse material. Fibras de *Polipropileno*, oriundas de sobras da produção de tapetes, fizeram parte do estudo de concreto reforçado com fibras de *Polipropileno* realizado por MOHAMMADHOSSEINI *et al.* (2017).



Figura 2.1 – Fibras naturais estudadas por MERTA e TSCHEGG (2013).

Para além das fibras desses materiais, as fibras de aço têm demonstrado proeminência para algumas aplicações, como aquelas em que fazem parte da composição de elementos estruturais, por serem material de alta resistência e de ductilidade acentuada. Essas características, aliás, revelam-se importantes por permitirem, em geral, o escorregamento das fibras na matriz de concreto, conferindo, assim, grande capacidade de deformação ao compósito. A Figura 2.2 mostra fibras de diversos materiais.

Além dos estudos citados até aqui, que exemplificam a aplicação de apenas um tipo de fibra para reforçar o concreto, há ainda pesquisas que estudam a influência de mais de um tipo de fibras inseridas em uma mesma matriz de concreto. São os chamados *sistemas híbridos* de concreto reforçado com fibras. BANTHIA *et al.* (2014) argumentam que diferentes tipos de fibras asseguram melhor eficiência em diferentes níveis de fissuração e que, portanto, a combinação de fibras com características diferentes (em material, geometria, proporção, etc.) pode otimizar o comportamento do compósito, especialmente no que concerne ao controle de formação de fissuras. Em seu estudo, BANTHIA *et al.* (2014) utilizaram fibras de aço em combinação com fibras de celulose (Figura 2.3) para compor o concreto reforçado com fibras. SARMIENTO *et al.* (2016), levando em conta a distribuição e orientação das fibras em concreto fluido durante o processo de concretagem, investigaram a influência da mistura de fibras de aço com fibras de material polimérico (*polipropileno*) no comportamento à flexão de vigas desse compósito.

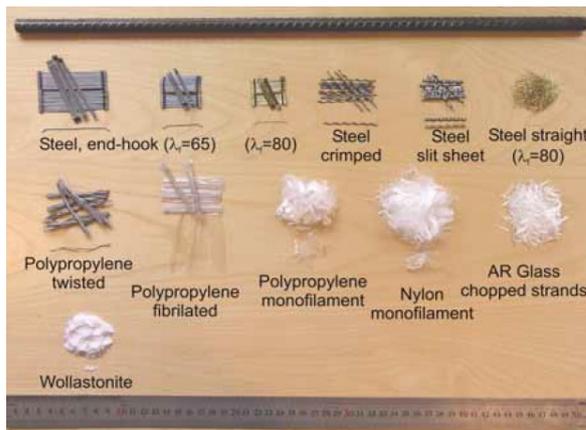


Figura 2.2 – Alguns tipos de fibras.
1ª linha: aço. 2ª linha: polipropileno, Nylon e vidro.
3ª linha: mineral (wollastita). (LÖFGREN, 2005)

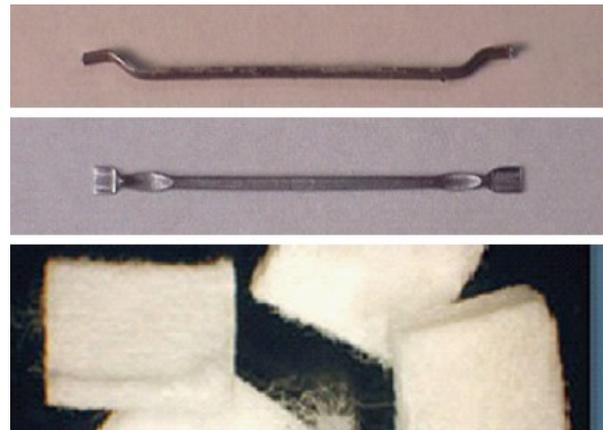


Figura 2.3 – Fibras de aço e de celulose.
(BANTHIA, *et al.*, 2014)

2.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS DAS FIBRAS

A seção transversal das fibras pode assumir diferentes formas (circular, quadrada, etc) e seu corpo pode ser provido de deformações e protuberâncias que auxiliam nos mecanismos de ancoragem na matriz de concreto. A Figura 2.4 mostra alguns aspectos geométricos que podem ser aplicados às fibras.

Um importante parâmetro geométrico das fibras é o *fator de forma*, que é definido como a razão entre o comprimento da fibra e o seu diâmetro (o qual, em casos de seção não-circular, pode ser obtido a partir da igualdade entre a área da seção verdadeira e a área de uma seção

circular equivalente). De acordo com LÖFGREN (2015), é comum o uso de fibras de aço com diâmetro e comprimento de 0,2 mm a 1 mm e de 10 mm a 60 mm, respectivamente, com fator de forma que tipicamente se acha entre 40 e 80. Fibras sintéticas podem chegar até 10 μm .

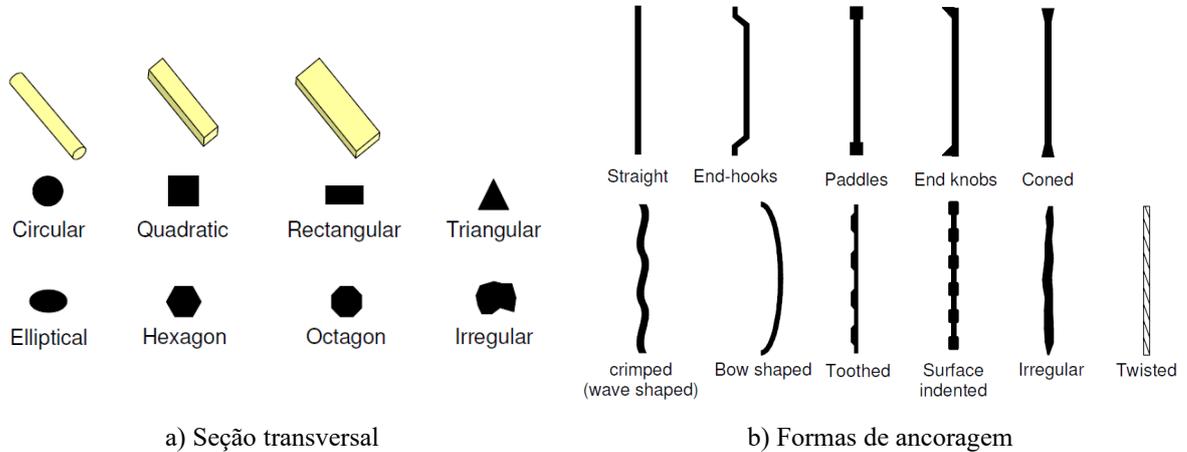


Figura 2.4 – Geometria de fibras. (Adaptado de LÖFGREN, 2005).

Segundo NAAMAN (2003), as fibras que compõem o reforço da matriz de concreto, para serem efetivas, precisam apresentar as seguintes propriedades: a) resistência à tração expressivamente maior que a do concreto; b) resistência de adesão superficial com o concreto não inferior à resistência à tração do concreto e c) módulo de elasticidade em tração consideravelmente superior ao do concreto (no mínimo, 3 vezes maior). NAAMAN (2003) pontua, ainda, que é preferível que o coeficiente de *Poisson* seja da mesma ordem de grandeza para a fibra e para a matriz a fim de se evitar a quebra da adesão interfacial prematuramente. O autor, entretanto, sugere que, mesmo em condições de diferentes coeficientes de *Poisson*, mecanismos de ancoragem mecânica (Figura 2.4b) impostas por deformação às fibras são capazes de garantir melhor aproveitamento das fibras em termos de capacidade de absorver tensões de tração.

De fato, as proposições sobre a ancoragem das fibras foram confirmadas pelo trabalho de ABDALLAH *et al.* (2016), que investigou a influência de fibras de aço com ganchos nas extremidades inseridas em concreto. Além de fibras com fator de forma de 35 e de 65, os autores também variaram o nível de ancoragem das fibras, utilizando três categorias de ancoragem, 3D, 4D e 5D, conforme a Figura 2.5. Os autores observaram que, enquanto a influência sobre a resistência à compressão foi pequena, o desempenho do CRFA, aferido através de testes de flexão em prismas entalhados, foi superior para concretos com fibras com mecanismo estendido de ancoragem.



Figura 2.5 – Fibras de aço com ganchos nas extremidades. (ABDALLAH *et al.*, 2016).

O estudo de KHABAZ (2016), dedicado a observar o comportamento mecânico do arrancamento de fibras de aço de matriz cimentícia, confirma que o uso de fibras com ganchos nas extremidades, ou outro dispositivo de ancoragem mecânica, efetivamente, ampliam os benefícios em ductilidade e resistência à tração e à flexão nos compósitos cimentícios.

3 CARACTERÍSTICAS DO CRFA

3.1 CRFA NO ESTADO FRESCO

Semelhantemente ao concreto simples, o uso do CRFA no estado fresco levanta a preocupação com algumas propriedades necessárias para a moldagem de elementos estruturais. A inclusão de fibras de aço tende a impor prejuízo à trabalhabilidade, ou fluidez, do material enquanto fresco. De fato, PONIKIEWSKI E KATZER (2014) atestaram a influência detrimetosa da inclusão de fibras sobre a consistência do concreto. Os autores mostram, porém, ser possível alcançar nível de consistência avaliada como autoadensável, de acordo com parâmetros normativos, através de dosagem adequada da mistura. A distribuição das fibras também é relevante, pois reflete o grau de homogeneidade do CRFA. Nessa questão, o estudo de SARMIENTO *et al.* (2016) verificou que a consistência, ou fluidez, do material tem relevante influência sobre a homogeneidade do concreto reforçado com fibras de aço. Para a avaliação da fluidez, vários autores afirmam que o tradicional ensaio de abatimento, o *Slump Test*, não é apropriado para a caracterização do CRFA no estado amolecido, sendo recomendado o ensaio de *Slump-Flow*, que mede o espalhamento do material quando liberado do cone. A norma técnica que baliza este ensaio é a BS EN 12350-8 (2010). O teste é exemplificado na Figura 3.1.



a) Antes de liberar o concreto

b) Espalhamento do concreto

Figura 3.1 – Ensaio de *Slump-Flow*. (PONIKIEWSKI e KATZER, 2014).

Outro aspecto que tem sido avaliado por pesquisadores é a interação do CRFA fresco com as armaduras de aço presentes nos elementos a serem moldados. É de se esperar que a presença de fibras no concreto imponha maiores dificuldades à passagem do material por entre as barras e, por essa razão, muitos trabalhos têm examinado esses efeitos a partir do ensaio da

L-Box, de acordo com a norma BS EN 12350-10 (2010) (ver Figura 3.2), a qual estabelece um ensaio que mede a influência de armaduras sobre a passagem, ou restrição à passagem, de CRFA a fim de ser usado na moldagem de elementos estruturais. Consideração dessa natureza em projetos não é novidade no campo da construção civil, posto que já é comum a consideração de espaçamentos entre as barras das armaduras de forma que não bloqueiem a passagem do agregado graúdo.

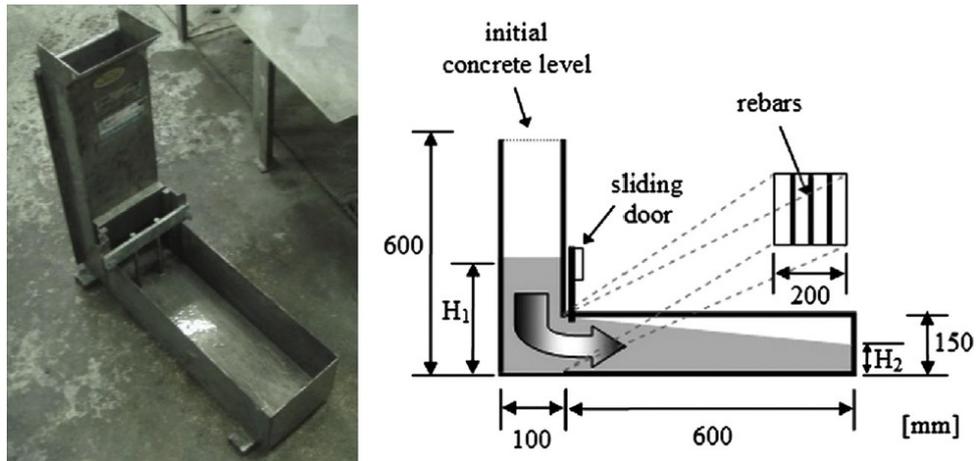


Figura 3.2 – Ensaio *L-Box*. (PONIKIEWSKI E KATZER, 2014).

3.2 CRFA NO ESTADO ENDURECIDO

3.2.1 Comportamento do CRFA na compressão simples

No que se refere à resistência à compressão do CRFA, não se observam diferenças relevantes em relação ao concreto convencional. O *fib-Model Code* (2010) apresenta essa observação através de suas recomendações, como se vê na Figura 3.3, em que pode-se notar que o concreto simples e o concreto reforçado com fibras apresentam o mesmo nível de resistência. KHALOO e AFSHARI (2005) confirmam essas recomendações de resistência à compressão de CRFA.

O que se nota de mais relevante na Figura 3.3 do *fib-Model Code* (2010) é o comportamento do concreto reforçado com fibras após a tensão máxima na compressão. Percebe-se que o decréscimo das tensões é menos acentuado, o que aponta para um comportamento mais dúctil (ou menos frágil). Esse comportamento foi também observado por YOO *et al.* (2015), segundo os quais o teor de fibras tem relação direta com a magnitude de ductilidade ou tenacidade apresentada pelo material após a tensão mais elevada, com exceção de concretos

de altíssima resistência (UHSC) e concretos com altos teores de fibra, para os quais o comportamento frágil foi inevitável em seus ensaios (Figura 3.4).

Ainda de acordo com os experimentos de YOO *et al.* (2015), no que concerne ao módulo de elasticidade, pouco foi o efeito causado pelas fibras em quaisquer dos teores estudados.

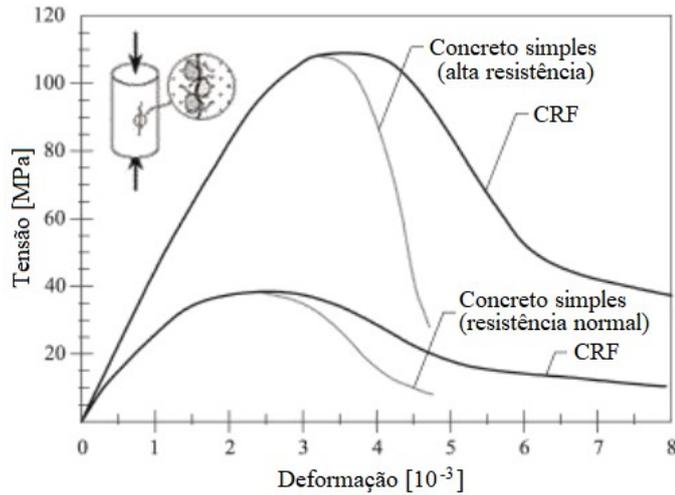


Figura 3.3 – Relação *tensão-deformação* para CRFA em compressão. (Adaptado de *fib-Model Code*, 2010).

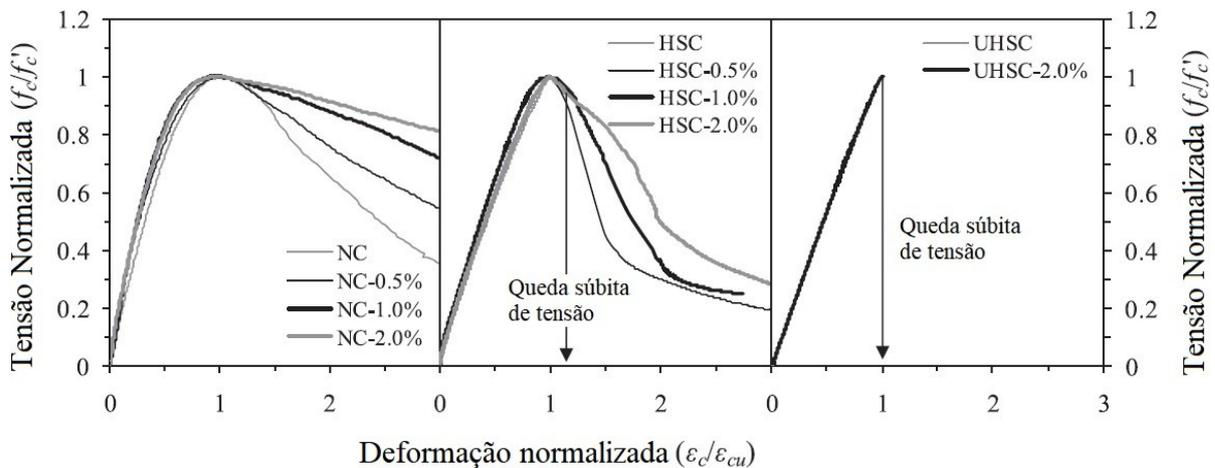


Figura 3.4 – Gráficos normalizados de *tensão-deformação*. (Adaptado de YOO *et al.*, 2015).

3.2.2 Comportamento do CRFA na Tração Simples

LÖFGREN (2005) descreve uma relação linear do CRFA sob esforço de tração simples até o ponto de primeira fissura (ver Figura 3.5) a partir da qual identifica-se uma característica de deformações que classifica o material em comportamento *strain-softening* (amolecimento) ou *strain-hardening* (endurecimento). O material atuando sob o efeito *strain-softening* é caracterizado por desenvolver a abertura de apenas uma fissura e por resistir a carregamentos

gradualmente menores a partir dessa fissura. O efeito de *strain-hardening* configura-se pela formação de múltiplas fissuras e crescente capacidade de absorver o carregamento aplicado, até o ponto em que prevalece o domínio de uma única fissura com acentuada abertura, o que sinaliza o decréscimo de cargas. Observa-se na Figura 3.5 que, a partir da predominância de uma fissura, em condição de endurecimento ou amolecimento, a abertura w torna-se o parâmetro relevante em vez da deformação ε , tendo em vista que, deste ponto em diante, pode-se admitir que todo o deslocamento do corpo é devido à abertura da fissura dominante.

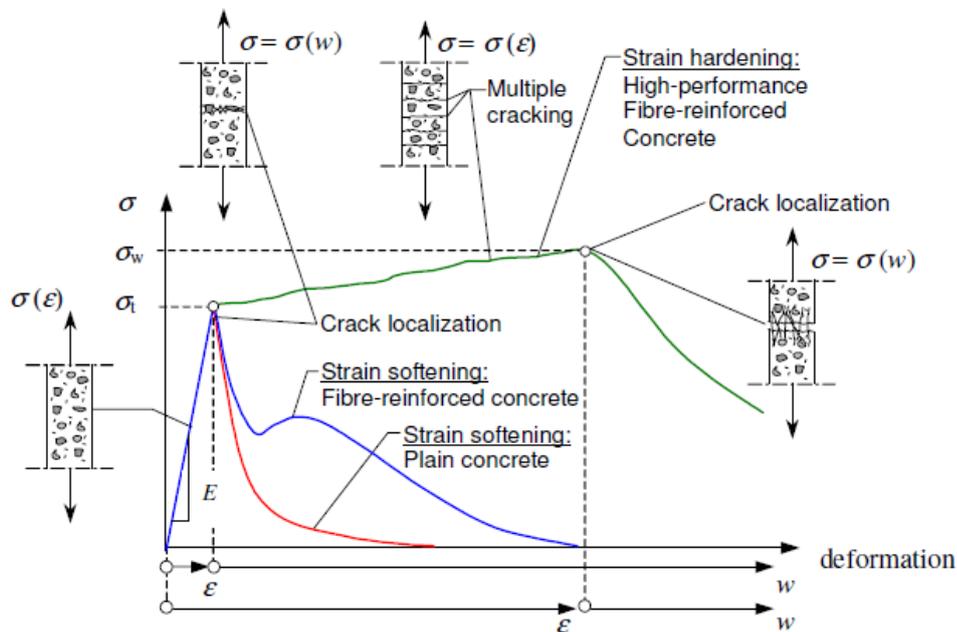


Figura 3.5 – Comportamento do CRFA sob tração. (LÖFGREN, 2005).

O desempenho pós-fissuração do CRFA pode ser avaliado através do ensaio de tração direta e o RILEM TC 162-TDF (2001) traz recomendações para a realização deste teste, utilizando corpos de prova cilíndricos entalhados (Figura 3.6a). Outro formato de corpo de prova, como o utilizado por AMIN *et al.* (2013), é o chamado “*dogbone*” (Figura 3.6b). Entretanto, por conta das dificuldades intrínsecas ao ensaio de tração direta de materiais cimentícios, normas e recomendações têm direcionado ao uso de elementos prismáticos em ensaios de flexão a três pontos (ou a quatro pontos), a partir dos quais são estabelecidos parâmetros de tensões associados ao comportamento pós-fissuração do CRFA.

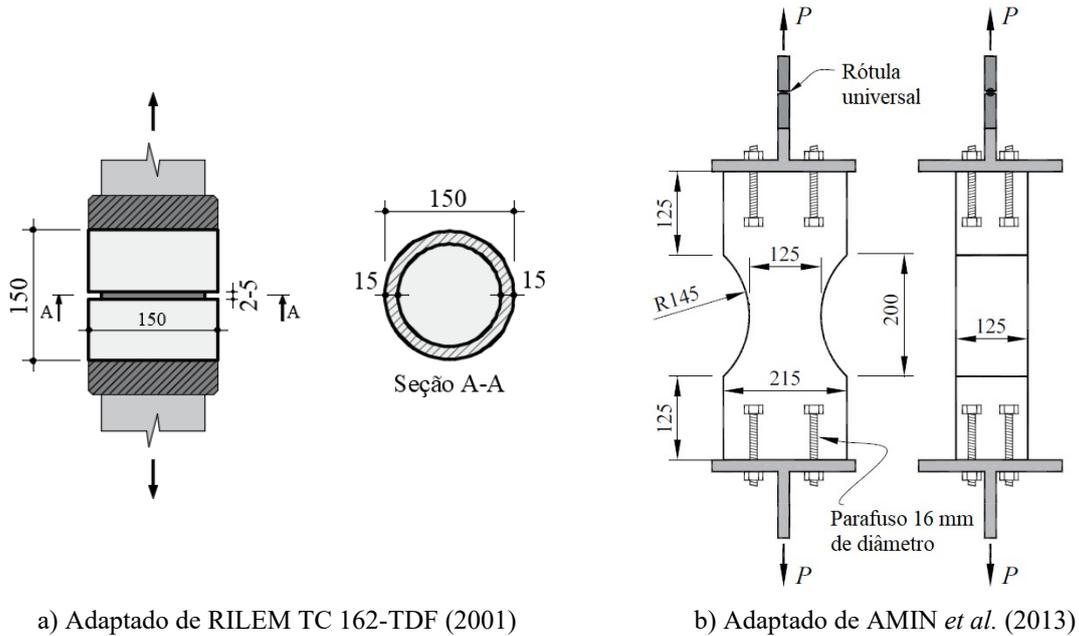


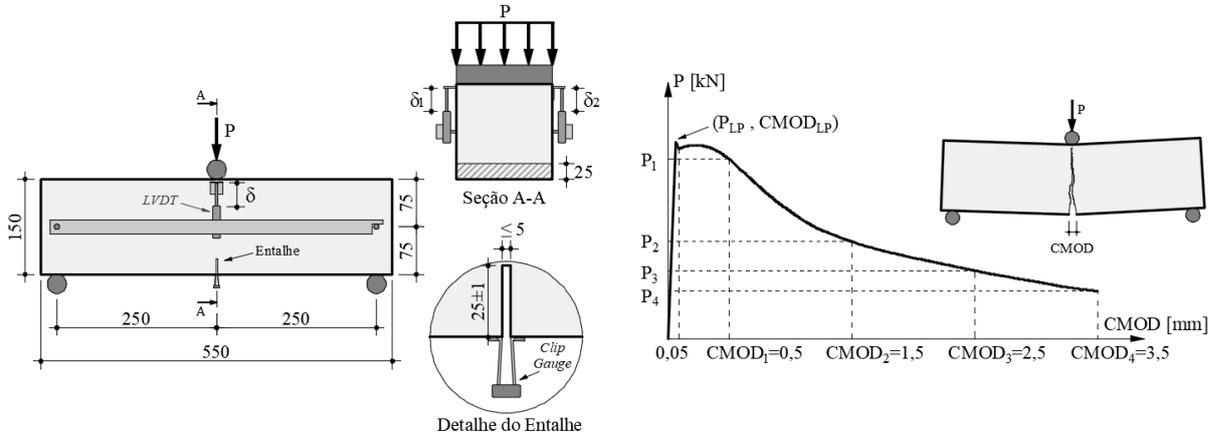
Figura 3.6 – Ensaio de tração direta (cotas em mm).

3.2.3 Comportamento do CRFA na Flexão

A norma europeia EN 14651 (2005) e as recomendações de RILEM TC 162-TDF (2002) orientam ao uso de prismas entalhados nas dimensões mostradas na Figura 3.7a para a caracterização do CRFA em ensaio de flexão a três pontos. O ensaio permite a obtenção da relação P - $CMOD$ ou P - δ , em que P é a carga aplicada, $CMOD$ (*crack mouth opening displacement*) é a abertura do entalhe, medido conforme ilustrado no detalhe da Figura 3.7a, e δ é o deslocamento a meio vão. Ainda na Figura 3.7a, o *LVDT* e o *Clip Gauge* são transdutores apropriados para os registros de δ e $CMOD$, respectivamente. Das relações obtidas entre P e $CMOD$ (ou entre P e δ), obtêm-se as tensões residuais f_{Ri} , determinadas para valores específicos de $CMOD_i$ ou δ_i , com $i=1,2,3$ ou 4 , a partir da Equação 3.1, em que P_i é a carga correspondente a $CMOD_i$ ou δ_i , L é o vão entre apoios, b_w é a largura da base da seção transversal e h_{sp} é a altura da seção entalhada. Os valores estabelecidos para $CMOD_i$, e equivalentes δ_i , encontram-se na Tabela 3.1. Os códigos demandam, ainda, que seja determinado o *limite de proporcionalidade*, f_{LP} , que é definido pela maior tensão encontrada no intervalo $[0;0,05]$, em mm, para $CMOD$ ou para δ . O valor de f_{LP} pode ser obtido pela Equação 3.1, fazendo $P_i = P_{LP}$, em que P_{LP} é a maior carga registrada no intervalo mencionado acima.

$$f_{Ri} = \frac{3}{2} \frac{P_i L}{b_w h_{sp}^2}$$

Equação 3.1



a) Detalhes do ensaio (cotas em mm)

b) Exemplo de gráfico *P-CMOD*

Figura 3.7 – Ensaio de flexão a três pontos, segundo EN 14651 (2005) e RILEM TC 162-TDF (2002).

Tabela 3.1 – Relação entre *CMOD* e δ .

<i>Tensão Residual</i>	<i>EN 14651 (2005)</i>		<i>RILEM TC 162-TDF (2003)</i>	
	<i>CMOD (mm)</i>	δ (mm)	<i>CMOD (mm)</i>	δ (mm)
f_{R1}	0,5	0,47	0,5	0,46
f_{R2}	1,5	1,32	1,5	1,31
f_{R3}	2,5	2,17	2,5	2,15
f_{R4}	3,5	3,02	3,5	3,00

Com a mesma finalidade, ASTM C1609/C (2010) estabelece procedimentos semelhantes para a avaliação da performance do concreto reforçado com fibras. Nesse código, testam-se espécimes prismáticos *não-entalhados* cujas dimensões, representadas na Figura 3.8a, são dadas segundo os critérios a seguir.

- 1) $L_T \geq 3 \cdot D + 50 \text{ mm}$, com L_T não inferior a 350 mm;
- 2) $L_T \leq L + 2 \cdot D$;
- 3) $b \geq 3 \cdot l_f$;
- 4) $D \geq 3 \cdot l_f$.

Nos itens de 1 a 4, acima, L_T é o comprimento total do prisma, L é o vão entre os apoios, l_f é o comprimento da fibra, b e D são, respectivamente, a base e a altura da seção transversal.

Os prismas são submetidos à *flexão a quatro pontos* e as tensões residuais, f , são determinadas pela Equação 3.2, em que P é a carga aplicada. Pontos importantes para a determinação de tensões residuais são $L/600$ e $L/150$ nas abscissas do gráfico *carga-deflexão* (Figura 3.8b), sendo que valores intermediários a estes podem ser determinados pela Equação 3.2 de acordo com a análise de interesse.

$$f = \frac{P L}{b D^2}$$

Equação 3.2

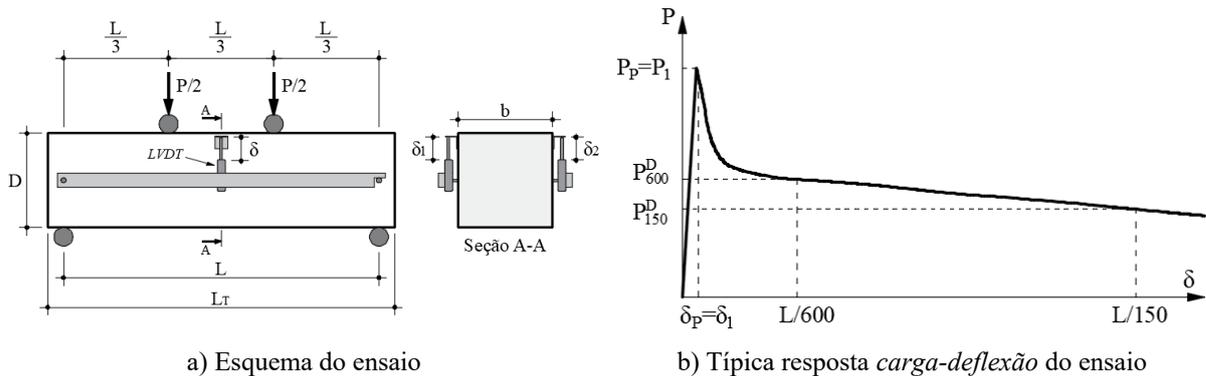


Figura 3.8 – Ensaio de flexão a quatro pontos, segundo ASTM C1609/C (2010).

3.2.4 Arrancamento de fibras de aço

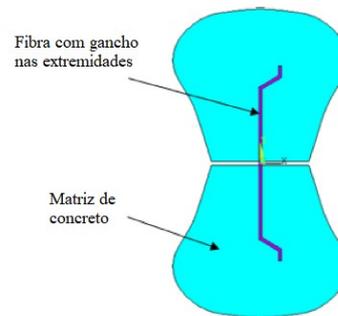
De acordo com SIMÕES *et al.* (2017), a resistência ao arrancamento de uma fibra da matriz do concreto é devida à força interfacial entre a matriz do concreto e a fibra, a direção em que a força de arrancamento é aplicada na fibra e mecanismos de ancoragem. Os autores investigaram a influência da resistência do concreto e da geometria da fibra de aço no desempenho da interface *concreto-fibra* e evidenciaram, através de experimentos e simulações computacionais, que a resistência do concreto influencia largamente na interação entre o concreto e a fibra de aço, tornando o fator de forma da fibra – por fornecer, implicitamente, informações sobre a área de contato – um importante parâmetro a considerar na avaliação da resistência ao arrancamento. Ademais, também foi reportado pelos autores que fibras de aço com mecanismos de ancoragem em suas extremidades apresentam maior resistência ao arrancamento em relação às fibras lisas (sem mecanismo de ancoragem).

KHABAZ (2016) também realizou ensaios de arrancamento de fibras de aço de um corpo de concreto (Figura 3.9a). Em sua investigação, além de submeter a este ensaio fibras de aço dos tipos *lisa* (sem mecanismos de ancoragem) e *hooked end* (fibras com deformações nas extremidades), o autor produziu simulações numérico-computacionais (Figura 3.9b) a fim de

monitorar o desenvolvimento de tensões em diferentes direções. O autor descreve três fases no processo de sollicitação das fibras no arrancamento: na primeira, existe ligação perfeita e completa (adesão) – sem fissuras – entre o concreto e a fibra. Na segunda fase, ocorre a ruptura da ligação interfacial concreto-fibra em torno da seção transversal da fibra e ao longo de certo comprimento, o que caracteriza a formação do que ele chama de *fissuras cilíndricas* em torno da fibra. Nessa fase, a oposição ao arrancamento se dá pela ancoragem da fibra, pela adesão ainda existente em parte do comprimento da fibra e pelo atrito no trecho das fissuras cilíndricas. No prosseguir da sollicitação, as fissuras estendem-se continuamente ao longo da fibra até que o *cilindro de fissuração* alcance todo o comprimento da fibra dentro da matriz. Neste ponto, é iniciada a terceira fase, na qual passa a ocorrer escorregamento da fibra em relação à massa de concreto.



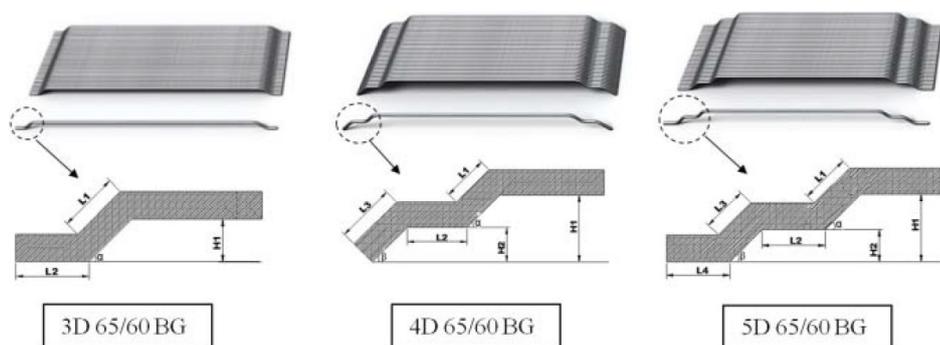
a) Aparato de ensaio.



b) Modelo computacional.

Figura 3.9 – Teste de arrancamento (KHABAZ, 2016).

Do ponto de vista do desempenho das fibras de aço, KHABAZ (2016) verificou que a resistência ao arrancamento de fibras do tipo *hooked end* foi até cinco vezes maior que a da fibra lisa. Essa melhoria no desempenho também foi atestada no trabalho de ABDALLAH *et al.* (2016), que avaliou a influência de mecanismo estendido de ancoragem no arrancamento de fibras de aço (ver Figura 3.10).

Figura 3.10 – Mecanismos de ancoragem avaliados por ABDALLAH *et al.* (2016).

4 CISALHAMENTO EM VIGAS DE CRFA

Neste capítulo, são apresentados três estudos em que os autores investigaram o comportamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço sob esforços de cisalhamento.

4.1 GALI e SUBRAMANIAM (2019)

Neste estudo, foi avaliado o comportamento sob cisalhamento de vigas de concreto reforçado com fibras de aço em diferentes relações a/d (vão de cisalhamento e altura útil), que foram definidas em 1,8, 2,25 e 3. A investigação consistia em testar, em cisalhamento, vigas reforçadas apenas com fibras de aço, ou seja, sem a presença de estribos no trecho estudado. Além de vigas de referência, foram preparadas vigas em CRFA nos teores de fibra, C_f , de 0,5 % e 0,75 %, totalizando 11 vigas no programa experimental. Espécimes cúbicos foram utilizados para avaliar a resistência à compressão, f_c , dos concretos. Para garantir ruptura de cisalhamento na região de teste, foram providenciados estribos de 8 mm de diâmetro no outro vão de cisalhamento a espaçamentos de 150 mm. O reforço longitudinal de tração era composto de duas barras de 16 mm de diâmetro. A Tabela 4.1 revela os parâmetros utilizados no estudo e a Figura 4.1 mostra o sistema de ensaio adotado.

Tabela 4.1 – Parâmetros do estudo de GALI e SUBRAMANIAM (2019).

<i>Viga</i>	<i>a/d</i>	<i>C_f</i> (%)	<i>f_c</i> [Desv. Pad.] (MPa)
1.8F00	1,8	0	38,8 [0,97]
1.8F50	1,8	0,50	40,4 [2,29]
1.8F75	1,8	0,75	44,2 [1,04]
2.25F00	2,25	0	36,4 [1,53]
2.25F50	2,25	0,50	42,7 [2,16]
2.25F75	2,25	0,75	45,6 [0,6]
3F00	3	0	39,8 [1,66]
3F50	3	0,50	43,1 [1,51]
3F75	3	0,75	45,3 [1,54]

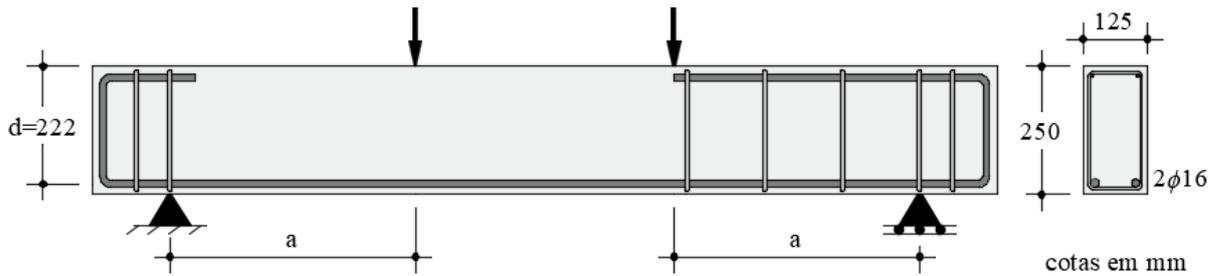


Figura 4.1 – Esquema de ensaio de GALI e SUBRAMANIAM (2019)..

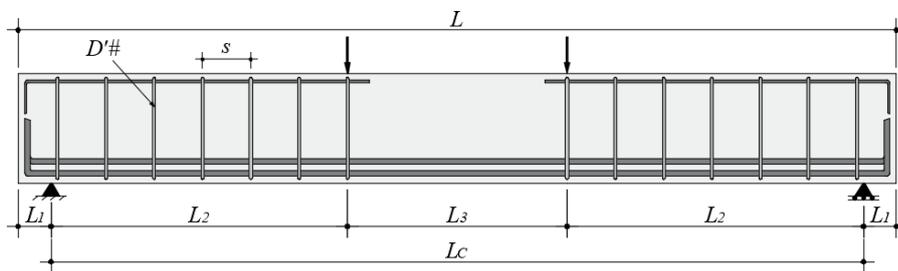
Os autores observaram que o aumento da relação a/d conduziu a resistências menores e que o modo de ruína para as vigas com $a/d=2,25$ e $a/d=3$ foi em flexo-cisalhamento (ação conjunta de flexão e cisalhamento), enquanto que para a viga com $a/d=1,8$, a ruína se deu por cisalhamento. Também é reportado que maiores resistências são alcançadas com maiores teores de fibras na massa do concreto e que a presença das fibras resulta em rupturas dúcteis devido ao melhor controle de fissuras. Em alguns casos, com altos consumos de fibras de aço, a ruptura foi alterada do modo de cisalhamento para o modo de flexão.

4.2 YOO e YANG (2018)

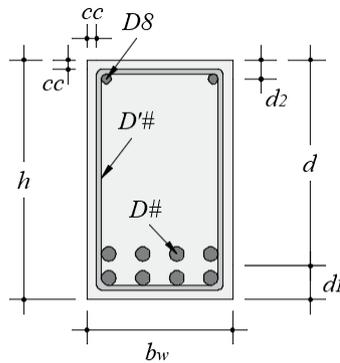
Estes autores investigaram os efeitos de fibras aço, de estribos e do tamanho das vigas sobre o comportamento em cisalhamento de vigas moldadas em concreto de alta resistência. A ideia principal do estudo era a de avaliar o desempenho de vigas de CRFA, sem estribos, em contraste com vigas de concreto simples e reforçadas com estribos, a uma taxa mínima de armadura transversal. Seis vigas foram preparadas para ensaios destrutivos, das quais três vigas possuíam fibras no teor de 0,75% do volume de concreto; as demais vigas apresentavam reforço transversal com estribos de diâmetros 8 mm, 13 mm e 16 mm, com espaçamentos de 210 mm, 325 mm e 445 mm, respectivamente. Os diâmetros das armaduras longitudinais de tração variavam de 25 mm a 38 mm; das longitudinais de compressão o diâmetro era de 8 mm para todas as vigas. As dimensões de seção transversal variavam de 300 mm×500 mm a 600 mm×1000 mm. Detalhes referentes às vigas e ao sistema de ensaio envolvido no estudo encontram-se na Tabela 4.2 e na Figura 4.2. As propriedades do concreto de alta resistência, relativas ao concreto simples, HSC, e ao concreto com fibras, SFR-HSC, como resistência à compressão, f_c , e parâmetros obtidos do ensaio de caracterização em flexão a quatro pontos, estão na Tabela 4.3.

Tabela 4.2 – Dimensões das vigas de YOO e YANG (2018).

Vigas	D#	D'#	L_1	L_2	L_3	L_c	L	s	h	b_w	d	d_1	d_2
S-F0	D25	D8	350	1350	1000	3700	4400	210	500	300	420	80	27
S-F0.75	D25	–	350	1350		3700	4400	–	500	300	420	80	–
M-F0	D32	D13	390	2110		5220	6000	325	750	450	648	102	34
M-F0.75	D32	–	390	2110		5220	6000	–	750	450	648	102	–
L-0	D38	D16	410	2890		6780	7600	445	1000	600	887	113	34
L-0.75	D38	–	410	2890		6780	7600	–	1000	600	887	113	–



a) Detalhes da geometria das vigas



b) Detalhes da seção transversal

Figura 4.2 – Esquema das vigas de YOO e YANG (2018).

Tabela 4.3 – Propriedades dos concretos de YOO e YANG (2018).

Concreto	f_c [MPa]	f_{LOP} [MPa]	$R_{L/300}$ [MPa]	$R_{L/150}$ [MPa]
HSC	60,5	4,92	–	–
SFR-HSC	62,5	5,58	8,70	6,84

Nota: HSC = concreto de alta resistência; SFR-HSC = Concreto de alta resistência com fibras; f_c = resistência à compressão do concreto; f_{LOP} = resistência à primeira fissura; $f_{L/300}$ = resistência residual à deflexão de $L/300$; $f_{L/150}$ = resistência residual à deflexão de $L/150$.

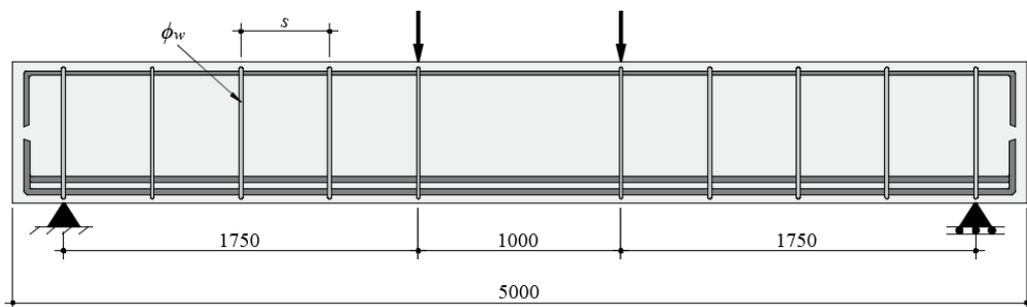
Os autores concluíram que os efeitos do fator de escala, ou seja, as dimensões das peças, foi mais significativo nas vigas de CRFA, levando-as a apresentarem magnitudes de resistência substancialmente menores que as respectivas vigas de concreto simples reforçadas com

estribos. Isso se deu, provavelmente, devido à limitação que as paredes das formas das vigas impõem à aleatoriedade da orientação das fibras.

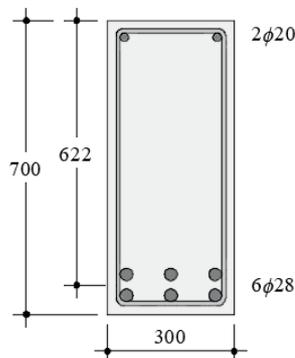
É relatado, também, a respeito da capacidade do CRFA de efetivamente controlar a propagação de fissuras, o que conduziu à formação de maior número de fissuras em relação ao concreto simples. Como resultado da capacidade do concreto com fibras de absorver tensões de tração, foi notado que a rigidez pós-fissuração das vigas reforçadas com fibras de aço foi maior do que no caso das vigas de concreto sem fibras. Afirmam, ainda, que o desempenho das vigas de CRFA foi inferior ao das vigas com estribos, em termos de abertura de fissura, pois os estribos garantiram ductilidade superior.

4.3 AMIN e FOSTER (2016)

Nesta investigação experimental, os pesquisadores analisaram o efeito conjunto de fibras de aço e armadura transversal tradicional, estribos, no reforço ao cisalhamento de vigas de concreto. Para isso, dez vigas foram produzidas, com variação nas proporções de fibras e nas taxas de armadura transversal, para serem submetidas à ruptura. Como exposto na Figura 4.3, todas as vigas apresentaram características geométricas idênticas, com seção transversal de 300 mm×700 mm e comprimento de 5000 mm.



a) Geometria das vigas (cotas em mm)



b) Seção transversal (cotas em mm)

Figura 4.3 – Detalhes das vigas de AMIN e FOSTER (2016).

Sabendo que o vão de cisalhamento adotado mede 1750 mm e que a altura efetiva d é 622 mm, a relação a/d fica estabelecida em 2,8. As barras de reforço longitudinal de tração e de compressão são, respectivamente, seis de 28 mm e duas de 20 mm de diâmetro. Os estribos foram dispostos a espaçamentos de 300 mm e 450 mm e com estribos de 6 mm e 10 mm de diâmetro, ϕ_w , conforme Tabela 4.4. Nessa tabela, também são indicados os valores nominais de consumo de fibra, C_f utilizados em cada viga, 0 kg/m³, 25 kg/m³ e 50 kg/m³. As características geométricas das fibras de alto desempenho utilizadas são o comprimento $l_f=60$ mm e o diâmetro $d_f=0,9$ mm, resultando em fator de forma igual a 65.

Tabela 4.4 – Características das vigas de AMIN e FOSTER (2016).

<i>Viga</i>	C_f (kg/m ³)	f_c (MPa)	ϕ_w (mm)	S (mm)
B0-450-10-450	0	34	10	450
B25-0-0-0	25		–	–
B25-550-6-450	25		6	450
B25-450-10-450	25		10	450
B25-400-6-300	25	46	6	300
B25-300-10-300	25		10	300
B0-550-6-450	0	36	6	450
B50-0-0-0	50		–	–
B50-550-6-450	50		6	450
B50-450-10-450	50		10	450

Foi demonstrado pelos autores ser possível substituir a taxa mínima da armadura transversal pelo reforço conferido pelas fibras de aço. Esse resultado foi possível mesmo em baixos consumos de C_f por conta do elevado desempenho das fibras, atribuído ao mecanismo estendido de ancoragem e de sua elevada resistência última. Apesar disso, foi verificado comportamento mais frágil nas vigas com fibras e sem estribos, quando analisadas após o carregamento máximo, do que aquelas apenas com estribos.

Adicionalmente, no que concerne à fissuração, os pesquisadores relataram que vigas com maiores teores de fibra apresentaram padrão disperso de fissuras com menor abertura, as quais tendiam a se unir para formar a fissura dominante de ruptura.

5 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

Esta seção se dedica a apresentar disposições normativas recomendadas para o cálculo da resistência ao cisalhamento de vigas em CRFA ou em concreto armado convencional. As recomendações do *fib*-Model Code (2010) serão exploradas.

5.1 *fib*-MODEL CODE (2010)

5.1.1 Vigas de Concreto Armado Convencional

O dimensionamento de vigas de concreto submetidas a esforços de cisalhamento deve obedecer as relações da Equação 5.1, que envolvem a parcela de contribuição do concreto, $V_{Rd,c}$, e a parcela de resistência devida ao reforço com estribos, $V_{Rd,s}$, sendo que a resistência da viga, V_{Rd} , deve ser superior à força de cisalhamento atuante, V_{Ed} , na seção de análise. Essa seção de análise, referida no código como “*seção de controle*”, tem a recomendação de ser estabelecida a uma distância mínima d da face dos apoios, sendo d a altura útil da seção transversal.

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad \text{Equação 5.1}$$

$V_{Rd,c}$ deve ser determinada pela Equação 5.2, com z sendo a altura efetiva de cisalhamento, que pode ser tomada como $0,9 \cdot d$, b_w sendo a largura da base da seção, f_{ck} é referente à resistência característica à compressão do concreto e o parâmetro γ_c , ao coeficiente de segurança atribuído a esse material. Nessa equação, k_v é o parâmetro que leva em conta a influência do diâmetro máximo do agregado, d_g , através do fator k_{dg} , e da deformação longitudinal, ε_x , da seção de controle a meia altura. O fator k_{dg} é dado pela Equação 5.3 e a deformação ε_x é estabelecida pela Equação 5.4, na qual são considerados o módulo de elasticidade E_s e a área A_{st} , ambos referentes ao reforço longitudinal de tração, além dos esforços atuantes de cisalhamento, V_{Ed} , de momento fletor, M_{Ed} , e normal, N_{Ed} (considerado positivo para tração). Ainda na Equação 5.4, Δe é uma medida de distância relacionada à protensão aplicada (não será tratada neste trabalho). Para o termo $\sqrt{f_{ck}}$ (f_{ck} em MPa), na Equação 5.2, não deve ser tomado valor maior que 8 MPa.

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z b_w \quad \text{Equação 5.2}$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (d_g \text{ em mm}) \quad \text{Equação 5.3}$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2 E_s A_{st}} \left[\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \left(\frac{1}{2} \mp \frac{\Delta e}{z} \right) \right] \quad \text{Equação 5.4}$$

O parâmetro k_v , conforme sugerido pelo *fib*-Model Code (2010), se obtém pela Equação 5.5, de acordo com o Nível de Aproximação adotado. No Nível de Aproximação I, considera-se que $d_g \geq 10$ mm e $\varepsilon_x = 0,00125$, sem levar em conta as magnitudes dos esforços atuantes. Já o Nível de Aproximação II exige que não sejam desprezados V_{Ed} , M_{Ed} e N_{Ed} (quando houver) ao se considerar ε_x , que se obtém pela Equação 5.4.

$$k_v = \begin{cases} \frac{180}{1000 + 1,25 z} & \text{para o Nível de Aproximação I} \\ \frac{0,4}{1 + 1500 \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} z} & \text{para o Nível de Aproximação II} \end{cases} \quad \text{Equação 5.5}$$

A parcela $V_{Rd,s}$ é calculada pela Equação 5.6, em que A_{sw} é a área de reforço transversal referente a um estribo, s_w é o espaçamento entre os estribos, z identifica a altura efetiva de cisalhamento, f_{ywd} e α referem-se, nessa ordem, à tensão de escoamento de projeto e à inclinação do estribo relativamente ao eixo longitudinal, e θ informa a inclinação do campo de compressão (o qual coincide com a orientação teórica generalizada das fissuras de cisalhamento) também em relação ao eixo longitudinal da viga. Quanto à θ , o *fib*-Model Code (2010) estabelece que, em projeto, pode-se arbitrar o ângulo do campo de compressão de tal modo que $\theta_{min} \leq \theta \leq \theta_{max}$, onde $\theta_{max} = 45^\circ$ e θ_{min} , semelhantemente ao caso de k_v , é determinado segundo níveis de aproximação. A Equação 5.7 estabelece θ_{min} para os Níveis de Aproximação I e II.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} z f_{ywd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) \sen \alpha \quad \text{Equação 5.6}$$

No Nível de Aproximação I, θ_{min} é estabelecido em 30° para elementos de concreto armado em que sejam desprezíveis forças normais de tração ou de compressão eventualmente presentes. O Nível de Aproximação II estipula que, no cálculo de θ_{min} , considere-se a

deformação ε_x , (Equação 5.4). O *fib*-Model Code (2010) sugere, ainda, os Níveis de Aproximação III e IV, os quais não serão apresentados, pois dizem respeito a casos e métodos que não serão explorados neste estudo.

$$\theta_{min} = \begin{cases} 30^\circ & \text{para o Nível de Aproximação I} \\ 20^\circ + 10000 \varepsilon_x & \text{para o Nível de Aproximação II} \end{cases} \quad \text{Equação 5.7}$$

A resistência, V_{Rd} , deve também ser confrontada com $V_{Rd,máx}$, referente à condição de esmagamento do concreto na diagonal comprimida, satisfazendo a relação $V_{Rd} \leq V_{Rd,máx}$. Na Equação 5.8, que define $V_{Rd,máx}$, k_c é o fator de redução da resistência, dado pela Equação 5.9. k_ε e η_{fc} são determinados pelas Equações 5.10 e 5.11, respectivamente.

$$V_{Rd,máx} = k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w z \text{sen} \theta \cos \theta \quad \text{Equação 5.8}$$

$$k_c = k_\varepsilon \eta_{fc} \quad \text{Equação 5.9}$$

$$k_\varepsilon = \begin{cases} 0,55 & \text{para o Nível de Aproximação I} \\ \frac{1}{1,2 + 55 \varepsilon_l} \leq 0,65 & \text{para o Nível de Aproximação II} \end{cases} \quad \text{Equação 5.10}$$

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad \text{Equação 5.11}$$

5.1.2 Vigas em CRFA

Considerando o caso de vigas em CRFA que apresentam reforço longitudinal convencional, a Equação 5.1 passa a ser escrita na forma da Equação 5.12, na qual $V_{Rd,F}$ leva em conta a ação conjunta do concreto com as fibras e é determinado pela Equação 5.13. Nessa equação, γ_c é o fator de segurança para concreto simples e k é o parâmetro referente ao fator de escala que é dado por $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$. Outros parâmetros importantes são a taxa da armadura longitudinal de tração, ρ_l , as resistências à tração, f_{ctk} , e à compressão, f_{ck} , do concreto, a tensão residual última, f_{Ftuk} , e a tensão σ_{cp} , dada pela Equação 5.14, que considera a ação de eventual esforço

normal N_{Ed} (compressão considerada positiva) sobre a área bruta da seção A_c . Na Equação 5.14, f_{cd} é dado por $\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$. Quanto ao parâmetro f_{Ftuk} , deve ser calculado pela Equação 5.15, em que $w_u=1,5$ mm e $f_{Fts}=0,45f_{R1}$. Para incluir em V_{Rd} o efeito de estribos, associados ao CRFA, V_{Rds} é avaliado conforme a Equação 5.6.

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,s} \quad \text{Equação 5.12}$$

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} k \left[100 \rho_l \left(1 + 7,5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right]^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right\} b_w d \quad \text{Equação 5.13}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd} \quad \text{Equação 5.14}$$

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5 f_{R3} + 0,2 f_{R1}) \geq 0 \quad \text{Equação 5.15}$$

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo visa esclarecer a metodologia e os materiais empregados no experimento da pesquisa. Para esse fim, será discutido o método de ensaio, onde se informam as características das vigas, o projeto de instrumentação, o sistema de ensaio e a caracterização dos materiais, concreto, aço, fibras de aço. Importa salientar que na etapa de caracterização, foram realizados os ensaios de compressão, tração e flexão.

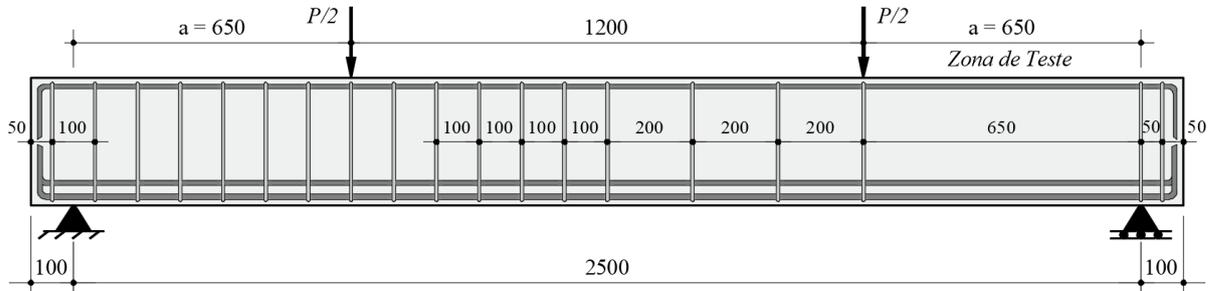
6.1 MÉTODO DE ENSAIO

6.1.1 Características das vigas

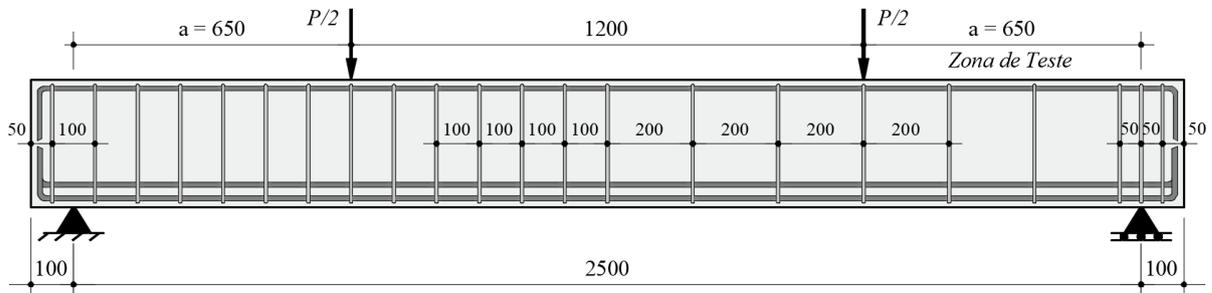
Para discutir a influência do mecanismo de reforço propiciado pelas fibras de aço na resistência ao cisalhamento de vigas em CRFA, cinco vigas foram preparadas e testadas até a ruína, sendo duas de referência – uma com reforço transversal convencional (estribos) e outra sem qualquer reforço à solicitação de corte – e três reforçadas com fibras. Todas as vigas apresentaram dimensões invariáveis, 150 mm×300 mm×2700 mm, sendo o vão efetivo igual a 2500 mm, de acordo com a Figura 6.1. A análise dessa figura também revela informações importantes quanto às condições de apoio e carregamento. Os apoios adotados atribuíram às vigas a condição isostática de simplesmente apoiada e o carregamento foi planejado para facilitar o modo de ruína estimado: cisalhamento. Ademais, identificam-se na Figura 6.1 os elementos empregados nos reforços longitudinal e transversal das vigas. O reforço longitudinal foi composto por cinco barras de aço com 12,5 mm de diâmetro na região tracionada da viga e por duas barras com 6,3 mm de diâmetro na comprimida (Figuras 6.1c e 6.1d). Portanto, têm-se para as taxas de reforço longitudinal tracionado e comprimido, respectivamente, $\rho_{lt} = 1,54\%$ e $\rho_{lc} = 0,16\%$. O reforço transversal, constituído por barras de aço com 5,0 mm de diâmetro, apresentou a distribuição mostrada nas Figuras 6.1a e 6.1b. O trecho próximo ao apoio de primeiro gênero figura a *zona de teste*. Dessa maneira, possibilita-se avaliar a eficácia individual do reforço assegurado pelas fibras de aço e pelo reforço transversal tradicional com estribos. Nessa apresentação, a taxa de reforço transversal é expressa por ρ_w . Informa-se que um cobrimento de 10 mm foi empregado nas vigas.

O consumo de fibras, C_f , representa a única variável do estudo, variando em 45 kg/m³, 60 kg/m³ e 75 kg/m³, ou em valores percentuais, 0,6%, 0,8% e 1,0% do volume de concreto. C30 foi a classe de resistência adotada para as vigas, ou seja, resistência média à compressão, f_{cm} , de 30 MPa aos 28 dias de idade. Um resumo das principais características das vigas é

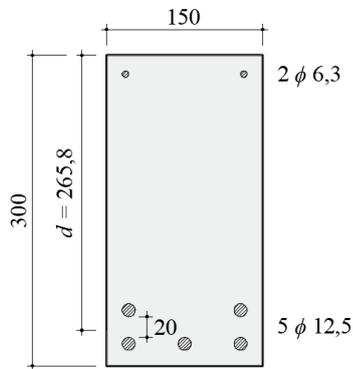
apresentado na Tabela 6.1. Nessa tabela a razão a/d exprime a relação entre o vão de cisalhamento, $a = 650$ mm, e a altura útil da viga, $d = 265,8$ mm, e l_f/d_f concerne ao fator de forma da fibra. Sendo l_f o comprimento da fibra e d_f o seu diâmetro. As especificações das fibras serão apresentadas logo mais na seção referente aos materiais.



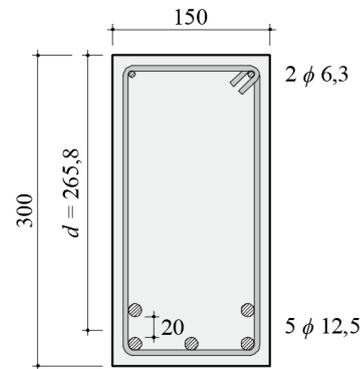
a) CF0W0 e CRFA



b) CF0W13



c) Seção das vigas CF0W0 e em CRFA



d) Seção da viga CF0W13

Figura 6.1 – Características geométricas das vigas (cotas em mm).

Tabela 6.1 – Resumo das características das vigas.

Vigas	a/d	f_{cm} (MPa)	ρ_{lt} (%)	ρ_{lc} (%)	ρ_w (%)	C_f		l_f/d_f
						(kg/m ³)	(%)	
CF0W0	2,4	30	1,54	0,16	0,0	0	0,0	≈ 65,0
CF0W13					0,13	0	0,0	
CF45W0					0,0	45	0,6	
CF60W0					0,0	60	0,8	
CF75W0					0,0	90	1,0	

6.1.2 Projeto de instrumentação

A avaliação do comportamento das vigas foi viabilizada a partir das relações carga-deslocamento, $P-\delta$, e momento-curvatura, $M-\phi$. O registro da carga P se deu a partir de uma célula de carga, instalada junto ao cilindro hidráulico, elemento responsável pelo carregamento das vigas e acionado por uma bomba hidráulica. O sistema de carregamento – célula, cilindro e bomba – será detalhado a seguir, na seção referente ao sistema de ensaio. A anotação do deslocamento δ , que possibilitou a análise da relação $P-\delta$, foi obtida a partir de um *LVDT* (transdutor de deslocamento), modelo *LDS-100*, fabricante *LD Sensors Ltd*. Esse equipamento, designado por D_I na Figura 6.2, foi instalado na seção central da viga. Nessa figura, identifica-se também o dispositivo de fixação do *LVDT*, *Yoke*. Esse aparato beneficia o registro do deslocamento, minimizando o risco de leituras indesejáveis, provenientes, por exemplo, de deformações nos apoios. Além disso, com esse mecanismo se assegura o registro do deslocamento referente ao eixo longitudinal da viga.

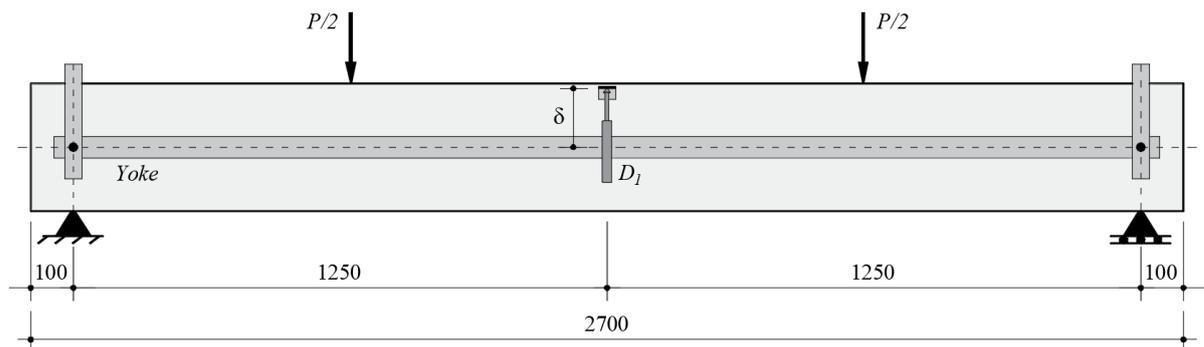
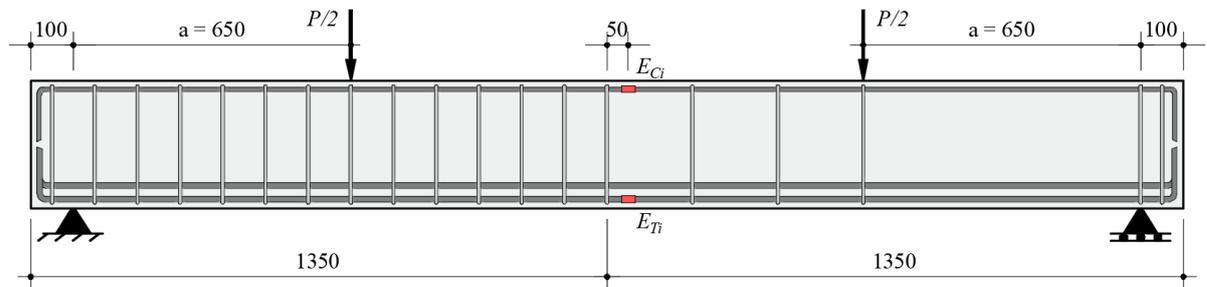


Figura 6.2 – Instrumentação para registro do deslocamento (cotas em mm).

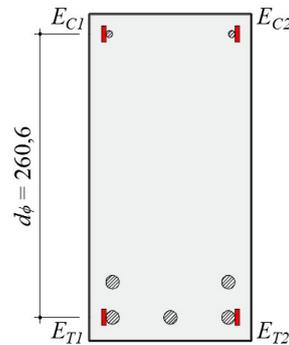
No que se refere à relação $M-\phi$, informa-se que o momento M foi estabelecido analisando o equilíbrio estático da viga como um sólido rígido, conforme mostra a Equação 6.1. A curvatura ϕ foi determinada a partir das deformações registradas por extensômetros elétricos de resistência que foram instalados nas barras longitudinais dos reforços tracionados e comprimidos. A Figura 6.3a revela a seção instrumentada. Nessa figura, E_{C_i} e E_{T_i} , com $i = 1$ e 2 , identificam, nesta ordem, os sensores nas barras comprimidas e tracionadas. Portanto, a curvatura ϕ pôde ser estimada, adotando-se as hipóteses do modelo de viga de *Euler-Bernoulli*, consultando a Equação 6.2. Nessa expressão, $E_{C,m}$ e $E_{T,m}$ dizem respeito às deformações médias obtidas em E_{C_i} e E_{T_i} , respectivamente, e d_ϕ representa a distância entre os eixos das barras instrumentadas dos reforços comprimido e tracionado, como indicado na Figura 6.3b.

$$M = \frac{Pa}{2} \quad \text{Equação 6.1}$$

$$\phi = \frac{|E_{C,m}| + |E_{T,m}|}{d_\phi} \quad \text{Equação 6.2}$$



a) Vista lateral



b) Seção transversal instrumentada

Figura 6.3 – Instrumentação para o registro das deformações nos reforços longitudinais (cotas em mm).

6.1.3 Sistema de ensaio

O sistema de ensaio idealizado para essa pesquisa (ver Figura 6.4) visou reproduzir com bastante praticidade as condições de contorno e carregamento mostradas na Figura 6.1. O carregamento foi aplicado a partir de um cilindro hidráulico com capacidade de 1000 kN. O acionamento do cilindro foi realizado através de uma bomba hidráulica elétrica, com ajuste fino do controle de vazão. Ambos o cilindro e a bomba hidráulica são da fabricante *ENERPAC* (Figura 6.5a). A bomba hidráulica (modelo ZE-4440 MG) permitiu que houvesse bom controle da aplicação do carregamento, de modo que pôde-se estabelecer um incremento de deslocamento central da viga de aproximadamente 0,15 mm/min até um carregamento próximo do escoamento da armadura. Após esse ponto, a taxa de deslocamento passou a ser em torno de 4 vezes maior. Sobre o cilindro foi instalada uma célula de carga (Figura 6.5b) com 1000 kN de capacidade e 0,2 kN de precisão, modelo *Cohuna C*, da fabricante

ALFA INSTRUMENTOS, a qual viabilizou o registro do carregamento. Informa-se, outra vez, que esse conjunto – célula de carga, cilindro hidráulico e bomba hidráulica – constitui o *sistema de carregamento* do experimento. Para concretizar a ideia referente aos apoios, roletes metálicos foram utilizados para reproduzir os apoios de primeiro e segundo gêneros das vigas (Figura 6.5c). O arranjo desses elementos é mostrado na Figura 6.4 a qual revela, ainda, mais dois elementos: um perfil metálico responsável pela aplicação da carga na viga testada e a seção transversal do pórtico de reação.

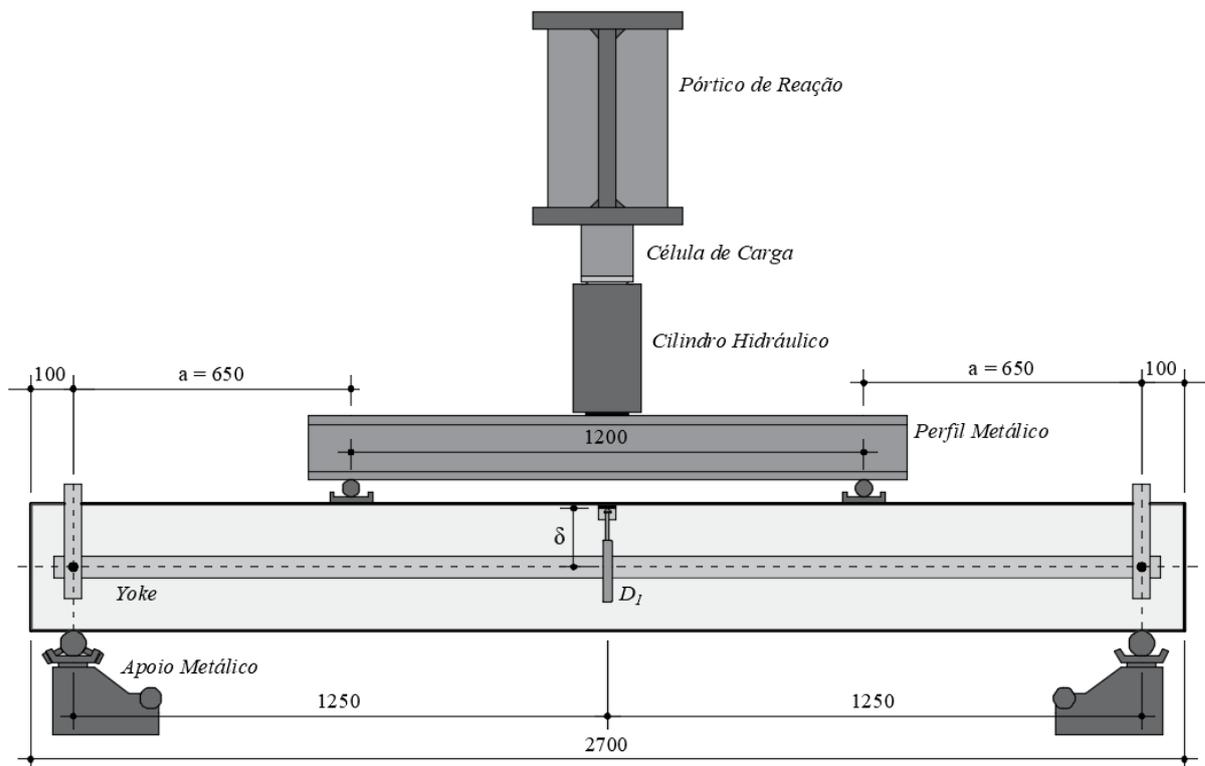


Figura 6.4 – Esquema do sistema de ensaio (cotas em mm).

A coleta dos dados referentes ao carregamento (*célula de carga*), ao deslocamento (*LVDT*) e às deformações (*extensômetros*) foi realizada pelo *sistema de aquisição de dados*, composto pelo registrador de dados ALMEMO® 5690-2, da fabricante AHLBORN (Figura 6.5d), e por um *laptop*. Os dados eram coletados continuamente a uma frequência de 6 Hz. A Figura 6.6 mostra a disposição final de todos os elementos do *sistema de carregamento* e do *sistema de aquisição de dados*.



Figura 6.5 – Elementos do sistema de ensaio.

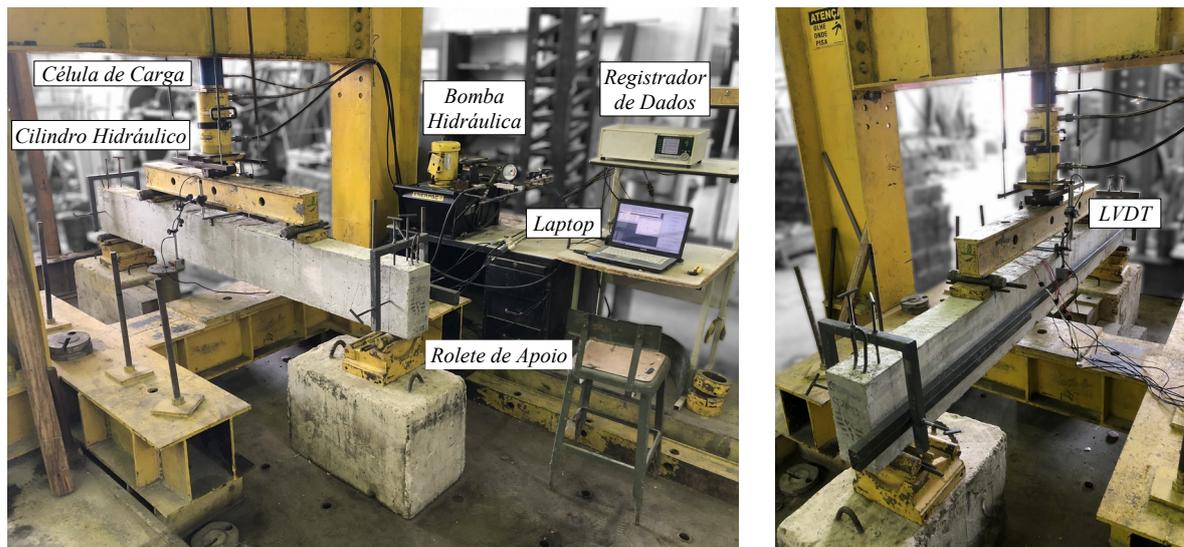


Figura 6.6 – Disposição final do sistema de carregamento e do sistema de aquisição de dados.

6.2 MATERIAIS

6.2.1 Concreto

Relativamente aos concretos produzidos para este estudo, a resistência à compressão que se pretendia alcançar era de 30 MPa aos 28 dias de idade. Para isso, o quantitativo de materiais utilizados na composição dos concretos referentes às vigas do programa experimental foi conforme o descrito na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Consumo de materiais constituintes do concreto.

Concreto	Cimento ^a (kg/m ³)	Areia ^b (kg/m ³)	Brita ^c (kg/m ³)	a/c	Fibras ^d		Aditivo ^e (ml/m ³)
					(kg/m ³)	(%)	
CF0W0	380	696	1022	0,54	0	0	0
CF0W13					0	0	0
CF45W0					45	0,6	320
CF60W0					60	0,8	640
CF75W0					75	1,0	800

^a CII E32; ^b Areia média: Módulo de Finura = 2,92; ^c Brita 0: Diâmetro Máximo = 9,5mm NBR NM 248(2003); ^d Dramix3D 65/60;

^e Super Plastificante de Alto Desempenho MC-PowerFlow 1180;

No que concerne aos agregados graúdo e miúdo, foram realizados os procedimentos prescritos na NBR NM 248 (2003) para a determinação da composição granulométrica, cuja curva se observa na Figura 6.7. Nesta figura, o eixo referente à abertura das peneiras encontra-se em escala logarítmica e as curvas apresentam pontos entre os quais aplicou-se suavização de linha do tipo *B-Spline* com polinômio de grau 2. Informação a respeito do módulo de finura e diâmetro máximo podem ser achados nas notas da Tabela 6.2, acima.

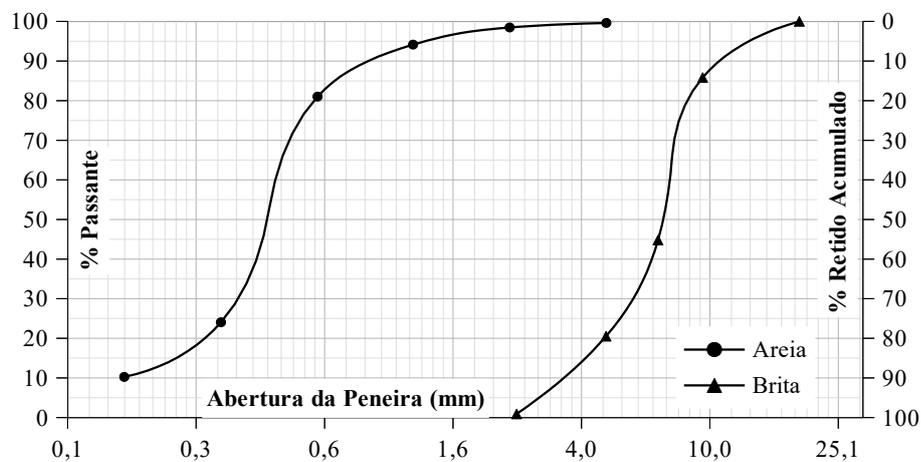


Figura 6.7 – Curva da composição granulométrica da areia e da brita.

Concretagem das Vigas e Moldagem de Amostras para Caracterização

Cada viga foi concretada em betonadas diferentes, de acordo com o indicado na Tabela 6.2, acima, sendo que, a cada betonada, amostras do material fresco foram colhidas para a moldagem de corpos de prova (cilindros e prismas), os quais foram submetidos, após o período de cura, a ensaios de caracterização mecânica. Os ensaios realizados nos corpos de prova foram: *ensaio de compressão simples* e *ensaio de tração na flexão*. Os corpos de prova moldados para o ensaio de compressão simples eram peças cilíndricas de dimensões

150 mm×300 mm. Já os espécimes a serem utilizados nos ensaios de tração na flexão eram peças de formato prismático com dimensões de 150 mm×150 mm×600 mm. Correspondentemente a cada uma das vigas, foram preparados três corpos de prova para cada ensaio de caracterização mecânica a ser realizado (no caso dos concretos sem fibras, não foram preparados prismas). Os detalhes dos sistemas de ensaio, bem como os resultados, serão apresentados nas seções seguintes.

Ensaio de Compressão Simples

A resistência à compressão do concreto foi avaliada a partir do ensaio de compressão. O sistema de ensaio foi preparado como esquematizado na Figura 6.8. A referida figura revela os instrumentos que foram utilizados (*LVDT's* e *célula de carga*) para a obtenção das grandezas necessárias para a descrição do comportamento dos cilindros em termos de *tensão* e *deformação*, σ - ϵ . Todavia, em relação às deformações, os registros dos transdutores de deslocamento (*LVDT's*) resultaram em valores de ϵ inconsistentes para o concreto, de modo que a determinação do módulo de elasticidade, E_c , e da deformação sob tensão máxima, ϵ_c , foi inviabilizada. Os registros da célula de carga, por outro lado, permitiram determinar as tensões atuantes nos corpos de prova sob teste, em particular as tensões máximas, as quais caracterizam as tensões resistentes, f_c , e cujos valores acham-se na Tabela 6.3, juntamente aos valores médios das amostras, $f_{c,m}$, e do desvio padrão, DP . Nessa Tabela, os cilindros são identificados com a letra *C*, seguida de um número sequencial de amostra e do valor que representa o consumo de fibras, em kg/m³.

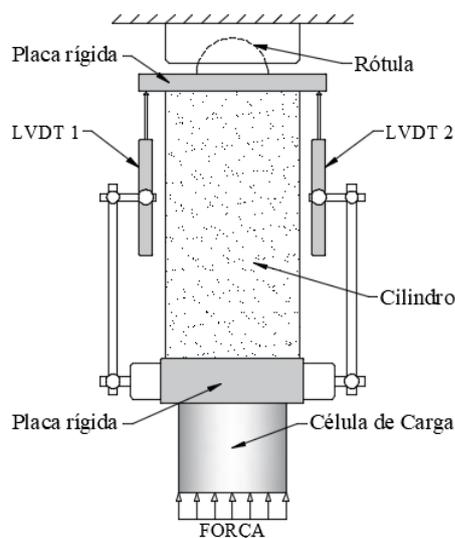


Figura 6.8 – Esquema de ensaio de compressão dos cilindros.

Deve-se, em tempo, informar que os espécimes marcados na Tabela 6.3 com um asterisco, *, foram desprezados, posto que não passaram pelo tratamento de aplanamento das superfícies de contato com a prensa hidráulica previamente aos ensaios, procedimento a que os demais cilindros foram submetidos. Corroborou, ainda, para a decisão de descartar essas amostras o fato de seus valores de resistência, f_c , terem ficado abaixo dos apresentados pelas demais amostras de mesma série e dada a impossibilidade de se apontar seguramente se os registros de menor resistência foram devidos à variabilidade natural do material ou se a falta de aplanamento das superfícies de contato com a prensa prejudicou a caracterização das amostras.

Tabela 6.3 – Resumo dos Ensaios de Compressão.

<i>Concreto</i>	<i>Cilindro</i>	f_c (MPa)	$f_{c,m}$ [DP] ^(a) (MPa)
CF0W0	*C1-0	24,6	26,9 [1,62]
	C2-0	28,0	
	C3-0	25,7	
CF0W013	C4-0	24,3	27,2 [2,77]
	C5-0	29,8	
	C6-0	27,6	
CF45W0	*C1-45	24,2	28,2 [0,66]
	C2-45	28,7	
	C3-45	27,7	
CF60W0	*C1-60	26,9	29,3
	*C2-60	23,3	
	C3-60	29,3	
CF75W0	C1-75	27,2	29,3 [1,83]
	C2-75	30,1	
	C3-75	30,6	

^a Os valores entre colchetes representam o desvio padrão entre as amostras consideradas.

* Estas amostras foram desprezadas e seus dados não foram considerados nos cálculos da média e do desvio padrão.

Ensaio de Flexão

O desempenho do CRFA na flexão foi avaliado a partir do ensaio de flexão a três pontos, conforme as recomendações de RILEM TC 162-TDF (2003), item 3.2.3, e a Figura 6.9 exibe a configuração do ensaio preparado, bem como o aspecto final de um prisma entalhado ao término do ensaio. Informa-se que o *sistema de carregamento* e o *sistema de aquisição de dados* empregados neste ensaio foram os mesmos discutidos no item 6.1.3. A Figura 6.10

mostra o comportamento em flexão das amostras de CRFA em gráficos de σ_N - δ , *tensão nominal de flexão e deslocamento*, para os consumos de fibra 45 kg/m³, 60 kg/m³ e 75 kg/m³. As tensões nominais foram calculadas de acordo com a Equação 6.3 para todos os valores da carga P registrados nos ensaios. As Tabelas 6.4, 6.5 e 6.6 trazem informações a respeito do *limite de proporcionalidade (LP)* e das *tensões residuais* para cada espécime ensaiado. Na avaliação da dispersão em torno dos valores médios, apresenta-se o *desvio padrão, DP*, entre colchetes, e o *coeficiente de variação, CV*. Junto aos traçados contínuos das tensões nominais relativas a espécimes de um mesmo consumo de fibra, os valores médios referentes ao LP e às tensões residuais f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4} são marcados nos gráficos em valores correspondentes de δ , a saber, 0,46 mm, 1,31 mm, 2,15 mm e 3,0 mm, nessa ordem, e conectados por uma linha tracejada. Note-se que as linhas tracejadas que conectam os pontos de tensões residuais médias descritos acima não representam os valores médios das curvas, mas apenas informam que esses pontos fazem parte da mesma amostra. Deve-se recordar que a tensão referente ao limite de proporcionalidade, f_{LP} , é definida pelo ponto de maior tensão identificado entre 0 mm e 0,05 mm no eixo de δ . A abscissa correspondente a f_{LP} é δ_{LP} .

$$\sigma_N = \frac{3}{2} \frac{P L}{b_w h_{sp}^2}$$

Equação 6.3



a) Configuração do ensaio



b) Prisma entalhado fissurado, ao fim do ensaio

Figura 6.9 – Ensaio de flexão a três pontos para caracterização do CRFA.

Como antecipado no programa experimental, foram ensaiados três prismas para cada teor de fibra (exceto para 0%), os quais são identificados como P1, P2 e P3, seguidos do número que revela o consumo de fibra, em kg/m³ (45, 60 e 75). Um resumo dos resultados obtidos nos ensaios dos prismas é mostrado na Figura 6.10d. Os pontos em destaque representam as

médias do *LP* e das tensões residuais. Visualiza-se, também a dispersão dos resultados através da amplitude do desvio padrão, considerado para mais e para menos.

O prisma P3-60, como pode ser visto na Figura 6.10b, revelou ser capaz de resistir a tensões nominais muito inferiores às dos demais espécimes de mesmo consumo de fibra, de tal modo que o seu comportamento geral não parece descrever as mesmas tendências de P1 e P2, apesar de também revelar características do efeito *strain-hardening*. Diante disso, e do que se dispõe no momento, não é possível afirmar qual a causa de tal comportamento, o qual pode ter sido resultado de algum procedimento inadequado durante a moldagem de P3, ou mesmo devido à variabilidade intrínseca ao material. De qualquer forma, por avaliar que P3-60 não representa o material CRFA moldado com 60 kg/m³ de fibra, para o corrente trabalho, tendo em vista as respostas de P1 e P2 para o mesmo consumo, aquele espécime foi descartado e, portanto, não foi considerado no cômputo dos valores médios e de desvio padrão.

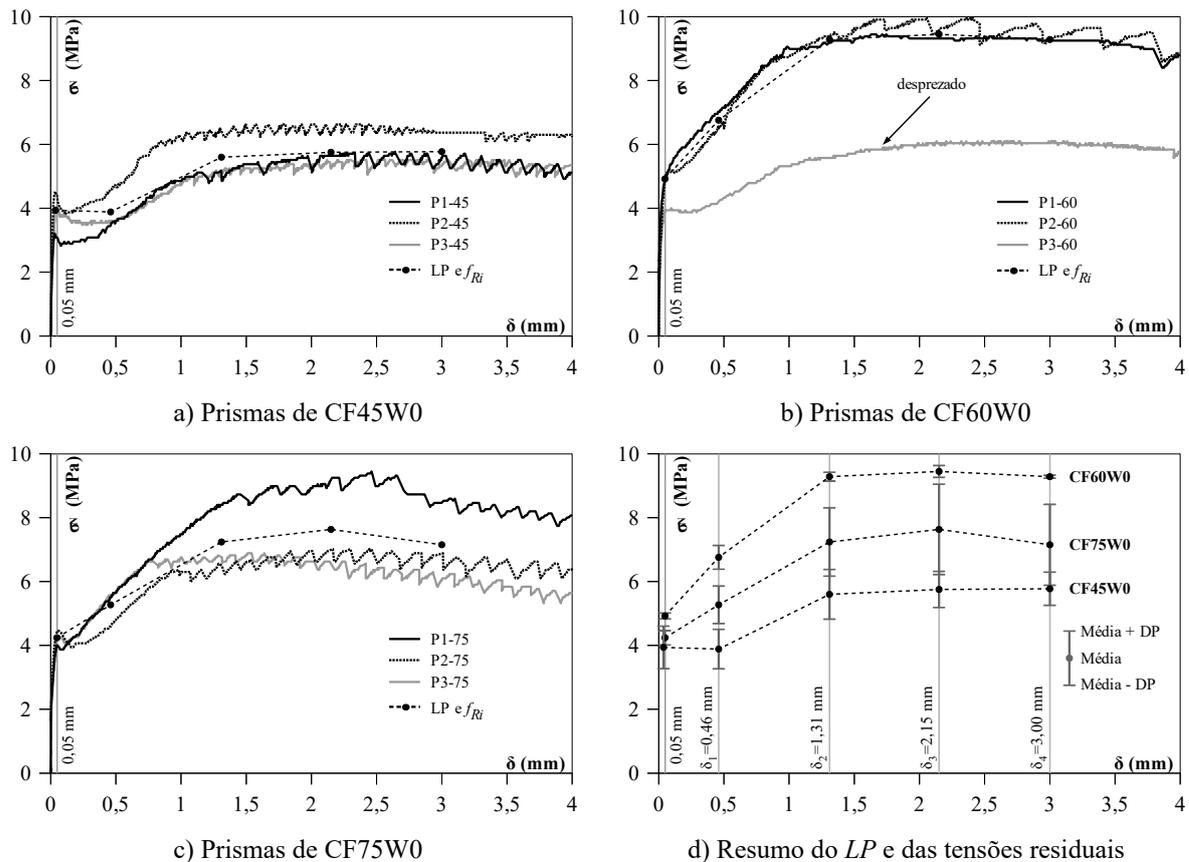


Figura 6.10 – Resultados dos ensaios de flexão dos prismas.

Tabela 6.4 – Resultados para os prismas de FC45W0.

<i>Prismas</i>	δ_{LP} (mm)	f_{LP} (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R2} (MPa)	f_{R3} (MPa)	f_{R4} (MPa)
P1-45	0,030	3,21	3,45	5,18	5,64	5,58
P2-45	0,035	4,53	4,59	6,50	6,36	6,36
P3-45	0,045	4,07	3,61	5,12	5,25	5,38
Média [DP]	0,037 [0,008]	3,94 [0,67]	3,88 [0,62]	5,60 [0,78]	5,75 [0,57]	5,77 [0,52]
CV (%)	20,6	16,9	15,9	13,9	9,8	9,0

Tabela 6.5 – Resultados para os prismas de FC60W0.

<i>Prismas</i>	δ_{LP} (mm)	f_{LP} (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R2} (MPa)	f_{R3} (MPa)	f_{R4} (MPa)
P1-60	0,047	4,86	7,02	9,19	9,32	9,25
P2-60	0,050	4,99	6,50	9,38	9,58	9,32
P3-60	-	-	-	-	-	-
Média [DP]	0,048 [0,002]	4,92 [0,09]	6,76 [0,37]	9,28 [0,14]	9,45 [0,19]	9,28 [0,05]
CV (%)	4,27	1,89	5,49	1,50	1,96	0,50

Tabela 6.6 – Resultados para os prismas de FC75W0.

<i>Prismas</i>	δ_{LP} (mm)	f_{LP} (MPa)	f_{R1} (MPa)	f_{R2} (MPa)	f_{R3} (MPa)	f_{R4} (MPa)
P1-75	0,048	4,00	5,64	8,46	9,25	8,53
P2-75	0,050	4,45	4,59	6,50	7,02	6,89
P3-75	0,046	4,26	5,58	6,76	6,63	6,04
Média [DP]	0,048 [0,002]	4,24 [0,22]	5,27 [0,59]	7,24 [1,07]	7,63 [1,42]	7,15 [1,27]
CV (%)	3,80	5,27	11,16	14,76	18,54	17,72

6.2.2 Barras de Aço

Os três diâmetros nominais das barras de aço que foram utilizadas nesta pesquisa, a saber, 5,0 mm, 6,3 mm e 12,5 mm, foram caracterizadas em conformidade com as disposições da ABNT NBR ISO 6892-1 (2013). Para cada diâmetro, 3 amostras, foram submetidas a ensaio de tração uniaxial até a ruptura. A Figura 6.11 mostra a configuração do ensaio e ilustra os resultados da caracterização dessas amostras na forma do gráfico *tensão-deformação*, σ - ϵ .

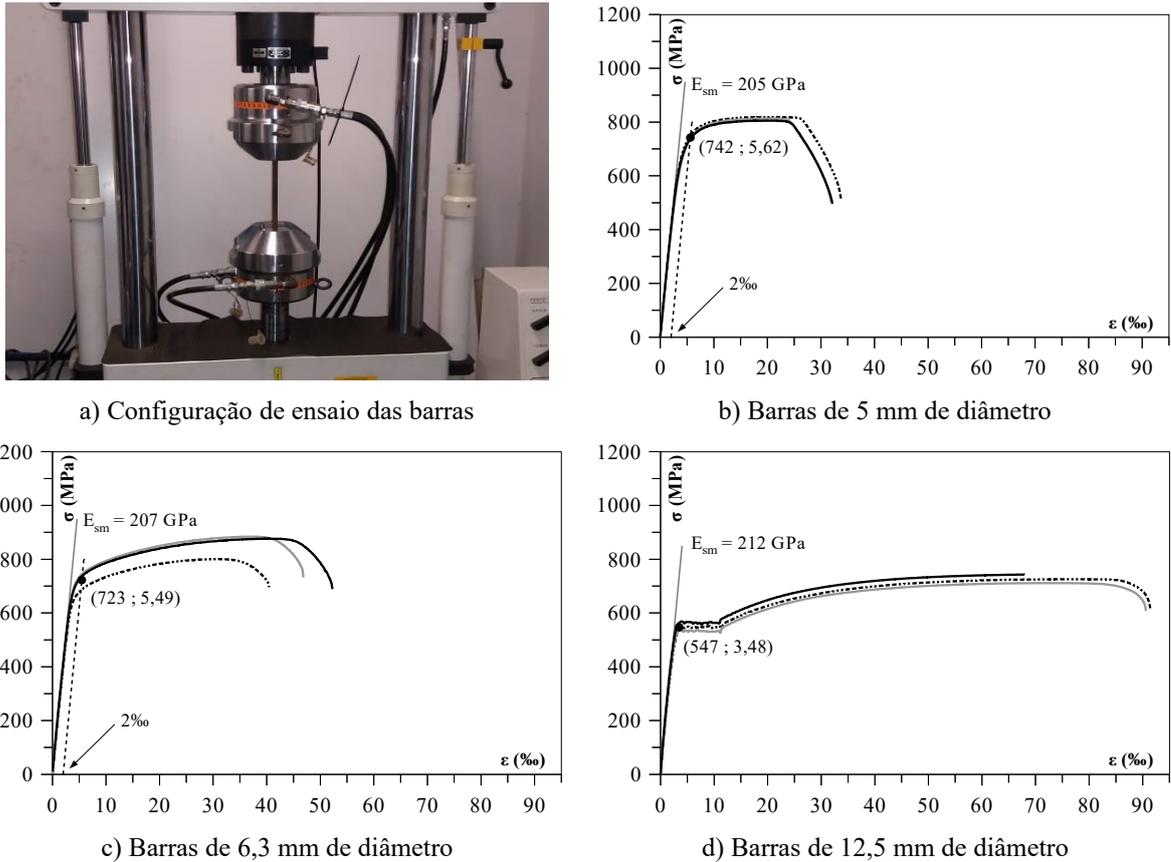


Figura 6.11 – Ensaio de Tração Uniaxial em barras de aço.

Para a determinação da tensão de escoamento, f_y , das barras, foi admitido o que recomenda a ABNT NBR ISO 6892-1 (2013). No caso das barras de 12,5 mm, cujo patamar de escoamento é bem definido (Figura 6.11d), o escoamento admitido foi o limite de escoamento superior, dado pelo ponto que antecede o primeiro decréscimo de tensão. Quanto às barras de 5,0 mm e 6,3 mm (Figura 6.11b e 6.11c, nessa ordem), as quais não revelaram patamar de escoamento definido, o ponto de escoamento determinado foi aquele que representa a interseção entre a curva σ - ε e uma reta paralela ao trecho linear da mesma curva que parte de uma deformação $\varepsilon = 2\text{‰}$. Referentemente a f_y , foi também estabelecida a deformação de escoamento, ε_y . A inclinação do trecho reto inicial fornece o módulo de elasticidade, E_s . Nos gráficos da Figura 6.11, o ponto destacado representa a média dos valores de tensão de escoamento, $f_{y,m}$, e sua correspondente deformação, $\varepsilon_{y,m}$. Alinha reta identificada com E_{sm} representa o módulo de elasticidade médio das amostras. Os parâmetros obtidos nos ensaios são resumidos na Tabela 6.7, individualmente e em valores médios.

Tabela 6.7 – Resumo dos resultados dos ensaios de tração uniaxial das barras de aço.

Diâmetro (mm)	Amostra	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	E_s (GPa)	$f_{y,m}$ (MPa)	$\epsilon_{y,m}$ (‰)	$E_{s,m}$ (GPa)
5,0	A	739	5,60	207	742	5,62	205
	B	736	5,59	203			
	C	752	5,67	206			
6,3	A	738	5,56	210	723	5,49	207
	B	746	5,60	212			
	C	684	5,30	201			
12,5	A	561	3,33	220	547	3,48	212
	B	535	3,57	211			
	C	545	3,54	205			

6.2.3 Fibras de Aço

Três vigas em CRFA foram preparadas para avaliar, relativamente às vigas de referência, a eficácia das fibras de aço como reforço ao cisalhamento. Fibras *Dramix*[®] 3D 65/60, com conformação *hooked-end*, coladas em pentes de 30 fibras, com fator de forma $l_f/d_f = 60/0,9 \approx 65$ e resistência à tração $f_{tu} = 1160$ MPa foram utilizadas nessa pesquisa (Figura 6.12). As propriedades mecânicas das fibras não foram testificadas e, conseqüentemente, a recomendação do fabricante foi adotada (ver Anexo A).



a) Conformação em pente



b) Fibra individual

Figura 6.12 – Fibras de aço *Dramix*[®] 3D 65/60.

7 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo, as discussões serão feitas em torno das respostas obtidas a partir da campanha experimental. Recapitula-se que cinco vigas foram ensaiadas a fim de avaliar a influência de fibras de aço no reforço a esforços de cisalhamento. Das duas vigas de referência, uma não apresentava nenhum reforço transversal, CF0W0, e a outra era reforçada com estribos, CF0W13. As demais vigas, CF45W0, CF60W0 e CF75W0, foram reforçadas ao cisalhamento na região de teste somente com fibras de aço nas proporções de 45 kg/m³, 60 kg/m³ e 75 kg/m³, respectivamente.

Com a finalidade de apresentar o desempenho das vigas, serão discutidos a capacidade resistente e o modo de ruína das vigas e, subsequentemente, analisadas as relações *carga-deslocamento* e *momento-curvatura*, o *mapeamento das fissuras* e a *estimativa de resistência das vigas*.

Nas análises comparativas entre as vigas que se darão a seguir, será utilizada a razão $\beta_{u,R}/\beta_{u,0}$, em que β se refere à grandeza a ser analisada, u aponta para a resposta dessa grandeza em condição última de resistência, ou seja, em carga máxima, o índice R informa que existe reforço com fibras ou com estribos e o índice 0 indica a ausência de fibras, ou seja, $\beta_{u,0}$ sempre se refere a uma das vigas de referência. Atente-se para o caso particular da viga reforçada com estribos, a qual assume a condição de pertencer ao grupo de índice 0 somente quando comparada com as vigas reforçadas com fibras. Quando a comparação é feita entre as duas vigas de referência, CF0W13 pertence ao grupo de índice R . Na apresentação dos resultados da relação $\beta_{u,R}/\beta_{u,0}$ nas tabelas, os valores fora dos parênteses indicam que, para $\beta_{u,0}$, foi considerada a viga reforçada *sem estribos*, CF0W0. Para o que se encontra dentro dos parênteses, foi levada em conta para $\beta_{u,0}$ a viga que apresentava reforço transversal com estribos, CF0W13. Complementarmente, informa-se que nos casos em que a grandeza refere-se à resposta *final* da viga, ou seja, na condição imediatamente anterior ao colapso total, o índice u é substituído pelo índice f .

7.1 CAPACIDADE RESISTENTE E MODO DE RUÍNA

A Tabela 7.1 traz informações a respeito das cargas máximas e finais das vigas e de seus respectivos modos de ruína observados experimentalmente, em que P_u representa o carregamento máximo, o qual caracteriza a resistência (ruptura) da viga, e P_f é o carregamento final, aqui entendido como o carregamento a que a viga está submetida antes de sofrer o

colapso total. Memora-se que, conforme visto na Figura 6.1 do item 6.1.1, P é referente ao carregamento aplicado ao sistema de ensaio. Concernentemente ao modo de ruína, comunica-se que sua condição, descrita na Tabela 7.1, foi atestada no ponto da carga máxima P_u . Para mais, as Figuras 7.1 a 7.5 evidenciam os modos de ruína apontados na Tabela 7.1 e indicam os apoios e os pontos de aplicação de carga nas vigas. Nessas figuras, a *Zona de Teste*, de acordo com o descrito anteriormente no programa experimental, encontra-se no lado direito.

Recordando que para todas as vigas a taxa da armadura longitudinal de tração, ρ_{lt} , foi de 1,54 %, o modo de ruína da viga de referência *sem estribos*, CF0W0, foi como o esperado, cisalhamento (Figura 7.1), ao passo que a viga de referência *com estribos*, CF0W13, contrariando o que se previa (consultar a seção 7.5, adiante), rompeu em flexão por esmagamento do concreto (Figura 7.2).

Tabela 7.1 – Carga Última, Carga Final e Modo de Ruína.

<i>Viga</i>	P_u (kN)	$P_{u,R} / P_{u,0}$ ^(a)	P_f (kN)	P_f / P_u	<i>Modo de Ruína</i>
CF0W0	129,2	-	129,2	1	Cisalhamento
CF0W13	242,1	1,87	181,9	0,75	Flexão
CF45W0	165,9	1,28 (0,69)	165,9	1	Cisalhamento
CF60W0	284,4	2,20 (1,17)	265,1	0,93	Flexão
CF75W0	282,7	2,19 (1,17)	271,7	0,96	Flexão

^a Os valores entre parênteses resultam de $P_{u,R} / P_{u,0}$ quando $P_{u,0}$ refere-se à viga CF0W13. Fora dos parênteses, $P_{u,0}$ é referente a CF0W0.

Das vigas que possuíam fibras de aço em sua composição, apenas a CF45W0 apresentou condição mais crítica na região de cisalhamento (Figura 7.3), atingindo a resistência ao esforço de corte $P_u=165,9$ kN. No caso das vigas CF60W0 (Figura 7.4), com $P_u=284,4$ kN, e CF75W0 (Figura 7.5), com $P_u=282,7$ kN, observou-se que o reforço ao cisalhamento promovido pelas fibras de aço teve contribuição superior ao que se previa inicialmente, de tal maneira que o modo de ruína foi redirecionado para a região de flexão pura (trecho entre os pontos de aplicação de carga), onde se observou o esmagamento do concreto em ambas as vigas. Verifica-se, ainda sobre essas duas últimas vigas, que suas resistências, P_u , foram muito próximas, com diferença inferior a 1%. Quanto à CF75W0, deve-se reforçar que, apesar da expressiva fissuração inclinada na região de cisalhamento vista na Figura 7.5, o modo de ruína verificado não foi de cisalhamento, mas de flexão, como informado. A esse respeito, será discutido em seção posterior. Pontua-se, ainda, que o trecho entre os pontos de carregamento, mencionado acima, só pode ser caracterizado como de *flexão pura* ao se

desprezar o peso próprio da peça sob teste. Essa consideração foi admitida em toda análise apresentada neste trabalho, já que os carregamentos aplicados nos ensaios foram de magnitude muito superior à do peso próprio das vigas.



Figura 7.1 – Viga CF0W0 (ruptura por cisalhamento).



Figura 7.2 – Viga CF0W13 (ruptura em flexão pura).



Figura 7.3 – Viga CF45W0 (ruptura por cisalhamento).



Figura 7.4 – Viga CF60W0 (ruptura em flexão pura).



Figura 7.5 – Viga CF75W0 (ruptura em flexão pura).

Comparando o desempenho em resistência, a relação $P_{u,R} / P_{u,0}$ revela que as vigas CF45W0, CF60W0 e CF75W0 mostraram um ganho de 28%, 120% e 119%, respectivamente, sobre a viga de referência sem estribos, CF0W0. Em relação à viga de referência com estribos,

CF0W13, a viga CF45W0 mostrou desempenho de resistência inferior, em torno de 30% menor, enquanto que o ganho de resistência das vigas CF60W0 e CF75W0 foi de 17% para ambas. Sob essa ótica de incremento de resistência conferido pelas fibras de aço e em um cenário onde se exige um nível de resistência igual à de CF0W13, o percentual de acréscimo na capacidade resistente indicado acima sinaliza à possibilidade de redução da taxa de armadura longitudinal de tração, ρ_{lt} , daquelas vigas. No caso de CF60W0, a redução em ρ_{lt} pode chegar a 18%, como se verá no item 7.5.4. Para CF75W0, a taxa ρ_{lt} pode ser reduzida em até 14%.

Outro aspecto importante de destacar é o nível de carregamento sustentado pelas vigas em condição de colapso, P_f . Essa informação é dada na Tabela 7.1 através da razão P_f/P_u . Os resultados revelam que, enquanto P_f de CF0W13 representa 75% de sua carga máxima P_u , as vigas CF60W0 e CF75W0 mostraram, comparativamente, maior capacidade de sustentação de carregamento pós-pico, apontando para P_f em 93% e 96%, respectivamente, de P_u . Nos casos da viga de referência sem estribo, CF0W0, e da viga CF45W0, não houve capacidade de sustentação de carregamento após a carga máxima, o que resultou em $P_f/P_u = 1$ para ambas.

7.2 RELAÇÃO CARGA-DESLOCAMENTO

Reitera-se que, como foi descrito na seção de instrumentação para o programa experimental, na análise da relação *carga-deslocamento*, $P-\delta$, a carga P refere-se ao carregamento central aplicado ao sistema de ensaio e transferido por uma viga metálica de transição à viga sob teste; δ diz respeito aos registros de deslocamento a meio vão da viga. Diante disso, apresenta-se o gráfico $P-\delta$ da Figura 7.6, que informa sobre o desempenho das vigas nos ensaios, e a Tabela 7.2, que expõe informações importantes extraídas do gráfico para auxiliar a análise.

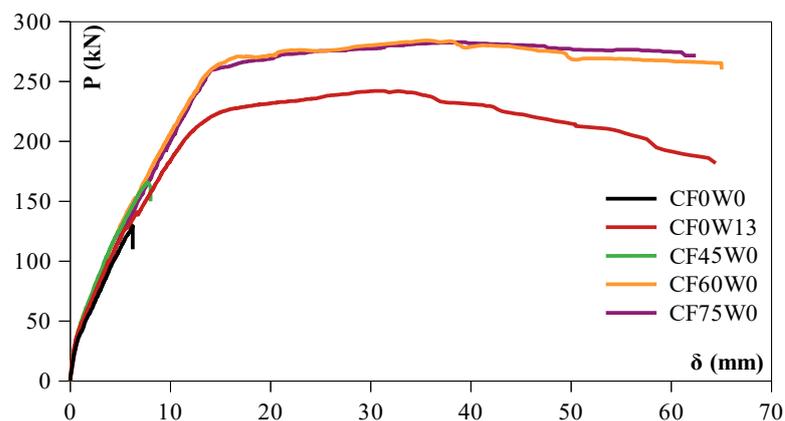


Figura 7.6 – Relação $P-\delta$.

Para a avaliação da ductilidade μ das vigas, será utilizada a Equação 7.1, a qual relaciona o deslocamento ocorrido no trecho *pós-escoamento*, $\delta_f - \delta_y$, com o deslocamento observado até *ponto de escoamento*, δ_y , sendo δ_f o deslocamento final (ou seja, de colapso) da viga. Essa abordagem da ductilidade, envolvendo os deslocamentos em vez das deformações da seção instrumentada, é conveniente, pois permite a análise do comportamento global da viga, uma vez que o deslocamento resulta dos efeitos combinados das deformações de todas as seções transversais ao longo do eixo da peça. Os parâmetros δ_f e δ_y indicados na Equação 7.1 encontram-se na Tabela 7.2. Os valores de δ_y foram determinados com o auxílio dos gráficos de deformações apresentados na Figura 7.7b, adiante, os quais, a partir das deformações de escoamento ε_y , fornecem a carga correspondente P_y , a qual possibilita identificar δ_y na Figura 7.6. Diferentemente dos casos das vigas CF60W0 e CF75W0, cujas respostas nos gráficos das Figuras 7.6 e 7.7b favorecem a identificação do escoamento, para a viga CF0W13 (que não apresenta ponto bem definido de escoamento) foi estabelecido para ε_y o valor médio de deformação de escoamento, $\varepsilon_{y,m}$, das barras de aço de 12,5 mm de diâmetro obtido do ensaio de caracterização descrito no item 6.2.2.

$$\mu = \frac{\delta_f - \delta_y}{\delta_y}$$

Equação 7.1

Tabela 7.2 – Cargas, Deslocamentos e Ductilidade.

Viga	P_y (kN)	P_u (kN)	P_f (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	$\delta_{u,R} / \delta_{u,0}^{(a)}$	δ_f (mm)	μ	μ_R / μ_0
CF0W0	-	129,2	129,2	-	6,2	-	6,2	-	-
CF0W13	202,4	242,1	181,9	11,5	30,3	4,87	64,4	4,59	-
CF45W0	-	165,9	165,9	-	7,8	1,25 (0,26)	7,8	-	-
CF60W0	255,1	284,4	265,1	13,5	35,6	5,71 (1,17)	65,0	3,82	(0,83)
CF75W0	260,0	282,7	271,7	14,5	38,3	6,15 (1,26)	62,5	3,35	(0,73)

^a Os valores entre parênteses resultam de $\delta_{u,R} / \delta_{u,0}$ (ou μ_R / μ_0) quando $\delta_{u,0}$ (ou μ_0) refere-se à viga CF0W13. Fora dos parênteses, $\delta_{u,0}$ (ou μ_0) é referente a CF0W0.

Dos resultados apresentados na Tabela 7.2, constata-se que os níveis de ductilidade μ apresentados pelas vigas reforçadas com fibras de aço CF60W0 e CF75W0 foram inferiores ao apresentado pela viga CF0W13, a saber, 17% e 27% menores, conforme se depreende da relação μ_R / μ_0 . A causa principal dessa observação deveu-se ao fato de o escoamento ter sido identificado em δ_y menor para a viga de referência do que para as vigas reforçadas com fibras

mencionadas acima (conferir Tabela 7.2), o que resultou no trecho *pós-escoamento*, $\delta_f - \delta_y$, maior para CF0W13 em relação a CF60W0 e CF75W0. No caso das vigas CF0W0 e CF45W0, ficou inviabilizada a avaliação numérica da ductilidade, posto que romperam antes de atingirem o escoamento. Assim sendo, diz-se que essas vigas não apresentaram comportamento dúctil.

Além da avaliação de ductilidade nos termos definidos na Equação 7.1, os dados de deslocamento, aliados aos de carregamento, permitem que se façam considerações sobre o deslocamento em condição de carga máxima P_u . Tal valor de deslocamento é identificado como δ_u (ver Tabela 7.2). A viga com menor teor de fibras de aço, CF45W0, apesar de ter sido capaz de resistir a carregamento superior e de apresentar deslocamento δ_u 25% maior (pouco expressivo), em relação à viga de referência sem estribos, CF0W0, também falhou de maneira brusca. Ao comparar a resposta dessa viga com a viga de referência com estribos, constata-se que o quociente $\delta_{u,R}/\delta_{u,0}$ é de aproximadamente um quarto apenas. Já no que é relativo às vigas cujos consumos de fibra são 60 kg/m³ e 75 kg/m³, a relação $\delta_{u,R}/\delta_{u,0}$ foi em torno de 6 para ambas, quando confrontadas com CF0W0. Contrastando, agora, CF60W0 e CF75W0 com CF0W13, atesta-se que as vigas com fibras de aço revelam valores de δ_u superiores em 17% e 26%, respectivamente. Nota-se, adicionalmente, que essas vigas obtiveram respostas semelhantes sob o ponto de vista de deslocamento final, apontando para o valor de δ_f em torno de 64 mm.

Retomando, agora, a discussão sobre o aspecto de sustentação de carga após P_u e até P_f , abordada brevemente ao fim do item anterior, os dados sobre deslocamento nesse mesmo trecho favorecem um exame complementar sobre a taxa de decréscimo de carregamento P em função do deslocamento δ . A Figura 7.6 evidencia a ação positiva das fibras de aço ao proporcionarem menor taxa de decréscimo de carga após P_u para as vigas CF60W0 e CF75W0, em relação à viga de referência com estribos, CF0W13. Pode-se expressar numericamente essa taxa de decréscimo, dP , a partir da Equação 7.2, a qual informa um valor para a representação média desse parâmetro, em kN/mm, no trecho entre P_u e P_f . Diante disso, verifica-se que os valores de dP para CF60W0 e CF75W0 ficam em -0,65 kN/mm e -0,46 kN/mm, respectivamente, enquanto que para CF0W13 a taxa de declínio de carga é mais acentuada e igual a -1,77 kN/mm.

$$dP = \frac{P_f - P_u}{\delta_f - \delta_u}$$

Equação 7.2

A tenacidade, T , das vigas será avaliada a partir da área sob o gráfico $P-\delta$. Deve-se informar que os resultados de tenacidade indicados na Tabela 7.3 não dizem respeito à real tenacidade, ou energia de deformação, que as vigas apresentaram, uma vez que os deslocamentos monitorados não se referem aos pontos de aplicação de carga, mas representam um indicativo do desempenho das vigas em termos de tenacidade. Expõe-se na Tabela 7.3 a tenacidade T_u das vigas até o ponto de carregamento máximo P_u . A partir da análise de T_u , confirma-se, mais uma vez, o efeito positivo das fibras presentes no concreto. Fazendo a relação $T_{u,R}/T_{u,0}$ entre as vigas com fibras e a viga de referência sem estribo, CF0W0, as respostas revelaram ganho de 65% na tenacidade em carga máxima para a viga com 45 kg/m³ de fibra, enquanto que para as vigas com consumos de 60 kg/m³ e 75 kg/m³ a tenacidade T_u atingiu valores 17 e 18 vezes, nesta ordem, acima do apresentado pela viga CF0W0. Essas duas últimas vigas reforçadas com fibras demonstraram um nível de tenacidade importante, uma vez que, como se observa nos gráficos da Figura 7.6, o ganho na capacidade de absorver energia de deformação no trecho analisado deveu-se à grande deflexão apresentada δ_u e ao carregamento P_u superior ao dobro do apresentado por CF0W0. Já no caso da viga CF45W0, o aumento de 65% na tenacidade, embora não seja desprezível, não revela ser muito expressivo, tendo em vista que não se verificou aumento notavelmente significativo em P_u e δ_u . Essa observação é ainda reforçada quando se verifica que a tenacidade em carga máxima da viga CF45W0 representa apenas 14% da tenacidade T_u apresentada pela viga com estribos, CF0W13. Ainda da comparação sobre a viga CF0W13, afere-se que as vigas CF60W0 e CF75W0 superam em 41% e 52%, respectivamente, em tenacidade T_u , o que foi devido, mais uma vez, ao maior carregamento P_u e ao maior deslocamento δ_u para ambas as vigas.

Tabela 7.3 – Cargas e Tenacidade.

<i>Viga</i>	P_u (kN)	P_f (kN)	T_u (kJ)	$T_{u,R}/T_{u,0}^{(a)}$	T_f (kJ)	$T_{f,R}/T_{f,0}^{(a)}$
CF0W0	129,2	129,2	0,48	-	0,48	-
CF0W13	242,1	181,9	5,76	12,07	13,17	27,61
CF45W0	165,9	165,9	0,79	1,65 (0,14)	0,79	1,65 (0,06)
CF60W0	284,4	265,1	8,12	17,02 (1,41)	16,15	33,87 (1,23)
CF75W0	282,7	271,7	8,76	18,37 (1,52)	15,46	32,42 (1,17)

^a Os valores entre parênteses resultam de $T_{u,R}/T_{u,0}$ (ou $T_{f,R}/T_{f,0}$) quando $T_{u,0}$ (ou $T_{f,0}$) refere-se à viga CF0W13. Fora dos parênteses, $T_{u,0}$ (ou $T_{f,0}$) é referente a CF0W0.

A Tabela 7.3 mostra ainda a tenacidade envolvida no ensaio até a condição de colapso das vigas, T_f . Como esperado, a tenacidade T_f das vigas com fibras, CF45W0, CF60W0 e CF75W0, superou a da viga de referência sem estribo, CF0W0, com a relação $T_{f,R}/T_{f,0}$ em 1,65, 33,87 e 32,42, respectivamente. Esses números são justificados prontamente ao se observarem os gráficos da Figura 7.6, onde é possível ver que as vigas reforçadas com fibras de aço sobrepujam CF0W0 em termos de carregamento e deslocamento finais. Trazendo, neste momento, CF0W13 à análise de T_f , constata-se que a viga CF45W0, com colapso em $P_f=165,9$ kN e $\delta_f=7,8$ mm, garante apenas 6% da tenacidade última da viga de referência com estribos. No tocante às vigas CF60W0 e CF75W0, a relação $T_{f,R}/T_{f,0}$ indica ganho de tenacidade de 23% e 17%, respectivamente, sobre CF0W13, resultado que se justifica no fato observado de CF60W0 e CF75W0 demonstrarem maior capacidade de carregamento em relação a CF0W13. O deslocamento δ_f não foi relevante nesse resultado, pois, para as três vigas, foi praticamente igual.

7.3 RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA

A relação *momento-curvatura*, $M-\phi$, foi obtida a partir das respostas de deformações das barras instrumentadas, de acordo como que se definiu no item 6.1.2, que trata da instrumentação. A Figura 7.7 traz o registro das deformações (em valores médios), e a Figura 7.9, o desempenho das vigas a partir de momento e curvatura. Para auxílio nas análises a seguir, a Tabela 7.4 apresenta parâmetros que indicam o desempenho das vigas em estado inicial de fissuração e em estado de ruptura. Atente-se que os dados da Tabela 7.4 dizem respeito a deformações, cargas, momentos e curvaturas do trecho sob flexão pura, sendo que as deformações e curvaturas referem-se à seção instrumentada. Ainda com relação à referida tabela, $\varepsilon_{cc,u}$ indica a deformação na região mais comprimida da seção transversal quando a carga é máxima. Esse valor foi calculado, usando a Equação 7.3, a partir de $\varepsilon_{sc,u}$ e $\varepsilon_{st,u}$, que são as deformações médias registradas, em carregamento máximo, nas armaduras de compressão e de tração, respectivamente, considerando que a seção mantém-se plana quando deformada. Na equação apresentada, d e d_ϕ valem 265,8 mm e 260,6 mm, respectivamente, conforme informado pelas Figuras 6.1 e 6.3, no item 6.1.1.

$$\varepsilon_{cc,u} = (|\varepsilon_{sc,u}| + |\varepsilon_{st,u}|) \cdot \frac{d}{d_\phi} - |\varepsilon_{st,u}|$$

Equação 7.3

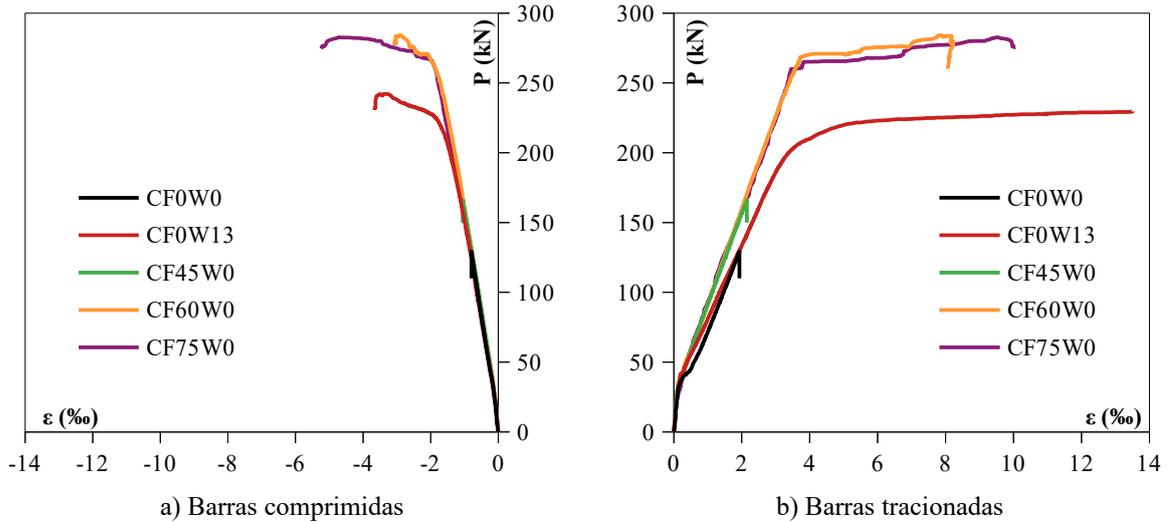


Figura 7.7 – Gráficos das deformações das barras instrumentadas.

Tabela 7.4 – Deformações, Cargas, Momentos e Curvaturas.

Viga	ϵ_{fiss} (‰)	$\epsilon_{st,y}$ (‰)	$\epsilon_{cc,u}$ (‰)	$\epsilon_{sc,u}$ (‰)	$\epsilon_{st,u}$ (‰)	P_{fiss} (kN)	M_{fiss} (kN·m ²)	ϕ_{fiss} ($\times 10^{-4}$ 1/m)
FC0W0	0,15	-	0,98	0,79	1,93	32,6	10,6	11,5
CF0W13	0,13	3,48	-	3,40	*	30,5	9,9	10,1
CF45W0	0,10	-	1,27	1,05	2,15	29,5	9,6	8,6
CF60W0	0,11	3,50	3,65	2,90	7,82	35,9	11,2	10,2
CF75W0	0,14	3,46	5,71	4,72	9,54	29,9	9,7	11,7

* O valor $\epsilon_{st,u}$ de deformação da armadura longitudinal de tração desta viga não foi registrado. Não foi possível, portanto, calcular $\epsilon_{cc,u}$.

Diante do exposto, confirma-se que as vigas CF60W0 e CF75W0, de fato, romperam na região de flexão pura por esmagamento do concreto, apresentando deformações $\epsilon_{cc,u}$ iguais a 3,65‰ e 5,71‰, respectivamente, as quais superam a deformação limite para a compressão do concreto de classe C30 em seções sob flexão recomendado pelo *fib*-Model Code (2010), $\epsilon_{cc,lim}=3,5‰$. Identificam-se, também, grandes deformações na armadura longitudinal de tração, com $\epsilon_{st,u}$ em 7,82‰ para CF60W0 e em 9,54‰ para CF75W0, embora ainda em níveis admitidos por normas de projeto. Quanto à viga CF0W13, explica-se que não foi possível computar o valor de $\epsilon_{cc,u}$, posto que não se pôde conhecer a deformação $\epsilon_{st,u}$, pois os extensômetros instalados nas barras de tração dessa viga apresentaram leituras inconsistentes a partir de certo ponto após o escoamento, e o último valor apontado na Figura 7.7b não é o registrado para a carga de ruptura P_u . De qualquer forma, sabendo que a média das deformações nas barras comprimidas $\epsilon_{sc,u}$ foi de 3,40‰, e que deformações acima do nível da

armadura de compressão são maiores, é possível afirmar que $\varepsilon_{cc,u}$ superou o limite de deformação que provoca o esmagamento do concreto. A Figura 7.2 consolida essa inferência. No que diz respeito às vigas CF0W0 e CF45W0, registraram-se baixos níveis de deformação na seção instrumentada, de modo que computam-se $\varepsilon_{cc,u}$ em 0,98 ‰ e 1,27 ‰, respectivamente. As deformações nas barras de tração trabalharam até a carga de ruptura, P_u , sob o regime linear elástico, com $\varepsilon_{st,u}$ alcançando 1,93 ‰ para CF0W0 e 2,15 ‰ para CF45W0, ou seja, abaixo do valor de caracterização $\varepsilon_{y,m}$, que foi de 3,48‰ (verificar a Tabela 6.7 e a Figura 6.11d do item 6.2.2).

A determinação do ponto de fissuração se deu por uma inspeção mais detalhada e individual do gráfico *momento-curvatura* (apresentado na Figura 7.9) e confirmado no gráfico das deformações da armadura de tração (Figura 7.7b). A deformação ε_{fiss} , que define o início da fissuração, é revelado na Tabela 7.4, que a relaciona à carga P_{fiss} , ao momento M_{fiss} e à curvatura ϕ_{fiss} . Deve-se esclarecer que a fissuração é identificada quando, nos gráficos das Figuras 7.7b e 7.9, se encerra o trecho reto inicial, o que caracteriza maior mobilização da armadura de tração. Explica-se, ainda, que ε_{fiss} não representa a deformação de fissuração do concreto, mas das barras de tração instrumentadas, uma vez que essas barras não se encontram no nível de maior deformação de tração na seção transversal da viga. Tratando-se dos valores de ε_{fiss} , vê-se que variam entre 0,10‰ e 0,15‰ (diferença de apenas 0,04‰) dentre as cinco vigas e com média de 0,13‰. Já no que se refere ao momento de fissuração, M_{fiss} , a variação fica em torno de uma média igual a 10,2 kN·m, com coeficiente de variação de 6,6%. O parâmetro ϕ_{fiss} apresenta variação quase indiferente (à exceção de CF45W0). Em vista do exposto, não se observou que a inclusão de fibras de aço, nos níveis de consumo apresentados no presente trabalho experimental, alterou o início da fissuração das vigas, apesar de essa alteração ter sido verificada nos ensaios de caracterização do CRFA em flexão (ver Figura 6.10). A observação aqui descrita sobre o início da fissuração das vigas em CRFA é atribuída à alta taxa de armadura longitudinal de tração presente em todas as vigas ($\rho_{lt}=1,54\%$), a qual influenciou majoritariamente no início da fissuração. A influência das fibras de aço no processo de fissuração mostrou-se mais evidente após o processo ser iniciado. Da Figura 7.7, é possível avaliar a influência das fibras de aço no avanço da abertura de fissura. Nota-se que, após o início da fissuração, as vigas que possuíam fibras apresentaram menores níveis de deformação de tração que as vigas de referência (Figura 7.7b), para uma mesma carga atuante, o que permite inferir que houve maior impedimento ao avanço da

abertura da fissura. Isso se deve ao fato de as fibras passarem a absorver parte dos esforços na região tracionada, auxiliando o reforço promovido pela armadura longitudinal de tração. O efeito desse compartilhamento de esforços, entre fibras e armadura, é ainda mais evidente quando se observa o fato de que o escoamento nessas barras (nas que chegaram a escoar) ocorreu sob carregamento superior em relação à viga CF0W13.

Ainda de forma relacionada ao avanço de uma fissura, discute-se como a presença de fibras influenciou na posição da linha neutra, LN , da seção. Essa avaliação foi possível, a partir das relações entre as deformações médias de tração e de compressão, através da Equação 7.4, que mede LN partindo da base da seção. Nessa equação, $c_{inst,t}$ representa a distância entre o base da seção e o eixo das barras de tração instrumentadas e é igual a 21,25 mm, d_ϕ é a distância entre os centroides das barras instrumentadas de tração e de compressão e vale 260,6 mm (ver Figura 6.3b). A evolução de LN expõe-se na Figura 7.8, devendo-se pontuar que esses gráficos refletem o comportamento da seção monitorada pelos extensômetros e não do plano de ruína. O que se nota na Figura 7.8 é que a linha neutra das vigas de referência tendem a um valor constante, antes do escoamento, que é superior ao das vigas que possuem fibras, ou seja, o comprimento da fissura, na seção instrumentada, é maior em CF0W0 e em CF0W13 quando comparadas com as vigas de CRFA. Como se afirmou anteriormente, essa análise permite deprender que as fibras também impõem controle e restrições ao avanço da fissuração. Esse fato ainda implica em efeitos sobre a rigidez da viga, como se discutirá adiante.

$$LN = \frac{|\varepsilon_{st}|}{|\varepsilon_{st}| + |\varepsilon_{sc}|} \cdot d_\phi + c_{inst,t}$$

Equação 7.4

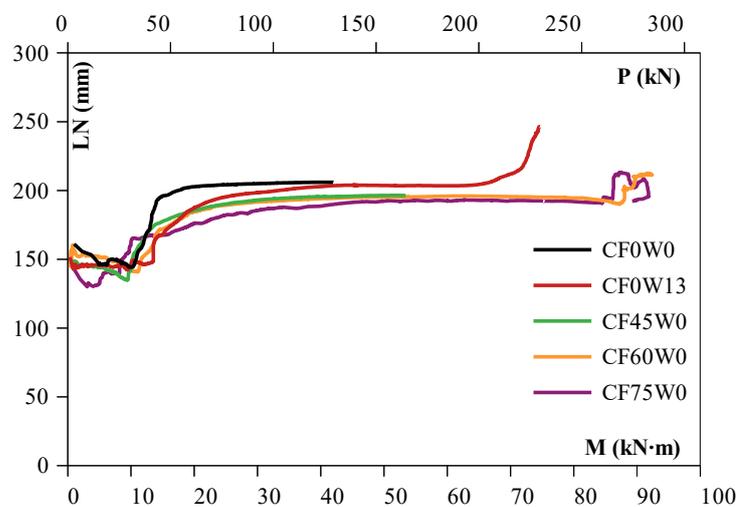


Figura 7.8 – Gráfico da evolução da linha neutra nas vigas.

A Figura 7.9, com os gráficos que descrevem a relação *momento-curvatura*, $M-\phi$, permite atestar os efeitos sobre a rigidez das vigas. Para que se demonstre numericamente o estado de rigidez das vigas, foram determinados $EI_{pré-fiss}$ e $EI_{pós-fiss}$ para descreverem as rigidezes das vigas, respectivamente, antes e após a fissuração. A rigidez EI , que representa a inclinação do gráfico $M-\phi$, foi calculada de acordo com a Equação 7.5, em que os índices 1 e 2 referem-se aos limites inferior e superior dos momentos M e correspondentes curvaturas ϕ nos trechos onde se determina EI . Para $EI_{pré-fiss}$, M_1 e M_2 foram estabelecidos em 0 kN·m e 6 kN·m, respectivamente. Para $EI_{pós-fiss}$, M_1 e M_2 são, nessa ordem, 20 kN·m e 50 kN·m (exceto para CF0W0, em cujo caso $M_2=M_{máx}=42$ kN·m). M_1 e M_2 foram arbitrados nesses valores para ambos os trechos por demonstrarem relação aproximadamente linear entre momentos e curvaturas. Os resultados de EI são apresentados na Tabela 7.5. Como se nota na Figura 7.9 e na Tabela 7.5, não verifica-se uma clara influência das fibras em $EI_{pré-fiss}$, que apresentou valor médio de 112×10^2 kN·m² entre as cinco vigas, com coeficiente de variação igual a 7,7%. Após o momento de fissuração, por outro lado, observa-se que as vigas reforçadas com fibras superaram em rigidez as vigas de referência. A média de $EI_{pós-fiss}$ computada entre as vigas com fibra ($38,5 \times 10^2$ kN·m²) supera em 20% a rigidez pós-fissuração da viga CF0W13 ($32,3 \times 10^2$ kN·m²).

$$EI = \frac{M_2 - M_1}{\phi_2 - \phi_1}$$

Equação 7.5

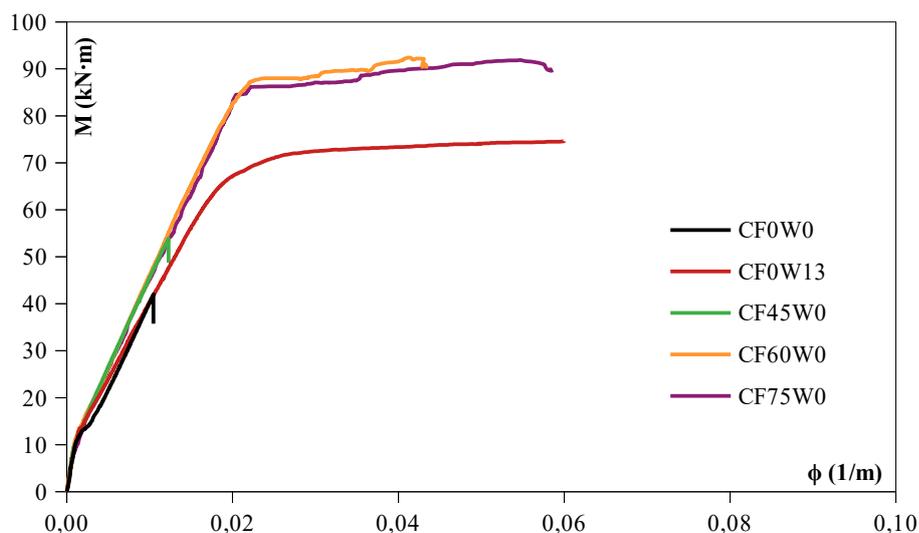


Figura 7.9 – Gráficos *Momento-Curvatura*.

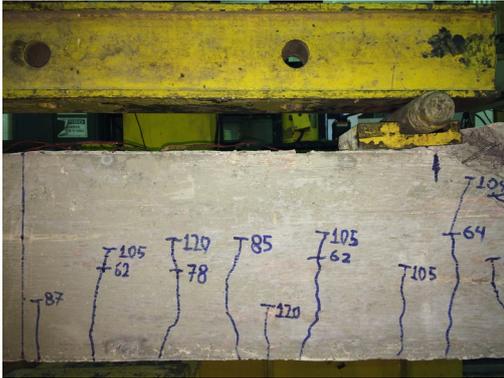
Tabela 7.5 – Respostas de rigidez antes e após a fissuração.

<i>Viga</i>	$EI_{pré-fiss}$ ($\times 10^2 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$)	$EI_{pós-fiss}$ ($\times 10^2 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$)
FC0W0	105,4	37,2
CF0W13	112,0	32,3
CF45W0	125,5	38,2
CF60W0	114,4	39,0
CF75W0	104,9	38,4

7.4 MAPEAMENTO DA FISSURAÇÃO

No presente capítulo, o intento é discutir as respostas das vigas em termos de fissuração da região de estudo: a *Zona de Teste* apresentada na Figura 6.1 do item 6.1.1. Para isso, foi realizado o registro fotográfico da *Zona de Teste* ao longo do ensaio da maioria das vigas, a fim de anotar a evolução da fissuração com o prosseguir do carregamento. A viga CF0W0 foi a única que teve o registro das fissuras realizado apenas após o término do ensaio. As Figuras 7.10 a 7.14 revelam a condição fissurada das vigas.

Com relação à viga CF0W0, como foi informado no parágrafo anterior, não foi realizado o registro fotográfico durante o ensaio. Entretanto, as imagens da Figura 7.10 revelam o aspecto de ruptura brusca devida à ausência de reforço transversal, conforme esperado, e as marcações apresentadas permitem visualizar o avanço das fissuras com o carregamento, o qual foi registrado em kN e que se refere à carga P , conforme definido na Figura 6.1. A Figura 7.10b revela a expressiva abertura de fissura que se seguiu à ruptura, sem qualquer ductilidade. A Figura 7.10a mostra a configuração de fissuração gerada em parte da região sob flexão pura. A Figura 7.10b deixa claro que a ruptura de cisalhamento da viga se deu na região onde atua o efeito de pino da armadura longitudinal de tração, próxima ao apoio. Segundo WIGHT e MACGREGOR (2010), esse efeito passa a ser mobilizado a partir da formação da fissura, sendo que a intensidade do esforço transversal atuante nas barras de tração é dependente da abertura da fissura inclinada, pois essa abertura determina a contribuição do engrenamento dos agregados, a qual, por sua vez, influencia na sollicitação sobre a região de efeito de pino. Além disso, a resistência do efeito de pino é influenciada pela presença de estribos e fibras. Diante do exposto, pode-se afirmar que o efeito de pino esteve presente em todas as vigas ensaiadas no programa experimental, pois todas apresentaram fissuração inclinada. Nota-se na Figura 7.10b o deslocamento do concreto ocorrido na região da armadura de tração, o que é característico de falha devida ao efeito de pino.



a) Parte da região de flexão.



b) Região de cisalhamento.

Figura 7.10 – Mapeamento das fissuras de CF0W0 (ruptura por cisalhamento).

A Figura 7.11 mostra a evolução das fissuras na viga CF0W13. Nessa figura, é possível ver que as fissuras de cisalhamento avançam até o ponto de aplicação de carga, sem, no entanto, resultar em ruptura por cisalhamento, ver as Figuras 7.11d e 7.11e. Conclui-se que o reforço providenciado pelos estribos, associados ao efeito de pino da armadura longitudinal de tração, foi preponderantemente acentuado, de modo que a região de flexão pura passou a representar a condição determinante para a resistência da viga, sendo a ruptura caracterizada pelo esmagamento do concreto comprimido, como evidenciado na Figura 7.11e.

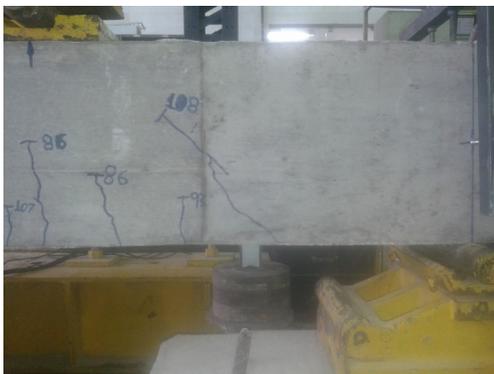
a) $P = 0,45 \times P_u = 109 \text{ kN}$.b) $P = 0,54 \times P_u = 131 \text{ kN}$.c) $P = 0,66 \times P_u = 160 \text{ kN}$.d) $P = 0,99 \times P_u = 240 \text{ kN}$.

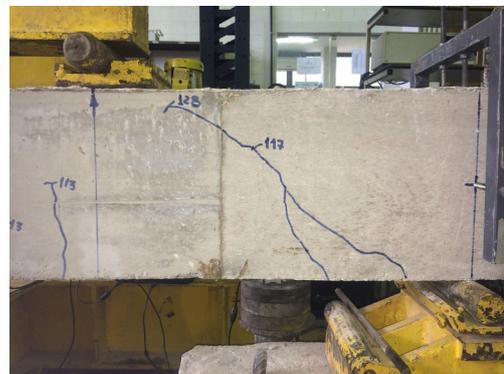
Figura 7.11 – Mapeamento das fissuras de CF0W13 (ruptura por flexão).



e) Pós ruptura

Figura 7.11 (continuação) – Mapeamento das fissuras de CF0W13 (ruptura por flexão).

Para a viga CF45W0, a Figura 7.12 revela a formação de uma fissura dominante que é levada a formar o plano de ruptura por cisalhamento. Constatou-se a formação de poucas fissuras de cisalhamento e ruptura sem ductilidade (conferir Figura 7.6). Vale comparar o aspecto imediatamente posterior à ruptura entre as vigas CF0W0 e CF45W0, Figuras 7.10b e 7.12d. Percebe-se falha mais danosa na primeira do que na segunda. Embora menos evidente, a falha na região de efeito de pino pode ser observada pelo rebaixamento do fundo da viga CF45W0 próximo ao apoio.

a) $P = 0,71 \times P_u = 118 \text{ kN}$.b) $P = 0,78 \times P_u = 129 \text{ kN}$.c) $P = 0,97 \times P_u = 161 \text{ kN}$.

d) Pós ruptura.

Figura 7.12 – Mapeamento das fissuras de CF45W0 (ruptura por cisalhamento).



e) Após o ensaio.

Figura 7.12 (continuação) – Mapeamento das fissuras de CF45W0 (ruptura por cisalhamento).

As vigas CF60W0 e CF75W0 apresentaram elevado nível de resistência ao cisalhamento garantido pelas fibras e, conseqüentemente, mobilizando a região de flexão pura, a ruptura se deu por esmagamento do concreto, como pôde ser verificado na discussão do item 7.3 e confirmado na Tabela 7.4. O aspecto do padrão de fissuração dessas vigas observa-se nas Figuras 7.13 e 7.14.

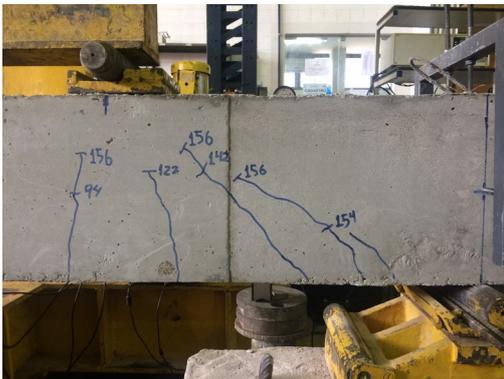
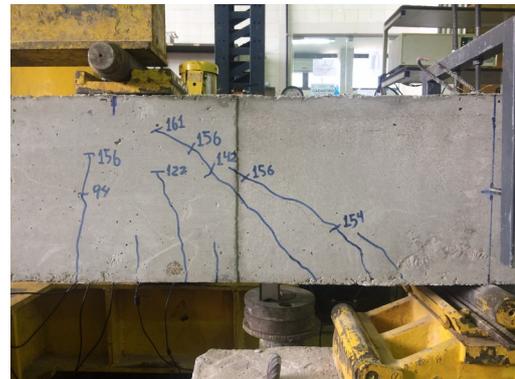
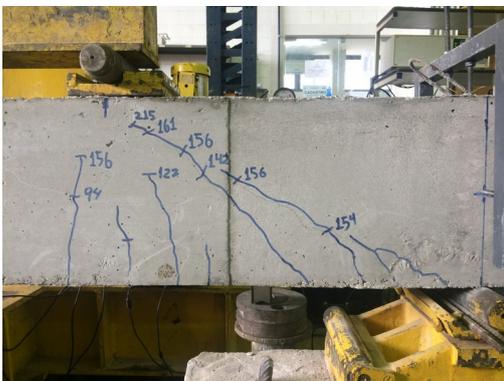
a) $P = 0,56 \times P_u = 159 \text{ kN}$ b) $P = 0,64 \times P_u = 182 \text{ kN}$ c) $P = 0,78 \times P_u = 222 \text{ kN}$ d) $P = 0,99 \times P_u = 282 \text{ kN}$

Figura 7.13 – Mapeamento das fissuras de CF60W0 (ruptura por flexão).



e) Pós ruptura (região de flexão pura)

Figura 7.13 (continuação) – Mapeamento das fissuras de CF60W0 (ruptura por flexão).

Particularmente para a viga CF75W0, a Figura 7.14e pode, desvirtuadamente, levar a crer que o cisalhamento foi a forma de ruptura. Entretanto, mais uma vez, faz-se referência às conclusões a que se alcançaram no item 7.3 na explanação sobre os modos de ruína, as quais mostram, a partir da análise das deformações apresentadas na Tabela 7.4, que o esmagamento do concreto comprimido na região de flexão pura foi a causa da ruptura. O esmagamento ocorrido nessa região, próximo ao ponto de aplicação de carga, favoreceu o deslizamento do plano da fissura inclinada, ocasionando a abertura acentuada da fissura de cisalhamento mostrada na Figura 7.14e. Com base nessas informações, e considerando a extensão e a expressiva abertura da fissura vista na Figura 7.14d (em 98% de P_u), especula-se que a resistência ao cisalhamento de CF75W0 encontrava-se próximo da que resultou na ruína por flexão.

a) $P = 0,46 \times P_u = 130 \text{ kN}$ b) $P = 0,64 \times P_u = 181 \text{ kN}$

Figura 7.14 – Mapeamento das fissuras de CF75W0 (ruptura por flexão).

c) $P = 0,78 \times P_u = 220 \text{ kN}$ d) $P = 0,98 \times P_u = 277 \text{ kN}$ 

e) Pós ruptura

Figura 7.14 (continuação) – Mapeamento das fissuras de CF75W0 (ruptura por flexão).

7.5 ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA

O objetivo deste capítulo é apresentar a previsão normativa de resistência, de acordo com *fib-Model Code* (2010). Para isso, são utilizadas as equações introduzidas no item 5.1 para cisalhamento de concreto simples e concreto reforçado com fibras de aço. A estimativa de resistência à flexão também é segundo *fib-Model Code* (2010) e seu método é apresentado a seguir. O modo de ruína teórico é determinado conhecendo-se a menor estimativa entre cisalhamento e flexão.

7.5.1 Resistência à Flexão

Conhece-se a resistência à flexão de uma viga ao ser determinada a carga atuante no estado limite último, o qual é alcançado quando a seção transversal atinge limites de deformação que caracterizam a ruptura. De um modo geral, em recomendações normativas, são estabelecidos valores máximos de deformação de compressão no concreto, $\epsilon_{cc,u}$, e de tração no aço, $\epsilon_{st,u}$. Conhecendo-se o estado de deformação de uma seção transversal, e lançando mão das leis constitutivas dos materiais, admitindo a hipótese de que as seções permanecem planas quando

deformadas em flexão, podem-se determinar as forças presentes na seção, e daí, o esforço de flexão atuante. Para isso, é necessário estabelecer um estado de deformações que resultem em um sistema equilibrado de forças, ou seja, $\Sigma F = 0$. Esse método de resolução, portanto, envolve um processo iterativo, o qual será descrito a seguir, admitindo as recomendações de *fib-Model Code* (2010). A Figura 7.15 ilustra o método adotado e expõe os parâmetros a serem considerados.

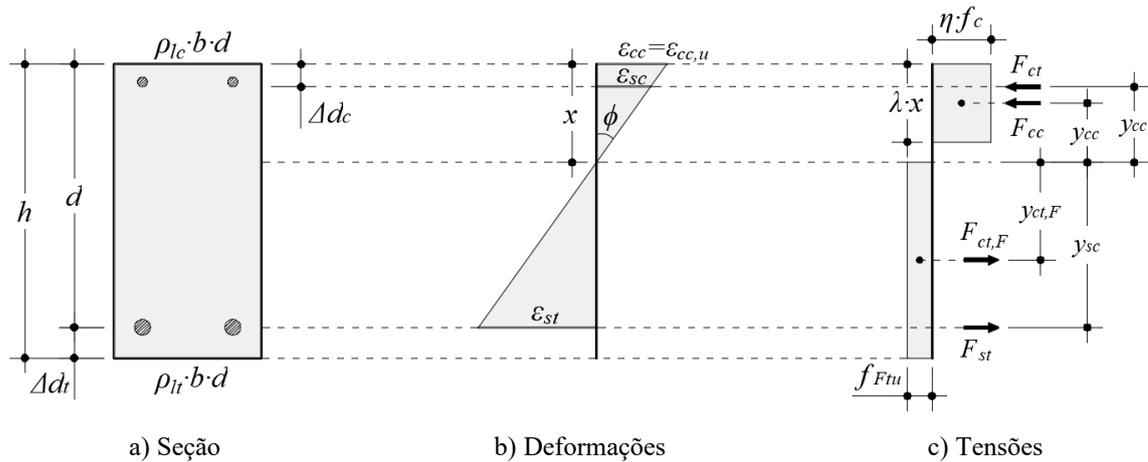


Figura 7.15 – Modelo de Flexão.

O processo de cálculo inicia adotando-se para a deformação máxima do concreto comprimido a deformação correspondente à ruína do material, $\varepsilon_{cc,u}$, isto é, admite-se que a ruína acontecerá a partir do esmagamento do concreto. Nesse instante, um valor é assumido para a profundidade da linha neutra x e as deformações ε_{st} e ε_{sc} , referentes, nessa ordem, aos reforços longitudinais tracionados e comprimidos, são compatibilizados, obedecendo a distribuição linear mostrada na Figura 7.15. Feito isso, pode-se nessa ocasião analisar, inclusive, a curvatura ϕ da viga. Prosseguindo, consultando as leis constitutivas dos materiais, é estabelecida a distribuição das tensões. A partir dessa distribuição, as resultantes F e os braços de alavanca y também são calculados (Figura 7.15c). Se $\Sigma F = 0$, a condição de equilíbrio é confirmada e o momento último é determinado, $M_u = \Sigma F \cdot y$. Diferentemente dessa condição, se o equilíbrio não for assegurado, ou seja, $\Sigma F \neq 0$, testa-se outro valor para x e o processo segue iterativamente até que se alcance $\Sigma F = 0$. Serão adotadas neste estudo as leis constitutivas propostas pelo *fib-Model Code* (2010), Figura 7.16. Na Figura 7.16a, a deformação última $\varepsilon_{cc,u}$ é determinada pela Equação 7.6, enquanto que os parâmetros η e λ são definidos pelas Equações 7.7 e 7.8, respectivamente.

$$\varepsilon_{cc,u} = \begin{cases} 3,5 & \text{para } f_c \leq 58 \text{ MPa} \\ 2,6 + 35 \cdot \left\{ \frac{[90 - (f_c - 8)]}{100} \right\}^4 & \text{para } f_c > 58 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Equação 7.6}$$

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{para } f_c \leq 58 \text{ MPa} \\ 1,0 - \frac{[(f_c - 8) - 50]}{200} & \text{para } f_c > 58 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Equação 7.7}$$

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{para } f_c \leq 58 \text{ MPa} \\ 0,8 - \frac{[(f_c - 8) - 50]}{400} & \text{para } f_c > 58 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Equação 7.8}$$

A Figura 7.16b revela que o bloco de tração, que representa a contribuição da fibra de aço na resistência à flexão, segundo o modelo *plástico-rígido* sugerido pelo *fib-Model Code* (2010) para a avaliação da capacidade última, é definido a partir da resistência residual f_{Ftu} , expressa pela Equação 7.9.

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3} \quad \text{Equação 7.9}$$

Nas Equações 7.6, 7.7, 7.8, e 7.9, e na Figura 7.16, foram utilizados os valores *médios* para f_c , f_{R3} , f_{sy} e E_s de acordo com o exposto seção de caracterização dos materiais, itens 6.2.1 e 6.2.2, para o cálculo da estimativa de resistência à flexão das vigas.

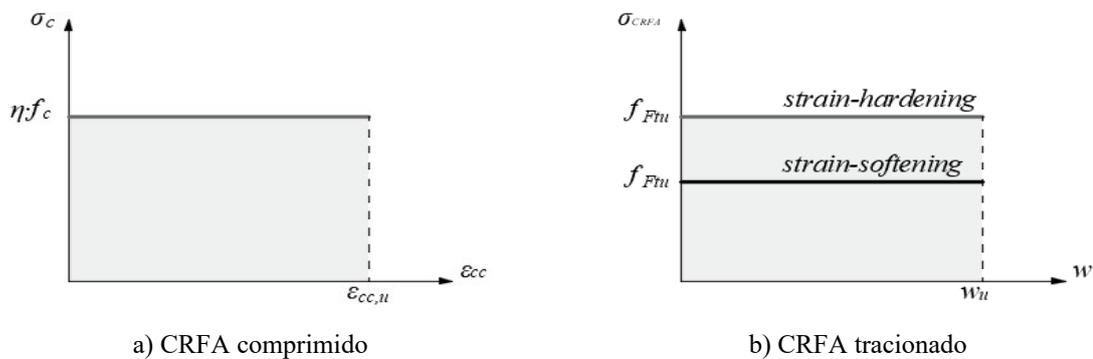
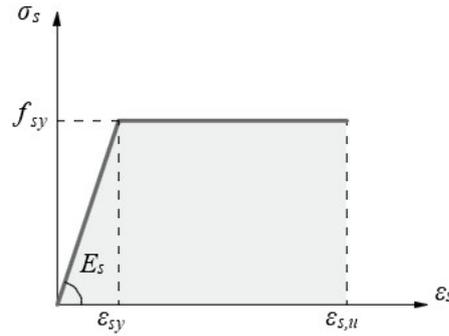


Figura 7.16 – Leis constitutivas dos materiais.



c) Aço tracionado e comprimido

Figura 7.16 (continuação) – Leis constitutivas dos materiais.

A Tabela 7.6 apresenta um resumo da estimativa da resistência à flexão. Nessa tabela, revela-se o valor da profundidade da linha neutra x , as componentes de deformação ε , as resultantes F e, por fim, o momento último M_u e a carga correspondente a esse momento, $P_{u,flex}$. Analisando a Tabela 7.6, observa-se que $\varepsilon_s < 10,0 \%$, confirmando as grandes deformações plásticas sem, entretanto, alcançar a ruptura das barras.

Tabela 7.6 – Resumo das estimativas do comportamento em flexão das vigas no ELU.

Parâmetro	Vigas				
	CF0W0	CF0W13	CF45W0	CF60W0	CF75W0
x (mm)	92,72	91,73	104,74	110,23	105,88
ε_{cc} (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50
ε_{sc} (‰)	2,81	2,81	2,89	2,92	2,90
ε_{st} (‰)	6,53	6,64	5,38	4,94	5,28
F_{cc} (kN)	299,30	299,41	354,44	387,57	372,27
F_{sc} (kN)	36,33	36,23	37,34	37,73	37,43
F_{st} (kN)	335,63	335,63	335,63	335,63	335,63
$F_{ct,F}$ (kN)	0,0	0,0	56,14	89,67	74,06
M_u (kN·m)	77,43	77,55	85,03	89,81	87,78
$P_{u,flex}$ (kN)	238,3	238,6	261,6	276,4	270,1

7.5.2 Resistência ao cisalhamento

A estimativa da resistência ao cisalhamento das vigas, V_R , será realizada segundo as recomendações de *fib-Model Code* (2010), conforme apresentado no item 5.1, para vigas em concreto simples (CS) e em CRFA. As parcelas de V_R são $V_{R,c}$ referente ao CS ou ao CRFA, e $V_{R,s}$, que diz respeito ao reforço devido aos estribos. As estimativas de V_R serão avaliadas a

partir da carga equivalente para a mobilização do sistema de ensaio apresentado no item 6.1.1, $P_{u,cis}$, a qual é dada pela Equação 7.10.

$$P_{u,cis} = 2 \cdot V_R \quad \text{Equação 7.10}$$

Para as vigas de referência, foi aplicado o Nível de Aproximação II, em que são levados em conta os esforços atuantes na seção de controle para a determinação da deformação longitudinal ε_x (Equação 5.4) e, conseqüentemente, de k_v (Equação 5.5) e de θ_{min} (Equação 5.7). Para tanto, admitiram-se as cargas de ruptura das vigas observadas durante a campanha experimental, P_u , dadas na Tabela 7.1, para o cálculo de M_{Ed} e V_{Ed} , obtidos pelas Equações 7.11 e 7.12, em que d é a altura útil da viga e igual a 265,75 mm. O valor d foi utilizado para o cálculo de M_{Ed} em observância à recomendação do *fib*-Model Code (2010) de que a seção de controle para o cálculo da resistência deve estar à distância mínima d do apoio. Para CF0W0 e CF0W13, portanto, $V_{R,c}$ e $V_{R,s}$ são estabelecidos pelas Equações 5.2 e 5.6, respectivamente.

$$M_{Ed} = \frac{P_u}{2} \cdot d \quad \text{Equação 7.11}$$

$$V_{Ed} = \frac{P_u}{2} \quad \text{Equação 7.12}$$

Para as vigas em CRFA, como não havia estribos na *Zona de Teste*, a parcela $V_{R,s}$ é nula. A parcela devida ao CRFA, $V_{R,c}$, foi definida pela Equação 5.13, cujo principal elemento para considerar o efeito das fibras na resistência é f_{Ftu} , que é determinado pela Equação 5.15. O cálculo de f_{Ftu} considera os termos $f_{Fts}=0,45 \cdot f_{Rl}$, $w_u=1,5$ mm e $CMOD_3=2,5$ mm. O coeficiente de segurança, γ_c , eventualmente presente nas equações, é admitido igual a 1.

Nas equações citadas acima utilizam-se os parâmetros geométricos das vigas apresentados no item 6.1.1. Os parâmetros referentes aos materiais são encontrados no item 6.2, que versa sobre a caracterização dos materiais. No que diz respeito, especificamente, à resistência à compressão, f_c , e a tensões residuais, f_{Ri} , informa-se que foram utilizados valores *médios*. As estimativas obtidas para as resistências de cisalhamento são resumidas na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Resumo das estimativas de resistência ao cisalhamento.

<i>Vigas</i>	$V_{R,c}$ (kN)	$V_{R,s}$ (kN)	V_R (kN)	$P_{u,cis}$ (kN)
CF0W0	41,7	0,0	41,7	83,3
CF0W13	30,3	60,8	91,1	182,1
CF45W0	92,6	0,0	92,6	185,2
CF60W0	107,8		107,8	215,6
CF75W0	100,9		100,9	201,9

7.5.3 Modos de ruína teórico e experimental

Neste momento, apresentam-se as expectativas de ruína a que conduzem as estimativas determinadas nos dois itens anteriores, defrontando com o que foi observado experimentalmente. A Figura 7.17 exibe as estimativas de resistência para flexão e cisalhamento, determinadas nos itens 7.5.1 e 7.5.2, e reproduz a carga de ruptura experimental inicialmente apresentada na Tabela 7.1. À base das colunas da referida figura, é revelado o modo de ruína verificado nos experimentos, ao passo que o modo de ruína teórico é identificado pela menor estimativa de resistência entre flexão e cisalhamento. A Tabela 7.8 compara, numericamente, as resistências de flexão, $P_{u,flex}$ e de cisalhamento, $P_{u,cis}$, revelando, também, os modos de ruína teórico e experimental.

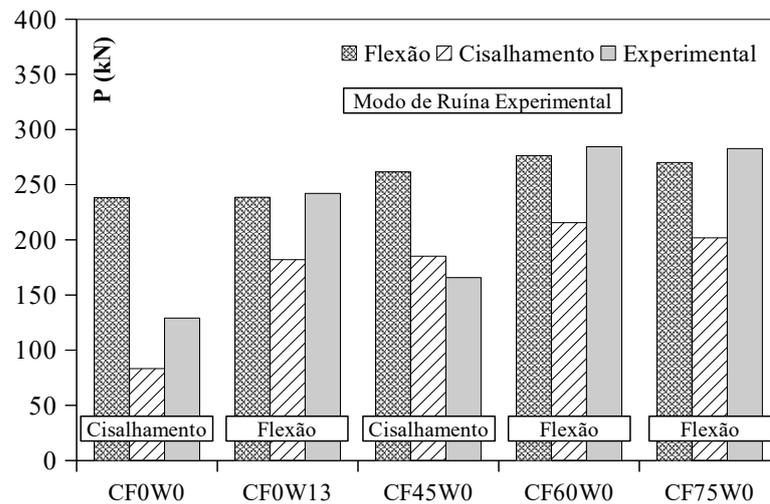


Figura 7.17 – Estimativas de resistência e modos de ruína teórico e experimental.

Tabela 7.8 – Resumo das estimativas de resistência e modos de ruína.

<i>Vigas</i>	$P_{u,flex}$ (kN)	$P_{u,cis}$ (kN)	$P_{u,flex}/P_{u,cis}$	<i>Modo de Ruína Teórico</i>	$P_{u,Exp}$	<i>Modo de Ruína Experimental</i>
CF0W0	238,3	83,3	2,86	Cisalhamento	129,2	Cisalhamento
CF0W13	238,6	182,1	1,31		242,1	Flexão
CF45W0	261,6	185,2	1,41		165,9	Cisalhamento
CF60W0	276,4	215,6	1,28		284,4	Flexão
CF75W0	270,1	201,9	1,34		282,7	Flexão

A Figura 7.17 permite depreender que, para as características geométricas e de materiais das vigas que foram utilizadas para este trabalho, as estimativas do *fib*-Model Code (2010) apontam para ruptura em *cisalhamento* na *Zona de Teste* para todas as vigas, pois as resistências de flexão determinadas superam as de cisalhamento em valores que variam de 28% a 186% (consultar Tabela 7.8), ou seja, em todos os casos, $P_{u,flex}/P_{u,cis} > 1$. Entretanto, como indicado na mesma figura, a ruptura em cisalhamento se confirmou apenas nas vigas CF0W0 e CF45W0.

Para buscar explicar as diferenças observadas nos modos de ruína, em comparação com as estimativas, lança-se mão do que descrevem WIGHT e MACGREGOR (2012) sobre o efeito de pino no processo de ruptura por cisalhamento. Os autores afirmam que o efeito de pino é um dos componentes do mecanismo de transferência de esforços através de fissuras de cisalhamento, atuando conjuntamente ao engrenamento dos agregados na fissura e à as forças de corte que também ocorrem no trecho não fissurado da região de compressão (Figura 7.18). De acordo com os autores, a sollicitação V_d que é transmitida transversalmente à armadura longitudinal de tração (região onde ocorre o efeito de pino) é inversamente dependente da magnitude de V_{ay} (devida ao engrenamento dos agregados), cujo efeito, por sua vez, é tanto menor quanto maior a abertura da fissura. Logo, a sollicitação V_d depende diretamente da abertura da fissura. Esse mecanismo é verificado a partir da formação da fissura no trecho de cisalhamento. Havendo a presença de reforço transversal com estribos ou fibras, além do controle imposto à abertura da fissura, existe também a absorção de parte dos esforços pelo próprio reforço, o que minimiza a sollicitação sobre a armadura longitudinal. Diante disso, pode-se assegurar que o efeito de pino esteve presente em todas as vigas ensaiadas para este trabalho e que, em dois casos, como se demonstrará, foi determinante para a ruptura.

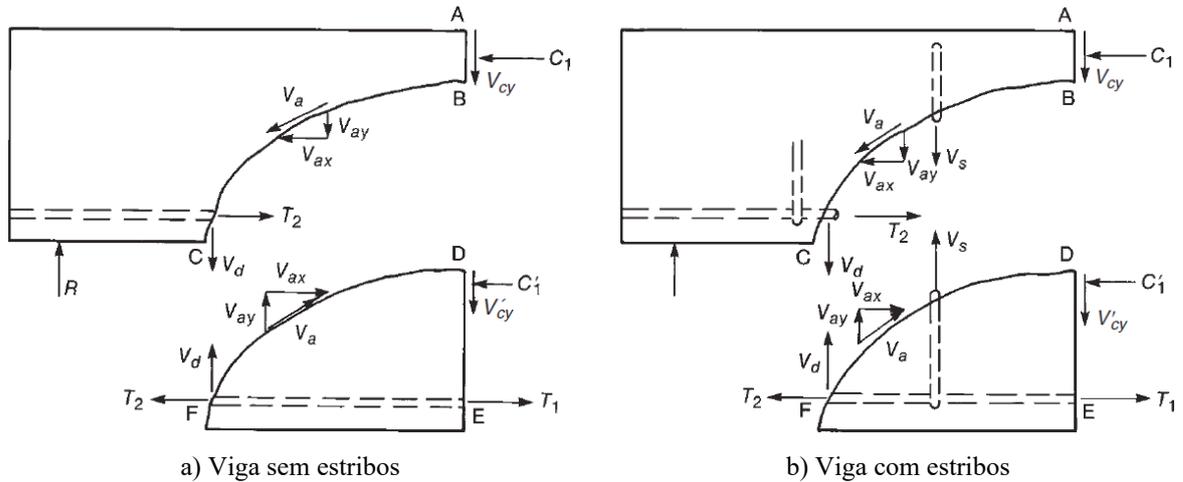


Figura 7.18 – Esquema de cisalhamento em vigas de concreto armado (WIGHT e MACGREGOR, 2012)

No caso da viga CF0W0, conforme apontado na Figura 7.10b, ficou evidente que a ruptura se deu por cisalhamento através da falha decorrida do efeito de pino, confirmando a previsão do modo de ruína indicado na Tabela 7.8. Ademais, consultando os resultados experimentais e estimados de cisalhamento para CF0W0 na Tabela 7.8, conclui-se pelo caráter conservador da proposta de *fib*-Model Code (2010) para vigas de concreto armado convencional, posto que $P_{u,Exp}/P_{u,cis}=1,55$. No que diz respeito ao cálculo de $V_{R,s}$ para a viga CF0W13, recorda-se que a recomendação normativa descrita no item 5.1 permite que o ângulo do campo de compressão, θ , seja arbitrado, em projeto, entre θ_{min} (Equação 5.7) e 45° . Para CF0W13, portanto, $V_{R,s}$ foi determinado para θ_{min} , pois admite maior contribuição dos estribos. A Equação 5.2 mostra que não é considerado o efeito de pino no cálculo da resistência ao cisalhamento e que ρ_{lt} é levado em conta apenas para determinar o nível de deformação longitudinal na seção, expresso por ε_x (Equação 5.4), que tem influência sobre o engrenamento dos agregados. A respeito de a previsão de ruína (cisalhamento) não ter sido confirmada experimentalmente, pondera-se que a presença dos estribos não apenas restringiram a abertura das fissuras inclinadas, o que garantiu relevante participação do engrenamento dos agregados, mas também providenciaram reforço à região onde atua o efeito de pino, inviabilizando a ruptura por cisalhamento e permitindo que se desenvolvessem as deformações que conduziram à ruína por flexão.

No caso das vigas em CFRA, verifica-se que a Equação 5.13 considera a taxa da armadura longitudinal de tração ρ_{lt} apenas como fator ponderador sobre as resistências envolvidas, preponderantemente f_c , e não como parâmetro que leva em conta o efeito de pino. De

qualquer forma, a Equação 5.13, confrontada com as respostas experimentais, demonstrou-se conservadora para as vigas CF60W0 e CF75W0, já que falharam em flexão, mas revelou estimativa de cisalhamento desfavorável à segurança, com $P_{u,Exp}/P_{u,cis}=0,9$, no caso de CF45W0. A avaliação que se faz nesse aspecto é que o efeito de pino foi penalizado no caso de CF45W0, pois o baixo consumo de fibras não foi capaz providenciar grande restrição à abertura da fissura de cisalhamento, o que provocou maior sollicitação transversal sobre a armadura de tração e, pela baixa capacidade do reforço em absorver esforços cisalhantes na fissura, permitiu o deslizamento das porções de concreto separados pela fissura dominante (ver Figura 7.12d), o que resultou em ruptura por cisalhamento abaixo do estimado. Ponderando, agora, sobre as respostas de CF60W0 e CF75W0, avalia-se que as sollicitações transversais sobre a armadura longitudinal foram mitigadas pelo alto poder de absorver esforços cisalhantes dessas vigas, dados os altos consumos de fibras de aço, e do alto nível de controle da abertura da fissura (ver Figuras 7.13d e 7.14d), especialmente no caso de CF60W0, fatos que garantiram melhor desempenho em cisalhamento para essas vigas. Além da análise que implica sobre as sollicitações que atuam na região de efeito de pino, avalia-se também que a presença das fibras reforçaram essa região e conferiram maior resistência de colapso, comparando com a viga de referência sem estribo, CF0W0.

7.5.4 Redução da taxa de armadura longitudinal de tração e substituição da armadura transversal

Como visto, as vigas com 60 kg/m³ e 75 kg/m³ de consumo de fibras de aço mostraram ser capazes de resistir a carregamento superior à viga de referência com estribos, apresentando o mesmo modo de ruína: flexão com esmagamento do concreto. Esse dado permite considerar a possibilidade de reduzir a taxa de armadura longitudinal de tração, ρ_{lt} , caso se exija resistência de projeto semelhante à apresentada por CF0W13. Com esse intuito, portanto, foi realizado o procedimento descrito no item 7.5.1, utilizando taxa de armadura de tração reduzida necessária para que as vigas CF60W0 e CF75W0 ofereçam nível de resistência de flexão em torno de $P_u=242\text{kN}$. Verificou-se que esse critério foi satisfeito para taxas iguais a 1,26%, para CF60W0, e 1,32%, para CF75W0, o que, comparando com a taxa de armadura de tração aplicada a todas as vigas deste programa experimental (1,54%), reflete a redução de 18% e 14%, respectivamente, em ρ_{lt} . Deve-se ter em mente que, nessas novas estimativas, todos os outros parâmetros de geometria e de materiais foram mantidos.

Tratando-se do reforço transversal, o *fib*-Model Code (2010) afirma que é dispensável o uso de armadura mínima de cisalhamento, associada ao CRFA, caso a resistência residual última, f_{Ftu} (Equação 5.15, com $w_u=1,5$ mm), supere $0,08\sqrt{f_{cm}}$. Todos os CRFA utilizados neste trabalho satisfazem esse critério, pois, para CF45W0, CF60W0 e CF75W0, seus respectivos valores de f_{Ftu} , em MPa, 1,96, 3,24 e 2,61, suplantam $0,08\sqrt{f_{cm}}$, que se acha em torno de 0,42 MPa, na média entre os concretos reforçados com fibra. Essa recomendação, entretanto, deve ser ponderada de maneira cuidadosa, pois, como demonstrado nos experimentos, a viga com teor de fibras de 45 kg/m³ sofreu ruína de forma brusca e sem ductilidade (conferir Figura 7.6), de modo que julga-se mais conveniente utilizar o reforço com fibras de aço, nesse teor de consumo, como substituição parcial da armadura convencional por estribos. Quanto às vigas CF60W0 e CF75W0, o fato de o reforço com fibras ter impedido a ruptura por cisalhamento, permitindo que a zona crítica das vigas se desenvolvesse no trecho de flexão pura, aponta para a possibilidade de substituição integral da armadura transversal, especialmente nos casos simulados no parágrafo anterior, nos quais a ruptura se dá por flexão e em carregamento menor.

8 CONCLUSÃO

Neste trabalho, investigou-se a influência de fibras de aço inseridas na matriz de concreto para o reforço a esforços de cisalhamento em vigas de concreto armado. A pesquisa se deu a partir da preparação e de ensaios destrutivos de cinco vigas de concreto armado, dentre as quais duas foram estabelecidas como referência – uma com reforço transversal convencional de estribos, $\rho_w=0,13\%$, e outra sem nenhum reforço transversal – e três reforçadas apenas com fibras de aço, nas proporções de consumo, C_f , de 45 kg/m^3 , 60 kg/m^3 e 75 kg/m^3 . Parâmetros idênticos para todas as vigas eram as taxas longitudinais de tração e compressão, $\rho_{lt}=1,54\%$ e $\rho_{lc}=0,16\%$, respectivamente, as dimensões, $150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 2700 \text{ mm}$, com vão efetivo de 2500 mm , e a relação $a/d=2,4$. De modo a viabilizar a análise da contribuição das fibras de aço no desempenho das vigas a partir de parâmetros normativos, foram realizados ensaios de caracterização do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), através de testes de compressão simples, em cilindros, e de flexão a três pontos, em prismas entalhados. Enquanto que os ensaios de compressão não mostraram diferenças apreciáveis na capacidade resistente, f_c , de cilindros de CRFA em relação ao concreto simples, os ensaios dos prismas revelaram a excelente eficácia do CRFA em resistir a tensões residuais de tração em regime de fissuração. Ficou evidente que, em linhas gerais, maiores consumos de fibras tendem a conduzir a melhores resultados de tensões residuais. Essa característica de resistência pós-fissuração conferida pelas fibras também mostrou-se eficiente no reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado.

Da campanha experimental, foi possível extrair as seguintes conclusões:

– Foi notável a contribuição positiva das fibras de aço na resistência ao cisalhamento. Nas vigas cujos consumos de fibras foram 60 kg/m^3 e 75 kg/m^3 o reforço superou o que era estimado, de maneira que verificou-se mudança no modo de ruína, ou seja, em vez de ruptura por cisalhamento, houve ruptura na região de flexão pura com esmagamento do concreto. Foi observado que a ruptura dessas vigas ocorreu em carregamento muito próximo para ambas e em torno de 120% acima da viga de referência sem estribos e por volta de 17% acima da carga de ruptura da viga de referência com estribos, a qual também rompeu por flexão. A viga com consumo de fibra igual a 45 kg/m^3 , rompendo por cisalhamento, revelou que o reforço com fibras introduziu acréscimo de resistência ao cisalhamento de 28% sobre a viga de referência sem estribos e que sua carga de ruptura representou apenas 69% da carga máxima da viga reforçada somente com estribos. No aspecto de sustentação após a carga máxima, as

vigas com altos teores de fibra, 60 kg/m^3 e 75 kg/m^3 , também mostraram desempenho superior à viga de referência com estribos, sendo que esta, com alta taxa de declínio de carga, finalizou com 75% de sua carga máxima, enquanto que aquelas apresentaram carga final de colapso igual a 93% e 96% de suas respectivas cargas máximas.

– As duas vigas com maiores consumos de fibra, 60 kg/m^3 e 75 kg/m^3 , demonstraram níveis de ductilidade 17% e 27% menores em relação à viga de referência com estribos, embora tenham apresentado deslocamentos finais semelhantes. Essa diferença se deveu essencialmente ao fato de o escoamento ter ocorrido em deslocamento maior para as vigas com fibras. A viga de referência sem estribos e a viga com 45 kg/m^3 de fibras romperam sem apresentar ductilidade, o que indica que a ductilidade é obtida com altos consumos de fibras.

– Observou-se aumento de tenacidade com a inclusão de fibras, especialmente para os consumos de 60 kg/m^3 e 75 kg/m^3 , que, por terem garantido grandes deslocamentos e alta capacidade de carga para as vigas, conferiram tenacidade em torno de 33 vezes maior que a viga de referência sem estribos, e 23% e 17% acima da viga que foi reforçada com estribos.

– Os efeitos sobre a rigidez da viga indicaram a ação das fibras no controle do avanço e da abertura das fissuras. Não verificou-se influência das fibras sobre a rigidez das vigas antes da fissuração, sendo, por outro lado, muito relevante a participação delas após o início da abertura das fissuras, o que resultou em maior rigidez da seção fissurada em relação às vigas de referência.

– No que diz respeito ao comportamento das vigas de CRFA sob esforços de cisalhamento, avaliou-se que a contribuição do efeito de pino foi decisiva para os modos de ruína observados. Diante do mecanismo de ruptura por cisalhamento descrito, ponderou-se que, quanto às vigas com 45 kg/m^3 de fibras, o efeito de pino foi negativamente afetado pela baixa capacidade de restringir a abertura da fissura de cisalhamento, o que favoreceu maior transferência de solicitação transversal à armadura longitudinal de tração, superando sua capacidade resistente, resultando em ruptura antes do estimado. No caso das vigas com 60 kg/m^3 e 75 kg/m^3 de fibras, avaliou-se que o efeito de pino foi beneficiado pelos altos teores de fibras os quais, providenciando maior limitação à abertura da fissura, permitiram menor solicitação transversal na armadura de tração e maior resistência do efeito de pino, garantindo maior reforço de cisalhamento e redirecionando a ruptura para a região de flexão pura.

– Foi demonstrado, por fim, que o reforço com fibras de aço permite considerar a redução da taxa de armadura longitudinal de tração. Na condição de resistência apresentada pela viga de referência com estribos, aplicando os teores de fibra de 60 kg/m³ e 75 kg/m³, a redução na área de aço de tração pode chegar a 18% e 14%, respectivamente. Somando-se a isso, a contribuição das fibras de aço no reforço ao cisalhamento permitiu que se concluísse pela possibilidade de substituição parcial ou integral da armadura transversal, a depender do nível de carregamento.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ABDALLAH, S.; FAN, M.; ZHOU, X. *Effect of Hooked-End Steel Fibres Geometry Pull-Out Behaviour of Ultra-High Performance Concrete*. International Journal of Civil and Environmental Engineering, v.10, p.1599-1604, 2016.

ABNT NBR ISO 6892-1 (2013). *Materiais Metálicos – Ensaio de Tração Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT NBR NM 248 (2003). *Agregados – Determinação da composição granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ADEPEGBA, D.; REGAN, P. E. *Performance of Steel Fibre Reinforced Concrete in Axially Loaded Short Columns*. The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, v. 3, p. 255-259, nov, 1981.

ALI, M.; LIU, A.; SOU, H.; CHOUW, N. *Mechanical and Dynamic Properties of Coconut Fibre Reinforced Concrete*. Construction and Building Materials, v. 30, p. 814-825, jan, 2012.

AMIN, A.; FOSTER, S. J. *Shear Strength of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams with Stirrups*. Engineering Structures, v.111, p.323-332, jan, 2016.

AMIN, A.; FOSTER, S. J.; MUTTONI, A. *Evaluation of the Strength of SFRC as Derived from Inverse Analysis of Notched Bending Tests*. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, FraMCoS-8, Toledo, Spain, 2013, 9p.

ASTM C1609/C (2010). *Standard Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-point Loading)*.

BANTHIA, N.; MAJDZADEH, F.; WU, J.; BINDIGANAVILE, V. *Fiber Synergy in Hybrid Fiber Reinforced Concrete (HyFRC) in Flexure and Direct Shear*. Cement and Concrete Composites, v. 48, p. 91-97, -, 2014.

BORG, R. P.; BALDACCHINO, O.; FERRARA, L. *Early Age Performance and Mechanical Characteristics of Recycled PET Fibre Reinforced Concrete*. Construction and Building Materials, v. 108, p. 29-47, jan, 2016.

BS EN 12350-10 (2010). *Testing Fresh Concrete - Part 10: Self-compacting Concrete - L-box Test*.

BS EN 12350-8 (2010). *Testing Fresh Concrete - Part 8: Self-compacting Concrete - Slump-flow Test*.

EN 14651 (2005). *Test Method for Metallic Fibered Concrete: Measuring the flexural tensile strength*.

fib-Model Code (2010). Model Code 2010, Final Draft.

GALI, S.; SUBRAMANIAM, K. V. L. *Influence of the Cohesive Stresses on Shear Capacity of Reinforced SFRC Beams without Stirrups: a Discrete Crack Approach*. Engineering Fracture Mechanics, v.206, p.218-232, 2019.

JOHNSTON, C. D. *Steel Fibre-Reinforced Concrete: Present and Future in Engineering Construction*. Composites, v. 1, p. 113-121, abr, 1982.

KHABAZ, A. *Monitoring of Impact of Hooked Ends on Mechanical Behavior of Steel Fiber in Concrete*. Construction and Building Materials, v. 113, p. 857-863, mar, 2016.

KHALOO, A. T.; AFSHARI, M. *Flexural Behaviour of Small Steel Fibre Reinforced Concrete Slabs*. Cement and Concrete Composites, v. 27, p. 141-149, mar, 2005.

LÖFGREN, I. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction: a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. 2005. Tese de Doutorado. Department of Civil and Environmental Engineering. Chalmers University of Technology, Göteborg, Suécia.

MASTALI, M.; DALVAND, A.; SATTARIFARD, A. R. *The Impact Resistance and Mechanical Properties of Reinforced Self-compacting Concrete with Recycled Glass Fibre Reinforced Polymers*. Journal of Cleaner Production, v. 124, p. 1-13, mar, 2016.

MERTA, I.; TSCHEGG, E. K. *Fracture Energy of Natural Fibre Reinforced Concrete*. Construction and Building Materials, v. 40, p. 991-997, dez, 2013.

MOHAMMADHOSSEINI, H.; ABDUL AWAL, A. S. M.; MOHD YATIM, J. B. *The Impact Resistance and Mechanical Properties of Concrete Reinforced with Waste Polypropylene Carpet Fibres*. Construction and Building Materials, v. 143, p. 147-157, mar, 2017.

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

NEHDI, M. L.; NAJJAR, M. F.; SOLIMAN, A. M.; AZABI, T. M. *Novel Steel Fibre-Reinforced Preplaced Aggregate Concrete with Superior Mechanical Performance*. Cement and Concrete Composite, v. 82, p. 242-251, jul, 2017.

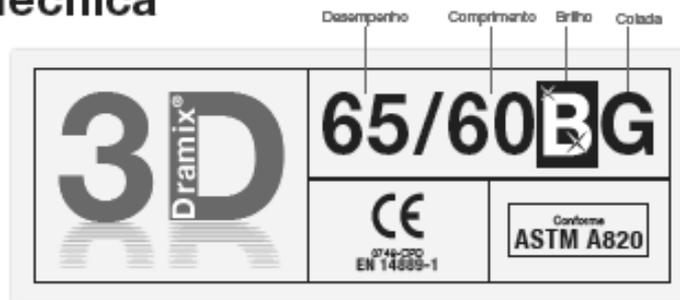
PONIKIEWSKI, T.; KATZER, J. *Properties of Fresh SCC Mix Reinforced by Different Types of Steel and Polymer Fibre*. Construction and Building Materials, v. 62, p. 96-101, abr, 2014.

- RILEM TC 162-TDF (2001). *Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete – Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete, Recommendation.*
- RILEM TC 162-TDF (2002). *Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete - Bending Test, Final Recommendation.*
- SARMIENTO, E. V.; GEIKER, M. R.; KANSTAD, T. *Influence of Fibre Distribution and Orientation on the Flexural Behaviour of Beams Cast from Flowable Hybrid Polymer-Steel FRC.* Construction and Building Materials, v. 109, p. 166-176, fev, 2016.
- SIMÕES, T.; OCTAVIO, C.; VALENÇA, J.; COSTA, H.; DIAS-DA-COSTA, D.; JÚLIO, E. *Influence of Concrete Strength and Steel Fibre Geometry on the Fibre/Matrix Interface.* Composites Part B, v. 122, p. 156-164, abr, 2017.
- WANG, W.; CHOUW, N. *The Behaviour of Coconut Fibre Reinforced Concrete (CFRC) under Impact Loading.* Construction and Building Materials, v. 134, p. 452-461, jan, 2017.
- WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Pearson, 2012.
- YOO, D.; YANG, J. *Effects of Stirrup, Steel Fiber, and Beam Size on Shear Behavior of High-Strength Concrete Beams.* Cement and Concrete Composites, v.87, p.137-148, 2018.
- YOO, D.; YOON, Y.; BANTHIA, N. *Flexural Response of Steel-Fiber-Reinforced Concrete Beams: Effects of Strength, Fiber Content, and Strain-Rate.* Cement and Concrete Composites, v. 64, p. 84-92, out, 2015.

ANEXOS

ANEXO A – Fibras de Aço *DRAMIX*[®] 3D 65/60**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

- > pisos
- > 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.

Assesse 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:
 $R_{t, \text{nom}} = 1.100 \text{ N/mm}^2$
 Tolerâncias: média de $\pm 7,5\%$
 Módulo de Young: $\pm 210.000 \text{ N/mm}^2$

Geometria

Família	3D	
Comprimento (l)	60 mm	
Diâmetro (d)	0,90 mm	
Fator de Forma (V/d)	65	

Rede de Fibras

3,0 km por m² (para 15 kg/m²)
 3.183 fibras/kg
 Dosagem mínima:
 15 kg por m² (de acordo com a CE)

Família Dramix[®]

5D 4D 3D

Resistência à Tração	
Dutibilidade do arame	
Resistência de ancoragem	

CERTIFICAÇÕES DO PRODUTO

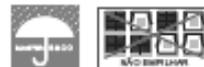
Dramix[®] dispõe do certificado para uso estrutural conforme a EN 14889-1 (sistema '1'). Informação detalhada está disponível para consulta.

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.