

### UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

### **CARLOS ALBERTO BENEDETTY TORRES**

# ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO

CAMPINAS 2018

### **CARLOS ALBERTO BENEDETTY TORRES**

## ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO

Dissertação de Mestrado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas e Geotécnica.

### Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO CARLOS ALBERTO BENEDETTY TORRES E ORIENTADO PELO PROF. DR. LUIZ CARLOS DE ALMEIDA.

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS 2018 Ficha catalográfica Universidade Estadual de Campinas Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura Luciana Pietrosanto Milla - CRB 8/8129

 Benedetty Torres, Carlos Alberto, 1991-Análise experimental e numérica do comportamento de vigas de concreto armado com adição de fibras de aço / Carlos Alberto Benedetty Torres. – Campinas, SP : [s.n.], 2018.
 Orientador: Luiz Carlos de Almeida. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.
 Vigas. 2. Concreto armado. 3. Cisalhamento. 4. Método dos elementos finitos. 5. Análise não-linear. I. Almeida, Luiz Carlos de, 1955-. II. Universidade

finitos. 5. Análise não-linear. I. Almeida, Luiz Carlos de, 1955-. II. Universidad Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

### Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Experimental and numerical analysis of the behavior of reinforced concrete beams with steel fibers Palavras-chave em inglês: Beams Reinforced concrete Shear Finite element method Nonlinear analysis Área de concentração: Estruturas e Geotécnica Titulação: Mestre em Engenharia Civil Banca examinadora: Luiz Carlos de Almeida [Orientador] Gustavo Henrique Sigueira Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho Data de defesa: 26-06-2018 Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

### UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

### ANÁLISE EXPERIMENTAL E NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO

### **CARLOS ALBERTO BENEDETTY TORRES**

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida Presidente e Orientador/Universidade Estadual de Campinas

> Prof. Dr. Gustavo Henrique Siqueira Universidade Estadual de Campinas

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho **Pontifícia Universidade Católica de Campinas** 

A ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 26 de Junho de 2018

"... eu realmente sou privilegiado, sempre tive uma vida muito boa, mas tudo isso que eu consegui foi através de dedicação, perseverança e muito desejo de atingir meus objetivos, muito desejo de vitória, vitória na vida, não vitória como piloto."

### **Ayrton Senna**

### AGRADECIMENTOS

A Deus por sempre ouvir minhas preces e dar-me a força necessária para seguir em frente em cada momento dificuldade desta caminhada.

À minha família, por me oferecer o apoio incondicional, a confiança e a motivação em esta e cada etapa da minha vida.

Ao Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida por me permitir ser parte do Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitoração (LabMEM), além de me brindar a ajuda, os ensinamentos, os conselhos nos momentos indicados e as ferramentas necessárias para o início, desenvolvimento e conclusão desta etapa acadêmica e profissional.

Ao Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein por sempre estar disposto a me ajudar, fornecendo muitas das ferramentas e materiais necessários para o desenvolvimento dos experimentos, sua ajuda foi indispensável.

A meus amigos de faculdade e alguns que conheci no campus: Alana, Andreia, Bruno, César, Fábio, Guilherme, Ingrid, Leonardo, Maya, Marcos, Miguel, Murilo, Rafael, Rafaela, Rangel, Ricardo, Oscar e Vanessa; pela sua amizade humilde e sincera, pela ajuda constante e por cada um dos momentos de alegria compartilhados.

A meu bom amigo Juan Martinez por me falar em algum momento desta maravilhosa universidade e deste incrível pais.

Ao corpo técnico do laboratório de estruturas da Unicamp, especialmente a: Luciano Passos, Marcelo Ramos e José Marçal (*in memoriam*); pela ajuda e as valiosas recomendações nas concretagens e na execução dos experimentos.

A Diego Lourenço, Elyson Liberati e Marilia Marques, pelos conselhos e a sua grande ajuda na etapa experimental da pesquisa, além de me permitir compartilhar momentos especiais e de muita alegria.

À Rocio por me motivar cada dia com as suas palavras, a quais foram de muita ajuda para encarar a etapa final deste trabalho.

À ArcelorMittal Brasil pela doação das armaduras e as fibras de aço.

À Escola de Extensão da Unicamp (Extecamp) pela bolsa parcial através do convenio de projetos de pesquisas dos professores Luiz Carlos de Almeida e Leandro Mouta Trautwein.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo suporte financeiro.

#### RESUMO

O Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) está cada vez mais presente nas grandes obras da Engenharia Civil, isto devido a ser considerado um material de alto desempenho em termos de resistência à tração, ductilidade e capacidade de absorção de energia. O presente trabalho analisa o comportamento estrutural ao cisalhamento de vigas de concreto armado convencional e vigas reforcadas com fibras de aco com ganchos. Ensaios monotônicos de flexão em quatro pontos foram executados num programa experimental dividido em duas etapas. A primeira relacionada com os ensaios de seis vigas de concreto convencional, divididas em duas séries de três vigas: com armadura transversal mínima e sem armadura transversal. A segunda etapa consiste nos ensaios de outras seis vigas, todas sem armadura transversal e divididas em três séries com teores de fibras de 0, 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_c$ =0,57%) e 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_c$ =0,76%). Os resultados experimentais são avaliados mediante: relações carga - deslocamento, carga - deformação, modos de ruptura e padrão de fissuras. Adicionalmente, simulações via Método dos Elementos Finitos (MEF) são executados mediante o programa computacional de análise não-linear de estruturas de concreto armado ATENA. Os resultados experimentais mostram o potencial benéfico da adição das fibras de aço sobre comportamento ao cisalhamento dos elementos ensaiados, com aumento da resistência ao cisalhamento, com modos de falha mais dúcteis, retardo no surgimento de fissuras e aumento da ductilidade pós-fissuração. As simulações mostram resultados satisfatórios enquanto os modelos permitem reproduzir com boa aceitação a rigidez das vigas durante o ensaio, a carga máxima atingida e o modo de ruptura.

**Palavras-chaves:** vigas, concreto armado, fibras de aço, cisalhamento, fissuração, elementos finitos, ATENA.

### ABSTRACT

Steel Fiber Reinforced Concrete (SFRC) is progressively present in main Civil Engineering works because it is consider a high performance material in terms of tensile strength, ductility and capacity of energy absorption. The present work analyzes the structural behavior to the shear of conventional reinforced concrete beams and reinforced beams with steel fibers with hooks. Monotonic four-point bending tests are perform in an experimental program divided into two stage. The first one related to the tests of six conventional concrete beams, divided in two series of three beams: with minimum transverse reinforcement and without transverse reinforcement. The second stage consists of testing six other beams, divided in three series with fiber contents of 0, 45 and 60 kg/m<sup>3</sup>. The experimental results are evaluate by load displacement, load – strain relations, failure mode and crack pattern. Moreover, the software for nonlinear analysis of reinforced concrete structures ATENA performs simulations using the Finite Element Method (FEM). The experimental results show the beneficial potential of the steel fibers addition in the behavior of elements tested, with more ductile failure modes, delay in cracking and increased post-cracking ductility. The simulations show satisfactory results while the models allow reproducing with good acceptance the stiffness of the beams during the test, the maximum loads reached and the failure mode.

Keywords: beams, reinforced concrete, steel fibers, shear, cracking, finite elements, ATENA.

### LISTA DE FIGURAS

| Figura 2.1 Fibras de aço de diferentes geometrias: (a) reta, (b) com ganchos nas extremidades, |
|--|
| (c) onduladas e (d) pontas planas  |
| Figura 2.2 Alguns tipos de ancoragens das fibras de aço com ganchos                            |
| Figura 2.3 Restaurante do parque oceanográfico de Valencia (Espanha)                           |
| Figura 2.4 Edifício da sede da televisão central da China em Pequim                            |
| Figura 3.1 Karl Wilhelm Ritter (1847 – 1906)   |
| Figura 3.2 Emil Mörsch (1872 – 1950)   |
| Figura 3.3 Forças internas numa viga de concreto armado fissurada35                            |
| Figura 3.4 Forças internas resistentes numa viga de concreto armado com estribos36             |
| Figura 3.5 Equações da teoria do campo de compressão modificada                                |
| Figura 4.1 Diagramas tensão – deformação de corpos de prova cilíndricos com e sem fibras de    |
| aço40  |
| Figura 4.2 Representação das relações carga - deslocamento do CRFA na flexão, para os          |
| comportamentos pós-pico de endurecimento (hardening) e amolecimento (softening)43              |
| Figura 4.3 Representação das curvas carga - deslocamento do CRFA, para misturas com            |
| diferentes teores e tipos de fibras44  |
| Figura 4.4 Geometria e detalhamento das vigas da série B1846                                   |
| Figura 4.5 Geometria e detalhamento das vigas da série B2746                                   |
| Figura 4.6 Padrões de fissuras das vigas: (a) B18-0a e (b) B18-1a48                            |
| Figura 4.7 Esquema de ensaio, detalhamento das armaduras e instrumentação                      |
| Figura 4.8 Esquema de ensaio e detalhamento das armaduras - vigas do grupo 1 (séries 1 a 4) e  |
| grupo 2 (série 5)  |
| Figura 4.9 Esquema de ensaio e detalhamento das armaduras - vigas do grupo 3 (série 6)         |
|  |
| Figura 4.10 Relações carga-deslocamento no meio do vão para as vigas da série 1                |
| Figura 4.11 Padrões de fissuração das vigas: (a) NSC1-PC e (b) NSC1-FRC253                     |
| Figura 4.12 Esquema do ensaio, detalhamento das armaduras e instrumentação das vigas54         |
| Figura 5.1 Esquema do ensaio, geometria das vigas e instrumentação com LVDTs (Dimensões em mm) |
| Figura 5.2 Detalhamento das armaduras e posição dos extensômetros, série V-REF-E58             |
| Figura 5.3 Detalhamento das armaduras e posição dos extensômetros, série V-REF-L (primeira     |
| etapa)   |
|  |

| Figura 5.4 Detalhamento das armaduras e posição dos extensômetros, séries V-REF-L,                         |
|--|
| V-FIB45 e V-FIB60 (segunda etapa)  |
| Figura 5.5 Fibras de aço com ganchos DRAMIX <sup>®</sup> 3D 45/30BL  |
| Figura 5.6 Configuração final das armaduras da série V-REF-E60   |
| Figura 5.7 Etapas da colagem dos extensômetros nas armaduras da série V-REF-L61                            |
| Figura 5.8 (a) Formas de madeira e (b) armadura da série V-REF-E posicionada61                             |
| Figura 5.9 Moldagem de uma viga da série V-REF-L na primeira etapa experimental62                          |
| Figura 5.10 Adensamento da segunda camada de concreto  |
| Figura 5.11 Etapas da fabricação do CRFA63   |
| Figura 5.12 Determinação da consistência do: (a) concreto convencional e (b) CRFA - 60 kg/m <sup>3</sup> . |
|  |
| Figura 5.13 Moldagem dos corpos de prova da segunda etapa experimental65                                   |
| Figura 5.14 Vigas antes e depois do procedimento de pintura  |
| Figura 5.15 Instalação de extensômetro elétrico no concreto na segunda etapa experimental.66               |
| Figura 5.16 Componentes do sistema de apoios: (a) base de suporte metálica, (b) placa de apoio             |
| fixo, (c) placa de apoio móvel, (d) esquema final do apoio67   |
| Figura 5.17 Sistema de aquisição de dados marca Micro-Measurements modelo 5100B scanner.                   |
|  |
| Figura 5.18 Configuração da posição de referência dos LVDTs no vão da viga: (a) 1ª etapa                   |
| experimental e (b) 2ª etapa experimental   |
| Figura 5.19 Esquema de ensaio de flexão em quatro pontos (1ª etapa experimental)69                         |
| Figura 5.20 Esquema de ensaio de flexão em quatro pontos (2ª etapa experimental)69                         |
| Figura 5.21 Equipamentos e instrumentos dos ensaios de: (a) módulo de elasticidade e (b)                   |
| resistência à tração por compressão diametral71  |
| Figura 5.22 Ensaio de flexão em três pontos utilizando máquina universal Times Group modelo                |
| WDW-100E e <i>clip gauge</i> NCS YYV – 10/50   |
| Figura 5.23 Ensaio de resistência à tração direta de barras de aço71                                       |
| Figura 6.1 Variação da resistência à compressão ao longo do tempo72  |
| Figura 6.2 Variação da resistência à tração por compressão diametral ao longo do tempo73                   |
| Figura 6.3 Variação do módulo de elasticidade secante ao longo do tempo73                                  |
| Figura 6.4 Curvas carga – deslocamento dos corpos de prova de concreto convencional obtidas                |
| no ensaio de flexão em três pontos75   |
| Figura 6.5 Curvas carga – deslocamento no meio do vão de corpos de prova de CRFA com                       |
| teores de fibra de aço de: (a) 45 kg/m <sup>3</sup> e (b) $60$ kg/m <sup>3</sup> 76                        |

| Figura 6.6 Curvas carga – abertura da entrada do entalhe (CMOD) de corpos de prova de CRFA |
|--|
| com teores de fibra de aço de: (a) 45 kg/m <sup>3</sup> e (b) 60kg/m <sup>3</sup> 77       |
| Figura 6.7 Comparação entre as curvas carga - deslocamento no meio do vão dos corpos de    |
| prova de CRFA77  |
| Figura 6.8 Diagramas tensão-deformação das barras de 5 mm de diâmetro79                    |
| Figura 6.9 Diagramas tensão-deformação das barras de 8 mm de diâmetro79                    |
| Figura 6.10 Diagramas tensão-deformação das barras de 16 mm (utilizadas em vigas de        |
| concreto convencional)   |
| Figura 6.11 Diagramas tensão-deformação das barras de 16 mm (utilizadas em vigas de CRFA). |
| Figura 6.12 Pórtico utilizado na primeira tentativa de ensaio da viga V-REF-E-181          |
| Figura 6.13 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-E-1                         |
| Figura 6.14 Padrão de fissuras da viga V-REF-E-1   |
| Figura 6.15 Relações carga - deformação na (a) armadura longitudinal e (b) nos estribos da |
| viga V-REF-E-1   |
| Figura 6.16 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-E-2                         |
| Figura 6.17 Padrão de fissuras da viga V-REF-E-2   |
| Figura 6.18 Relações carga - deformação na (a) armadura longitudinal e (b) nos estribos da |
| viga V-REF-E-2   |
| Figura 6.19 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-E-3                         |
| Figura 6.20 Padrão de fissuras da viga V-REF-E-3   |
| Figura 6.21 Relações carga - deformação na (a) armadura longitudinal e (b) nos estribos da |
| viga V-REF-E-3   |
| Figura 6.22 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-L-1                         |
| Figura 6.23 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-1   |
| Figura 6.24 Relações carga – deformações na armadura longitudinal da viga V-REF-L-190      |
| Figura 6.25 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-L-291                       |
| Figura 6.26 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-2   |
| Figura 6.27 Relações carga – deformações na armadura longitudinal da viga V-REF-L-292      |
| Figura 6.28 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-L-393                       |
| Figura 6.29 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-3   |
| Figura 6.30 Relações carga – deformações na armadura longitudinal da viga V-REF-L-394      |
| Figura 6.31 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-L-495                       |
| Figura 6.32 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-495   |

| Figura 6.33 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga |
|--|
| V-REF-L-4  |
| Figura 6.34 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-REF-L-5                             |
| Figura 6.35 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-597   |
| Figura 6.36 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga |
| V-REF-L-5  |
| Figura 6.37 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-FIB45-1                             |
| Figura 6.38 Padrão de fissuras da viga V-FIB45-199   |
| Figura 6.39 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga |
| V-FIB45-1100   |
| Figura 6.40 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-FIB45-2                             |
| Figura 6.41 Padrão de fissuras da viga V-FIB45-2102  |
| Figura 6.42 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga |
| V-FIB45-2102   |
| Figura 6.43 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-FIB60-1                             |
| Figura 6.44 Padrão de fissuras da viga V-FIB60-1103  |
| Figura 6.45 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga |
| V-FIB60-1104   |
| Figura 6.46 Relações carga – deslocamento no vão da viga V-FIB60-2                             |
| Figura 6.47 Padrão de fissuras da viga V-FIB60-2   |
| Figura 6.48 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga |
| V-FIB60-2  |
| Figura 7.1 Resultados do ensaio de resistência à compressão cilíndrica do concreto             |
| convencional e do CRFA (2ª etapa experimental)107  |
| Figura 7.2 Resultados do ensaio de resistência à tração mediante compressão diametral do       |
| concreto convencional e CRFA (2ª etapa experimental)108  |
| Figura 7.3 Resultados do ensaio de módulo de elasticidade secante do concreto convencional e   |
| CRFA (2 <sup>a</sup> etapa experimental)109  |
| Figura 7.4 Tensões de cisalhamento máximas das vigas agrupadas por série                       |
| Figura 7.5 Deformações máximas na armadura longitudinal agrupadas por série112                 |
| Figura 7.6 Relações carga – deslocamento das vigas ensaiadas na 1ª etapa experimental 113      |
| Figura 7.7 Relações carga – deslocamento das vigas ensaiadas na 2ª etapa experimental114       |
| Figura 7.8 Esmagamento do concreto no topo das vigas (a) V-REF-E-1 e (b) V-FIB60-2116          |
| Figura 7.9 Ruptura devido à tração diagonal nas vigas (a) V-REF-E-2 e (b) V-FIB45-2117         |

| Figura 7.10 Ruptura por esmagamento do concreto na região perto do ponto de aplicação de       |
|--|
| carga nas vigas: (a) V-REF-E-3, (b) V-REF-L-1, (c) V-REF-L-2, (d) V-REF-L-4, (e)               |
| V-REF-L-5 e (f) V-FIB60-1  |
| Figura 7.11 Ruptura devido ao esmagamento do concreto comprimido na região entre eixos de      |
| aplicação de carga nas vigas (a) V-REF-L-3 e (b) V-FIB45-1119                                  |
| Figura 7.12 Padrão de fissuras das vigas de concreto convencional série V-REF-E                |
| Figura 7.13 Padrão de fissuras das vigas de concreto convencional série V-REF-L                |
| Figura 7.14 Padrão de fissuras das vigas de CRFA série V-FIB45122                              |
| Figura 7.15 Padrão de fissuras das vigas de CRFA série V-FIB60122                              |
| Figura 7.16 Cargas de surgimento da fissura diagonal crítica por série124                      |
| Figura 7.17 Fotografias das fissuras diagonais críticas após a ruptura das vigas (a) V-REF-E-2 |
| e (b) V-FIB45-1  |
| Figura 8.1 Representação da técnica de análise não-linear via MEF128                           |
| Figura 8.2 Representação dos modelos de fissura incorporada (a) fixa e (b) rotativa130         |
| Figura 8.3 Função de amolecimento exponencial na tração Hordijk (1991)131                      |
| Figura 8.4 Modelo de amolecimento na compressão Fictitious Compression Plane Model. 132        |
| Figura 8.5 Modelo de endurecimento na compressão132  |
| Figura 8.6 (a) superfície de ruptura de Menétrey-Willam (1995) e (b) seções desviadoras da     |
| superfície   |
| Figura 8.7 Comportamento do material CC3DNonLinCementitious2User na (a) tração e na (b)        |
| compressão135  |
| Figura 8.8 Redução da rigidez ao cisalhamento devido à fissuração136                           |
| Figura 8.9 Redução da resistência à compressão devido à fissuração136                          |
| Figura 8.10 Relação tensão – deformação multilinear para a armadura137                         |
| Figura 8.11 Relações analíticas tensão de aderência – deslizamento segundo o CEB-FIP MC 90     |
|  |
| Figura 8.12 Relação tensão – deformação linear do modelo material CC3DElastIsotropic139        |
| Figura 8.13 Esquema iterativo do método Newton-Raphson141                                      |
| Figura 8.14 Modelo geométrico da viga V-REF-L-4141   |
| Figura 8.15 Condições de contorno do modelo142   |
| Figura 8.16 Malha de elementos finitos, condições de contorno e posições de monitoramento.     |
|  |
| Figura 8.17 (a) Relações tensão – deformação da armadura e (b) tensão de aderência –           |
| deslizamento segundo CEB-FIP MC 90145  |

| Figura 8.18 Relações carga – deslocamento no meio do vão da viga V-REF-L-4145                  |
|--|
| Figura 8.19 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga |
| V-REF-L-4  |
| Figura 8.20 Tensões principais de compressão para $P_{max} = 380,81$ kN (modelo inicial        |
| V-REF-L-4)   |
| Figura 8.21 (a) Tensões principais de compressão perto da placa aplicação de carga e (b)       |
| esmagamento do concreto  |
| Figura 8.22 Deformações principais de tração para $P_{max} = 380,81$ kN (modelo inicial        |
| V-REF-L-4)   |
| Figura 8.23 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico inicial da viga V-REF-L-4 para  |
| P <sub>max</sub> = 380,81 kN   |
| Figura 8.24 Modelo geométrico da viga V-REF-E-2149   |
| Figura 8.25 Pontos de monitoramento de deformações axiais nas armaduras da viga                |
| V-REF-E-2  |
| Figura 8.26 Relações tensão – deformação para (a) estribos e (b) porta estribos150             |
| Figura 8.27 Relações carga – deslocamento no meio do vão da viga V-REF-E-2:                    |
| (a) experimentais registradas e (b) experimentais corrigidas                                   |
| Figura 8.28 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no estribo da viga  |
| V-REF-E-2  |
| Figura 8.29 Tensões principais de compressão para $P_{max} = 335,05$ kN (modelo ajustado       |
| V-REF-E-2)   |
| Figura 8.30 Deformações principais de tração para $P_{max} = 335,05$ kN (modelo ajustado       |
| V-REF-E-2)   |
| Figura 8.31 Deformações axiais nos estribos para $P_{max} = 335,05$ kN (modelo ajustado        |
| V-REF-E-2)   |
| Figura 8.32 Evolução das deformações axiais nos estribos para as cargas numéricas de:          |
| (a) 81,9 kN; (b) 156 kN; (c) 184,9 kN e (d) 335 kN (azul: compressão e vermelho: tração).154   |
| Figura 8.33 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico da viga V-REF-E-2 para          |
| P <sub>max</sub> = 335,05 kN   |
| Figura 8.34 Representação da técnica de análise inversa156                                     |
| Figura 8.35 Malha de elementos finitos, condições de contorno e pontos de monitoramento dos    |
| prismas157   |
| Figura 8.36 Representação do primeiro pico de carga na curva carga - deslocamento158           |
| Figura 8.37 Função de amolecimento na tração (função inicial)158                               |
|  |

| Figura 8.38 Curvas carga – deslocamento experimentais e numéricas                             |
|---|
| Figura 8.39 Valor de <i>w</i> correspondente a um deslocamento no meio do vão de 2 mm (modelo |
| prisma F60)160  |
| Figura 8.40 Interpolação dos valores $(\sigma_t / f_t)_i$ a partir das deformações de fratura |
| Figura 8.41 Função de amolecimento na tração (função iterada)161                              |
| Figura 8.42 Diagramas carga – deslocamento no meio do vão das séries de prismas (a) F45 e     |
| (b) F60   |
| Figura 8.43 Funções de amolecimento na tração para as séries de prismas (a) F45 e (b) F60.    |
|   |
| Figura 8.44 Relações tensão – deformação da armadura longitudinal das vigas V-FIB45-1 e       |
| V-FIB60-2   |
| Figura 8.45 Relações carga - deslocamento no meio do vão experimentais e numéricas            |
| (viga V-FIB45-1)164   |
| Figura 8.46 Relações carga - deslocamento no meio do vão experimentais e numéricas            |
| (viga V-FIB60-2)164   |
| Figura 8.47 Relações carga – deformação na armadura das vigas (a) V-FIB45-1 e (b)             |
| V-FIB60-2   |
| Figura 8.48 Relações carga – deformação no concreto das vigas (a) V-FIB45-1 e (b)             |
| V-FIB60-2165  |
| Figura 8.49 Tensões principais de compressão para $P_{max} = 420,51$ kN (viga V-FIB45-1)166   |
| Figura 8.50 Tensões principais de compressão para $P_{max} = 426,11$ kN (viga V-FIB60-2)166   |
| Figura 8.51 Deformações principais de tração para P = 404,1 kN (viga V-FIB45-1)167            |
| Figura 8.52 Deformações principais de tração para P = 411,1 kN (viga V-FIB60-2)167            |
| Figura 8.53 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico da viga V-FIB45-1 para         |
| P = 404,1  kN167  |
| Figura 8.54 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico da viga V-FIB60-2 para         |
| P = 411,1  kN168  |

### LISTA DE TABELAS

| Tabela 2.1 Valores mínimos dos fatores de forma e da resistência à tração das fibras30        |
|---|
| Tabela 4.1 Resultados experimentais de resistência à compressão em corpos de prova            |
| cilíndricos   |
| Tabela 4.2 Resultados experimentais de resistência à tração direta do CRFA42                  |
| Tabela 4.3 Resultados experimentais dos ensaios de flexão em 3 pontos das vigas de CRFA 47    |
| Tabela 4.4 Resultados experimentais dos ensaios de flexão em 4 pontos das vigas49             |
| Tabela 4.5 Propriedades dos CRFA e resultados dos ensaios de flexão nas vigas52               |
| Tabela 4.6 Resultados experimentais dos ensaios de flexão em 3 pontos                         |
| Tabela 5.1 Características geométricas e taxas de armaduras das vigas.57                      |
| Tabela 5.2 Tipos de extensômetros elétricos utilizados.59                                     |
| Tabela 5.3 Características e propriedades das fibras DRAMIX® 3D 45/30BL59                     |
| Tabela 5.4 Resultados dos ensaios de determinação da consistência segundo norma ABNT NBR      |
| NM 67:199864  |
| Tabela 5.5 Ensaios de caracterização executados para o concreto convencional e CRFA70         |
| Tabela 6.1 Propriedades mecânicas do concreto estimadas para o dia de ensaio das vigas74      |
| Tabela 6.2 Resultados dos ensaios de flexão em três pontos do concreto convencional (2ª etapa |
| experimental)75   |
| Tabela 6.3 Resultados dos ensaios de flexão em três pontos do CRFA (2ª etapa experimental).   |
|   |
| Tabela 6.4 Resultados dos cálculos de determinação da energia de fratura do concreto          |
| convencional78  |
| Tabela 6.5 Propriedades mecânicas das armaduras80   |
| Tabela 7.1 Resumo dos resultados do ensaio de flexão em vigas110                              |
| Tabela 7.2 Cargas de surgimento das fissuras.    123  |
| Tabela 7.3 Deslocamentos horizontais medidos fora do plano vertical das vigas126              |
| Tabela 8.1 Parâmetros do modelo material CC3DNonLinCementitious2                              |
| Tabela 8.2 Parâmetros do modelo material CC3DNonLinCementitious2User                          |
| Tabela 8.3 Parâmetros do modelo tensão de aderência – deslizamento segundo o CEB-FIP MC       |
| 90  |
| Tabela 8.4 Elementos finitos utilizados na simulação das vigas139                             |
| Tabela 8.5 Parâmetros do concreto convencional utilizados na simulação da viga V-REF-L-4.     |
|   |

| Tabela 8.6 Parâmetros do concreto | convencional | utilizados na | simulação | da viga | V-REF-E-2. |
|-----------------------------------|--------------|---------------|-----------|---------|------------|
|                                   |              |               |           |         | 150        |

### LISTA DE SIGLAS

- ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ACI American Concrete Institute
- ASTM American Society for Testing and Materials
- CEB Comité Européen du Béton
- CMOD Crack Mouth Opening Displacement
- CRF Concreto Reforçado com Fibras
- CRFA Concreto Reforçado com Fibras de Aço
- ELS Estado Limite de Serviço
- FIB Fédération Internationale du Béton
- FIP Fédération Internationale de la Précontrainte
- FRC Fiber Reinforced Concrete
- IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto
- JCI Japan Concrete Institute
- LES Laboratório de estruturas da UNICAMP
- LVDT Linear Variable Differential Transformer
- MEF Método dos Elementos Finitos
- MCFT Modified Compression Field Theory
- SFRC Steel Fiber Reinforced Concrete

### LISTA DE SÍMBOLOS

| $A_{s}$           | Área de aço da armadura longitudinal                                | $[mm^2]$ |
|-------------------|---|----------|
| a                 | Distância desde os eixos de aplicação de carga até o eixos de apoio | [mm]     |
| b                 | Largura da viga   | [mm]     |
| $b_{w}$           | Largura da alma da viga   | [mm]     |
| С                 | Força resultante de compressão no banzo da viga                     | [kN]     |
| d                 | Altura útil da viga   | [mm]     |
| $d_{f}$           | Diâmetro da fibra   | [mm]     |
| $E_{c}$           | Módulo de elasticidade do concreto                                  | [MPa]    |
| $E_{cm}$          | Valor médio do módulo de elasticidade do concreto                   | [MPa]    |
| $f_{c}$           | Resistência à compressão cilíndrica do concreto                     | [MPa]    |
| $f_c$ '           | Resistência à compressão cilíndrica do concreto                     | [MPa]    |
| $f_{cf}$          | Resistência à compressão pico do CRFA                               | [MPa]    |
| $f_{cu}$          | Resistência à compressão cúbica do concreto                         | [MPa]    |
| $f_{cm}$          | Valor médio da resistência à compressão cilíndrica do concreto      | [MPa]    |
| $f_{ct}$          | Resistência à tração direta do concreto                             | [MPa]    |
| $f_{ctsp}$        | Resistência à tração do concreto por compressão diametral           | [MPa]    |
| $f_{\it ct, spm}$ | Resistência à tração média do concreto por compressão diametral     | [MPa]    |
| $f_{fu}$          | Tensão de ruptura do concreto                                       | [MPa]    |
| $f_u$             | Limite de resistência à tração da fibra                             | [MPa]    |
| $G_{f}$           | Energia de fratura do concreto                                      | [N/mm]   |
| h                 | Altura total da viga  | [mm]     |
| $l_f$             | Comprimento da fibra  | [mm]     |
| $P_{max}$         | Carga máxima resistida pelas vigas                                  | [kN]     |

| $P_u$                              | Carga última resistida pelas vigas                               | [kN]               |
|------------------------------------|--|--------------------|
| $R^2$                              | Coeficiente de determinação                                      | [-]                |
| $S_{lig}$                          | Área da superfície de ligação do corpo de prova prismático       | [mm <sup>2</sup> ] |
| S                                  | Espaçamento entre estribos                                       | [mm]               |
| $V_{ay}$                           | Parcela de força cortante devido ao engrenamento dos agregados   | [N]                |
| $V_{c}$                            | Parcela de força cortante devido à contribuição do concreto      | [N]                |
| V <sub>cr</sub>                    | Força cortante correspondente ao surgimento da fissura diagonal  | [kN]               |
| $V_{cy}$                           | Parcela de força cortante devido ao banzo de concreto comprimido | [N]                |
| $V_d$                              | Parcela de força cortante devido ao efeito pino                  | [N]                |
| $V_{f}$                            | Porcentagem do volume de fibra em relação ao volume de concreto  | [%]                |
| $V_s$                              | Parcela de força cortante devido à contribuição dos estribos     | [N]                |
| V <sub>test</sub>                  | Cortante último do ensaio  | [kN]               |
| $V_u$                              | Força cortante última  | [N]                |
| $W_{exp}$                          | Trabalho do experimento (área sob a curva carga – deslocamento)  | [kN-mm]            |
| α                                  | Ângulo de inclinação da armadura transversal                     | [°]                |
| Δu                                 | Deslocamento na ruptura  | [-]                |
| Δу                                 | Deslocamento no escoamento                                       | [-]                |
| $\delta_{a poio}$                  | Deslocamento da base do suporte metálica dos apoios              | [mm]               |
| $\delta_u$                         | Deslocamento último no meio do vão da viga                       | [mm]               |
| $\delta_{viga}$                    | Deslocamento do vão da viga                                      | [mm]               |
| E <sub>c</sub>                     | Deformação máxima no concreto                                    | [‰]                |
| $\mathcal{E}_{fu}$                 | Deformação de ruptura do concreto                                | [-]                |
| $\varepsilon_s^{L}$                | Deformação na armadura longitudinal                              | [‰]                |
| $\boldsymbol{\varepsilon}_{s}^{T}$ | Deformação na armadura transversal                               | [‰]                |
| $\mathcal{E}_{pf}$                 | Deformação correspondente à tensão pico do CRFA                  | [-]                |

| γ <sub>c</sub>   | Coeficiente de ponderação da resistência do concreto armado | [-]   |
|------------------|---|-------|
| $\gamma_{f}$     | Coeficiente de ponderação das ações                         | [-]   |
| $\gamma_s$       | Coeficiente de ponderação da resistência do aço             | [-]   |
| λ                | Fator de forma da fibra                                     | [-]   |
| μ                | Coeficiente de ductilidade                                  | [-]   |
| V <sub>max</sub> | Tensão de cisalhamento máxima da viga                       | [MPa] |
| $V_u$            | Tensão de cisalhamento última da viga                       | [MPa] |
| φ                | Fator de redução de resistência                             | [-]   |
| ρ                | Taxa de armadura longitudinal                               | [%]   |
| $ ho_w$          | Taxa de armadura transversal                                | [%]   |
| $\sigma_{cr}$    | Tensão de fissuração  | [MPa] |
| $\sigma_{tu}$    | Tensão de tração pico após do início da fissuração          | [MPa] |
| θ                | Ângulo de inclinação da biela de compressão de concreto     | [°]   |

### SUMÁRIO

| 1. INTRODUÇÃO  | 25  |
|--|---|
| 1.1. OBJETIVOS   |   |
| 1.1.1. Objetivo geral  | 26  |
| 1.1.2. Objetivos específicos   | 26  |
| 1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO  | 27  |
| 2. CONCEITUAÇÃO BÁSICA   |   |
| 2.1. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA)   |   |
| 2.2. FIBRAS DE AÇO PARA O CONCRETO   |   |
| 2.2.1. Características geométricas e mecânicas das fibras  | 29  |
| 2.2.2. Normatização nacional e internacional sobre o uso do CRFA   |   |
| 2.3. APLICAÇÕES EM OBRAS DE ENGENHARIA CIVIL   |   |
| 3. TEORIAS DE CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO   | 34  |
| 3.1. ANALOGIA DE TRELIÇA CLÁSSICA (Classical Truss Analogy)  |   |
| 3.1.1. Mecanismos resistentes ao cisalhamento  |   |
| <b>3.2. TEORIA DO CAMPO DE COMPRESSÃO MODIFICADA (<i>Modified Compression Field Theory</i>)</b>  | 37  |
|  |   |
| 4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.  |   |
| 4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.<br>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL  |   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br><b>39</b><br>39  |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br><b>39</b><br>39<br>41  |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br><b>39</b><br>39<br>41<br>42  |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br>39<br>41<br>42<br>44   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br>39<br>41<br>42<br>44<br>45   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br>39<br>41<br>42<br>44<br>45   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br>39<br>41<br>42<br>42<br>45<br>45<br>56   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL.</li> <li>4.1.1. Resistência à compressão.</li> <li>4.1.2. Resistência à tração direta</li> <li>4.1.3. Resistência na flexão.</li> <li>4.1.4. Tenacidade na flexão.</li> <li>4.2. ENSAIOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO.</li> <li>4.2.1. Resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA sem estribos</li> <li>5. PROGRAMA EXPERIMENTAL</li> <li>5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS</li> </ul>  | <b>39</b><br>39<br>41<br>42<br>42<br>45<br>45<br>56<br>56   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL.</li> <li>4.1.1. Resistência à compressão.</li> <li>4.1.2. Resistência à tração direta.</li> <li>4.1.3. Resistência na flexão.</li> <li>4.1.4. Tenacidade na flexão.</li> <li>4.2. ENSAIOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO.</li> <li>4.2.1. Resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA sem estribos</li> <li>5. PROGRAMA EXPERIMENTAL</li> <li>5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS</li> <li>5.2. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E INSTRUMENTAÇÃO.</li> </ul>   | <b>39</b><br>39<br>41<br>42<br>44<br>45<br>56<br>56<br>56   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br><b>39</b><br>41<br>42<br>44<br>45<br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b>  |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br><b>39</b><br>41<br>42<br>44<br>45<br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b>   |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL.</li> <li>4.1.1. Resistência à compressão.</li> <li>4.1.2. Resistência à tração direta</li> <li>4.1.3. Resistência na flexão.</li> <li>4.1.4. Tenacidade na flexão.</li> <li>4.2. ENSAIOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO.</li> <li>4.2.1. Resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA sem estribos</li> <li>5. PROGRAMA EXPERIMENTAL</li> <li>5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS</li> <li>5.2. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E INSTRUMENTAÇÃO.</li> <li>5.3. FIBRA DE AÇO UTILIZADA.</li> <li>5.4. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO DAS VIGAS</li> <li>5.4.1. Armaduras e instrumentação.</li> </ul> | 39<br>39<br>41<br>42<br>44<br>45<br>56<br>56<br>56<br>56<br>56<br>50<br>60  |
| <ul> <li>4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO.</li> <li>4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL</li></ul>   | <b>39</b><br><b>39</b><br>41<br>42<br>44<br>45<br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b><br><b>56</b> |

| 5.5. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS  |  |
|--|--|
| 5.5.1. Equipamentos e instrumentos do ensaio de flexão em vigas            |  |
| 5.5.2. Equipamentos e instrumentos dos ensaios de caracterização           |  |
| 6. RESULTADOS DE ENSAIO  |  |
| 6.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS                      |  |
| 6.1.1. Caracterização do concreto convencional e do CRFA                   |  |
| 6.1.2. Caracterização do aço   |  |
| 6.2. ENSAIOS DE FLEXÃO NAS VIGAS   |  |
| 6.2.1. Viga V-REF-E-1  |  |
| 6.2.2. Viga V-REF-E-2  |  |
| 6.2.3. Viga V-REF-E-3  |  |
| 6.2.4. Viga V-REF-L-1  |  |
| 6.2.5. Viga V-REF-L-2  |  |
| 6.2.6. Viga V-REF-L-3  |  |
| 6.2.7. Viga V-REF-L-4  |  |
| 6.2.8. Viga V-REF-L-5  |  |
| 6.2.9. Viga V-FIB45-1  |  |
| 6.2.10. Viga V-FIB45-2   |  |
| 6.2.11. Viga V-FIB60-1   |  |
| 6.2.12. Viga V-FIB60-2   |  |
| 7. ANÁLISE DOS RESULTADOS  |  |
| 7.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO                                 |  |
| 7.1.1. Influência das fibras de aço sobre a resistência à compressão       |  |
| 7.1.2. Influência das fibras de aço sobre a resistência à tração           |  |
| 7.1.3. Influência das fibras de aço sobre o módulo de elasticidade secante |  |
| 7.2. ENSAIOS DE FLEXÃO EM VIGAS  |  |
| 7.2.1. Resumo dos resultados de ensaio                                     |  |
| 7.2.2. Comparação entre relações carga – deslocamento                      |  |
| 7.2.3. Modos de ruptura  |  |
| 7.2.4. Padrões de fissuras   |  |
| 7.2.5. Cargas de surgimento das fissuras                                   |  |
| 7.2.6. Estabilidade das vigas ensaiadas                                    |  |
| 8. ANÁLISE NÃO-LINEAR DAS VIGAS VIA MEF                                    |  |
| 8.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS  |  |
| 8.2. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS                                   |  |

| 8.3. MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO                         |        |
|--|--------|
| 8.3.1. Modelo material para a simulação do concreto convencional |        |
| 8.3.2. Modelo material para a simulação do CRFA                  |        |
| 8.4. MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO                              |        |
| 8.4.1. Modelo material para a simulação da armadura              |        |
| 8.4.2. Modelo material para a simulação das placas de aço        |        |
| 8.5. ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS                                |        |
| 8.6. MÉTODO NUMÉRICO PARA A SOLUÇÃO DO SISTEMA NÃO-LINI          | EAR140 |
| 8.7. DESCRIÇÃO DAS VIGAS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS           | 141    |
| 8.7.1. Simulação da viga V-REF-L-4                               | 141    |
| 8.7.2. Simulação da viga V-REF-E-2                               |        |
| 8.7.3. Simulação das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2                 |        |
| 9. CONCLUSÕES  |        |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS                                       |        |
| APÊNDICE A   |        |
| APÊNDICE B   | 179    |
| APÊNDICE C   |        |
| APÊNDICE D   | 190    |
| APÊNDICE E   | 192    |
| APÊNDICE F   | 194    |
| APÊNDICE G   | 195    |
| APÊNDICE H   | 197    |

### 1. INTRODUÇÃO

O Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) é considerado um material com amplas vantagens em termos de propriedades mecânicas, comparado com o concreto convencional. Benefícios associados à melhora da resposta pós-fissuração, aumento da resistência à tração e tenacidade são as propriedades mais representativas desse material.

O CRFA tem sido utilizado em vários tipos de aplicações no campo da engenharia de estruturas. Segundo o ACI 544.1R-96 (2002), algumas aplicações estão relacionadas com elementos estruturais como lajes de fundação, pisos industriais e obras de estabilização utilizando concreto projetado. Outro tipo de emprego do CRFA relaciona-se com oferecer a possibilidade de substituição de armadura transversal em vigas de concreto armado.

Códigos de projeto de estruturas como o ACI 318-14 permitem esse tipo de substituição, sempre que sejam atingidas condições mínimas referentes à magnitude dos esforços solicitantes, características geométricas da seção transversal e propriedades mecânicas do tipo de fibra empregada. Do mesmo modo, outras normas internacionais de projeto, como por exemplo, o *fib* Model Code 2010, oferecem modelos de cálculo para projeto e verificação do Estado Limite de Serviço (ELS) de estruturas de CRFA.

Vários programas experimentais executados no exterior têm avaliado o desempenho mecânico ao cisalhamento de vigas de CRFA. Em geral, diversos autores concordam que é possível substituir a taxa mínima de estribos requerida a partir da adição de uma porcentagem específica de fibras de aço (DINH, 2009; MINELLI E VECCHIO, 2006; SHOAIB, LUBELL E BINDIGANAVILE, 2014).

No âmbito nacional, poucos programas experimentais que avaliem o comportamento de vigas de CRFA ao cisalhamento têm sido realizados. Os trabalhos de Marinho (2002), Araúz (2002) e Vitor (2017) são alguns dos poucos que têm analisado experimentalmente o tema no brasil. Contrariamente, um número maior de pesquisas tem-se focado na caracterização mecânica do material em ensaios de menor escala, isto é, ensaios em corpos de prova.

Atualmente, no Brasil possui-se uma única norma de fibras de aço para concreto (ABNT NBR 15530:2007), a qual é referente às especificações mínimas que as fibras devem atender, em relação a suas propriedades físicas e geométricas. Quanto à norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado ABNT NBR 6118:2014, ela ainda não considera modelos de cálculo ou alternativas de utilização de fibras de aço em elementos estruturais de concreto.

Por outro lado, no Brasil existe uma limitada base experimental de ensaios de laboratório em escala real e, por causa disso, escassas análises em relação ao estudo dos efeitos produzidos no comportamento ao cisalhamento de vigas de CRFA. Devido a isso, no presente trabalho busca-se avaliar o comportamento mecânico desse tipo de elemento estrutural, a partir dos resultados obtidos da execução de ensaios monotônicos de flexão em quatro pontos. As principais variáveis de ensaio estão relacionadas com a taxa de armadura transversal e o teor de fibras de aço utilizado. Adicionalmente, simulações via MEF utilizando o programa computacional de análise não-linear ATENA são desenvolvidas.

#### **1.1. OBJETIVOS**

#### 1.1.1. Objetivo geral

Este trabalho de pesquisa tem como objetivo analisar experimental e numericamente a influência da adição de fibras de aço sobre o comportamento mecânico ao cisalhamento de vigas de concreto armado.

### 1.1.2. Objetivos específicos

- Caracterizar mecanicamente os concretos estudados em termos da resistência à compressão, tração por compressão diametral, módulo de elasticidade e energia de fratura.
- Executar ensaios de flexão em quatro pontos para vigas de concreto armado com e sem adição de fibras de aço com ganchos.
- Analisar o comportamento das vigas ensaiadas em termos de relações carga deslocamento, carga – deformação, modos de ruptura e padrão de fissuras.
- Simular numericamente os modelos físicos via Método dos Elementos Finitos (MEF), considerando a não-linearidade física dos materiais.

### 1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No capítulo 1 é apresentada uma introdução do trabalho, assim como as motivações para sua execução e os objetivos traçados.

No capítulo 2 apresentam-se os conceitos básicos para o entendimento do tema central da pesquisa (o CRFA), adicionalmente são feitos comentários em relação à normatização e aplicação do CRFA na engenharia estrutural.

No capítulo 3 são comentadas as principais teorias analíticas para a análise do cisalhamento em vigas de concreto armado.

No capítulo 4 uma revisão da literatura é desenvolvida em relação ao comportamento mecânico do CRFA na compressão, na tração direta e na flexão, através de ensaios de caracterização. Finalmente, são comentadas algumas pesquisas dos últimos 8 anos relacionadas com a análise experimental de vigas de CRFA sem estribos submetidas ao cisalhamento.

No capítulo 5 é descrito o programa experimental da presente pesquisa.

No capítulo 6 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais e dos ensaios de flexão em quatro pontos das vigas.

No capítulo 7 é feita uma análise dos resultados experimentais em termos da influência das fibras de aço sobre o comportamento mecânico do material e das respostas das vigas ensaiadas.

No capítulo 8 se descreve a análise não-linear via MEF desenvolvida para vigas específicas ensaiadas em cada série, além de serem comparados os resultados numéricos com os experimentais.

Finalmente o capítulo 9 apresenta as conclusões do trabalho, assim como algumas sugestões para trabalhos futuros.

### 2. CONCEITUAÇÃO BÁSICA

### 2.1. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO (CRFA)

O *fib* Model Code 2010 define o Concreto Reforçado com Fibras (CRF) como um material compósito caracterizado por ter uma matriz de cimento feita de concreto ou argamassa e fibras discretas (descontínuas). As fibras podem estar constituídas de materiais tais como: aço, polímeros, carbono, vidro ou materiais naturais. A adição de fibras no concreto tem frequentemente o objetivo de produzir efeitos benéficos sobre aspectos relacionados principalmente ao controle da fissuração ou melhora das propriedades mecânicas da matriz (ZONGJIN LI, 2011).

Por outro lado, o ACI 544.1R-96 (2002) define de forma mais específica o CRFA assim: "O concreto reforçado com fibras de aço é um concreto feito de cimento hidráulico, com conteúdo de agregado miúdo, agregado graúdo e fibras de aço discretas descontínuas". De forma geral, pode-se dizer que um dos grandes atributos das estruturas projetadas com CRF, é requerer manutenções num prazo maior do que o requerido pelas estruturas projetadas com concreto convencional (ACI 544.1R-96, 2002).

A primeira patente nos Estados Unidos sobre a adição de fibras de aço no concreto foi registrada por James P. Romualdi (1969). O inventor apresentou o CRFA como um novo material que oferecia uma melhor resposta mecânica em comparação com o concreto convencional. As melhoras no desempenho encontravam-se relacionadas principalmente com maior resistência à propagação de fissuras e aumento na capacidade de absorção de energia.

Pesquisas mais recentes têm avaliado o desempenho do CRFA sob a aplicação de cargas de impacto e os resultados mostram que a adição de fibras produz um incremento na resistência a esse tipo de carregamento (RUIZ et al., 2017; ULZURRUN E ZANUY, 2017). Além disso, outros estudos têm analisado o comportamento de elementos de CRFA sob cargas cíclicas, sendo que foram observadas melhoras em relação ao fenômeno de fadiga e aumento da dissipação de energia na falha (GERMANO, TIBERTI E PLIZZARI, 2016).

#### 2.2. FIBRAS DE AÇO PARA O CONCRETO

Na atualidade, existe uma ampla variedade de fibras de aço para reforço de estruturas de concreto e as diferenças entre elas encontram-se principalmente nas suas propriedades geométricas e mecânicas. Em geral, pode-se dizer que existem dois critérios básicos para a identificação das fibras de aço: o primeiro consiste nas características geométricas da fibra, o qual é um fator estritamente dependente da técnica de conformação utilizada na produção; e o segundo relaciona-se com o processo de produção e material base utilizado para a fabricação (ABNT NBR 15530:2007).

Na Figura 2.1 apresentam-se quatro geometrias de fibras muito utilizadas no reforço de concreto onde pode-se observar as diferenças nos tipos de ancoragem oferecidos por cada uma.



(a) (b) (c) (d) Figura 2.1 Fibras de aço de diferentes geometrias: (a) reta, (b) com ganchos nas extremidades, (c) onduladas e (d) pontas planas (adaptado de Susetyo, 2009).

Em relação as fibras de aço com ganchos nas extremidades, estas têm sido frequentemente utilizadas em pesquisas relacionadas com a avalição do desempenho mecânico atingido por sua adição no comportamento de estruturas de concreto armado. Cita-se, por exemplo, os trabalhos experimentais desenvolvidos nas pesquisas de Sahoo, Bhagat e Reddy (2015), Sahoo e Kumar (2015), Amin e Foster (2016), Biolzi e Cattaneo (2017), entre outros.

#### 2.2.1. Características geométricas e mecânicas das fibras

Dentre os fatores que podem influenciar consideravelmente o desempenho mecânico do CRFA, encontram-se aqueles associados diretamente com as características geométricas e mecânicas das fibras.

Em relação à geometria, o fator de forma ( $\lambda$ ), que associa o comprimento da fibra ( $l_f$ ) com o diâmetro de um círculo de área equivalente à área da seção transversal real da fibra ( $d_f$ ), é um dos parâmetros que afetam a interação mecânica matriz-fibra (BOULEKBACHE et al., 2016). Segundo o ACI 544.1R-96 (2002), os valores de  $\lambda$  podem variar tipicamente entre 30 e 100.

$$\lambda = \frac{l_f}{d_f} \tag{2.1}$$

Segundo Susetyo (2009), o fator de forma pode afetar significativamente a resposta pós-fissuração do concreto, a qual está relacionada com o mecanismo de ancoragem entre matriz e fibra. Fibras de aço com valores altos de  $\lambda$  podem apresentar um melhor desempenho mecânico do que as fibras com valores baixos, isso deve-se principalmente ao fato da influência da superfície de contato na interface matriz-fibra.

Dessa forma, outro parâmetro geométrico importante relaciona-se com o tipo de ancoragem das fibras. Tratando especificamente das fibras de aço com ganchos nas extremidades, fabricantes de fibras metálicas como a NV Bekaert SA, produzem três tipos de fibras com ganchos (Figura 2.2). Ensaios de arrancamento demostraram uma melhor resposta resistente nas fibras 5D, as quais têm uma configuração do gancho mais deformada.



Figura 2.2 Alguns tipos de ancoragens das fibras de aço com ganchos (Brochure Dramix NV Bekaert SA, 2012)

Em relação às propriedades mecânicas, os principais parâmetros de caracterização são a resistência à tração e a resistência ao dobramento. Na Tabela 2.1, apresentam-se os valores mínimos permitidos de resistência à tração segundo a norma ABNT NBR 15530:2007.

| Tipo<br>(geometría) | Classe da fibra | Fator de forma mínimo<br>λ | Limite de resistência à<br>tração do aço $f_u$ (MPa)* |
|---------------------|-----------------|----------------------------|---|
| А                   | Ι               | 40                         | 1000  |
|                     | II              | 30                         | 500   |
| С                   | Ι               | 40                         | 800   |
|                     | II              | 30                         | 500   |
|                     | III             | 30                         | 800   |
| R                   | Ι               | 40                         | 1000  |
|                     | II              | 30                         | 500   |

Tabela 2.1 Valores mínimos dos fatores de forma e da resistência à tração das fibras (adaptado da norma ABNT NBR 15530:2007).

\*Esta determinação deve ser feita no aço, no diâmetro equivalente finalmente antes do corte

A: com ancoragem nas extremidades, C: corrugadas e R: retas (sem ancoragem nas extremidades)

I: oriunda de arame trefilado a frio, II: oriunda de chapa laminada cortada a frio e III: oriunda de arame trefilado e escarificado

#### 2.2.2. Normatização nacional e internacional sobre o uso do CRFA

Atualmente, no âmbito nacional, a norma brasileira ABNT NBR 15530:2007 regulamenta as especificações das fibras de aço de baixo teor de carbono. Nesse documento estão apresentados os requerimentos mínimos de geometria, tolerâncias dimensionais, verificações de defeitos devido à fabricação e finalmente capacidade resistente das fibras.

Em relação à norma brasileira atual de projeto de estruturas de concreto armado ABNT NBR 6118:2014, dá-se o fato de que ela ainda não considera modelos de cálculo, especificações ou recomendações para o dimensionamento de elementos estruturais de CRFA. Devido a isso, encontra-se impossibilitada a substituição total ou parcial das armaduras de reforço por adições de fibras de aço. Recentemente, no ano 2016 foi publicado um documento técnico de projeto de estruturas de CRFA intitulado "Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras", elaborado pelo comité técnico CT 303 do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). Torna-se importante mencionar que ainda não existem normas no Brasil que especifiquem os procedimentos, técnicas e métodos de ensaio para a caracterização e medida do desempenho mecânico dos CRFA.

Em relação à normatização internacional, o código estadunidense de projeto de estruturas de concreto armado ACI 318-14, na seção 9.6.3.1, especifica que é possível omitir a colocação de armadura mínima de cisalhamento, sempre que  $0, 5 \cdot \phi \cdot V_c < V_u \leq \phi \cdot V_c$ . Para o caso de vigas, o código pontua que é permitido dispensar a colocação de estribos sempre que o elemento seja reforçado com fibras de aço que cumpram as especificações mínimas de qualidade, além disso o concreto utilizado seja de peso normal com  $f'_c \leq 40MPa$  e, finalmente, a viga cumpra os seguintes critérios:  $h \leq 600mm$  e  $V_u \leq \phi 0,17 \sqrt{f'_c} b_w d$ .

Pesquisas recentes têm demostrado, mediante ensaios experimentais de flexão em vigas de concreto sem armadura de cisalhamento, que a adição de fibras de concreto com ganchos em taxas maiores ao 1% do volume de concreto, produz capacidades resistentes últimas iguais ou maior do que as atingidas nesse mesmo tipo de vigas com a presença de estribos (SAHOO E SHARMA, 2014; TAHENNI, CHEMROUK E LECOMPTE, 2016).

Torna-se importante mencionar também a existência de normas europeias, como por exemplo, o *fib* Model Code 2010 que considera regulamentos de projeto de elemento estruturais reforçados com fibras. Modelos de cálculos para verificações de estado limite de serviço são propostos nesse código para diferentes tipos de elementos estruturais.

### 2.3. APLICAÇÕES EM OBRAS DE ENGENHARIA CIVIL

As fibras de aço têm sido utilizadas numa ampla variedade de obras da Engenharia Civil. O ACI 544.1R-96 (2002) tem reportado aplicações do CRFA em: lajes de fundação, pisos industriais, pavimentos, estabilização de taludes, construção e reparação de barragens e tuneis, isso em relação a estruturas construídas com concreto moldado no local. Aplicações em elementos estruturais de concreto pré-moldado sem armadura convencional também têm sido apresentadas, um exemplo disso são elementos pré-moldados como os blocos para o controle da erosão marinha.

Outro tipo de aplicação encontra-se focado a estruturas suscetíveis ao fenômeno de retração, o qual pode ser muitas vezes combatido com a adição das fibras (DELUCE, 2011). Por outro lado, em estruturas onde, devido a sua espessura, não é possível utilizar barras de reforço convencional, como por exemplo estruturas de cascas finas como o restaurante do parque oceanográfico de Valencia na Espanha (Figura 2.3), a adição de fibras de aço foi a alternativa de reforço escolhida.

Dinh (2009) salienta que a utilização do CRFA em edifícios tem sido mais limitada, mesmo existindo pesquisas que demostram benefícios de sua utilização em termos de incremento da capacidade resistente dos elementos à flexão e ao cisalhamento. O autor atribui essa limitação à falta de disposições e regulamentações em códigos de projeto de estruturas.



Figura 2.3 Restaurante do parque oceanográfico de Valencia (Espanha). Fonte: Keywordsuggest (2017)

Uma pesquisa mais recente desenvolvida por Luo (2014) indica que o CRFA tem ganhado maior aceitação por parte dos códigos de projeto de estruturas em relação à análise de elementos críticos ao cisalhamento. Embora a aplicação de fibras de aço seja um pouco mais limitada, tem-se informação de estruturas como a apresentada na Figura 2.4, que implementaram o CRFA.



Figura 2.4 Edifício da sede da televisão central da China em Pequim Fonte: Archreport (2017)

# 3. TEORIAS DE CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

### 3.1. ANALOGIA DE TRELIÇA CLÁSSICA (Classical Truss Analogy)

A analogia de treliça clássica foi desenvolvida pelo engenheiro civil suíço Karl Wilhelm Ritter (Figura 3.1) no ano 1899. A analogia consiste numa representação simplificada, mediante um modelo mecânico-matemático das forças internas atuantes numa viga de concreto armado num estágio avançado de fissuração.



Figura 3.1 Karl Wilhelm Ritter (1847 – 1906) Fonte: ETh Zürich (2017)

No ano 1902 o engenheiro civil alemão Emil Mörsch (Figura 3.2), aprimorou o modelo e até o momento tem sido amplamente aplicado para o dimensionamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado. Na atualidade, grande parte dos códigos de projeto mais reconhecidos no mundo utilizam as hipóteses da analogia de treliça nos seus modelos de cálculo.



Figura 3.2 Emil Mörsch (1872 – 1950). Fonte: Brandenburgische Technische Universität (2017)

Com a finalidade de conseguir desenvolver as formulações do modelo da analogia de treliça clássica, os autores basearam suas análises na idealização do equilíbrio de forças internas que interagiam numa viga que apresentava um panorama de fissuração como o mostrado na Figura 3.3. Além disso, estabeleceram as seguintes hipóteses:

- O banzo de concreto comprimido, agindo na parte superior da viga e o banzo tracionado, decorrente da força atuante na armadura longitudinal inferior, consideram-se paralelos;
- As diagonais de concreto limitadas pelas fissuras inclinadas (bielas), encontramse comprimidas e possuem um ângulo de inclinação θ de 45° em relação ao eixo longitudinal da viga;
- A armadura transversal pode ter um ângulo de inclinação  $\alpha$  que pode variar entre valores de 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal da viga.



Figura 3.3 Forças internas numa viga de concreto armado fissurada (Wight e MacGregor, 2012).

Considerando que alguns ensaios de cisalhamento em vigas, como os realizados por Leondardt (1965), têm confirmado que o ângulo de inclinação das bielas pode assumir valores diferentes de 45°, foram aplicadas modificações na hipótese do ângulo de inclinação  $\theta$  da biela, onde o principal aspecto mudado foi permitir a variação desse ângulo. Dessa forma, foi possível desenvolver formulações mais gerais, consolidando-se assim a analogia de treliça generalizada.

Pode-se observar que todas as hipóteses apresentadas anteriormente conduzem a uma simplificação do equilíbrio de forças internas agindo no elemento estrutural. No entanto, nenhuma dessas considerações têm em conta os efeitos da contribuição dos mecanismos resistentes ao cisalhamento. Alguns deles por exemplo: o engrenamento dos agregados, o aporte do banzo comprimido e o efeito pino decorrente da armadura longitudinal.

#### 3.1.1. Mecanismos resistentes ao cisalhamento

Na Figura 3.4, nota-se que estão sendo consideradas quatro forças verticais internas na seção analisada, as quais contribuem à resistência ao cisalhamento da peça. A parcela  $V_{cy}$ encontra-se relacionada com a contribuição ao cisalhamento devido à força de compressão agindo na região de concreto comprimida, por outro lado, a parcela  $V_s$  está associada ao aporte resistente ao cisalhamento da armadura transversal (estribos), a parcela  $V_{ay}$  que corresponde à contribuição do engrenamento dos agregados na interfase da fissura e finalmente a parcela  $V_d$ atribuída ao aporte resistente ao cisalhamento devido ao efeito pino da armadura longitudinal.



Figura 3.4 Forças internas resistentes numa viga de concreto armado com estribos (Wight e MacGregor, 2012).

Pesquisas desenvolvidas por Taylor (1972) e Fenwick e Pauley (1968) avaliaram as porcentagems de contribuição das forças  $V_{cy}$ ,  $V_{ay}$  e  $V_d$  ao cisalhamento. Os valores encontrados para a parcela do banzo comprimido ( $V_{cy}$ ) encontram-se em torno a 20% e 40% da parcela resistente. Numa maior proporção, a contribuição da parcela devido ao engrenamento dos agregados ( $V_{ay}$ ) representou entre 35% e 50%, e finalmente, encontrou-se que o aporte do cortante devido ao efeito pino ( $V_d$ ) apresentava valores entre 15% e 25% do cortante último resistido.

Parcelas de contribuição adicionais poderiam se acrescentar na análise anterior, isto no caso de elementos de CRFA, onde as fibras oferecem um mecanismo resistente suplementar (TAHENNI, CHEMROUK E LECOMPTE, 2016).
## **3.2. TEORIA DO CAMPO DE COMPRESSÃO MODIFICADA (Modified** *Compression Field Theory*)

A teoria do campo de compressão modificada foi formulada no ano 1986 pelos pesquisadores canadenses Frank J. Vecchio e Michael P. Collins. Uma das diferenças mais representativas da teoria em relação à teoria de analogia de treliça, está em que ela apresenta um enfoque mais racional do comportamento ao cisalhamento em peças de concreto armado, devido à possibilidade de poder utilizar as condições do estado de deformação existente na alma do elemento analisado, com o objetivo de calcular a inclinação  $\theta$  das tensões diagonais de compressão e finalmente poder predizer a resistência ao cisalhamento.

A teoria encontra-se fundamentada em relações constitutivas que consideram o concreto armado como um material que pode oferecer mecanismos resistentes ao cisalhamento após apresentar fissuração, especificamente mecanismos associados ao engrenamento dos agregados, o efeito pino produzido pela armadura longitudinal e a contribuição da armadura de cisalhamento do elemento. Na Figura 3.5 apresenta-se um resumo das equações da teoria em conjunto com as relações constitutivas tensão – deformação dos materiais.



Figura 3.5 Equações da teoria do campo de compressão modificada (adaptado de Bentz et al. 2006).

Tal e como observa-se na parte superior esquerda da Figura 3.5, as equações da teoria são obtidas a partir da análise de um elemento tipo painel de concreto armado que se encontra condicionado às seguintes hipóteses:

- 1. O elemento possui armadura e encontra-se distribuída em tudo o elemento;
- Há presença de fissuras as quais estão incorporadas no elemento e tem liberdade de rotar;
- 3. A aplicação das tensões normais e de cisalhamento é feita de maneira uniforme;
- Os valores das tensões e deformações são assumidos como um valor médio dentro de um comprimento com várias fissuras;
- 5. A aderência entre o concreto e a armadura é considerada perfeita;
- 6. A armadura do elemento apenas consegue estar submetida a tensões axiais;
- 7. Os eixos das tensões e deformações principais sempre coincidem;
- 8. As relações constitutivas dos materiais são tratadas de maneira independente.

Com o objetivo de validar a teoria os pesquisadores precisaram executar ensaios em 30 paneis de concreto armado submetidos a tensões de cisalhamento puro e em alguns deles foi utilizada a combinação com tensões normais. Pesquisas mais recentes, como por exemplo a desenvolvida por Vecchio (2000), afirma que a teoria do campo de compressão modificada apresenta certo grau de subestimação da rigidez ao cisalhamento de elementos de concreto ligeiramente armados, mais especificamente aqueles elementos onde não se produz uma rotação do campo de tensões e deformações principais.

## 4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CRFA NO ESTADO ENDURECIDO

## 4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

A execução de diferentes ensaios de caracterização mecânica sobre corpos de prova tem sido uma das formas mais comuns, para avaliar de forma direta, a resposta mecânica produzida pela adição de fibras ao concreto. Os ensaios de laboratório mais comumente aplicados têm como finalidade quantificar as alterações em parâmetros associados à resistência à compressão, à tração e à flexão de elementos estruturais.

A seguir, descreve-se para cada propriedade mecânica, as principais mudanças produzidas pelas fibras de aço no comportamento do concreto sob diferentes tipos de carregamentos.

#### 4.1.1. Resistência à compressão

É fato que o efeito das fibras sobre concreto é muito variável quando pretende-se quantificar o ganho de resistência à compressão sob cargas uniaxiais. Variáveis associadas aos procedimentos de moldagem dos corpos de prova, tais como: geometria do molde utilizado (cilíndrico ou cúbico), métodos de compactação, vibração das amostras, entre outros, são aspectos que podem influenciar na variabilidade dos resultados do ensaio.

Bencardino et al. (2008) observaram que, para um mesmo tipo de concreto com fibras, moldado em corpos de prova cilíndricos e cúbicos, encontrou-se ganhos de resistência maiores nas amostras cúbicas quando comparados com os valores obtidos nos corpos de prova cilíndricos. O efeito atribuiu-se à orientação das fibras dentro dos moldes. Na Tabela 4.1 são apresentados alguns resultados dessa pesquisa.

Adicionalmente, a partir das curvas tensão-deformação obtidas experimentalmente por Bencardino et al. (2008) em ensaios de compressão uniaxial de corpos de prova sem fibras (PC) e com fibras (S) de um mesmo tipo de concreto, os autores relatam que a adição de fibras de aço com ganchos não alterou de forma significativa os valores de resistência à compressão do concreto.

| Amostra     | $\mathcal{E}_{pf}$                                   | Е <sub>fu</sub> | f <sub>cf</sub> (MPa) | f <sub>fu</sub> (MPa) |  |  |  |
|-------------|--|-----------------|-----------------------|-----------------------|--|--|--|
|             | 0,0020   | 0,0026          | 64,1                  | 56,2                  |  |  |  |
| PC          | 0,0022   | 0,0023          | 66,3                  | -                     |  |  |  |
|             | 0,0015   | 0,0016          | 69,8                  | -                     |  |  |  |
|             | 0,0026   | 0,0045          | 67,2                  | 36,0                  |  |  |  |
| S1%         | 0,0028   | 0,0048          | 71,9                  | 36,0                  |  |  |  |
|             | 0,0027   | 0,0048          | 69,8                  | 43,0                  |  |  |  |
|             | 0,0030   | 0,0090          | 61,1                  | 44,0                  |  |  |  |
| S1.6%       | 0,0026   | 0,0140          | 55,7                  | 20,0                  |  |  |  |
|             | 0,0030   | 0,0170          | 57,7                  | 38,6                  |  |  |  |
|             | 0,0027   | 0,0110          | 59,8                  | 20,0                  |  |  |  |
| S3%         | 0,0028   | 0,0180          | 54,2                  | 25,6                  |  |  |  |
|             | 0,0026   | 0,0110          | 61,5                  | 23,0                  |  |  |  |
| E. C: Defor | ε .: Deformação correspondente à tensão pico do CRFA |                 |                       |                       |  |  |  |

Tabela 4.1 Resultados experimentais de resistência à compressão em corpos de prova cilíndricos (adaptado de Bencardino et al. 2008).

 $\varepsilon_{pf}$ : Deformação correspondente a tensão pico do CRI

 $\varepsilon_{fu}$ : Deformação de ruptura do concreto

 $f_{cf}$ : Resistência à compressão pico do CRFA

 $f_{fu}$ : Tensão de ruptura do concreto

Nota-se, nas curvas da Figura 4.1, que não foi possível obter um ganho significativo do valor da resistência à compressão, embora tenha sido incrementado o volume de adição de fibras em 1%, 1,6% e 3%.



Figura 4.1 Diagramas tensão – deformação de corpos de prova cilíndricos com e sem fibras de aço (adaptado de Bencardino et al. 2008).

Pesquisas mais recentes, desenvolvidas por Sahoo e Sharma (2014) e Yoo, Yoon e Banthia (2015a), concordam que adicionar fibras de aço com ganchos numa mistura de concreto não produz mudanças significativas no valor da resistência à compressão. Em alguns casos, a resistência à compressão do CRFA pode diminuir em relação ao concreto sem fibras. Isto é observado nos diagramas da Figura 4.1, onde os corpos de prova com volumes de fibra de 1,6% e 3% apresentaram resistências menores quando comparados ao concreto simples.

Mesmo que a resistência à compressão não tenha sido incrementada consideravelmente, é evidente que o efeito mais significativo da adição de fibras de aço ao concreto está na curva tensão-deformação. O comportamento pós-pico do diagrama é alterado ao adicionar as fibras ao concreto, apresentando uma inclinação do ramo descendente menos abrupta (TAHENNI, CHEMROUK E LECOMPTE, 2016). Dessa forma, um incremento do teor de fibras de aço no concreto pode induzir a melhoras na capacidade de deformação e ductilidade (CAMPIONE, 2008; YOO E BANTHIA, 2017).

Nos dados da Tabela 4.1 também pode-se observar que os valores das deformações do concreto na ruptura ( $\mathcal{E}_{fu}$ ), aumentam com o teor de fibra incorporado ao corpo de prova. Para as amostras com um volume de fibra do 3% foi possível obter valores de  $\mathcal{E}_{fu}$  em torno de 0,01, um valor consideravelmente maior que 0,0035, conforme estabelecido pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014.

Segundo descreve o comitê 544 do ACI no documento ACI 544.4R-88 (1999), citando a Fanella e Naaman (1985), o aumento das deformações no ramo pós-pico representa um incremento da tenacidade do material, devido a maior absorção de energia durante a deformação, podendo este aumento ser quantificado mediante o cálculo da área sob a curva tensão-deformação.

#### 4.1.2. Resistência à tração direta

Em relação à resistência à tração direta do CRFA, conforme expressa o comitê 544 do ACI no documento ACI544.1R-96 (2002), as fibras de aço podem produzir um aumento significativo da resistência, podendo atingir incrementos entre 30 e 40 % para teores de fibra de aço de 1,5%.

Numa pesquisa desenvolvida por Lee, Oh e Cho (2016), foram ensaiadas sob tração uniaxial, amostras de CRFA com ganchos. Foram avaliados quatro teores de fibras (0,5%; 1,0%; 1,5% e 2%) e três fatores de forma (45, 65 e 80). Um dos principais objetivos do estudo foi analisar o efeito produzido por essas variáveis sobre a resistência à tração direta. Um resumo dos resultados obtidos pelos autores é reproduzido na Tabela 4.2.

Pode-se observar que os valores de tensão de fissuração ( $\sigma_{cr}$ ) e tensão de tração pico após do início da fissuração ( $\sigma_{u}$ ) medidos nas amostras NF2V4 e NF3V4 foram menores do que os valores obtidos para a amostra NF1V4. Nota-se que o aumento do fator de forma ( $l_f/d_f$ ) não necessariamente produz um incremento da resistência a tração direta do material. As amostras NF2V4 e NF3V4 que continham fibras com  $l_f/d_f$  de 65 e 80, respectivamente, apresentaram por um lado, uma redução das tensões  $\sigma_{cr}$  de 7,08% e 33,51%, e por outro, diminuições das tensões  $\sigma_{u}$  de 3,93% e 39,09%.

| Amostra  | $l_f/d_f$ | Taxa Volumétrica [%] | $\sigma_{cr}$ [MPa] | $\sigma_{tu}$ [MPa] |  |  |
|--|-----------|----------------------|---------------------|---------------------|--|--|
| NF1V1  |           | 0,50                 | 3,77                | 1,69                |  |  |
| NF1V2  | 15        | 1,00                 | 3,42                | 2,58                |  |  |
| NF1V3  | 43        | 1,50                 | 3,52                | 3,36                |  |  |
| NF1V4  |           | 2,00                 | 3,67                | 3,30                |  |  |
| NF2V1  |           | 0,50                 | 3,63                | 1,21                |  |  |
| NF2V2  | 65        | 1,00                 | 3,46                | 2,36                |  |  |
| NF2V3  | 05        | 1,50                 | 2,69                | 2,60                |  |  |
| NF2V4  |           | 2,00                 | 3,41                | 3,17                |  |  |
| NF3V1  |           | 0,50                 | 3,39                | 1,41                |  |  |
| NF3V2  | 80        | 1,00                 | 3,11                | 2,63                |  |  |
| NF3V3  | 80        | 1,50                 | 3,01                | 2,53                |  |  |
| NF3V4  |           | 2,00                 | 2,44                | 2,01                |  |  |
| N: concreto de resistência à compressão objetivo de 50 MPa |           |                      |                     |                     |  |  |

Tabela 4.2 Resultados experimentais de resistência à tração direta do CRFA (adaptado de Lee, Oh e Cho, 2016)

F: tipo de fibra (F1: RL-4550-BN; F2: RC-6535-BN; F3: RC-8030-BP)

T. upo de hora (T1. KL-4550-DIV, T2. KC-0555-DIV, T5. KC-0050-DI)

V: taxa volumétrica de fibra (V1: 0,5%; V2: 1,0%; V3: 1,5%; V4: 2,0%)

Os autores indicaram que pode existir uma perda de eficiência das fibras sobre a resposta mecânica do concreto à tração direita, quando o parâmetro de taxa volumétrica de fibras é incrementado acima de 1%. As principais causas desse efeito estão associadas a uma diminuição do efeito de ancoragem das fibras, devido à vizinhança entre fibras.

## 4.1.3. Resistência na flexão

Pode-se dizer que as fibras de aço têm um impacto maior quando está sendo avaliada a resistência do concreto na flexão, quando comparado com a influência produzida pelas fibras na resistência à compressão e à tração direta (ACI 544.4R-88, 1999). A utilização de fibras de aço com ganchos no concreto, em proporções adequadas, produz um aumento na resistência à flexão (SAHOO, BHAGAT E REDDY, 2015; YOO, YOON E BANTHIA, 2015a; BOULEKBACHE et al., 2016).

Outros parâmetros também podem ser melhorados, como, por exemplo, a ductilidade do material e aumento da capacidade de deslocamento (YOO E BANTHIA, 2017). Em consequência das alterações dessas propriedades, o comportamento dos diagramas carga – deslocamento/abertura da entrada do entalhe (CMOD), comumente obtidos nos ensaios de flexão em quatro pontos, alteram-se consideravelmente após a fissuração do material.

Na Figura 4.2 observa-se que, uma vez iniciada a fissuração da amostra de CRFA, a resposta do diagrama pós-pico poderá ter dois comportamentos: endurecimento (*hardening*) ou amolecimento (*softening*). Di Prisco, Plizzari e Vandewalle (2009) expressam que esses comportamentos, associados à resistência residual do material, são significativamente influenciados por fatores como, a quantidade de fibras e sua orientação na matriz do concreto.



Figura 4.2 Representação das relações carga – deslocamento do CRFA na flexão, para os comportamentos póspico de endurecimento (*hardening*) e amolecimento (*softening*) (adaptado de Di Prisco, Plizzari e Vandewalle, 2009).

Boulekbache et al. (2016) realizaram ensaios de flexão em quatro pontos em vigas de CRFA, sendo utilizado concreto autoadensável, fibras de aço com ganchos, fator de forma de 80 e um volume de fibra de 1%. Os autores verificaram um incremento máximo da resistência última à flexão de até 242%, comparado com as resistências últimas medidas em vigas de concreto sem fibras. Os pesquisadores atribuíram esse ganho consideravelmente alto a fatores relacionados com uma melhor orientação e distribuição das fibras na matriz do concreto, devido ao tipo de concreto utilizado.

#### 4.1.4. Tenacidade na flexão

Pode-se dizer que o comportamento do CRFA em relação à tenacidade, é principalmente dependente de fatores associados ao tipo de fibra utilizado e a quantidade adicionada na mistura. O comitê 544 do ACI no documento ACI 544.4R-88 (1999) relata que os valores de tenacidade obtidos estão sujeitos, por exemplo, no caso do tipo de fibra, a sua geometria e seu fator de forma. Em consequência desses fatores, o CRFA pode apresentar diferentes comportamentos na tenacidade.

O gráfico apresentado na Figura 4.3 mostra que existem mudanças significativas no comportamento pós-pico do material ao serem adicionados vários tipos e proporções de fibras de aço. As áreas sob as curvas carga – deslocamento representam a energia total absorvida pela amostra ensaiada.



Figura 4.3 Representação das curvas carga – deslocamento do CRFA, para misturas com diferentes teores e tipos de fibras (adaptado de Johnston, 1982).

Segundo o estudo desenvolvido por Johnston (1982), as curvas 1 e 2 correspondem a um CRFA com ganchos nas extremidades, fator de forma de 100 e porcentagens de adição de 0,75% e 0,5%, respectivamente. Por outro lado, as curvas 3 e 4 correspondem a um CRFA com extremidades planas, fator de forma de 60 e adições de 1% e 0,5%. Como se pode ver, os concretos que contem fibras com fator de forma maior, apresentaram uma tenacidade mais alta do que os concretos com fator de forma menor. Nota-se também que, embora o volume de fibras seja mais alto no material da curva 3, ele apresentou uma tenacidade menor do que as curvas dos concretos 1 e 2, isto é devido à influência dos fatores anteriormente discutidos.

Outra mudança considerável produzida pela adição de fibras de aço no concreto é o aumento da capacidade de absorver energia simultaneamente com deslocamentos mais altos do que o concreto convencional (YOO, YOON E BANTHIA, 2015b).

### 4.2. ENSAIOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Nos últimos anos, têm sido executados muitos programas experimentais no campo de estudo do comportamento de vigas de CRFA submetidas a carregamentos monotônicos. Usualmente, esses programas têm como objetivo analisar os efeitos no comportamento do elemento devido à alteração de variáveis de ensaio relacionadas com: dimensões do elemento (especificamente altura útil das vigas), propriedades geométricas e mecânicas das fibras de aço, resistência à compressão do concreto e, finalmente, influência das armaduras de reforço longitudinal.

Torna-se importante expressar que a maior parte desses ensaios são executados em vigas de CRFA sem armadura de cisalhamento, quase sempre com a finalidade de avaliar a contribuição das fibras à resistência ao cisalhamento de maneira independente.

A seguir são apresentadas algumas pesquisas desenvolvidas nos últimos oito anos, sendo que alguns dos resultados mais representativos são discutidos.

## 4.2.1. Resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA sem estribos

### Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

Os principais objetivos desta pesquisa eram estudar o comportamento de vigas de CRFA ao cisalhamento e avaliar a possibilidade de utilizar as fibras de aço como reforço mínimo ao cisalhamento de vigas.

O programa experimental consistiu em ensaios de flexão em 3 pontos com carga monotônica, sendo ensaiados um total de 28 vigas simplesmente apoiadas com relações a/d em torno de 3,5; onde "a" corresponde à distância entre o eixo de aplicação de carga e o eixo de apoio da viga no vão de cisalhamento em consideração e "d" está associado à altura útil da viga. As vigas foram divididas em duas séries, classificadas segundo a altura da seção: série B18 (h = 455mm) e série B27 (h = 685mm). Esquemas dos elementos estruturais ensaiados

são reproduzidos na Figura 4.4 e na Figura 4.5, respectivamente. Três tipos de fibras de aço com ganchos foram utilizados. As fibras tipo 1 e 3 com comprimentos de 30 mm e fator de forma de 55 e 80, respectivamente, e o último tipo de fibra (tipo 2) com 60 mm de comprimento e fator de forma de 80.

As variáveis estudadas foram: altura útil da viga, comprimento da fibra, fator de forma, resistência a tração da fibra, volume de fibra adicionado  $(V_f)$  e taxa de armadura longitudinal  $(\rho)$ . Outros parâmetros, como a resistência à compressão do concreto, foram mantidos constantes.

O comportamento das vigas foi avaliado em termos de: distribuição das fissuras, resposta carga – deslocamento, resistência última, modos de ruptura e deformações medidas na região de falha.



(\*\*) Vigas B18-0a & b, B18-3a, b, c & d, and B18-5a & b

Figura 4.4 Geometria e detalhamento das vigas da série B18 (adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight, 2010).





Um resumo dos resultados de carga última, tensão de cisalhamento máxima atingida e modo de ruptura é apresentado na Tabela 4.3.

| Viga               | a/d  | ρ(%) | Tipo de fibra | V <sub>f</sub> (%) | <i>f</i> <sub>c</sub> ' (MPa) | $P_u$ (kN) | v <sub>u</sub> (MPa) | Modo de<br>ruptura               |
|--------------------|------|------|---------------|--------------------|-------------------------------|------------|----------------------|----------------------------------|
| B18-0a             | 3,43 | 2,7  |               | _                  | 42,8                          | 168        | 1,1                  | DT                               |
| B18-0b             | 3,43 | 2,7  |               |                    | 42,8                          | 162        | 1,1                  | DT                               |
| B18-1a             | 3,43 | 2,0  | 1             | 0,75               | 44,8                          | 441        | 2,9                  | SC+ST*                           |
| B18-1b             | 3,43 | 2,0  | 1             | 0,75               | 44,8                          | 413        | 2,8                  | ST+DT*                           |
| B18-2a             | 3,5  | 2,0  | 1             | 1                  | 38,1                          | 437        | 3,0                  | ST+DT*                           |
| B18-2b             | 3,5  | 2,0  | 1             | 1                  | 38,1                          | 445        | 3,1                  | ST+DT*                           |
| B18-2c             | 3,5  | 2,7  | 1             | 1                  | 38,1                          | 503        | 3,5                  | NA*                              |
| B18-2d             | 3,5  | 2,7  | 1             | 1                  | 38,1                          | 367        | 2,6                  | $\mathbf{N}\mathbf{A}^{\dagger}$ |
| B18-3a             | 3,43 | 2,7  | 1             | 1,50               | 31,0                          | 384        | 2,6                  | $ST + DT^{\dagger}$              |
| B18-3b             | 3,43 | 2,7  | 1             | 1,50               | 31,0                          | 507        | 3,4                  | SC+ST                            |
| B18-3c             | 3,43 | 2,7  | 1             | 1,50               | 44,9                          | 494        | 3,3                  | ST+DT                            |
| B18-3d             | 3,43 | 2,7  | 1             | 1,50               | 44,9                          | 490        | 3,3                  | ST+DT                            |
| B18-5a             | 3,43 | 2,7  | 2             | 1,00               | 49,2                          | 445        | 3,0                  | DT                               |
| B18-5b             | 3,43 | 2,7  | 2             | 1,00               | 49,2                          | 565        | 3,8                  | ST+DT                            |
| B18-7a             | 3,43 | 2,0  | 3             | 0,75               | 43,3                          | 498        | 3,3                  | ST+DT*                           |
| B18-7b             | 3,43 | 2,0  | 3             | 0,75               | 43,3                          | 490        | 3,3                  | ST+DT*                           |
| B27-1a             | 3,5  | 2,0  | 1             | 0,75               | 50,8                          | 908        | 2,9                  | ST+DT                            |
| B27-1b             | 3,5  | 2,0  | 1             | 0,75               | 50,8                          | 837        | 2,7                  | DT                               |
| B27-2a             | 3,5  | 2,0  | 2             | 0,75               | 28,7                          | 872        | 2,8                  | SC+ST                            |
| B27-2b             | 3,5  | 2,0  | 2             | 0,75               | 28,7                          | 854        | 2,8                  | DT                               |
| B27-3a             | 3,5  | 1,6  | 1             | 0,75               | 42,3                          | 846        | 2,7                  | $F^*$                            |
| B27-3b             | 3,5  | 1,6  | 1             | 0,75               | 42,3                          | 863        | 2,8                  | SC+ST*                           |
| B27-4a             | 3,5  | 1,6  | 2             | 0,75               | 29,6                          | 663        | 2,1                  | $ST + DT^{\dagger}$              |
| B27-4b             | 3,5  | 1,6  | 2             | 0,75               | 29,6                          | 556        | 1,8                  | $ST + DT^{\dagger}$              |
| B27-5              | 3,5  | 2,1  | 1             | 1,50               | 44,4                          | 1081       | 3,5                  | SC+ST*                           |
| B27-6              | 3,5  | 2,1  | 2             | 1,50               | 42,8                          | 1046       | 3,4                  | ST+DT*                           |
| B27-7              | 3,5  | 1,6  |               |                    | 37,0                          | 402        | 1,3                  | DT                               |
| B27-8 <sup>‡</sup> | 3,5  | 1,6  |               |                    | 37,0                          | 570        | 1,8                  | DT                               |

Tabela 4.3 Resultados experimentais dos ensaios de flexão em 3 pontos das vigas de CRFA (adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight, 2010).

DT: Tração diagonal, SC: Cortante-Compressão, ST: Cortante-Tração, NA: Não Disponível

\* Escoamento da armadura longitudinal

<sup>†</sup> Esmagamento do concreto na região perto do apoio

<sup>‡</sup> Viga com armadura de cisalhamento mínima

Em relação à fissuração, os autores observaram que as fibras de aço com ganchos de 60 mm de comprimento permitiram que a abertura da fissura diagonal apresentada antes da falha fosse maior do que a abertura de fissura observada na viga com fibras de 30 mm. Adicionalmente, os autores pontuam que os valores máximos de resistência última ao cisalhamento, foram observados nas vigas de CRFA B18-5b e B27-5, atingindo valores de 3,8 MPa e 3,5 MPa, respectivamente. Mudanças nos padrões de fissuras podem ser observados ao se comparar a Figura 4.6a e Figura 4.6b , onde no caso da viga B18-0a (sem estribos e sem fibras) o número de fissuras previas ao surgimento da fissura diagonal crítica foi consideravelmente menor quando comparada com a viga B18-1a (sem estribos e com fibras).



Figura 4.6 Padrões de fissuras das vigas: (a) B18-0a e (b) B18-1a (adaptado de Dinh, 2009).

Em relação a utilização de fibras de aço como reforço mínimo ao cisalhamento, os autores salientam que, para as três fibras utilizadas no programa experimental, sempre que forem adicionadas em volumes ( $V_f$ ) iguais ou superiores ao 0,75%, é possível utilizá-las como reforço mínimo para cisalhamento, conforme exigido pelo comitê ACI 318-08.

## \* Kang et al., (2011)

Esta pesquisa teve como objetivo estudar o efeito gerado pelas fibras de aço com ganchos na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto leve sem armadura transversal. O programa experimental consistiu em ensaios de flexão em quatro pontos de 12 vigas simplesmente apoiadas. Um esquema do ensaio e das características da viga é apresentado na Figura 4.7. Os principais parâmetros estudados na pesquisa foram: a influência do tipo de concreto (leve e normal), a variação da relação a/d (2, 3 e 4) e o volume de fibra adicionado (0%; 0,5% e 0,75%).

Parâmetros como a taxa de armadura longitudinal, geometria das fibras e sua resistência mecânica à tração, foram mantidas constantes para todas as vigas. As fibras empregadas tinham comprimentos  $l_f$  de 50 mm e um fator de forma  $\lambda$  de 62,5.



Figura 4.7 Esquema de ensaio, detalhamento das armaduras e instrumentação (adaptado de Kang et al. 2011).

Em geral, os efeitos produzidos pelas fibras de aço foram avaliados em termos de: modo de ruptura do elemento, relações carga-deslocamento e tensões de cisalhamento. Na Tabela 4.4, apresentam-se os resultados dos ensaios desenvolvidos por Kang et al. (2011).

|            |                           | Força cortante (kN)                |  |                               | _   |                         |
|------------|---------------------------|------------------------------------|--|-------------------------------|-----|-------------------------|
| Viga       | f <sub>c</sub> '<br>(MPa) | Deslocamento até<br>a Ruptura (mm) | Até a primeira<br>fissura diagonal,<br><i>V<sub>cr</sub></i> | Até o pico,<br>V <sub>u</sub> | μ*  | Modo de<br>ruptura      |
| LB-0-2     | 39,6                      | 11,1                               | 33,5   | 70,2                          | 1,7 | Cisalhamento            |
| FLB-0,5-2  | 44,6                      | 28,2                               | 39,9   | 81,7                          | 3,2 | Flexão-<br>Cisalhamento |
| FLB-0,75-2 | 47,7                      | 41,7                               | 45,6   | 83,1                          | 5,3 | Flexão                  |
| LB-0-3     | 39,6                      | 11,0                               | 25,4   | 45,1                          | 1   | Cisalhamento            |
| FLB-0,5-3  | 44,6                      | 47,4                               | 34,5   | 45,4                          | 4,6 | Flexão                  |
| FLB-0,75-3 | 47,7                      | 50,0                               | 36,3   | 48,2                          | 5,8 | Flexão                  |
| LB-0-4     | 39,6                      | 7,5                                | 22,6   | 25,8                          | 1   | Cisalhamento            |
| FLB-0,5-4  | 44,6                      | 7,8                                | 30,9   | 35,4                          | 1   | Cisalhamento            |
| FLB-0,75-4 | 47,7                      | 49,3                               | 31,8   | 42,1                          | 6,3 | Flexão                  |
| FNB-0,5-2  | 57,2                      | 34,3                               | 40,7   | 77,2                          | 2,9 | Flexão-<br>Cisalhamento |
| FNB-0,5-3  | 57,2                      | 43,2                               | 37,3   | 47,2                          | 5,4 | Flexão                  |
| FNB-0,5-4  | 57,2                      | 44,8                               | 34,5   | 39,5                          | 5,7 | Flexão                  |

Tabela 4.4 Resultados experimentais dos ensaios de flexão em 4 pontos das vigas (adaptado de Kang et al. 2011).

LB: concreto leve, FLB: concreto leve com fibras e FNB: concreto de peso normal

\*  $\mu = (\Delta u / \Delta y) \Delta u$ : deslocamento na ruptura  $\Delta y$ : deslocamento no escoamento

Dos resultados do ensaio, observa-se que o maior valor de força cortante até o pico foi medido na viga de concreto leve FLB-0,75-2, a qual tinha um volume de fibras ( $V_f$ ) de 0,75% e uma relação a/d=2. Foi verificado um aumento de 15,52% na força cortante, em relação à viga LB-0-2, que apresentava o mesmo esquema de carregamento, só que sem fibras. Uma mudança foi observada no tipo de ruptura, que passou de frágil na viga LB-0-2 a dúctil na viga FLB-0.75-2, além de apresentar um aumento considerável na capacidade de deslocamento. Quanto ao índice de ductilidade ( $\mu$ ), sendo este a relação entre o deslocamento de ruptura ( $\Delta u$ ) e o deslocamento no escoamento ( $\Delta y$ ), o maior valor foi encontrado na viga FLB-0,75-4, o que se considera consistente, visto que contém o maior volume de fibra analisado no estudo e a relação a/d mais alta.

Finalmente, verifica-se que a adição de fibras de aço com ganchos promove uma maior ductilidade nos elementos, tanto para as vigas de concreto leve como para as de concreto convencional. Além disso, a adição também promove mudanças benéficas nos modos de ruptura e aumenta a capacidade resistente ao cisalhamento em valores de 13% e 30%, ao utilizar volumes de fibra de 0,5% e 0,75%, respectivamente.

## ✤ Minelli e Plizzari (2013)

O trabalho desenvolvido por Minelli e Plizzari (2013) estudou experimentalmente os efeitos gerados pela distribuição aleatória das fibras de aço dentro da matriz do concreto. O principal parâmetro avaliado foi o comportamento ao cisalhamento. No programa experimental foram executados ensaios de flexão em 3 e 4 pontos, em três grupos de vigas de concreto. O primeiro grupo era composto por 4 séries de vigas, sendo o segundo e terceiro grupo por apenas uma série. Na Figura 4.8 e Figura 4.9 são apresentados os esquemas de ensaio e detalhamento das armaduras das vigas.

Um total de 18 vigas foram ensaiadas, tendo como variáveis de análise o tipo de concreto utilizado (normal e de alta resistência), o volume de fibra incorporado no concreto, o tipo de fibra de aço, assim como a mistura de várias classes num mesmo concreto. Por outro lado, foram mantidas constantes a relação a/d e a taxa de armadura longitudinal das vigas.



Figura 4.8 Esquema de ensaio e detalhamento das armaduras - vigas do grupo 1 (séries 1 a 4) e grupo 2 (série 5) (adaptado de Minelli e Plizzari, 2013).



Figura 4.9 Esquema de ensaio e detalhamento das armaduras - vigas do grupo 3 (série 6) (adaptado de Minelli e Plizzari, 2013).

Cinco classes de fibras foram utilizadas, sendo designadas pelas relações comprimento/diâmetro em milímetros: 50/1,0; 30/0,6; 12/0,18; 30/0,62 e 30/0,38. As fibras apresentavam ganchos nas extremidades, com exceção da fibra com relação 12/0,18, que era do tipo reta. A fibra com relação 30/0,38 continha propriedades de alta resistência à tração, quando comparada com as outras classes.

Na Tabela 4.5 são apresentados alguns dos resultados obtidos pelos autores. Notase que, para a série 1, o aumento do volume de fibra de 0,38% na viga NSC1-FRC 1 para 0,57% na viga NSC1-FRC 2 influenciou positivamente na ductilidade do elemento, pois o tipo de ruptura da viga mudou de cisalhamento para flexão, além de apresentar uma maior capacidade de deslocamento. No geral, pode-se observar que a adição de fibras em todas a séries analisadas conduz a um aumento da capacidade de deslocamento das vigas.

| Viga           | $f_c$ , | $f_{ct}$ , | Volume de fibras de aço $V_f$ , % vol |        |         |         | Tipo de | $v_u$ ,        | $\delta_u$ , |       |
|----------------|---------|------------|---------------------------------------|--------|---------|---------|---------|----------------|--------------|-------|
| v iga          | MPa     | MPa        | 50/1,0                                | 30/0,6 | 12/0,18 | 30/0,62 | 30/0,38 | Ruptura        | MPa          | mm    |
| Série Nº 1     |         |            |                                       |        |         |         |         |                |              |       |
| NSC1-PC        |         |            | -                                     | -      | -       | -       | -       | С              | 0,79         | 9,1   |
| NSC1-FRC 1     | 24,8    | 2,30       | -                                     | 0,38   | -       | -       | -       | С              | 1,54         | 19,6  |
| NSC1-FRC 2     |         |            | -                                     | 0,38   | 0,19    | -       | -       | F              | 2,07         | 77,1  |
| Série N° 2     |         |            |                                       |        |         |         |         |                |              |       |
| NSC2-PC        |         |            | -                                     | -      | -       | -       | -       | С              | 0,97         | 11,5  |
| NSC2-FRC 1     | 33,5    | 3,15       | 0,38                                  | -      | -       | -       | -       | С              | 1,38         | 18,8  |
| NSC2-FRC 2*    |         |            | 0,38                                  | -      | 0,19    | -       | -       | С              | 1,63         | 21,3  |
| Série N° 3     |         |            |                                       |        |         |         |         |                |              |       |
| NSC3-PC        | 38.6    | 2.00       | -                                     | -      | -       | -       | -       | С              | 0,95         | 9,5   |
| NSC3-FRC 1     | 38,0    | 2,00       | -                                     | 0,38   | -       | -       | -       | С              | 1,62         | 20,1  |
| Série N° 4     |         |            |                                       |        |         |         |         |                |              |       |
| HSC1-PC        | 60,5    | 3,15       | -                                     | -      | -       | -       | -       | С              | 1,30         | 12,8  |
| HSC1-FRC 1     | 61,1    | 3,48       | -                                     | -      | -       | 0,64    | -       | $C^{\ddagger}$ | 2,20         | 26,4  |
| HSC1-FRC 2     | 58,3    | 3,20       | -                                     | -      | -       | -       | 0,64    | F              | 2,56         | 78    |
| Série N° 5     |         |            |                                       |        |         |         |         |                |              |       |
| NSC4-PC-500    | 25,9    | 2,63       | -                                     | -      | -       | -       | -       | С              | 1,22         | 2,74  |
| NSC4-FRC-500-1 | 24.4    | 2.80       | 0,25                                  | -      | -       | -       | -       | $C^{\ddagger}$ | 2,13         | 10,95 |
| NSC4-FRC-500-2 | 27,7    | 2,00       | 0,25                                  | -      | -       | -       | -       | С              | 1,69         | 4,77  |
| Série N° 6     |         |            |                                       |        |         |         |         |                |              |       |
| NSC4-PC-1000   | 25,9    | 2,63       | -                                     | -      | -       | -       | -       | С              | 1,07         | 7,6   |
| NSC4-FRC-1000  | 24,4    | 2,80       | 0,25                                  | -      | -       | -       | -       | С              | 1,42         | 11,05 |
| NSC2-PC-1000   | 55      | 2 15       | -                                     | -      | -       | -       | -       | С              | 1,14         | 9,79  |
| NSC2-FRC-1000  | 55      | 3,13       | 0,25                                  | -      | -       | -       | -       | С              | 1,86         | 12,01 |

Tabela 4.5 Propriedades dos CRFA e resultados dos ensaios de flexão nas vigas (adaptado de Minelli e Plizzari, 2013).

vu: tensão de cisalhamento máxima;

 $\delta_u$ : deslocamento último no meio do vão;

PC: Concreto simples, FRC: Concreto reforçado com fibras, NSC: Concreto de resistência normal,

HSC: Concreto de alta resistência;

C: Cisalhamento, F: Flexão;

\*Concretagem defeituosa no topo da viga (80 mm);

<sup>‡</sup>Falha por cisalhamento com escoamento das barras de reforço longitudinal.

Os autores ressaltam que parâmetros relacionados com uma maior visibilidade das fissuras e deslocamentos do elemento, antes de atingir a falha, são benéficos, pois podem advertir do colapso iminente da estrutura. Um gráfico das respostas carga – deslocamento, das vigas da série 1 é apresentado na Figura 4.10, onde observa-se que a carga de ruptura aumentou ao adicionar um maior teor de fibra. Além disso, para a viga NSC1-FRC 2, foi possível visualizar a resposta pós-pico.



Figura 4.10 Relações carga-deslocamento no meio do vão para as vigas da série 1 (adaptado de Minelli e Plizzari, 2013).

Na Figura 4.11a e Figura 4.11b podem-se observar os padrões de fissuras na ruptura das vigas NSC1-PC e NSC1-FRC2, respectivamente. Nota-se que os modos de ruptura apresentados são diferentes, o qual está influenciado pelo fato de ter sido adicionadas fibras de aço na segunda viga, especificamente um volume de 0,38% do tipo 30/0,6 e 0,19% do tipo 12/0,18.



Figura 4.11 Padrões de fissuração das vigas: (a) NSC1-PC e (b) NSC1-FRC2 (adaptado de Minelli e Plizzari, 2013)

Concluindo, Minelli e Plizzari (2013) afirmam que um baixo volume de fibras de aço, especificamente valores entre 0,25% e 0,64%, podem incrementar consideravelmente a resistência ao cisalhamento e ductilidade de vigas de concreto sem estribos. Do mesmo modo, um aumento no valor da abertura de fissura diagonal pode ser observado ao comparar as vigas de CRFA com as de concreto sem fibras. Por outro lado, a alternativa de misturar várias classes de fibras, com volumes e resistências à tração adequadas, conduz a um melhor controle da fissuração da peça.

#### Shoaib, Lubell e Bindiganavile (2014)

A pesquisa desenvolvida por Shoaib, Lubell e Bindiganavile (2014) analisou a resposta mecânica e capacidade resistente ao cisalhamento de vigas de CRFA. Dentre os principais objetivos encontrava-se a verificação do efeito da altura da seção transversal no comportamento ao cisalhamento das vigas. Além disso, os autores também quantificaram e avaliaram a existência de incrementos na capacidade resistente ao cisalhamento. Por último, propuseram algumas modificações ao código ACI 318-11 relacionadas com a utilização de fibras de aço como substituição de armadura transversal, em casos onde os elementos estruturais tenham uma grande altura (h > 1000mm) e resistências à compressão do concreto iguais o menor a 80MPa.

O programa experimental da pesquisa abrangeu a execução de ensaios de flexão em 3 pontos, sendo ensaiadas 12 vigas simplesmente apoiadas. O número total de vigas foi subdivido em três grupos, cada um deles composto por dois tipos de seções transversais. O esquema do ensaio e as características das vigas são apresentadas na Figura 4.12. Em geral, observa-se que a altura das vigas variou de 308 mm até 1000 mm.



Figura 4.12 Esquema do ensaio, detalhamento das armaduras e instrumentação das vigas (adaptado de Shoaib, Lubell e Bindiganavile, 2014).

Além da altura das vigas, destacam-se como parâmetros variáveis dos ensaios, a taxa de armadura de reforço longitudinal (1,44%; 1,88%; 2,03%; 2,55% e 4,03%) e a resistência à compressão do concreto (23MPa, 41MPa e 80MPa). Parâmetros como a relação a/d=3, o volume de fibra ( $V_f = 1$ %), sua geometria e propriedades mecânicas mantiveram-se constantes para todas as vigas ensaiadas. Na Tabela 4.6, são reproduzidos alguns resultados obtidos nos

ensaios de flexão. As análises feitas pelos autores na pesquisa foram baseadas nos resultados das relações carga – deslocamento, carga – deformação, carga – abertura de fissura, padrões de fissuração e modos de ruptura.

Conforme afirmaram Shoaib, Lubell e Bindiganavile (2014), no caso da influência do tamanho seção sobre o comportamento ao cisalhamento, pode-se dizer que o aumento da altura da seção de vigas de CRFA tem um efeito parecido ao evidenciado em vigas de concreto convencional. Nota-se que na penúltima coluna da Tabela 4.6, os valores de cortante normalizado têm uma diminuição quando foi incrementada a altura da seção transversal da viga. Por outro lado, os autores pontuam que as taxas de armaduras longitudinais ( $\rho$ ) implementadas na pesquisa não tem uma influência significativa sobre o parâmetro de cortante normalizado.

| Viga  | b<br>(mm) | <i>h</i><br>(mm) | d<br>(mm) | <i>f</i> <sub>c</sub> '<br>(MPa) | ρ<br>(%) | V <sub>test</sub><br>(kN) | $V_{test}/\sqrt{f_c}bd$ (MPa) | Tipo de Ruptura           |
|-------|-----------|------------------|-----------|----------------------------------|----------|---------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| N31   | 310       | 308              | 258       | 23                               | 2,5      | 211                       | 0,55                          | Cisalhamento              |
| N32   | 310       | 308              | 240       | 41                               | 4,03     | 281                       | 0,59                          | Cisalhamento <sup>‡</sup> |
| H31   | 310       | 308              | 258       | 41                               | 2,5      | 278                       | 0,54                          | Cisalhamento <sup>‡</sup> |
| H32   | 310       | 308              | 240       | 80                               | 4,03     | 458                       | 0,69                          | Cisalhamento              |
| N61   | 300       | 600              | 531       | 23                               | 1,88     | 252                       | 0,33                          | Cisalhamento              |
| N62   | 300       | 600              | 523       | 23                               | 2,55     | 242                       | 0,32                          | Cisalhamento              |
| H61   | 300       | 600              | 531       | 41                               | 1,88     | 423                       | 0,41                          | Flexão                    |
| H62   | 300       | 600              | 523       | 41                               | 2,55     | 444                       | 0,44                          | Cisalhamento              |
| N10-1 | 300       | 1000             | 923       | 41                               | 1,44     | 492                       | 0,28                          | Cisalhamento              |
| N10-2 | 300       | 1000             | 920       | 41                               | 2,03     | 497                       | 0,28                          | Cisalhamento              |
| H10-1 | 300       | 1000             | 923       | 80                               | 1,44     | 646                       | 0,26                          | Cisalhamento              |
| H10-2 | 300       | 1000             | 920       | 80                               | 2,03     | 644                       | 0,26                          | Cisalhamento              |

Tabela 4.6 Resultados experimentais dos ensaios de flexão em 3 pontos (adaptado de Shoaib, Lubell e Bindiganavile, 2014).

<sup>‡</sup>Vigas atingiram a capacidade resistente ao cisalhamento e à flexão simultaneamente.

Finalmente, verificou-se que é possível ampliar os limites de resistência à compressão e altura da seção estabelecidos na norma ACI 318-11, que permite a substituição de armadura transversal mínima por fibras de aço quando o valor do cortante último seja maior do que  $0.5\phi V_c$  e menor a  $\phi V_c$ . Os autores afirmam que a substituição também pode ser realizada para elementos com alturas iguais ou menor a 1000mm e resistências à compressão do concreto menores ou iguais a 80MPa.

### 5. PROGRAMA EXPERIMENTAL

## 5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental desta pesquisa foi divido em duas etapas. A primeira etapa correspondeu à concepção, dimensionamento e execução de ensaios de flexão em quatro pontos de vigas de referência de concreto convencional. A segunda etapa consistiu na execução de ensaios em vigas de CRFA com características geométricas semelhantes às vigas da primeira etapa. Desse modo foi necessária a execução de duas concretagens em todo o programa experimental.

### 5.2. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E INSTRUMENTAÇÃO

Uma única seção transversal, de 150 mm de largura por 400 mm de altura, foi adotada para todas as vigas. O comprimento total de cada elemento foi de 2100 mm. Um esquema estático do ensaio, junto com as dimensões da viga e a instrumentação com LVDTs é apresentado na Figura 5.1, um esquema mais detalhado é apresentado no Apêndice A.



Figura 5.1 Esquema do ensaio, geometria das vigas e instrumentação com LVDTs (Dimensões em mm).

Na primeira etapa experimental dois tipos de vigas de referência foram estabelecidos, um primeiro tipo com armadura longitudinal e armadura transversal mínima designado como série V-REF-E e um segundo tipo apenas com armadura longitudinal, designado como série V-REF-L, sendo que cada série estava composta por três vigas.

Em relação às vigas da segunda etapa experimental, foram estabelecidas duas novas séries de vigas fabricadas com CRFA e apenas com armadura longitudinal, denominadas como séries V-FIB45 e V-FIB60, com teor de fibras de aço de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) e 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%), respectivamente, os quais correspondem a porcentagens em relação ao volume de

concreto de 0,57% e 0,76%. Cada série foi constituída por duas vigas. Adicionalmente moldaram-se duas vigas de referência tipo V-REF-L com o concreto convencional utilizado para a fabricação do CRFA.

Em relação ao dimensionamento da armadura longitudinal e transversal das vigas da série V-REF-E, este foi desenvolvido seguindo as recomendações e hipóteses de cálculo da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 com algumas considerações. Os procedimentos de cálculo do dimensionamento dessas armaduras são apresentados de forma detalhada no Apêndice B. No que concerne às séries V-REF-L, V-FIB45 e V-FIB60, a armadura longitudinal adotada foi igual à calculada e detalhada para as vigas da série V-REF-E.

Em nenhuma etapa de cálculo do dimensionamento das armaduras foi utilizado o coeficiente de ponderação das ações ( $\gamma_f$ ). No entanto, nos cálculos do item B.3 (Dimensionamento da armadura de flexão) do Apêndice B, os coeficientes de ponderação da resistência do concreto ( $\gamma_c$ ) e do aço ( $\gamma_s$ ), foram considerados com a previsão de se estar em favor da segurança em relação à ruptura da armadura longitudinal. Em relação aos cálculos do item B.4 (Dimensionamento da armadura de cisalhamento) do mesmo apêndice, pode-se observar que não foram aplicados esses coeficientes de ponderação nos parâmetros de resistência à compressão característica do concreto e tensão de escoamento característica da armadura transversal. Um resumo das características geométricas das vigas e resultados do dimensionamento das armaduras é mostrado na Tabela 5.1.

|                                       | S       | rie                           |  |
|---------------------------------------|---------|-------------------------------|--|
| Característica                        | V-REF-E | V-REF-L, V-FIB45<br>e V-FIB60 |  |
| Comprimento (mm)                      | 2100    | 2100                          |  |
| Vão livre (mm)                        | 1500    | 1500                          |  |
| Largura (mm)                          | 150     | 150                           |  |
| Altura útil (mm)                      | 362     | 362                           |  |
| Relação a/d (-)                       | 1,49    | 1,49                          |  |
| Altura total (mm)                     | 400     | 400                           |  |
| Armadura longitudinal (mm)            | 3Ø16    | 3Ø16                          |  |
| Taxa de armadura longitudinal (%)     | 1,11    | 1,11                          |  |
| Estribos verticais de dois ramos (mm) | Ø5C/190 | -                             |  |
| Taxa de armadura transversal (%)      | 0,14    | -                             |  |

Tabela 5.1 Características geométricas e taxas de armaduras das vigas.

O detalhamento das armaduras das vigas junto com a posição dos extensômetros elétricos é apresentado na Figura 5.2, Figura 5.3 e Figura 5.4, detalhes adicionais das propriedades mecânicas e especificações dos materiais utilizados nos procedimentos de cálculo de dimensionamento das vigas são acrescentados no Apêndice C.



Figura 5.2 Detalhamento das armaduras e posição dos extensômetros, série V-REF-E.



Figura 5.3 Detalhamento das armaduras e posição dos extensômetros, série V-REF-L (primeira etapa).



Figura 5.4 Detalhamento das armaduras e posição dos extensômetros, séries V-REF-L, V-FIB45 e V-FIB60 (segunda etapa).

Os tipos de extensômetros elétricos utilizados no programa experimental e suas especificações técnicas são apresentadas na Tabela 5.2, respectivamente.

| Marca               | KYOWA         | KYOWA           | KYOWA            | EXCEL              |
|---------------------|---------------|-----------------|------------------|--------------------|
| Tipo                | KFEL-5-120-C1 | KFG-5-120-C1-11 | KFGS-5-120-C1-11 | PA-06-1500BA-120-L |
| Comprimento<br>útil | 5 mm          | 5 mm            | 5 mm             | 60 mm              |
| Aplicação           | Aço           | Aço             | Aço              | Concreto           |

Tabela 5.2 Tipos de extensômetros elétricos utilizados.

## 5.3. FIBRA DE AÇO UTILIZADA

Em relação ao tipo de fibra, foram utilizadas fibras de aço com ganchos nas suas extremidades tipo DRAMIX<sup>®</sup> 3D 45/30BL (Figura 5.5), as quais cumprem com as especificações das normas ASTM A820M-16 e ABNT NBR 15530:2007.



Figura 5.5 Fibras de aço com ganchos DRAMIX<sup>®</sup> 3D 45/30BL

As principais características geométricas e propriedades mecânicas desse tipo de fibra são mostradas na Tabela 5.3, onde todas as informações apresentadas foram obtidas da ficha técnica do produto.

| Comprimento (mm)                 | 30               |  |  |
|----------------------------------|------------------|--|--|
| Diâmetro (mm)                    | 0,62             |  |  |
| Fator de forma (-)               | 45               |  |  |
| Resistência à tração média (MPa) | $1270\pm7{,}5\%$ |  |  |
| Módulo de Elasticidade (MPa)     | $\pm 210000$     |  |  |
| Fonte: Belgo Bekaert (2017)      |                  |  |  |

Tabela 5.3 Características e propriedades das fibras DRAMIX® 3D 45/30BL.

## 5.4. PROCESSO DE CONSTRUÇÃO DAS VIGAS

#### 5.4.1. Armaduras e instrumentação

A primeira fase da construção das vigas consistiu no corte, dobra e armação das barras de aço, de acordo com o detalhamento previamente definido. Na Figura 5.6 observa-se a configuração final das armaduras das vigas da série V-REF-E.



Figura 5.6 Configuração final das armaduras da série V-REF-E.

A segunda fase consistiu na instrumentação das armaduras com os extensômetros elétricos. Antes de dar início ao procedimento de colagem, foi necessário preparar a superfície das barras, polindo, lixando e limpando com acetona os pontos onde ficariam instalados os extensômetros. Na Figura 5.7 podem-se visualizar algumas das etapas do procedimento da colagem uma vez foi finalizada a preparação da superfície das barras.

Após a colagem dos extensômetros foi possível unir e soldar os cabos, colocar fita isolante líquida na solda e adicionalmente isolar o contato entre os cabos e a armadura com fita isolante adesiva. Numa última fase verificou-se o valor da resistência elétrica de cada extensômetro mediante um multímetro digital. Todos os extensômetros mostraram valores de resistência elétrica consistentes com as especificações do produto.



Figura 5.7 Etapas da colagem dos extensômetros nas armaduras da série V-REF-L.

## 5.4.2. Posicionamento das armaduras e concretagem das vigas

Para cada etapa experimental, seis formas de madeira foram utilizadas para a concretagem das vigas (Figura 5.8a). Antes de posicionar as armaduras dentro das formas, foi aplicado desmoldante nas paredes e fundo das formas. Finalizado este procedimento, pares de espaçadores de 25 mm de altura foram posicionados nos ramos inferiores dos estribos e, adicionalmente, espaçadores de 20 mm foram colocados nos ramos verticais. Finalmente, as armaduras foram colocadas dentro de cada forma (Figura 5.8b), verificando-se os cobrimentos estabelecidos no detalhamento.



Figura 5.8 (a) Formas de madeira e (b) armadura da série V-REF-E posicionada.

Nas duas etapas foi utilizado concreto convencional usinado com  $f_{ck}$  especificado aos 28 dias de 40 MPa e tamanho máximo do agregado de 19 mm (brita 1). Em relação à primeira etapa experimental, o procedimento de moldagem (Figura 5.9) consistiu em colocar uma camada inicial de concreto dentro da forma, com uma altura aproximada de 200 mm, e na sequência, começou-se o procedimento de adensamento do concreto ao longo da viga mediante um vibrador de imersão com mangote de 25 mm de diâmetro. Uma vez finalizado esse procedimento, foi colocada mais uma camada de concreto até atingir o volume total da forma, também foi aplicado adensamento para essa camada (Figura 5.10).



Figura 5.9 Moldagem de uma viga da série V-REF-L na primeira etapa experimental.



Figura 5.10 Adensamento da segunda camada de concreto.

Em relação à concretagem da segunda etapa experimental, a mistura de CRFA foi fabricada com ajuda de duas betoneiras (Figura 5.11a). O volume total de concreto necessário para a concretagem de cada série de vigas (V-FIB45 e V-FIB60) foi depositado nas betoneiras mediante o seguinte procedimento:

- Previamente foram realizadas marcações no interior das betoneiras indicando o nível de concreto em estado fresco que precisava ser atingido para executar o procedimento de mistura sem problemas quando a betoneira estivesse na posição de mistura;
- O caminhão betoneira depositava o concreto nas betoneiras até que o volume de concreto atingira as marcações definidas previamente, as betoneiras permaneceram em posição vertical durante esse procedimento, isto é, a superfície do fundo das betoneiras ficava paralelas ao chão;
- A betoneira era colocada em posição inclinada para dar início ao procedimento de mistura, onde de forma progressiva as fibras de aço eram adicionadas (Figura 5.11b e Figura 5.11c);
- 4. Uma vez adicionado todo o volume de fibra, a mistura de CRFA contida nas betoneiras era colocada em carrinhos de mão (Figura 5.11d) e transportada até as formas onde se iniciava o procedimento de moldagem das vigas executando o mesmo procedimento das vigas da primeira etapa.



Figura 5.11 Etapas da fabricação do CRFA.

Ensaios para a determinação da consistência do concreto em estado fresco foram executados para todas as misturas de concreto seguindo as recomendações da norma ABNT NBR NM 67:1998. Na Figura 5.12 observam-se as fotografias dos ensaios executados sobre a mistura de concreto convencional e a mistura desse mesmo concreto com um teor de fibra de aço de 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_t$ =0,76%).



(a) (b) Figura 5.12 Determinação da consistência do: (a) concreto convencional e (b) CRFA - 60 kg/m<sup>3</sup>.

Na Tabela 5.4 são mostrados os resultados dos ensaios de consistência pelo abatimento do tronco de cone.

Tabela 5.4 Resultados dos ensaios de determinação da consistência segundo norma ABNT NBR NM 67:1998.

| Etana          | Abatimento do tronco de cone (mm) |                             |                             |  |  |
|----------------|-----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--|--|
| ыара           | <b>Concreto Convencional</b>      | CRFA - 45 kg/m <sup>3</sup> | CRFA - 60 kg/m <sup>3</sup> |  |  |
| 1ª Concretagem | 140                               | -                           | -                           |  |  |
| 2ª Concretagem | 120                               | 80                          | 60                          |  |  |

Na execução de cada concretagem foram moldados corpos de provas cilíndricos de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura e prismáticos com seção transversal de 100 mm por 100 mm e 400 mm de comprimento (Figura 5.13) para a posterior execução dos ensaios de caracterização do concreto, citam-se especificamente, ensaios para a determinação do módulo de elasticidade, resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e energia de fratura.



Figura 5.13 Moldagem dos corpos de prova da segunda etapa experimental.

Uma vez concluída a concretagem das vigas e moldagem dos corpos de provas, as amostras permaneceram dentro do laboratório de estruturas (LES) da Universidade Estadual de Campinas cobertos com plástico até a data da desforma, especificamente sete dias após a data de cada concretagem. Posteriormente a superfície das vigas foi pintada com cal com a finalidade de facilitar a visualização das fissuras durante a execução dos ensaios (Figura 5.14).



Figura 5.14 Vigas antes e depois do procedimento de pintura.

Uma vez finalizado o procedimento de pintura, foram feitas marcações nas vigas, correspondentes aos pontos de instrumentação com LVDTs, posição dos eixos de apoio e de aplicação de carga.

### 5.4.3. Instrumentação do concreto

Em relação ao procedimento de instrumentação do concreto para a medição de deformações mediante extensômetros elétricos, este foi executado apenas para as vigas da segunda etapa experimental. De forma resumida o procedimento consistiu em lixar a superfície de concreto até conseguir eliminar regiões altamente rugosas.

A limpeza da superfície era feita com acetona, e uma vez que a superfície estava uniforme e limpa, o extensômetro era colado. Na Figura 5.15 apresentam-se algumas imagens das etapas da instalação do extensômetro elétrico.



Figura 5.15 Instalação de extensômetro elétrico no concreto na segunda etapa experimental.

## 5.5. EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

O procedimento de ensaio consistiu em posicionar as vigas a serem ensaiadas no sistema de apoios do pórtico, verificando que se cumprissem as dimensões do esquema estático predefinido. Após a colocação da viga no pórtico, posicionaram-se os LVDTs nos pontos previamente marcados, e finalmente, os cabos dos extensômetros e LVDTs eram ligados a um sistema de aquisição de dados. Uma descrição mais detalhada dos equipamentos e instrumentos utilizados para a execução dos ensaios é apresentada a seguir.

## 5.5.1. Equipamentos e instrumentos do ensaio de flexão em vigas

Foram utilizados dois tipos de apoios, um apoio móvel sem restrição na direção longitudinal da viga, e um apoio fixo que impedia o deslocamento nas direções longitudinais e vertical do elemento. O conjunto de apoios era formado por cinco peças: um bloco de concreto de 300 mm  $\times$  700 mm  $\times$  600 mm, sobre o qual foi colocada uma base de suporte metálica (Figura 5.16a) e, acima desta foi posicionada uma placa de 100 mm  $\times$  20 mm  $\times$  150 mm com a configuração de parafusos mostrada na Figura 5.16b e Figura 5.16c, para os casos de apoio fixo e móvel, respectivamente. Adicionalmente, um rolete metálico de 37 mm de diâmetro e uma placa de 100 mm  $\times$  20 mm  $\times$  150 mm foram colocados sobre a placa de apoio. Ambos apoios permitiam a rotação em torno do eixo longitudinal do rolete, uma imagem do apoio móvel é apresentada na Figura 5.16d.



Figura 5.16 Componentes do sistema de apoios: (a) base de suporte metálica, (b) placa de apoio fixo, (c) placa de apoio móvel, (d) esquema final do apoio.

O esquema de ensaio estava composto basicamente por sete elementos, os quais são descritos a continuação:

- 1. Pórtico de ensaio metálico com capacidade nominal de 5000 kN;
- Atuador hidráulico de dupla ação marca TORVEL com capacidade de 5000 kN e curso máximo de 200 mm;
- 3. Célula de carga com capacidade máxima de 500 kN;
- 4. Rótula e conjunto de prolongadores cilíndricos metálicos;
- 5. Perfil metálico para distribuição da carga sobre dois eixos de aplicação;
- Conjunto rolete-placa para transferência da carga do perfil metálico ao topo da viga;
- 7. Blocos de concreto com sistemas de apoios móvel e fixo.

O método de aplicação de carga implementado foi por controle de força, sendo o carregamento transmitido mediante o atuador hidráulico que era acionado por uma bomba servo-hidráulica da marca ENERPAC®. Passos incrementais de carga com tempos de espera intermediários eram aplicados durante a execução do ensaio, com a finalidade de poder realizar o mapeamento das fissuras sobre a viga. Um sistema de aquisição de dados da marca Micro-Measurements modelo 5100B scanner (Figura 5.17) foi utilizado para registrar medidas de carga, deformações e deslocamentos.



Figura 5.17 Sistema de aquisição de dados marca Micro-Measurements modelo 5100B scanner.

Um único esquema de ensaio foi adotado no programa experimental, no entanto, foi necessário fazer modificações na posição de referência dos LVDTs T3, T4 e T5, devido ao fato que as relações carga-deslocamento registradas nas vigas da primeira etapa experimental apresentaram uma rigidez inicial baixa ao se comparar com a sua rigidez inicial teórica. Encontrou-se como causa mais provável dessa subestimação da rigidez nos instantes iniciais, a interface entre as bases metálicas utilizadas no sistema de apoio. Foi observado que estas bases podiam se deslocar verticalmente nos primeiros estágios de carga, não garantindo a rigidez suficiente.

A Figura 5.18a mostra uma representação do esquema de ensaio utilizado na primeira etapa experimental. Observa-se que a leitura de deslocamentos do LVDT considera a soma do deslocamento da viga mais o deslocamento das bases de suporte dos apoios. Na Figura 5.18b é apresentado o esquema de ensaio da segunda etapa experimental, onde nota-se que desta vez o LVDT foi fixado em um perfil metálico, o qual encontrava-se fixado às bases de suporte dos apoios. Desta forma, se as bases de suporte deslocassem, o perfil metálico deslocava em conjunto com o LVDT, por conseguinte a leitura de deslocamento registrada pelo dispositivo correspondia apenas ao deslocamento da viga, o que conduziu à obtenção de uma representação real da rigidez dos elementos ensaiados ao traçar as relações carga-deslocamento.



Figura 5.18 Configuração da posição de referência dos LVDTs no vão da viga: (a) 1ª etapa experimental e (b) 2ª etapa experimental.

Imagens dos esquemas de ensaio utilizados no programa experimental são mostradas na Figura 5.19 e na Figura 5.20. Nelas é possível notar a diferença entre os esquemas de medição de deslocamentos no vão da viga, especificamente a diferença na posição de referência dos LVDTs T3, T4 e T5.



Figura 5.19 Esquema de ensaio de flexão em quatro pontos (1ª etapa experimental).



Figura 5.20 Esquema de ensaio de flexão em quatro pontos (2ª etapa experimental).

#### 5.5.2. Equipamentos e instrumentos dos ensaios de caracterização

Com a finalidade de caracterizar as propriedades mecânicas do concreto convencional e do CRFA foi necessário executar os ensaios apresentados na Tabela 5.5.

| Título   | Norma                 | Parâmetro determinado  |
|--|-----------------------|--|
| Ensaio de compressão de corpos-de-prova<br>cilíndricos   | ABNT NBR<br>5739:2007 | Resistência à compressão cilíndrica ( $f_{c}$ )                    |
| Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão   | ABNT NBR<br>8522:2008 | Módulo de elasticidade ( $E_c$ )                                   |
| Determinação da resistência à tração por<br>compressão diametral de corpos de prova<br>cilíndricos             | ABNT NBR<br>7222:2011 | Resistência à tração mediante compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ) |
| Método de ensaio para a determinação da<br>energia de fratura do concreto utilizando vigas<br>com entalhes     | JCI-S-001-2003        | Energia de fratura ( $G_f$ )                                       |
| Método de ensaio para a determinação da curva<br>carga - deslocamento do CRFA utilizando<br>vigas com entalhes | JCI-S-002-2003        | Curva carga - deslocamento   |

T-h-l- 5 5 English da an . . . 

Para os ensaios de determinação da resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração por compressão diametral foi utilizada uma máquina de compressão marca DINATESTE com capacidade de 1200 kN. Foram executados ensaios em corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura. Em relação ao ensaio de módulo de elasticidade do concreto, dois extensômetros tipo *clip gauge* foram colocados nos corpos de prova para a medição das deformações, na Figura 5.21 se mostram os ensaios de módulo de elasticidade e resistência à tração sendo executados.

Para os ensaios de flexão em três pontos em prismas com entalhes no meio do vão, utilizados para determinar a energia de fratura do concreto convencional e também capturar as curvas carga – deslocamento do CRFA, foi utilizada uma máquina universal de ensaios marca Times Group modelo WDW-100E com capacidade de 100 kN. Os prismas possuíam seções transversais de 100 mm × 100 mm, comprimentos de 400 mm e um entalhe de 4 mm de abertura posicionado no meio do vão com altura de 50 mm para o concreto convencional e 30 mm para o CRFA (Figura 5.22). As leituras de deslocamentos no meio do vão eram registradas pela mesa da máquina, e, adicionalmente, um *clip gauge* (NCS YYV - 10/50) foi fixado no entalhe, com a finalidade de registrar o deslocamento de abertura da entrada do entalhe (CMOD) do corpo de prova.



Figura 5.21 Equipamentos e instrumentos dos ensaios de: (a) módulo de elasticidade e (b) resistência à tração por compressão diametral.



Figura 5.22 Ensaio de flexão em três pontos utilizando máquina universal Times Group modelo WDW-100E e *clip gauge* NCS YYV – 10/50.

Em relação aos ensaios de caracterização do aço, foram executados ensaios de resistência à tração direta nas barras longitudinais (8 mm e 16 mm) e transversais (5 mm) utilizando a mesma máquina universal dos ensaios de flexão em três pontos das vigas com entalhe (Figura 5.23). O *clip gauge* descrito anteriormente foi utilizado neste caso para a medição das deformações nas barras ensaiadas.





Figura 5.23 Ensaio de resistência à tração direta de barras de aço.

#### 6. RESULTADOS DE ENSAIO

# 6.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS

#### 6.1.1. Caracterização do concreto convencional e do CRFA

Em relação aos ensaios de caracterização do concreto da primeira etapa experimental (concreto convencional), dois corpos de prova por idade foram ensaiados para cada propriedade, de modo que fosse possível obter um valor médio por idade.

Para cada propriedade foram geradas as curvas das Figura 6.1, Figura 6.2 e Figura 6.3, as quais representam a variação ao longo do tempo das resistências à compressão e à tração por compressão diametral e o do módulo de elasticidade secante mediante uma curva de ajuste obtida a partir de uma regressão logarítmica (cada ponto vermelho nos gráficos, representa o valor médio de dois corpos de prova ensaiados). Decidiu-se adotar a metodologia de ensaiar corpos de prova em várias idades, devido a existir a possibilidade de não conseguir medir as propriedades mecânicas do concreto no dia de ensaio de cada viga.



Figura 6.1 Variação da resistência à compressão ao longo do tempo.


Figura 6.2 Variação da resistência à tração por compressão diametral ao longo do tempo.



Figura 6.3 Variação do módulo de elasticidade secante ao longo do tempo.

Em relação aos ensaios de caracterização dos concretos da segunda etapa experimental (concreto convencional e CRFA), foram ensaiados seis corpos de prova para o cálculo dos valores médios da resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral. No caso do módulo de elasticidade, apenas três corpos de prova foram ensaiados para cada tipo de concreto.

Na Tabela 6.1, são apresentados os valores médios das propriedades mecânicas de resistência à compressão ( $f_{cm}$ ), resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct.spm}$ ) e módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) no dia de ensaio de cada viga. Faz-se a ressalva de que os valores apresentados para as vigas da primeira concretagem foram calculados mediante as equações de regressão logarítmica mostradas junto com os gráficos da Figura 6.1, Figura 6.2 e Figura 6.3, no entanto, os valores mostrados para as vigas da segunda etapa experimental são o resultado do cálculo da média aritmética dos corpos de prova ensaiados. No Apêndice D pode-se visualizar um registro dos resultados de ensaio de cada corpo de prova conjuntamente com os valores do desvio padrão.

| Viga                         | Data da<br>concretagem | Data do ensaio | Idade (dias) | f <sub>cm</sub> (MPa) | f <sub>ct,spm</sub> (MPa) | E <sub>cm</sub> (GPa) |
|------------------------------|------------------------|----------------|--------------|-----------------------|---------------------------|-----------------------|
| V-REF-E-1                    |                        | 13/03/2017     | 46           | 40,92                 | 3,36                      | 26,00                 |
| V-REF-E-2                    | ]                      | 15/03/2017     | 48           | 41,10                 | 3,37                      | 26,09                 |
| V-REF-E-3                    | 26/01/2017*            | 16/03/2017     | 49           | 41,18                 | 3,38                      | 26,14                 |
| V-REF-L-1                    | 20/01/2017             | 27/03/2017     | 60           | 42,00                 | 3,45                      | 26,59                 |
| V-REF-L-2                    |                        | 28/03/2017     | 61           | 42,06                 | 3,46                      | 26,63                 |
| V-REF-L-3                    |                        | 28/03/2017     | 61           | 42,06                 | 3,46                      | 26,63                 |
| V-REF-L-4                    |                        | 25/09/2017     | 38           | 38,98                 | 4,18                      | 27,13                 |
| V-REF-L-5                    |                        | 25/09/2017     | 38           | 38,98                 | 4,18                      | 27,13                 |
| V-FIB45-1                    | 18/08/2017**           | 26/09/2017     | 39           | 37,26                 | 4,69                      | 27,18                 |
| V-FIB45-2                    |                        | 26/09/2017     | 39           | 37,26                 | 4,69                      | 27,18                 |
| V-FIB60-1                    |                        | 27/09/2017     | 40           | 39,64                 | 4,86                      | 30,19                 |
| V-FIB60-2                    |                        | 27/09/2017     | 40           | 39,64                 | 4,86                      | 30,19                 |
| *Primeira etapa experimental |                        |                |              |                       |                           |                       |

Tabela 6.1 Propriedades mecânicas do concreto estimadas para o dia de ensaio das vigas.

\*\*Segunda etapa experimental

A segunda etapa contemplou a realização de ensaios de flexão em três pontos para a determinação da energia de fratura. Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 6.2. Informação adicional referente às dimensões dos corpos de prova e imagens da ruptura dos espécimes é apresentada no Apêndice E.

| Corpo de Prova                       | Carga Máxima (kN) | Deslocamento no meio do vão <sup>*</sup> (mm) | CMOD <sup>*</sup> (mm) |
|--------------------------------------|-------------------|---|------------------------|
| SF-CP1                               | 3,45              | 0,226   | 0,0538                 |
| SF-CP2                               | 2,94              | 0,217   | 0,0460                 |
| SF-CP3                               | 3,55              | 0,298   | 0,0810                 |
| SF-CP4                               | 3,09              | 0,228   | 0,0680                 |
| SF: Sem Fibras<br>CP: Corpo de prova | návima            |   |                        |

Tabela 6.2 Resultados dos ensaios de flexão em três pontos do concreto convencional (2ª etapa experimental).

Adicionalmente, no gráfico da Figura 6.4 são apresentadas as curvas carga – deslocamento obtidas no ensaio, após a correção do trecho inicial mediante um ajuste por regressão linear (Apêndice F). Este ajuste foi realizado considerando que na execução do ensaio existem perturbações associadas ao efeito de acomodação do corpo de prova no dispositivo de apoio nas etapas iniciais do ensaio, o qual não permite capturar de forma direta a linearidade do trecho inicial da curva.



Figura 6.4 Curvas carga – deslocamento dos corpos de prova de concreto convencional obtidas no ensaio de flexão em três pontos.

Ensaios de flexão em três pontos também foram executados para o CRFA. Ressalva-se que os corpos de prova possuíam uma altura de entalhe menor, aproximadamente de 30 mm, mantendo o mesmo tamanho de abertura de entalhe dos corpos de prova de concreto convencional. Os resultados de ensaio apresentam-se na Tabela 6.3.

| Corpo de Prova  | Carga Máxima (kN) | Deslocamento no meio do vão* (mm) | CMOD* (mm) |
|---|-------------------|-----------------------------------|------------|
| F45-CP1   | 5,87              | 0,034                             | 0,0320     |
| F45-CP2   | 5,55              | 0,032                             | 0,0320     |
| F45-CP3   | 6,31              | 0,037                             | 0,0600     |
| F60-CP1   | 6,86              | 0,035                             | 0,0430     |
| F60-CP2   | 4,89              | 0,024                             | 0,0540     |
| F60-CP3   | 5,25              | 0,026                             | 0,0800     |
| F45: Teor de 45 kg/m <sup>3</sup><br>F60: Teor de 60 kg/m <sup>3</sup><br>CP: Corpo de prova<br>* Referente ao ponto de | carga máxima      |                                   |            |

Tabela 6.3 Resultados dos ensaios de flexão em três pontos do CRFA (2ª etapa experimental).

Na Figura 6.5a e Figura 6.5b, apresentam-se as curvas carga – deslocamento no meio do vão dos corpos de prova de CRFA com teores de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) e 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%), respectivamente.



Figura 6.5 Curvas carga – deslocamento no meio do vão de corpos de prova de CRFA com teores de fibra de aço de: (a) 45 kg/m<sup>3</sup> e (b) 60kg/m<sup>3</sup>.

Adicionalmente, na Figura 6.6a e Figura 6.6b são apresentadas as curvas carga – abertura da entrada do entalhe (CMOD) dos corpos de prova de CRFA com teores de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) e 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%), respectivamente.



Figura 6.6 Curvas carga - abertura da entrada do entalhe (CMOD) de corpos de prova de CRFA com teores de fibra de aço de: (a)  $45 \text{ kg/m}^3 \text{ e}$  (b)  $60 \text{kg/m}^3$ .

CMOD (mm)

Com o objetivo de poder visualizar de forma mais clara a variação entre as respostas medidas para os dois teores de fibras estudados, foi gerado o gráfico comparativo da Figura 6.7.



Figura 6.7 Comparação entre as curvas carga - deslocamento no meio do vão dos corpos de prova de CRFA.

Em relação ao cálculo da energia de fratura ( $G_f$ ), esta foi determinada mediante a equação 6.1, ressalta-se que as áreas sob as curvas carga – deslocamento ( $W_{exp}$ ) utilizadas nos cálculos foram determinadas a partir das curvas corrigidas. Mais detalhes sobre a determinação dos parâmetros geométricos dos corpos de prova (h,  $a \in b$ ) são apresentados no Apêndice E.

$$G_{f} = \left(\frac{W_{exp}}{S_{lig}}\right) = \left(\frac{W_{exp}}{(h-a) \cdot b}\right)$$
(6.1)

Onde:

 $W_{exp}$  = área sob a curva carga – deslocamento no meio do vão, em kN-mm;

 $S_{lig}$  = área da superfície de ligação, em mm<sup>2</sup>;

h = altura do corpo de prova, em mm;

a = altura do entalhe, mm;

b = largura do corpo de prova, em mm.

Os resultados do cálculo do parâmetro de energia de fratura de cada corpo de prova de concreto convencional são apresentados na Tabela 6.4.

| Corpo de Prova | Corpo de Prova Área sob a curva (N-m) |        |
|----------------|---------------------------------------|--------|
| SF-CP1         | 0,8731851                             | 161,69 |
| SF-CP2         | 0,9081345                             | 176,56 |
| SF-CP3         | 0,9762685                             | 187,97 |
| SF-CP4         | 1,0964750 211,78                      |        |
| Médi           | 184,50                                |        |
| Desvio Pa      | 21,13                                 |        |
| CO             | 11,45                                 |        |

Tabela 6.4 Resultados dos cálculos de determinação da energia de fratura do concreto convencional.

### 6.1.2. Caracterização do aço

Ensaios de tração nas barras de aço foram executados seguindo as recomendações da norma ASTM E8/E8M-16<sup>a</sup>. Foram ensaiadas três amostras de cada diâmetro com a finalidade de obter valores médios, apenas para um tipo de barra foram ensaiadas duas amostras. As curvas tensão – deformação registradas nos ensaios são apresentadas da Figura 6.8 à Figura 6.11, a partir delas foram determinadas propriedades mecânicas como: tensão de escoamento, deformação de escoamento e módulo de elasticidade. Os resultados são apresentados na Tabela 6.5.



Figura 6.8 Diagramas tensão-deformação das barras de 5 mm de diâmetro.



Figura 6.9 Diagramas tensão-deformação das barras de 8 mm de diâmetro.



Figura 6.10 Diagramas tensão-deformação das barras de 16 mm (utilizadas em vigas de concreto convencional).



Figura 6.11 Diagramas tensão-deformação das barras de 16 mm (utilizadas em vigas de CRFA).

| Classe e<br>diâmetro de<br>barra (mm) | N° de<br>amostra | Tensão de<br>escoamento <sup>*</sup><br>(MPa) | Deformação na<br>tensão de<br>escoamento <sup>†</sup><br>(mm/mm) | Deformação no<br>limite de<br>proporcionalidade <sup>††</sup><br>(mm/mm) | Módulo de<br>elasticidade<br>(MPa) |
|---------------------------------------|------------------|---|--|--|------------------------------------|
|                                       | 1                | 643,28  | 0,00521  | 0,00280  | 199840                             |
|                                       | 2                | 640,93  | 0,00537  | 0,00280  | 189930                             |
| CA60 - 5                              | 3                | 612,08  | 0,00519  | 0,00260  | 191870                             |
|                                       | Média            | 632,09  | 0,00525  | 0,00273  | 193880                             |
|                                       | COV (%)          | 2,75  | 1,88   | 4,22   | 2,71                               |
|                                       | 1                | 645,74  | 0,0044   | 0,00320  | 193780                             |
|                                       | 2                | 640,37  | 0,0042   | 0,00306  | 204360                             |
| CA50 - 8                              | 3                | 640,91  | 0,0045   | 0,00330  | 186020                             |
|                                       | Média            | 642,34  | 0,0043   | 0,00318  | 192126                             |
|                                       | COV (%)          | 0,46  | 3,49   | 3,78   | 4,72                               |
| CA50 - 16 <sup>(1)</sup>              | 1                | 593,28  | 0,0065   | 0,00230  | 183380                             |
|                                       | 2                | 566,44  | 0,0062   | 0,00240  | 180320                             |
|                                       | 3                | 585,23  | 0.0063   | 0.00220  | 184460                             |
|                                       | Média            | 581,65  | 0,0063   | 0,0023   | 182720                             |
|                                       | COV (%)          | 2,36  | 2,41   | 4,34   | 1,17                               |
| CA50 - 16 <sup>(2)</sup>              | 1                | 573,65  | 0,0036   | 0,00320  | 190370                             |
|                                       | 2                | 540,89  | 0,0032   | 0,00310  | 190530                             |
|                                       | Média            | 557,27  | 0,0034   | 0,00315  | 190450                             |
|                                       | COV (%)          | 4,15  | 8,31   | 2,24   | 0,05                               |

| T 1 1 (  | <u>с</u> т | · · 1 1    | ~ ·         | 1   | 1         |
|----------|------------|------------|-------------|-----|-----------|
| Labela h | ጉዞ         | ronriedade | s mecanicas | dag | armaduras |
|          | ~ 1        | ropricuade | 5 mooundus  | uus | armauaras |

\* Determinada segundo o *"Offset Method"* para aços que não apresentaram patamar, norma ASTM 370 - 17

<sup>†</sup> Correspondente à tensão de escoamento no 0,2% para as tensões determinadas segundo o "*Offset Method*" <sup>††</sup> Deformação correspondente ao limite de proporcionalidade

COV = Coeficiente de variação

<sup>(1)</sup>Barras utilizadas nas vigas de concreto convencional

<sup>(2)</sup> Barras utilizadas nas vigas de CRFA

Os métodos utilizados para a determinação das propriedades mecânicas seguiram as recomendações da norma ASTM A370-17. Dois métodos gráficos contidos nessa norma foram aplicados dependendo a resposta encontrada nas curvas tensão-deformação. No caso de aquelas que não apresentaram patamar de escoamento definido, o método "*Offset*" foi aplicado com a finalidade de estimar um valor aproximado da tensão e deformação de escoamento. No entanto, aqueles diagramas que mostraram patamar definido, o valor da tensão de escoamento foi adotado como a tensão de escoamento superior do patamar, isto é, o valor máximo da tensão atingida no patamar antes da primeira queda de tensão.

# 6.2. ENSAIOS DE FLEXÃO NAS VIGAS

6.2.1. Viga V-REF-E-1

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-E-1 foi fabricada com concreto convencional e possuía propriedades geométricas e detalhamento de armaduras conforme às vigas da série com estribos. O elemento foi ensaiado na primeira etapa experimental e foram realizadas duas tentativas de ensaio, visto que na primeira tentativa foram registrados deslocamentos consideravelmente altos no pórtico onde estava se executando o ensaio (Figura 6.12).



Figura 6.12 Pórtico utilizado na primeira tentativa de ensaio da viga V-REF-E-1.

Uma vez verificado que o pórtico não oferecia a suficiente rigidez, foi necessário parar o ensaio até a carga de 381,84 kN. A viga foi transferida para outro pórtico com maior rigidez (Figura 5.19), sendo o elemento, nesta tentativa, levado até a ruptura. Ressalta-se que nesta segunda tentativa não foram registradas as relações carga – deslocamento, visto que, sob uma condição inicial já fissurada, não é possível determinar a evolução real da rigidez da viga.

Na Figura 6.13 se apresentam as relações carga – deslocamento registradas pelos três transdutores de deslocamento posicionados no vão da viga, no gráfico mostram-se três valores de carga, 381,84 kN, valor máximo até o qual foi carregada a viga na primeira tentativa do ensaio, 475,49 kN, o valor da carga de ruptura obtido na segunda e última tentativa e 155,74 kN, o valor de surgimento da primeira fissura diagonal.



Figura 6.13 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-E-1.

Em relação ao padrão de fissuras, uma fotografia é mostrada na Figura 6.14, marcações durante os ensaios foram feitas sobre as vigas com o objetivo de indicar as cargas de surgimento das fissuras, os números mostrados correspondem às cargas na unidade tonelada força (tf). Na fotografia é possível observar que a primeira fissura vertical surgiu com um valor de carga em torno de 8 tf o que equivale aproximadamente 80 kN, posicionando-se na vizinhança do eixo de simetria central da viga. Por outro lado, fissuras verticais com comprimentos maiores surgiram posteriormente com valores de carga em torno de 100 kN. Em relação às primeiras fissuras diagonais, estas surgiram com um valor de carga aproximado de 140 kN, fissuras diagonais adicionais surgiram com um valor de carga em torno de 160 kN.



Figura 6.14 Padrão de fissuras da viga V-REF-E-1.

A viga V-REF-E-1 apresentou um modo de ruptura por flexão produzido pelo esmagamento do concreto na região a compressão entre as placas de aplicação de carga (região de momento fletor máximo). Destaca-se que, visualmente, as aberturas de fissuras são pequenas.

## • Deformações nas armaduras

As deformações registradas pelos extensômetros E5 e E6 mostraram que as barras de aço da armadura longitudinal não conseguiram atingir sua deformação de escoamento, a qual foi estimada em 2,30‰ (Figura 6.15a). Por outro lado, dos estribos instrumentados com os extensômetros E1, E2, E3 e E4, apenas o estribo instrumentado com os extensômetros E3 e E4 atingiu a sua deformação de escoamento, a qual foi determinada em 2,73‰ (Figura 6.15b).



Figura 6.15 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) nos estribos da viga V-REF-E-1.

### 6.2.2. Viga V-REF-E-2

## Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-E-2 foi fabricada com concreto convencional e possuía as mesmas propriedades geométricas e detalhamento de armaduras que as vigas V-REF-E-1 e V-REF-E-3. A Figura 6.16 mostra as relações carga – deslocamento registradas pelos três transdutores de deslocamento posicionados no vão da viga.



Figura 6.16 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-E-2.

O padrão de fissuras da viga V-REF-E-2 é mostrado na Figura 6.17. Observa-se que as primeiras fissuras verticais surgiram com um valor de carga em torno de 80 kN, possuindo comprimentos maiores do que os visualizados nas primeiras fissuras da viga V-REF-E-1. Adicionalmente, pode-se ver que as primeiras fissuras verticais da viga V-REF-E-2 encontram-se um pouco mais afastadas do eixo de simetria central da viga, no entanto, as fissuras surgiram dentro da região limitada pelos eixos de aplicação de carga. Por outro lado, as primeiras fissuras diagonais surgiram com valores em torno dos 160 kN. Nas relações carga – deslocamento registradas (Figura 6.16), pode-se observar a carga exata do surgimento da primeira fissura



Figura 6.17 Padrão de fissuras da viga V-REF-E-2.

O valor da carga de ruptura da viga foi de 340,95 kN, onde um modo de ruptura por cisalhamento foi observado. Pode-se dizer que a ruptura foi induzida pelo aumento significativo da abertura da fissura diagonal crítica e sua rápida propagação. Após o surgimento dessa fissura, esta incrementou seu tamanho de abertura progressivamente com o aumento de carga e pouco tempo depois propagou-se na direção da face externa da placa esquerda de aplicação de carga e também na direção da face interna da placa do apoio móvel.

## • Deformações nas armaduras

Em relação às deformações registradas pelos extensômetros E5 e E6 instalados nas barras da armadura longitudinal, mostrados na Figura 6.18a, pode-se observar que estas conseguiram atingir a deformação de escoamento, no entanto, estas deformações não a ultrapassaram de forma significativa. Por outro lado, pode-se ver que, para um valor de carga 67,48 kN, um valor próximo à carga de surgimento das primeiras fissuras verticais observadas, as deformações começaram a aumentar numa maior taxa.

No que concerne às deformações registradas pelos extensômetros instalados nos estribos, na Figura 6.18b verifica-se que as relações carga – deformação dos estribos só conseguem mostrar um incremento de deformação no momento em que a carga de surgimento das fissuras diagonais é atingida.

Para ambos estribos a deformação de escoamento do aço foi atingida, no entanto, as deformações medidas no estribo instrumentado pelos extensômetros E1 e E2 foram superiores do que as medidas pelos extensômetros E3 e E4. Adicionalmente pode-se ver que o estribo instrumentado pelos extensômetros E1 e E2 posicionado do lado onde apareceu a fissura diagonal crítica (lado esquerdo), foi mecanicamente danificado após da fissura diagonal apresentar um tamanho de abertura significativo.



Figura 6.18 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) nos estribos da viga V-REF-E-2.

### 6.2.3. Viga V-REF-E-3

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-E-3 foi fabricada com concreto convencional e possuía as mesmas propriedades geométricas e detalhamento de armaduras que as vigas V-REF-E-1 e V-REF-E-2. A Figura 6.19 mostra as relações carga – deslocamento registradas pelos três transdutores de deslocamento posicionados no vão da viga, observa-se uma maior capacidade de deslocamento da viga comparada com as outras vigas dessa mesma série.



Figura 6.19 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-E-3.

O padrão de fissuras da viga V-REF-E-3 é mostrado na Figura 6.20. Pode-se observar que a primeira fissura vertical surgiu com um valor de carga em torno de 60 kN, valor menor do que o observado no surgimento das primeiras fissuras verticais das vigas V-REF-E-1 e V-REF-E-2, o qual foi de 80 kN para os dois casos. Fissuras verticais com comprimentos maiores aos observados nas vigas V-REF-E-1 e V-REF-E-2, surgiram com valores de carga em torno dos 80 kN, posicionando-se de forma distribuída dentro da região limitada pelos eixos de aplicação de carga.

Em relação às primeiras fissuras diagonais, estas surgiram com uma carga perto de 140 kN. No gráfico da Figura 6.19 é possível observar o valor da carga de surgimento dessas fissuras com uma melhor precisão. Adicionalmente, pode-se ver que após do surgimento das fissuras diagonais o elemento ensaiado conseguiu mostrar uma redução progressiva da rigidez com o aumento de carga, podendo ser visualizado um pequeno patamar perto do valor da carga de ruptura da viga.



Figura 6.20 Padrão de fissuras da viga V-REF-E-3.

Por outra parte, a carga de ruptura da viga foi de 478,05 kN, sendo esta a carga mais alta medida nas vigas da série V-REF-E. O modo de ruptura observado foi por cisalhamento, induzido pela propagação da fissura diagonal crítica até a parte inferior da placa de aplicação de carga direita, produzindo-se posteriormente o esmagamento do concreto próximo a essa região.

### • Deformações nas armaduras

Na Figura 6.21a são apresentadas as relações carga – deformação registradas pelos extensômetros E5 e E6 instalados nas barras de aço longitudinais, no gráfico é possível observar que as deformações registradas ultrapassaram de forma significativa a deformação de escoamento das barras. Observa-se também que o extensômetro E6 foi mecanicamente danificado, no entanto, seu comportamento antes do dano estava sendo muito semelhante ao

comportamento do extensômetro E5 o qual conseguiu registrar uma deformação máxima de 15,84‰, valor muito superior ao valor da deformação de escoamento da armadura.

Por outro lado, a Figura 6.21b apresenta as relações carga – deformação da armadura transversal, observa-se que apenas o extensômetro E3 conseguiu mostrar deformações que ultrapassaram a deformação de escoamento. Em relação ao comportamento observado, pode-se ver que as deformações nos estribos só conseguem mostrar um aumento significativo após o surgimento das fissuras diagonais que intersectam os estribos na posição instrumentada. No caso do estribo posicionado do lado direto do eixo de simetria central da viga, instrumentado com os extensômetros E3 e E4, observa-se que a deformação mostra um aumento considerável após o surgimento da fissura diagonal com um valor de carga de 136,05 kN. Um comportamento semelhante foi observado no estribo instrumentado com os extensômetros E1 e E2, uma vez surgiu a fissura diagonal, neste caso com um valor de carga maior, as deformações mostraram o aumento significativo, no entanto estas não ultrapassaram a deformação de escoamento.



Figura 6.21 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) nos estribos da viga V-REF-E-3.

#### 6.2.4. Viga V-REF-L-1

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-L-1 foi fabricada com concreto convencional e possuía apenas armadura longitudinal. A Figura 6.22 apresenta as relações carga – deslocamento medidas pelos três transdutores de deslocamento posicionados no vão da viga.



Figura 6.22 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-L-1.

Em relação ao padrão de fissuras da viga V-REF-L-1, este é mostrado na Figura 6.23, sendo possível observar que as primeiras fissuras verticais surgiram com um valor de carga aproximado de 100 kN, as quais conseguiram se propagar até aproximadamente a metade da altura da viga.

A fissura diagonal crítica surgiu com um valor de carga em torno dos 170 kN, apresentando um comprimento considerável e estando orientada na direção do apoio esquerdo e a face interna da placa de aplicação de carga esquerda. Nas relações carga-deslocamento da Figura 6.22, visualiza-se que após a viga atingir a carga exata de surgimento da fissura diagonal crítica (170,65 kN), as relações mostram uma perda de rigidez, e mais tarde, após de um incremento de carga, a viga atinge a ruptura.



Figura 6.23 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-1.

O valor da carga de ruptura da viga V-REF-L-1 foi de 247,13 kN, onde um modo de ruptura por cisalhamento foi observado. Uma vez analisada a trajetória da fissura crítica, encontrou-se que esta propagou-se até placa de aplicação de carga levando ao corte do banzo comprimido de concreto. Fissuras ao longo da armadura surgiram na viga, o qual indica o possível deslizamento da armadura em relação ao concreto circundante.

## • Deformações nas armaduras

Na Figura 6.24 são mostradas as relações carga – deformação da armadura longitudinal da viga V-REF-L-1. Dos extensômetros instalados nas barras, apenas o E1 permitiu registrar a evolução das deformações durante o ensaio, contrariamente o extensômetro E2 não conseguiu capturar a leitura de deformações devido a apresentar dano mecânico. Das relações registradas é possível ver que as deformações não conseguiram atingir a deformação de escoamento da armadura longitudinal.



Figura 6.24 Relações carga – deformações na armadura longitudinal da viga V-REF-L-1.

## 6.2.5. Viga V-REF-L-2

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-L-2 foi fabricada com concreto convencional e possuía as mesmas propriedades geométricas e detalhamento de armaduras que as vigas da série V-REF-L, contendo apenas armadura longitudinal. Na Figura 6.25 apresentam-se as relações carga – deslocamento registradas pelos transdutores de deslocamento posicionados no vão da viga.



Figura 6.25 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-L-2.

Por outro lado, a Figura 6.26 mostra o padrão de fissuras da viga, neste é possível visualizar que as primeiras fissuras verticais surgiram com um valor de carga em torno de 80 kN, valor de carga inferior ao encontrado para a carga de surgimento das primeiras fissuras verticais da viga V-REF-L-1.

Em relação à fissura diagonal crítica, esta surgiu com um valor de carga em torno dos 160 kN, mostrando um comprimento consideravelmente inferior ao observado na fissura diagonal da viga V-REF-L-1. Nas relações carga – deslocamento apresentadas na Figura 6.25 é possível observar que a partir de um valor de 166,46 kN produziu-se uma redução significativa da rigidez do elemento devido ao surgimento desta fissura diagonal. Mais tarde, quando a viga atingiu um nível de carga de 192,68 kN foi possível observar um mediano incremento da rigidez até que finalmente a viga atinge a ruptura.



Figura 6.26 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-2.

O valor da carga de ruptura da viga V-REF-L-2 foi de 264,35 kN e a viga apresentou um modo de ruptura por cisalhamento induzido pela propagação e instabilidade da fissura diagonal crítica, onde esta conseguiu se propagar segundo uma trajetória curvada em direção da região de concreto a compressão posicionada entre as placas de aplicação de carga. Fissuras ao longo da armadura longitudinal também foram observadas indicando o provável deslizamento da armadura em relação ao concreto circundante.

#### • Deformações nas armaduras

Na Figura 6.27 são mostradas as relações carga – deformação da armadura longitudinal da viga V-REF-L-2. As deformações registradas pelos extensômetros E1 e E2 mostram que, da armadura longitudinal apenas a barra instrumentada com o extensômetro E1 conseguiu ultrapassar a deformação de escoamento, no entanto, a deformação máxima registrada pelo extensômetro E2 mostrou-se muito próxima.



Figura 6.27 Relações carga – deformações na armadura longitudinal da viga V-REF-L-2.

## 6.2.6. Viga V-REF-L-3

### • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-L-3 foi fabricada com concreto convencional e possuía as propriedades geométricas e detalhamento de armaduras correspondentes as vigas da série V-REF-L, contendo apenas armadura longitudinal e sendo ensaiada na primeira etapa experimental junto com as vigas V-REF-L-1 e V-REF-L-2. Na Figura 6.28 são apresentadas as relações carga – deslocamento registradas pelos três transdutores de deslocamento posicionados no vão da viga.



Figura 6.28 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-L-3.

Em relação ao padrão de fissuras da viga V-REF-L-3, este é mostrado na Figura 6.29. Pode-se ver que a primeira fissura vertical surgiu com um valor de carga cerca de 80 kN, a qual apresentou um comprimento similar ao visualizado nas primeiras fissuras verticais da viga V-REF-L-2. Adicionalmente, outras fissuras verticais surgiram com um valor de carga de 100 kN, distribuídas na região de concreto limitada pelos eixos de aplicação de carga.

Por outro lado, o surgimento da fissura diagonal crítica foi com uma carga em torno de 140 kN, descrevendo uma trajetória similar à observada na viga V-REF-L-2. Nas relações carga – deslocamento mostradas na Figura 6.28 não é possível visualizar uma mudança de rigidez significativa na carga de surgimento da fissura diagonal crítica. Entretanto, uma mudança de rigidez notável foi observada após o surgimento da fissura diagonal do lado esquerdo do eixo de simetria central com um valor de 181,20 kN.



Figura 6.29 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-3.

Em termos de carga de ruptura, foi registrado um valor máximo de 444,15 kN, sendo esse o valor de carga mais alto de todas as vigas da série V-REF-L. Por outro lado, a viga experimentou um modo de ruptura por cisalhamento similar ao observado na viga V-REF-L-2, produzido pela propagação da fissura diagonal crítica na direção da região de concreto a compressão entre as placas de aplicação de carga. Do mesmo modo que nas vigas V-REF-L-1 e V-REF-L-2, também foram observadas fissuras ao longo da armadura longitudinal.

#### • Deformações nas armaduras

Na Figura 6.30 são mostradas as relações carga – deformação correspondentes à armadura longitudinal da viga V-REF-L-3. As deformações registradas pelos extensômetros E1 e E2 mostram que as barras instrumentadas conseguiram atingir a deformação de escoamento, no entanto, esta não foi ultrapassada de forma considerável. Adicionalmente, pode-se ver que, após o limite de escoamento ter sido atingido, os extensômetros começaram a mostrar falhas na leitura.



Figura 6.30 Relações carga - deformações na armadura longitudinal da viga V-REF-L-3.

## 6.2.7. Viga V-REF-L-4

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-L-4 foi fabricada com concreto convencional e possuía propriedades geométricas e detalhamento de armaduras correspondentes às vigas da série V-REF-L, sendo fabricada e ensaiada na segunda etapa experimental. A Figura 6.31 apresenta as relações carga – deslocamento registradas no ensaio.



Figura 6.31 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-L-4.

O padrão de fissuras é mostrado na Figura 6.32. A primeira fissura vertical na viga surgiu com um valor cerca de 80 kN, na vizinhança do eixo de aplicação de carga. Em relação à primeira fissura diagonal, esta surgiu com um valor de carga de 161,11 kN. Após o surgimento dessa fissura a rigidez do elemento decresceu gradualmente, como observado nas relações carga – deslocamento da Figura 6.31.



Figura 6.32 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-4.

A carga última resistida pela viga foi de 370,49 kN, apresentando ruptura por cisalhamento produzido pelo aumento significativo da abertura da fissura diagonal e sua propagação até o banzo comprimido, levando ao esmagamento da região de concreto do lado da face externa da placa de aplicação de carga esquerda. Adicionalmente, fissuras horizontais surgiram e propagaram-se ao longo da armadura longitudinal, devido ao deslizamento da armadura em relação ao concreto circundante.

## • Deformações nas armaduras e no concreto

As deformações registradas pelos extensômetros E1 e E2 mostraram que as barras atingiram sua deformação de escoamento, no entanto, as deformações medidas não ultrapassaram de forma significativa esse valor, como pode ser visualizado nos diagramas da Figura 6.33a. Também pode-se verificar que aproximadamente após de 80 kN (carga de surgimento da primeira fissura vertical visível), as deformações começaram a aumentar numa taxa maior.

Em relação as deformações no banzo comprimido registradas pelos extensômetros E3 e E4 (Figura 6.33b), pode-se observar que as deformações medidas não atingiram a deformação de plastificação do concreto, a qual foi assumida como um valor de referência de 2,00 ‰.



Figura 6.33 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga V-REF-L-4.

#### 6.2.8. Viga V-REF-L-5

### • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-REF-L-5 possuía propriedades geométricas e mecânicas iguais às propriedades da viga V-REF-L-4, além de ter sido concretadas na mesma etapa experimental. Na Figura 6.34 apresentam-se as relações carga – deslocamento obtidas no ensaio.



Figura 6.34 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-REF-L-5.

O padrão de fissuras é mostrado na Figura 6.35. Três primeiras fissuras verticais surgiram com um valor de carga em torno de 80 kN, o mesmo valor de carga encontrado para a viga V-REF-L-4. No entanto, os comprimentos dessas fissuras foram menores do que os visualizados nas primeiras fissuras da viga V-REF-L-4. Fissuras verticais adicionais com comprimentos maiores surgiram com valores cerca de 100 kN.



Figura 6.35 Padrão de fissuras da viga V-REF-L-5.

O surgimento da primeira fissura diagonal produziu-se com uma carga de 168 kN, sendo este um valor próximo ao encontrado na viga V-REF-L-4 (161,11 kN). Uma redução na rigidez do elemento foi observada após sua aparição, como pode-se ver na Figura 6.34. Em relação à carga de ruptura, foi medido um valor de 345,14 kN, observando-se ruptura por cisalhamento similar à visualizada na viga V-REF-L-4, onde a abertura de fissura propagou-se da região de aplicação de carga até o apoio, produzindo esmagamento do concreto perto da placa de aplicação de carga.

## • Deformações nas armaduras e no concreto

Nas relações carga – deformação da Figura 6.36a pode-se ver que as barras conseguiram registrar deformações muito próximas a deformação de escoamento, sendo que a instrumentada com o extensômetro E2 aproximou-se mais. No entanto, nenhum dos valores de deformação máximos registrados ultrapassaram a deformação de escoamento do aço. Um comportamento similar ao visualizado nas relações carga – deformação da viga V-REF-L-4 (Figura 6.33a) foi observado, onde após a aparição das primeiras fissuras verticais, as deformações aumentaram numa taxa maior comparado com os estágios iniciais de carga. Por outro lado, as relações carga – deformação da Figura 6.36b mostram que a deformação no concreto registrada pelo extensômetro E4 ultrapassou a deformação plástica, atingido um valor máximo de 2,36‰. O extensômetro E3, por sua vez, não conseguiu ultrapassar o valor, atingindo apenas 1,96‰.



Figura 6.36 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga V-REF-L-5.

### 6.2.9. Viga V-FIB45-1

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-FIB45-1 foi fabricada com CRFA com um teor de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) de fibras de aço com ganchos tipo DRAMIX<sup>®</sup> 3D 45/30BL. As caraterísticas geométricas e detalhamento das armaduras foram iguais às utilizadas nas vigas da série V-REF-L. A Figura 6.37 apresenta as relações carga – deslocamento registradas no ensaio, observa-se que as curvas possuem patamar após atingir um pico de carga.



Figura 6.37 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-FIB45-1.

O panorama de fissuração da viga é mostrado na Figura 6.38. É possível visualizar que as primeiras fissuras verticais surgiram com uma carga em torno dos 120 kN, valor de carga maior ao encontrado nas vigas V-REF-L-4 e V-REF-L-5, adicionalmente foram evidenciados comprimentos de fissuras maiores.



Figura 6.38 Padrão de fissuras da viga V-FIB45-1.

Em relação à primeira fissura diagonal, esta surgiu com uma carga de 180 kN, valor mais alto do que o encontrado para as vigas da série V-REF-L. Em contrapartida à resposta observada nas relações carga – deslocamento das vigas da série V-REF-L e V-REF-E, a viga V-REF45-1 não apresentou uma queda de carga repentina no momento do surgimento das fissuras diagonais. Assim, não é possível visualizar, nas relações da Figura 6.37, uma mudança significativa da rigidez após ser atingida a carga de surgimento dessas fissuras. Pode-se dizer que a mudança de rigidez foi gradual antes da viga atingir a carga pico.

A carga máxima resistida pela viga foi de 432,29 kN e, a viga atingiu um modo de ruptura combinado por flexão-cisalhamento. Neste caso, diferencia-se das vigas da série V-REF-L por possuir um mecanismo de ruptura dúctil devido a não apresentar ruptura repentina do elemento. Por outro lado, a viga apresentou um maior deslocamento em relação aos deslocamentos máximos das vigas V-REF-L-5 e V-REF-L-6 ensaiadas na mesma etapa experimental atingindo um valor máximo de 13,68 mm. Duas fissuras apresentaram aberturas significativas, a fissura diagonal crítica e a fissura vertical posicionada na vizinhança do eixo de simetria central da viga. Entretanto, a fissura diagonal propagou-se na direção do banzo comprimido na região de concreto entre as placas de aplicação de carga e também na direção da placa de apoio esquerda, sem surgir fissuras ao longo da armadura longitudinal.

### • Deformações nas armaduras e no concreto

O gráfico da Figura 6.39a apresenta as relações carga – deformação nas armaduras. Pode-se ver que as deformações registradas pelos extensômetros E1 e E2 ultrapassaram de forma significativa a deformação de escoamento das barras, além disso, após as barras atingirem a deformação de escoamento foram visualizados patamares. Posteriormente, observase que os extensômetros foram mecanicamente danificados, no momento em que eles atingiram deformações de 15,48‰ e 15,75‰, respectivamente.

Em termos de relações carga – deformação no concreto, os diagramas da Figura 6.39b permitem constatar que as deformações registradas pelos extensômetros E3 e E4 ultrapassaram a deformação plástica do concreto, registrando valores máximos de 2,36‰ e 4,38‰, respectivamente. Ambos extensômetros foram mecanicamente danificados, sendo que o E3 conseguiu ultrapassar em maior medida o limite de deformação plástica.



Figura 6.39 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga V-FIB45-1.

### 6.2.10. Viga V-FIB45-2

### Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-FIB45-2 foi fabricada com CRFA com um teor de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) de fibras de aço com ganchos tipo DRAMIX<sup>®</sup> 3D 45/30BL, as características geométricas e detalhamento das armaduras foram as mesmas utilizadas na viga V-FIB45-1.

A Figura 6.40 mostra as relações carga – deslocamento registradas no ensaio. Observa-se que no comportamento não foi registrado um patamar após ter sido atingida a carga pico. Por outro lado, contrariamente ao encontrado nas vigas da série V-REF-E e V-REF-L, onde a carga apresentava uma queda súbita após ser atingida a carga máxima, a ruptura da viga V-FIB45-2 não se deu de forma repentina e abruta, conseguindo mostrar-se nas relações carga–deslocamento uma parte da resposta de amolecimento pós-pico.



Figura 6.40 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-FIB45-2.

O padrão de fissuras da viga é mostrado na Figura 6.41. A primeira fissura vertical surgiu com um valor de carga em torno de 100 kN posicionada no meio do vão da viga. Fissuras verticais adicionais com maior comprimento surgiram com valores de carga em torno de 120 kN, estando posicionadas na região entre eixos de aplicação de carga.

A primeira fissura diagonal surgiu com uma carga de 200 kN, estando posicionada do lado esquerdo em relação ao eixo de simetria central da viga. Mais tarde, outra fissura diagonal, com comprimento e tamanho de abertura maior, surgiu do lado direito, com uma carga cerca de 222 kN. Nas relações carga - deslocamento (Figura 6.40) pode-se observar que após o elemento atingir as cargas de surgimento dessas fissuras, a rigidez do elemento diminuiu, comportamento que não pode ser facilmente identificado nas relações carga – deslocamento da viga V-FIB45-1.



Figura 6.41 Padrão de fissuras da viga V-FIB45-2.

A viga V-FIB45-2 atingiu um valor de carga máxima de 334,72 kN, menor que a carga máxima atingida pela viga V-FIB45-1 e também do que a alcançada pelas vigas sem fibras ensaiadas na mesma etapa, vigas V-REF-L-4 e V-REF-L-5. O modo de ruptura observado foi por cisalhamento devido à tração diagonal, onde a fissura diagonal propagou-se na direção da face externa da placa de aplicação de carga direta imediatamente após do surgimento. Por outro lado, não foram observadas fissuras horizontais distribuídas ao longo da armadura longitudinal.

### Deformações nas armaduras e no concreto

As relações carga – deformação nas armaduras são mostrados na Figura 6.42a. Observa-se que as deformações registradas pelos extensômetros E1 e E2 não ultrapassam a deformação de escoamento das barras, os valores máximos medidos foram de 2,34‰ e 2,10‰, respectivamente.

O gráfico da Figura 6.42b mostra as relações carga – deformação no concreto, observa-se que as deformações máximas medidas pelos extensômetros E3 e E4 não alcançaram o limite de deformação plástica do concreto, atingindo valores máximos de 1,32‰ e 1,24‰, respectivamente.



Figura 6.42 Relações carga - deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga V-FIB45-2.

#### 6.2.11. Viga V-FIB60-1

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-FIB60-1 foi fabricada de CRFA com um teor de 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%) de fibras de aço com ganchos tipo DRAMIX<sup>®</sup> 3D 45/30BL. As caraterísticas geométricas e detalhamento das armaduras foram as utilizadas nas vigas da série V-REF-L. A Figura 6.43 apresenta as relações carga – deslocamento registradas no ensaio e, observa-se que a resposta medida não conseguiu representar um patamar como o evidenciado nas relações carga – deslocamento da viga V-FIB45-1 (Figura 6.37). Além disso, foi observado que após da viga ter atingido a carga máxima, esta diminuiu sem descrever uma resposta de amolecimento notável como no caso da viga V-FIB45-2.



Figura 6.43 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-FIB60-1.

Na Figura 6.44 é mostrado o padrão de fissuras da viga V-FIB60-1. As primeiras fissuras verticais surgiram com um valor de carga em torno de 120 kN. Posteriormente um número maior de fissuras verticais surgiram quando a viga alcançou uma carga em torno de 140 kN, estando a maior parte delas distribuídas na região entre eixos de aplicação de carga.



Figura 6.44 Padrão de fissuras da viga V-FIB60-1.

Em relação às primeiras fissuras diagonais, antes do surgimento da fissura diagonal crítica, fissuras diagonais de menor comprimento propagaram-se com cargas perto de 160 kN. A fissura diagonal crítica surgiu quando a viga atingiu uma carga de 240,97 kN. A fissura diagonal crítica se propagou em direção da face externa da placa de aplicação de carga direita após mostrar um incremento significativo do tamanho da abertura. Poucas fissuras conseguiram se propagar ao longo da armadura longitudinal na região de concreto do apoio.

#### • Deformações nas armaduras e no concreto

A Figura 6.45a apresenta as relações carga – deformação nas armaduras da viga. Nota-se que as deformações máximas registradas pelos extensômetros E1 e E2, superaram a deformação de escoamento, com deformações máximas de 3,50‰ e 4,34‰, respectivamente. Em termos de deformações no concreto, pode-se ver nas relações da Figura 6.45b que a deformação medida pelo extensômetro E4 conseguiu superar a deformação plástica do concreto, no entanto, o extensômetro E3 se aproximou muito a esse valor sem ultrapassá-lo.



Figura 6.45 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga V-FIB60-1.

#### 6.2.12. Viga V-FIB60-2

## • Relações carga – deslocamento, padrão de fissuras e modo de ruptura

A viga V-FIB60-2 foi fabricada de CRFA com um teor de 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%) de fibras de aço com ganchos tipo DRAMIX<sup>®</sup> 3D 45/30BL e propriedades geométricas e mecânicas iguais às propriedades da viga V-FIB60-1. A Figura 6.46 apresenta as relações carga

– deslocamento registradas no ensaio, sendo claramente visível o patamar, onde um deslocamento máximo foi medido até um valor de 13,78 mm. Pode-se ver também que a viga V-FIB60-2 mostrou um comportamento em termos de resposta pós-pico similar à resposta das relações carga – deslocamento da viga V-FIB45-1.



Figura 6.46 Relações carga - deslocamento no vão da viga V-FIB60-2.

O padrão de fissuras da viga é mostrado na Figura 6.47, observa-se que as primeiras fissuras verticais surgiram com carga próxima de 100 kN, As fissuras diagonais surgiram com valores de carga em torno de 180 kN, podendo-se diferenciar das fissuras diagonais observadas nas outras vigas ensaiadas na mesma etapa, em que estas mostraram tamanhos de abertura e comprimentos visualmente menores. Verifica-se que uma fissura vertical posicionada no meio do vão e com trajetória de propagação em direção da região do banzo comprimido, apresentou um tamanho de abertura significativamente maior em relação do resto de fissuras.



Figura 6.47 Padrão de fissuras da viga V-FIB60-2.

A viga V-FIB60-2 atingiu um valor de carga máxima de 442,71 kN, sendo este o valor de carga mais alto de todas as vigas ensaiadas na segunda etapa experimental. Por outro lado, pode-se dizer que a viga apresentou um modo de ruptura por flexão produzido pelo esmagamento do banzo comprimindo na região entre eixos de aplicação de carga.

#### • Deformações nas armaduras e no concreto

As relações carga – deformação nas armaduras mostradas na Figura 6.48a, mostram que as deformações nas armaduras ultrapassaram de forma significativa a deformação de escoamento. Os extensômetros E1 e E2 mediram deformações máximas de 15,87‰ e 15,93‰, respectivamente. Após essa leitura de deformação, os extensômetros foram mecanicamente danificados. Em termos de deformações medidas no banzo comprimido pelos extensômetros E3, E4, E5 e E6, posicionados no concreto, todos os pontos instrumentados ultrapassaram a deformação de escoamento do concreto (Figura 6.48b) e, uma vez ultrapassada essa deformação, os extensômetros foram mecanicamente danificados.



Figura 6.48 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga V-FIB60-2.

# 7. ANÁLISE DOS RESULTADOS

## 7.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

### 7.1.1. Influência das fibras de aço sobre a resistência à compressão

Na Figura 7.1 é apresentado um gráfico de "caixas e bigodes" (*box and whisker plot*) da resistência à compressão cilíndrica dos concretos utilizados na segunda etapa experimental, obtidos mediante o ensaio de seis corpos de prova. No gráfico, a linha horizontal posicionada dentro das "caixas" representa o valor da mediana dos seis valores registrados nesses ensaios para cada tipo de concreto.

Analisando o comportamento global pode-se dizer que não houve uma tendência de aumento na resistência à compressão, observa-se que conforme foi incrementado o teor de fibras de aço no concreto convencional, a mediana não apresentou aumentos significativos.



Figura 7.1 Resultados do ensaio de resistência à compressão cilíndrica do concreto convencional e do CRFA (2ª etapa experimental).

Por outra parte, verifica-se que a resistência à compressão do concreto convencional e do CRFA com teor de fibras de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%), apresentaram uma dispersão mais alta quando comparada com a dispersão da resistência do CRFA com teor de fibras de 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ = 0,76%). Ao calcular as porcentagens de aumento ou diminuição da resistência à compressão do concreto em termos das medianas e tomando como referência a resistência à compressão do concreto convencional, tem-se que, o CRFA com teor de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) apresentou uma diminuição de 5,12% e o CRFA com teor de 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%) um aumento de apenas 2,57%.

### 7.1.2. Influência das fibras de aço sobre a resistência à tração

O gráfico da Figura 7.2 apresenta os resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Pode-se observar claramente que existe uma tendência ao aumento da resistência à tração em função do incremento do teor de fibras de aço.



Figura 7.2 Resultados do ensaio de resistência à tração mediante compressão diametral do concreto convencional e CRFA (2ª etapa experimental).

Verifica-se que existe uma alteração significativa das medianas da resistência à tração do CRFA, quando comparadas com a mediana do concreto convencional. O valor da mediana do CRFA com teor de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) teve um aumento de 10,09%, no caso do CRFA com teor de 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%) esse aumento foi de 12,20%.

### 7.1.3. Influência das fibras de aço sobre o módulo de elasticidade secante

No gráfico da Figura 7.3 são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade secante do concreto convencional e do CRFA. O gráfico foi gerado para cada tipo de concreto a partir dos resultados de ensaios de três corpos de prova. De maneira geral é possível afirmar que, quando foi adicionado um teor de fibras de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%), o valor
da mediana não se viu alterado de forma considerável, alcançando um aumento de apenas 3,59%. No entanto, quando o teor de fibras de aço foi incrementado a 60 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,76%), um aumento significativo de 13,61% foi observado quando comparado com o módulo de elasticidade do concreto convencional.



Figura 7.3 Resultados do ensaio de módulo de elasticidade secante do concreto convencional e CRFA (2ª etapa experimental).

## 7.2. ENSAIOS DE FLEXÃO EM VIGAS

#### 7.2.1. Resumo dos resultados de ensaio

Na Tabela 7.1 apresenta-se um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de flexão das doze vigas ensaiadas no programa experimental. Carga máxima, deformações máximas nas armaduras, deformação máxima no concreto, altura útil da viga na seção transversal do meio do vão e o modo de ruptura atingido são apresentados e, adicionalmente, é mostrado o valor calculado da tensão de cisalhamento máxima.

A informação fornecida pela Tabela 7.1 pode ser analisada mediante gráficos comparativos por série de vigas. No gráfico da Figura 7.4 são apresentados os valores da tensão de cisalhamento máxima de todas as vigas agrupadas por série. De maneira geral, observa-se que a série que atingiu as tensões de cisalhamento maiores foi a V-REF-E, a qual corresponde à série de vigas fabricadas com concreto convencional e com taxa de armadura transversal mínima.

| Viga      | ρ <sub>w</sub><br>(%) | d<br>(mm) | P <sub>max</sub><br>(kN) | v <sub>max</sub><br>(MPa) | εs <sup>L</sup><br>(‰) | εs <sup>E</sup><br>(‰) | Ес<br>(‰) | Modo de Ruptura                   |
|-----------|-----------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------|-----------|-----------------------------------|
| V-REF-E-1 | 0,14                  | 367       | 475,49                   | 4,32                      | 1,45                   | 3,93                   | -         | Flexão <sup>††</sup>              |
| V-REF-E-2 | 0,14                  | 366       | 340,95                   | 3,10                      | 3,22                   | 4,32                   | -         | Cisalhamento*                     |
| V-REF-E-3 | 0,14                  | 367       | 478,05                   | 4,34                      | 15,84                  | 3,80                   | -         | Cisalhamento <sup>†</sup>         |
| V-REF-L-1 | 0,00                  | 363       | 247,13                   | 2,26                      | 2,03                   | -                      | -         | Cisalhamento <sup>†</sup>         |
| V-REF-L-2 | 0,00                  | 363       | 264,35                   | 2,42                      | 2,79                   | -                      | -         | Cisalhamento <sup>†</sup>         |
| V-REF-L-3 | 0,00                  | 371       | 444,15                   | 3,99                      | 3,36                   | -                      | -         | Cisalhamento <sup>††</sup>        |
| V-REF-L-4 | 0,00                  | 372       | 370,49                   | 3,32                      | 3,18                   | -                      | 2,05      | Cisalhamento <sup>†</sup>         |
| V-REF-L-5 | 0,00                  | 369       | 345,14                   | 3,11                      | 3,04                   | -                      | 2,36      | $Cisalhamento^{\dagger}$          |
| V-FIB45-1 | 0,00                  | 367       | 432,29                   | 3,92                      | 15,75                  | -                      | 4,38      | Flexão-Cisalhamento <sup>††</sup> |
| V-FIB45-2 | 0,00                  | 366       | 334,72                   | 3,04                      | 2,34                   | -                      | 1,32      | Cisalhamento*                     |
| V-FIB60-1 | 0,00                  | 368       | 441,67                   | 4,00                      | 4,34                   | -                      | 2,60      | $Cisalhamento^{\dagger}$          |
| V-FIB60-2 | 0,00                  | 369       | 442,71                   | 3,99                      | 15,93                  | -                      | 4,22      | Flexão <sup>††</sup>              |

 $\rho_W = \frac{A_s}{b_W \cdot s}$ 

 $v_{max} = \frac{V_u}{b \cdot d}$ 

•

Tabela 7.1 Resumo dos resultados do ensaio de flexão em vigas.

 $\rho_w\!\!:$  taxa de armadura transversal

d: altura útil da viga

Pmax: carga máxima resistida

vmax: tensão de cisalhamento máxima resistida

 $\epsilon_s^{L:}$  deformação máxima na armadura longitudinal  $\epsilon_s^{E:}$  deformação máxima na armadura transversal

 $\epsilon_{\rm c}$  : deformação máxima no concreto

\* Tração diagonal

<sup>†</sup> Esmagamento do concreto na região da placa de aplicação de carga

<sup>††</sup> Esmagamento do concreto na região à compressão entre eixos de aplicação de carga



Figura 7.4 Tensões de cisalhamento máximas das vigas agrupadas por série.

Ressalta-se que a viga V-REF-E-2, apresentou uma tensão de cisalhamento 28,57% mais baixa do que a tensão de cisalhamento mais alta medida nessa série. Um dos possíveis motivos está relacionado com o fato de que a taxa de armadura transversal fornecida (taxa mínima) não oferecia um controle total para estabilizar a propagação e aumento de abertura da fissura diagonal.

É possível visualizar que a série que atingiu os menores valores de tensão de cisalhamento foi a V-REF-L, fabricadas com concreto convencional e sem armadura transversal. Analisando os resultados obtidos nessa série, observa-se que os valores de tensão podem ser agrupados em três subgrupos: as vigas V-REF-L-1 e V-REF-L-2, que apresentaram valor médio de 2,34 MPa; as vigas V-REF-L-4 e V-REF-L-5, ensaiadas na segunda etapa, com valor médio de 3,21 MPa; e, finalmente, a viga V-REF-L-3, que apresentou um valor consideravelmente mais alto do que o resto das vigas da série em análise, especificamente 3,99 MPa o qual representa uma tensão 76,54% mais alta quando comparada com a menor tensão obtida nas vigas dessa série (viga V-REF-L-1).

Após analisar as propriedades mecânicas dos concretos com os quais foram fabricadas as vigas V-REF-L-1, V-REF-L-2, V-REF-L-4 e V-REF-L-5, encontrou-se que o valor médio da resistência à tração no dia de ensaio das duas primeiras vigas era 17,34% mais baixo do que a resistência à tração no dia de ensaio das duas últimas vigas, o qual influenciou diretamente sobre as tensões de cisalhamento máximas atingidas.

Em relação aos valores máximos das tensões de cisalhamento obtidas nas duas séries de vigas fabricadas com CRFA, é possível observar que não existem diferenças significativas, mesmo tendo a série V-FIB60 um teor de fibra mais alto do que o teor de fibras da série V-FIB45. A porcentagem de incremento da tensão de cisalhamento entre as vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2 é de apenas de 1,78%. Veja que os valores das tensões de cisalhamento máxima das vigas V-FIB45-1, V-FIB60-1 e V-FIB60-2 foram relativamente próximos, no entanto, observa-se que a viga V-FIB45-2 apresentou um valor de tensão menor do que o resto das vigas das séries V-FIB45, V-FIB60 e até das duas vigas da série V-REF-L que foram ensaiadas na mesma etapa experimental. Acredita-se que o teor de fibras de aço de 45 kg/m<sup>3</sup> ( $V_f$ =0,57%) fornecido não conseguiu garantir de maneira ótima uma distribuição uniforme das fibras na matriz de concreto da viga V-FIB45-2 pelo que as fibras de aço não proveram um efeito benéfico em relação ao aumento da tensão de cisalhamento. O valor da tensão de cisalhamento máxima obtida para a viga V-FIB45-2 foi 22,44% mais baixo quando comparado com o valor encontrado na viga V-FIB45-1.

Analisando os modos de ruptura das vigas da série V-REF-L registrados na Tabela 7.1, é possível ver que todos eles foram frágeis, atingido ruptura por cisalhamento em todas as vigas. Em contrapartida, os modos de ruptura das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2 foram mais dúcteis sendo estes registrados como modos de ruptura por flexão-cisalhamento e flexão, respectivamente.

Na Figura 7.5 são apresentadas as deformações máximas medidas na armadura longitudinal das vigas. Observa-se que as vigas que alcançaram as deformações mais altas foram as vigas V-REF-E-3, V-FIB45-1 e V-FIB60-2. Considerando que as duas últimas vigas mencionadas não possuíam armadura transversal é possível afirmar que as fibras de aço foram o motivo pelo qual a armadura de flexão dessas vigas conseguiu desenvolver deformações mais altas, devido ao fato das fibras terem produzido mudanças na trajetória de propagação e restrição da abertura das fissuras.



Figura 7.5 Deformações máximas na armadura longitudinal agrupadas por série.

Em relação aos valores das deformações máximas das armaduras transversais das vigas V-REF-E e comparando-os com o valor da deformação de escoamento média no limite de proporcionalidade para essa armadura (Tabela 6.5), verifica-se que pelo menos um dos estribos instrumentados de cada viga conseguiu escoar.

#### 7.2.2. Comparação entre relações carga – deslocamento

Na Figura 7.6 são apresentadas as relações carga – deslocamento das vigas ensaiadas na primeira etapa experimental, especificamente vigas fabricadas de concreto

convencional com e sem armadura de cisalhamento. Para traçar o gráfico comparativo foram considerados apenas os deslocamentos medidos pelo transdutor T4, posicionado no meio do vão. Cabe ressaltar que as relações medidas e apresentadas no gráfico dessa figura possuem rigidezes iniciais inferiores à rigidez inicial teórica das vigas devido as imperfeições apresentadas na base de suporte do sistema de apoios dessa primeira etapa experimental. No entanto, considerando que todas as vigas dessa etapa foram ensaiadas utilizando o mesmo esquema de apoios, é possível fazer uma comparação entre as relações registradas, mesmo que as rigidezes fossem inferiores às rigidezes teóricas.



Figura 7.6 Relações carga – deslocamento das vigas ensaiadas na 1ª etapa experimental.

Das relações carga – deslocamento mostradas na Figura 7.6 nota-se que as vigas sem armadura de cisalhamento, especificamente as vigas V-REF-L-1 e V-REF-L-2, atingiram os valores de carga mais baixos. Um comportamento mais dúctil foi observado na viga V-REF-L-3, sendo possível ver que a relação carga – deslocamento dessa viga descreveu uma curvatura notável após ser atingida a carga de surgimento das fissuras diagonais. Adicionalmente, a carga de ruptura da viga V-REF-L-3 foi consideravelmente maior à medida nas vigas V-REF-L-1 e V-REF-L-2, 79,72% e 68,01%, respectivamente.

Analisando as relações carga – deslocamento das vigas da série V-REF-E pode-se ver que as vigas V-REF-E-1 e V-REF-E-3 atingiram os valores de carga de ruptura mais altos. No entanto, um valor de carga consideravelmente inferior foi medido na viga V-REF-E-2,

comparando-o com as vigas V-REF-E-1 e V-REF-E-3, o valor foi respectivamente 28,29% e 28,67% mais baixo.

Destaca-se que a viga V-REF-L-3 apresentou um comportamento particular não esperado, atribuído possivelmente a que a viga possuía uma altura útil maior do que a altura das outras vigas, devido a imperfeições geométricas por causa de defeitos na forma onde foi concretada. Entretanto, pode-se dizer que, de maneira geral, a armadura de cisalhamento influenciou positivamente sobre a rigidez pós-fissuração das vigas da série V-REF-E. Após as relações carga-deslocamento das vigas V-REF-E apresentarem uma queda de carga apreciável devido ao surgimento das fissuras diagonais, a rigidez manteve-se mais alta do que a rigidez das vigas sem armadura de cisalhamento V-REF-L-1 e V-REF-L-2, além de ter atingido cargas de ruptura maiores.

Na Figura 7.7 são apresentadas as relações carga – deslocamento das vigas ensaiadas na segunda etapa experimental, especificamente vigas de concreto convencional e CRFA sem armadura de cisalhamento. Da mesma maneira que nas relações carga – deslocamento das vigas da primeira etapa experimental, foram consideradas apenas as leituras do transdutor T4 posicionado no meio do vão para traçar as relações mostradas.



Figura 7.7 Relações carga – deslocamento das vigas ensaiadas na 2ª etapa experimental.

Analisando as relações carga – deslocamento do gráfico da Figura 7.7, pode-se observar que as vigas da série V-REF-L apresentam comportamentos muito semelhantes, no entanto, a viga V-REF-L-4 atingiu uma carga de ruptura 7,34% mais alta do que a viga V-REF-L-5. Adicionalmente é possível ver que as relações carga - deslocamento dessas vigas

apresentaram uma rigidez menor após o surgimento das fissuras diagonais críticas quando comparadas com a rigidez das vigas fabricadas com CRFA. Observa-se também que nas vigas de concreto convencional (V-REF-L-4 e V-REF-L-5) a mudança de rigidez se dá de forma abrupta quando a carga de surgimento da fissura diagonal crítica é atingida, comportamento que não pode ser visualizado facilmente nas vigas fabricadas com CRFA.

Uma das diferenças mais notáveis dentre as relações registradas no gráfico da Figura 7.7, pode-se verificar nos patamares descritos pelas vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2, induzidos pelo efeito das fibras durante as etapas previas à ruptura. No caso das vigas V-FIB45-2 e V-FIB60-1, não foram observados patamares e acreditasse que o fato pode estar associado ao mecanismo de propagação da fissura diagonal, o qual não permitiu que viga descreve endurecimento pós-pico. Ao verificar na Tabela 7.1 tem-se que os modos de ruptura dessas ultimas duas vigas foram alcançados por cisalhamento devido a tração diagonal e esmagamento do concreto na região da placa aplicação de carga, respectivamente, sendo que estes modos de ruptura possuem um maior grau de fragilidade do que os modos por flexãocisalhamento e flexão atingidos pelas vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2.

De forma geral pode-se ver que as vigas de CRFA atingiram valores de carga de ruptura mais altos do que os medidos nas vigas de concreto convencional da série V-REF-L. As cargas de ruptura das vigas V-FIB45-1, V-FIB60-1 e V-FIB60-2 foram 20,81%, 23,43% e 23,72% mais altas quando comparadas com o valor médio das cargas de ruptura das vigas V-REF-L-4 e V-REF-L-5. Cabe ressaltar que a viga V-FIB45-2 apresentou um valor de carga de ruptura não esperado, devido a este ser consideravelmente menor que o valor da carga de ruptura da viga V-FIB45-1, especificamente 22,57% mais baixo. Além disso, o valor ficou abaixo das cargas de ruptura das vigas de concreto convencional (vigas V-REF-L-4 e V-REF-L-5). No entanto, apesar de ter apresentado um comportamento não esperado, as relações carga – deslocamento da Figura 7.7 mostram que as fibras produziram um efeito benéfico em relação à rigidez da viga após o surgimento da fissura diagonal crítica, percebendo-se uma rigidez mais alta do que a rigidez das vigas V-REF-L-4 e V-REF-L-5.

#### 7.2.3. Modos de ruptura

No programa experimental, dois modos de ruptura foram identificados: ruptura por flexão devido a um único mecanismo (esmagamento do concreto na região entre eixos de aplicação de carga) e ruptura por cisalhamento com quatro mecanismos diferentes (cada um deles será descrito e analisado na sequência).

# • Modo de ruptura por flexão (esmagamento do concreto na região à compressão entre eixos de aplicação de carga)

O modo de ruptura por flexão foi observado nas vigas V-REF-E-1 e V-FIB60-2, as quais apresentaram esmagamento do concreto na região comprimida no topo da viga, entre as placas de aplicação de carga, como se observa nas fotografias da Figura 7.8.



Figura 7.8 Esmagamento do concreto no topo das vigas (a) V-REF-E-1 e (b) V-FIB60-2.

Apesar das vigas terem apresentado o mesmo modo de ruptura final, diferenças puderam ser observadas no mecanismo de falha prévio à ruptura. No caso da viga V-REF-E-1 (Figura 7.8a), a ruptura da viga foi alcançada sem que as armaduras longitudinais e transversais atingiram o escoamento, o que se concebe como um mecanismo de ruptura frágil. Em contrapartida, as deformações registradas na armadura longitudinal da viga V-FIB60-2 ultrapassaram a deformação de escoamento, o qual representou um mecanismo de ruptura mais dúctil. Também se verifica que a região de concreto esmagado na viga V-REF-E-1 é maior do que a região da viga V-FIB60-2 (Figura 7.8b).

#### Modo de ruptura por cisalhamento (tração diagonal)

O modo de ruptura por cisalhamento devido à tração diagonal foi observado nas vigas V-REF-E-2 e V-FIB45-2, sendo estas as vigas que atingiram valores mais baixos de carga de ruptura de suas respectivas séries. Na Figura 7.9 são mostradas as fotografias da condição final de ruptura dessas vigas.



Figura 7.9 Ruptura devido à tração diagonal nas vigas (a) V-REF-E-2 e (b) V-FIB45-2.

Pode-se dizer que o modo de ruptura devido a tração diagonal contribuiu consideravelmente para a redução da capacidade resistente ao cisalhamento. No caso da viga com armadura transversal V-REF-E-2, as deformações nos estribos incrementaram consideravelmente rápido após surgimento das fissuras diagonais críticas. Verifica-se nas fotografias da Figura 7.9 que estas surgiram com comprimentos consideravelmente grandes. Atribui-se à taxa de armadura transversal e, no caso especifico da viga V-FIB45-2, a distribuição não uniforme das fibra de aço como os fatores preponderantes no aumento pouco significativo da capacidade resistente ao cisalhamento dos elementos.

# Modo de ruptura por cisalhamento (esmagamento do concreto na região de aplicação de carga)

O modo de ruptura por cisalhamento devido ao esmagamento de concreto na região perto do ponto de aplicação de carga foi observado em seis das doze vigas ensaiadas, predominando nas vigas fabricadas de concreto convencional sem armadura de cisalhamento. As vigas que atingiram esse modo de ruptura apresentam-se nas fotografias da Figura 7.10.



Figura 7.10 Ruptura por esmagamento do concreto na região perto do ponto de aplicação de carga nas vigas: (a) V-REF-E-3, (b) V-REF-L-1, (c) V-REF-L-2, (d) V-REF-L-4, (e) V-REF-L-5 e (f) V-FIB60-1

Da Figura 7.10, verifica-se que cinco das vigas não possuíam armadura transversal. No caso das vigas de concreto convencional e sem armadura de cisalhamento (série V-REF-L) a ruptura foi atingida de forma frágil sem que as armaduras longitudinais esgotassem sua capacidade de deformar. Algumas delas atingiram a deformação de escoamento quase no momento da ruptura, de maneira que as vigas não conseguiram exibir ductilidade.

Em relação às vigas V-REF-E-3 e V-FIB60-1 o modo de ruptura foi semelhante, no entanto, as armaduras longitudinais da viga V-REF-E-3 conseguiram ultrapassar a deformação de escoamento numa maior medida que na viga V-FIB60-1. Ressalta-se que a viga V-FIB60-1 não possuía estribos, o qual mostra que as fibras proveram um efeito benéfico sobre a ductilidade da viga, de modo que a armadura longitudinal conseguiu escoar.

# Modo de ruptura por cisalhamento (esmagamento do concreto na região a compressão entre eixos de aplicação de carga)

O modo de ruptura por cisalhamento devido ao esmagamento da região de concreto comprimida posicionada entre eixos de aplicação de carga foi visualizado nas vigas V-REF-L-3 e V-FIB45-1. Nas fotografias da Figura 7.11 observam-se as vigas que atingiram o modo de ruptura analisado.



Figura 7.11 Ruptura devido ao esmagamento do concreto comprimido na região entre eixos de aplicação de carga nas vigas (a) V-REF-L-3 e (b) V-FIB45-1.

Apesar das vigas V-REF-L-3 e V-FIB45-1 terem atingido modos de ruptura iguais, esta última apresentou considerável ductilidade antes da falha, de modo que a ruptura aconteceu após a viga ter atingido o escoamento da armadura longitudinal e o concreto, na região entre eixos de aplicação de carga, plastificar-se. Contrariamente, a viga V-REF-L-3 mostrou ruptura frágil sem que a armadura longitudinal ultrapassasse a deformação de escoamento de forma significativa.

#### 7.2.4. Padrões de fissuras

Na presente seção são apresentados os padrões de fissuras finais de todas as vigas ensaiadas no programa experimental. Estes foram organizados por série de vigas desde a Figura 7.12 até a Figura 7.15.

Comparando os padrões de fissuras registrados nas ilustrações, observa-se que, em geral, os elementos que apresentaram fissuras de flexão mais pronunciadas foram as vigas V-REF-E-1, V-REF-E-3, V-FIB45-1, V-FIB60-1 e V-FIB60-2, sendo que esses elementos fazem parte das séries de vigas com armadura transversal e também vigas de CRFA. Os elementos que exibiram padrões de fissuras de flexão menos pronunciados foram as vigas da série fabricada de concreto convencional e sem armadura transversal (V-REF-L), adicionalmente, as vigas V-REF-E-2 (Figura 7.12b) e V-FIB45-2 (Figura 7.14b) também mostraram fissuras pouco pronunciadas, atribuído ao fato destas terem atingido rupturas prematuras por tração diagonal, o que não permitiu desenvolver um padrão de fissuração excessivo.

Por outro lado, comparando os padrões de fissuras das vigas V-REF-E-1 (Figura 7.12a) e V-FIB60-2 (Figura 7.15b), observa-se que, apesar das vigas terem apresentado modos de ruptura similares (ruptura por flexão devido a esmagamento do concreto), os padrões de fissuras foram diferentes. Verifica-se que as fissuras diagonais da viga V-FIB60-2 não conseguiram propagar-se até o topo da viga.



Figura 7.12 Padrão de fissuras das vigas de concreto convencional série V-REF-E.



Figura 7.13 Padrão de fissuras das vigas de concreto convencional série V-REF-L.



Figura 7.14 Padrão de fissuras das vigas de CRFA série V-FIB45.



Figura 7.15 Padrão de fissuras das vigas de CRFA série V-FIB60.

#### 7.2.5. Cargas de surgimento das fissuras

Na Tabela 7.2 apresentam-se os valores de carga de surgimento das primeiras fissuras verticais e da fissura diagonal crítica de cada viga. Duas metodologias foram utilizadas para a determinação desses valores de carga. Em relação as primeiras fissuras verticais o valor de carga registrado na tabela foi obtido a partir das marcações do padrão de fissuras na viga. O valor da carga de surgimento da fissura diagonal crítica foi obtido das relações carga – deslocamento, considerando que a carga de surgimento dessa fissura podia ser identificada a partir destas com uma melhor precisão quando comparadas com as obtidas a partir das

marcações. A carga de surgimento da fissura diagonal era obtida mediante a identificação da queda de carga abrupta e mudança de rigidez nas relações carga – deslocamento do elemento ensaiado. Nos casos onde não fosse possível identificar a carga de fissura diagonal crítica a partir das relações carga - deslocamento, o valor adotado foi obtido com a mesma metodologia utilizada na determinação das cargas das primeiras fissuras verticais.

| Tabela 7.2 Cargas de surgimento das fissuras. |   |     |                                  |  |
|---|---|-----|----------------------------------|--|
|   | Carga de sur  |     |                                  |  |
| Viga  | Primeira fissura Fissura diagonal<br>vertical crítica |     | Modo de ruptura (kN)             |  |
| V-REF-E-1                                     | 80  | -   | Flexão <sup>††</sup>             |  |
| V-REF-E-2                                     | 80  | 151 | Cisalhamento*                    |  |
| V-REF-E-3                                     | 60  | 136 | Cisalhamento <sup>†</sup>        |  |
| V-REF-L-1                                     | 100   | 170 | Cisalhamento <sup>†</sup>        |  |
| V-REF-L-2                                     | 80  | 166 | Cisalhamento <sup>†</sup>        |  |
| V-REF-L-3                                     | 80  | 181 | Cisalhamento <sup>††</sup>       |  |
| V-REF-L-4                                     | 80  | 161 | Cisalhamento <sup>†</sup>        |  |
| V-REF-L-5                                     | 80  | 168 | Cisalhamento <sup>†</sup>        |  |
| V-FIB45-1                                     | 120   | 180 | Flexo-Cisalhamento <sup>††</sup> |  |
| V-FIB45-2                                     | 100   | 222 | Cisalhamento*                    |  |
| V-FIB60-1                                     | 120   | 240 | Cisalhamento <sup>†</sup>        |  |
| V-FIB60-2                                     | 100   | -   | Flexão <sup>††</sup>             |  |
| * Tração diagonal:                            |   |     |                                  |  |

\* Tração diagonal;

<sup>†</sup> Esmagamento do concreto na região da placa de aplicação de carga;

<sup>††</sup> Esmagamento do concreto na região à compressão entre eixos de aplicação de carga.

Analisando de forma global os valores da Tabela 7.2 é possível notar que as vigas fabricadas de CRFA, especificamente as vigas V-FIB45 e V-FIB60, apresentaram as cargas de surgimento de fissuras mais altas, o que indica um retardo na aparição das fissuras induzido pela presença de fibras de aço no concreto. Os valores mais altos de carga de surgimento das primeiras fissuras verticais (120 kN) e a fissura diagonal crítica (240 kN) foram observados na viga V-FIB60-1, a qual estava fabricada de CRFA com o teor máximo de fibra utilizado no programa experimental.

No gráfico da Figura 7.16 são apresentadas as cargas de surgimento da fissura diagonal crítica para cada série. Observa-se que a série V-FIB60 atingiu o valor mais alto de carga, seguido pela série V-FIB45, a série V-REF-L e, finalmente, a série V-REF-E. A partir desses resultados constata-se o comentado no parágrafo anterior, que as vigas fabricadas de CRFA apresentam um retardo no surgimento das fissuras diagonais devido estas possuírem uma resistência à tração mais alta do que as vigas fabricadas de concreto convencional, fato que pode ser verificado nos resultados das propriedades mecânicas do concreto (Tabela 6.1).

Como foi comentado anteriormente, observa-se que os valores da carga de surgimento da fissura diagonal crítica das vigas da série V-REF-E foram inferiores aos valores da série V-REF-L. Atribui-se este fenômeno ao fato do concreto utilizado nestas vigas ter apresentado menor resistência à tração que o concreto utilizado nas vigas sem estribos.



Figura 7.16 Cargas de surgimento da fissura diagonal crítica por série.

Analisando especificamente as cargas de surgimento das primeiras fissuras verticais das vigas fabricadas com concreto convencional (séries V-REF-E e V-REF-L) e as séries de vigas fabricadas com CRFA (séries V-FIB45 e V-FIB60), observa-se que as cargas do primeiro tipo de concreto ficaram entre 60 kN e 80 kN (V-REF-E) e 80 kN e 100 kN (V-REF-L). Valores mais altos foram observados no caso das vigas da série de CRFA, as quais ficaram em torno de 100 kN e 120 kN. Do mesmo modo, um aumento no valor da carga de surgimento da fissura diagonal crítica pode ser observado nos valores da Tabela 7.2, veja-se que foi possível passar

de valores de carga se surgimento de 136 kN (viga V-REF-E-3) a valores de 240 kN (viga V-FIB60-1).

Na Figura 7.17 são mostradas duas fotografias das fissuras diagonais críticas das vigas V-REF-E-2 e V-FIB45-1. Verifica-se que na fotografia da viga V-FIB45-1 as fibras de aço costuram a fissura diagonal, o qual influencia positivamente na restrição da abertura das fissuras, fenômeno que não aconteceu na viga de concreto convencional V-REF-E-2.



Figura 7.17 Fotografias das fissuras diagonais críticas após a ruptura das vigas (a) V-REF-E-2 e (b) V-FIB45-1.

#### 7.2.6. Estabilidade das vigas ensaiadas

Na Tabela 7.3 são apresentados os deslocamentos horizontais medidos fora do plano vertical da viga. Os sinais nos valores indicam o sentido no qual o transdutor foi movimentado em relação à sua posição de leitura zero. Assim, o sinal positivo indica que o transdutor foi retraído ou comprimido e o sinal negativo o mecanismo inverso. Observa-se que as leituras de deslocamento mais altas foram registradas pelo LVDT T7 nas vigas V-REF-E-2 e V-REF-E-3, atingido valores máximos de 8,89 mm e 7,75 mm respectivamente.

Observa-se que as vigas ensaiadas na segunda etapa experimental apresentaram leituras de deslocamento mais baixas em relação as vigas ensaiadas na primeira etapa experimental, sendo que o valor mais alto medido foi de 4,67 mm na viga V-FIB60-2, o qual evidencia que o esquema de ensaio adotado nessa etapa pode ter influenciado numa melhora da estabilidade das vigas durante o ensaio.

| Vice      | Deslocamento máximo (mm) |         |  |  |
|-----------|--------------------------|---------|--|--|
| viga      | LVDT T6                  | LVDT T7 |  |  |
| V-REF-E-1 | -2,45                    | -1,72   |  |  |
| V-REF-E-2 | 4,08                     | 8,89    |  |  |
| V-REF-E-3 | -5,80                    | 7,57    |  |  |
| V-REF-L-1 | 2,71                     | 0,52    |  |  |
| V-REF-L-2 | 2,09                     | 1,15    |  |  |
| V-REF-L-3 | -1,66                    | 5,45    |  |  |
| V-REF-L-4 | -0,73                    | 3,09    |  |  |
| V-REF-L-5 | -0,34                    | 2,72    |  |  |
| V-FIB45-1 | -1,31                    | 1,54    |  |  |
| V-FIB45-2 | -0,65                    | 2,83    |  |  |
| V-FIB60-1 | -2,07                    | 3,99    |  |  |
| V-FIB60-2 | -2,98                    | 4,67    |  |  |

Tabela 7.3 Deslocamentos horizontais medidos fora do plano vertical das vigas

## 8. ANÁLISE NÃO-LINEAR DAS VIGAS VIA MEF

#### 8.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com o objetivo de analisar numericamente o comportamento mecânico das vigas ensaiadas, foram realizadas simulações mediante uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) considerando a não-linearidade física dos materiais. Um modelo numérico de cada série de vigas foi gerado e analisado e, a validação destes foi feita mediante a análise comparativa com os resultados obtidos experimentalmente. Especificamente, foram analisadas as respostas em termos das: relações carga – deslocamento, carga – deformação (armadura e concreto), padrão de fissuras e modo de ruptura.

#### 8.2. PROGRAMAS COMPUTACIONAIS UTILIZADOS

Os modelos numéricos foram desenvolvidos utilizando dois programas computacionais, ambos de uso comercial. O programa GiD versão 10.0.9 foi utilizado na etapa de pré-processamento, a qual consistiu na criação da geometria e a malha de elementos finitos, definição das condições de contorno, propriedades e parâmetros mecânicos dos materiais, método de aplicação de carga e parâmetros para a solução do sistema não-linear. A outra ferramenta computacional utilizada foi o ATENA versão 5.4.1 mediante a interface gráfica do usuário ATENA Studio, a qual utilizou-se na etapa de processamento e pós-processamento, relacionadas com os procedimentos para a determinação da solução numérica do sistema não-linear e as análises dos resultados obtidos na simulação, respectivamente.

O programa ATENA é uma ferramenta computacional baseada no MEF, modelos constitutivos avançados dos materiais e princípios da mecânica da fratura para a análise não-linear de estruturas de concreto armado. Segundo Červenka et al. (2002), o código de análise não-linear do ATENA é constituído por três partes, a primeira está associada às formulações matemáticas dos elementos finitos, uma segunda parte relaciona-se com os modelos constitutivos dos materiais, e a última refere-se aos métodos numéricos para a solução dos sistemas de equações não-lineares. Uma representação da composição básica da técnica de análise não-linear de estruturas via MEF apresenta-se na Figura 8.1.



Figura 8.1 Representação da técnica de análise não-linear via MEF (adaptado de Pukl et al. 2016).

#### 8.3. MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO

Vários modelos constitutivos estão disponíveis no ATENA e cada um deles permite descrever o comportamento mecânico dos materiais que compõem a estrutura analisada na simulação. Efeitos específicos do comportamento do material podem ser considerados através do tipo de modelo constitutivo utilizado na modelagem da estrutura. No caso da simulação do concreto convencional e CRFA, foi utilizado o modelo constitutivo conhecido como *Fracture* – *Plastic Constitutive Model* (ČERVENKA E PAPPANIKOLAU, 2008), o qual permite considerar na análise fenômenos associados à fratura do material na tração e a plastificação na compressão. Em relação à fratura do concreto na tração, esta baseia-se na formulação clássica da fissura incorporada (*smeared crack*) (RASHID, 1968) e no modelo de banda de fissura (*crack band model*) (BAŽANT E OH, 1983) para descrever o fenômeno. Adicionalmente, utiliza o critério de ruptura por tração de Rankine (1858) em conjunto com um modelo coesivo descrito pela função de amolecimento exponencial de Hordijk (1991). O comportamento do concreto na compressão é descrito por um modelo plástico de endurecimento e amolecimento (*hardening/softening plasticity model*), que se encontra baseado na superfície de ruptura de Menétrey-Willam (1995).

Vários tipos de modelo de materiais para o concreto são oferecidos pelo programa, estando todos eles baseados na formulação do modelo constitutivo comentado no parágrafo anterior. Cada um deles oferece parâmetros específicos para a simulação e análise de diferentes fenômenos em estruturas de concreto. Os materiais modelos contidos no ATENA que podem ser utilizados para a simulação do concreto são:

- CC3DCementitious;
- CC3DNonLinCementitious;
- CC3DNonLinCementitious2;
- CC3DNonLinCementitious2User;
- CC3DNonLinCementitious2Variable;
- CC3DNonLinCementitious2SHCC;
- CC3DNonLinCementitious3.

Informação mais detalhada pode ser obtida na documentação do programa (ČERVENKA, JENDELE E ČERVENKA, 2017). Dos materiais modelo apresentados acima, o *CC3DNonLinCementitious2* foi adotado na simulação das vigas de concreto convencional, no caso das vigas fabricadas de CRFA o modelo material adotado foi o *CC3DNonLinCementitious2User*.

#### 8.3.1. Modelo material para a simulação do concreto convencional

As simulações das vigas de concreto convencional foram executadas utilizando o modelo material *CC3DNonLinCementitious2*. Na Tabela 8.1 são apresentados os principais parâmetros de entrada.

|                  | Tabela 8.1 Parâmetros do modelo material CC3DNon                               | LinCementitious2.     |  |  |  |
|------------------|--|-----------------------|--|--|--|
|                  | Módulo de elasticidade, $E_{cm}$ [MPa]   |                       |  |  |  |
| cos              | Coeficiente de Poisson, $\mathcal{V}$ [-]                                      |                       |  |  |  |
| Bási             | Resistência à tração direta, $f_{tm}$ [MPa]                                    |                       |  |  |  |
|                  | Resistência à compressão cilíndrica, $f_{cm}$ [MPa]                            |                       |  |  |  |
|                  | Energia de fratura, $G_f$ [N/m]  |                       |  |  |  |
| ıçã0             | Modelo de fissura incorporada (smeared crack), [-]                             | Fixa: 1 / Rotativa: 0 |  |  |  |
| Tra              | Tamanho do agregado (Engrenamento), [m]  |                       |  |  |  |
|                  | Fator de cisalhamento $S_F$ , [m]  |                       |  |  |  |
| 0                | Deformação plástica do concreto, $\mathcal{E}_{cp}$ [-]                        |                       |  |  |  |
| ressã            | Resistência à compressão no início do comportamento não-linear, $f_{c0}$ [MPa] |                       |  |  |  |
| Comp             | Deslocamento plástico pós-pico do concreto, $W_d$ [m]                          |                       |  |  |  |
| Ŭ                | Fator de redução da resistência à compressão do concreto, $f_{cred}$ [-]       |                       |  |  |  |
| lície de<br>tura |  |                       |  |  |  |
| Super<br>rup     | Direção de retorno do fluxo plástico, $\beta$ [-]                              |                       |  |  |  |

Tabela 8.1 Parâmetros do modelo material CC3DNonLinCementitious2.

Como foi comentado no início do item 8.3 deste capítulo, o modelo constitutivo *Fracture – Plastic Constitutive Model* (ČERVENKA E PAPPANIKOLAU, 2008), no qual se baseia o modelo material *CC3DNonLinCementitious2*, encontra-se fundamentado na formulação clássica da fissura incorporada.

Dois modelos de fissura incorporada estão incluídos no ATENA. O primeiro deles corresponde ao modelo de fissura fixa (Figura 8.2a) no qual a direção das fissuras está condicionada pela direção das tensões principais no momento do seu aparecimento, após o elemento se fissurar, a direção de propagação das fissuras se mantém fixa, comportando-se o concreto a partir desse momento como um material ortótropo. Este fato leva com que as deformações principais deixem de coincidir com as tensões normais ao plano da fissura, dando origem a tensões de cisalhamento (ČERVENKA, JENDELE E ČERVENKA, 2017).

O segundo modelo corresponde ao de fissura rotativa (Figura 8.2b), no qual a direção das tensões principais coincidem com a direção das deformações principais, pelo que não são geradas tensões de cisalhamento no plano da fissura. Além disso, quando se produz uma mudança de direção das deformações principais devido ao aumento de carga na estrutura as fissuras experimentam rotações na mesma direção (ČERVENKA, JENDELE E ČERVENKA, 2017).



Figura 8.2 Representação dos modelos de fissura incorporada (a) fixa e (b) rotativa (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

O mecanismo de propagação das fissuras encontra-se fundamentado na teoria da mecânica da fratura não-linear, especificamente por uma lei de abertura de fissura associada a um modelo coesivo, que no caso do modelo material *CC3DNonLinCementitious2* é representado pela função de amolecimento exponencial de Hordijk (1991). A Figura 8.3 mostra a representação dessa função em termos da tensão de tração ( $\sigma$ ) e a abertura de fissura (W).



A curva apresentada acima é traçada a partir dos parâmetros de tensão de tração efetiva  $(f_t^{\text{'ef}})$ , da energia de fratura do concreto  $(G_f)$  e do valor da abertura de fissura  $(W_c)$  quando a tensão de tração efetiva atinge um valor nulo. As expressões que descrevem a relação tensão de tração efetiva – abertura de fissura desse modelo coesivo são apresentados nas equações 8.1 e 8.2. Nota-se que para definir o parâmetro  $W_c$  é necessário conhecer apenas os parâmetros  $G_f$  e  $f_t^{\text{'ef}}$ . Além destes, dois paramentos constantes estão incluídos na equação 8.1, especificamente  $C_1$  e  $C_2$ , os quais possuem valores de 3 e 6,93, respectivamente.

$$\frac{\sigma}{f_t^{(ef)}} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c}\right)^3 \right\} \cdot \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_c}\right) - \frac{w}{w_c} \left(1 + c_1^3\right) \cdot \exp\left(-c_2\right)$$
(8.1)

$$w_c = 5.14 \frac{G_f}{f_t^{[ef]}}$$
(8.2)

De forma análoga ao comportamento do concreto na tração descrito por um modelo coesivo, o comportamento deste na compressão é representado por um modelo de amolecimento (Figura 8.4) conhecido como *Fictitious Compression Plane Model* (ČERVENKA, JENDELE E ČERVENKA, 2017). Nesse, o ramo descendente do diagrama tensão de compressão uniaxial – deslocamento plástico é considerado linear, sendo o valor do deslocamento plástico pós-pico devido à compressão ( $W_d$ ) um parâmetro de entrada que, segundo os estudos experimentais de Van Mier (1986), pode ser adotado como 0,5 mm para o caso do concreto convencional.



Figura 8.4 Modelo de amolecimento na compressão *Fictitious Compression Plane Model* (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

O endurecimento do concreto devido à plastificação é apresentado na relação mostrada na Figura 8.5. Para descrever o fenômeno, dois parâmetros devem ser determinados: a resistência à compressão  $(f_{c0})$  no início do regime não-linear da curva tensão - deformação e a deformação plástica ( $\varepsilon_{cp}$ ) associada ao valor da resistência máxima à compressão.



Figura 8.5 Modelo de endurecimento na compressão (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

A curva apresentada acima é descrita pela equação 8.3, os parâmetros  $f_{c0}$  e  $\mathcal{E}_{cp}$ inclusos nessa equação podem ser calculados a partir das fórmulas mostradas no gráfico anterior, as quais contem parâmetros que são equivalentes aos parâmetros básicos do concreto  $(f_{tm}, f_{cm} \in E_{cm})$  e podem ser obtidos da Tabela 8.1.

$$\sigma = f_{c0} + \left(f_{c}^{'} - f_{c0}^{'}\right) \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\varepsilon_{c} - \varepsilon_{cp}}{\varepsilon_{c}}\right)^{2}}$$
(8.3)

Os modelos de amolecimento e endurecimento na compressão apresentados anteriormente baseiam-se no critério de ruptura de Menétrey-Willam (1995). O critério está representado no espaço  $\sigma_1 \times \sigma_2 \times \sigma_3$  pela superfície de ruptura (envoltória) mostrada na Figura 8.6a. A geometria da seção desviadora dessa superfície (Figura 8.6b), se encontra definida pelo valor do parâmetro adimensional de excentricidade (e), que define a redondeza da seção em torno do eixo hidrostático, isto é, para um valor de e = 1 a seção apresenta geometria circular e para um valores menores que 1 até 0,5, a seção apresenta as esquinas, no ATENA um valor padrão de 0,52 é estabelecido.



Figura 8.6 (a) superfície de ruptura de Menétrey-Willam (1995) e (b) seções desviadoras da superfície (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

A resistência ao cisalhamento do concreto fissurado é considerada pelo modelo material a través da teoria do campo de compressão modificada (*Modified Compression Field Theory*) (VECHIO E COLLINS, 1986). O modelo de cálculo dessa teoria leva em consideração a contribuição do engrenamento dos agregados na resistência ao cisalhamento do elemento. Dessa forma, se faz necessário adotar um tamanho máximo do agregado dentro dos parâmetros de entrada do modelo material.

Um coeficiente conhecido como fator de cisalhamento ( $S_F$ ) é também considerado, este relaciona a rigidez normal e a rigidez ao cisalhamento do concreto no estado fissurado. O parâmetro possui um valor padrão de 20 e sua redução ou aumento pode conduzir a que o concreto fissurado experimente respectivamente baixa ou alta rigidez ao cisalhamento.

A redução da resistência à compressão do concreto na direção paralela às fissuras é levada em consideração a través do parâmetro  $f_{cred}$ , um valor padrão de 0,8 é definido no ATENA, podendo tomar valores limites entre 0 e 1.

#### 8.3.2. Modelo material para a simulação do CRFA

As simulações das vigas com CRFA são realizadas com a utilização do modelo material *CC3DNonLinCementitious2User*, o qual apresenta vantagens em relação ao *CC3DNonLinCementitious2* ao permitir que o usuário possa inserir funções tensão – deformação que representem o comportamento pós-pico do material na tração, na compressão e no cisalhamento. Na Tabela 8.2 pode-se observar que dentro de cada grupo de parâmetros de entrada do modelo material são consideradas essas funções, adicionalmente em alguns casos acrescentam-se funções de redução da resistência e da rigidez.

|               | Tabela 8.2 Parâmetros do modelo material CC3DNonLinCementitious2User.                              |
|---------------|--|
|               | Módulo de elasticidade, $E_{cm}$ [MPa]   |
| Básicos       | Coeficiente de Poisson, $\mathcal{V}$ [-]  |
|               | Resistência à tração direta, $f_{tm}$ [MPa]  |
| _             | Resistência à compressão cilíndrica, $f_{cm}$ [MPa]  |
|               | Função de amolecimento na tração, $\sigma_{\!t}/f_t$ - $\mathcal{E}_{\!f}$ [-]                     |
| 0             | Comprimento característico de banda de fissura, $L^t_{ch}$ [m]                                     |
| açã           | Deformação localizada, $\varepsilon^{t}_{loc}$ [-]   |
| Ir            | Função de redução da resistência à tração devido à compressão, $\sigma_t/f_t$ - $\sigma_c/f_c$ [-] |
|               | Modelo de fissura incorporada ( <i>smeared crack</i> ), [-] Fixa: 1 / Rotativa: 0                  |
|               | Tamanho do agregado (Engrenamento), [m]  |
| .0            | Função de amolecimento na compressão, $\sigma_{\!c}/f_{c}$ - $\varepsilon_{f}$ [-]                 |
| Dressâ        | Comprimento característico de banda de fissura, $L^{c}ch$ [m]                                      |
| oml           | Deformação localizada, $\varepsilon^{c}_{loc}$ [-]   |
|               | Função de redução da resistência à compressão, $\sigma_{\!c}/f'_{c}$ - $\varepsilon_{f}$ [-]       |
| ento          | Função de rigidez ao cisalhamento, $G/G_c$ - $\mathcal{E}_f$ [-]                                   |
| Ilhamo        | Função de resistência ao cisalhamento, $	au/f_t$ - $arepsilon_f$ [-]                               |
| Cisa          | Deformação localizada, $\varepsilon^{sh}_{loc}$ [-]  |
| cie de<br>ıra | Excentricidade, $e$ [-]  |
| Superfi       | Direção de retorno do fluxo plástico, $\beta$ [-]  |

Verifica-se que existe um número maior de parâmetros de entrada a serem definidos para o modelo material *CC3DNonLinCementitious2User*, quando comparado com os parâmetros de entrada necessários para a caracterização do *CC3DNonLinCementitious2*. Atribuiu-se ao fato de que para caracterizar o modelo material se faz necessário definir funções que descrevam o comportamento mecânico do CRFA no regime pós-pico.

As relações tensão – deformação no regime pós-pico podem ser obtidas a partir de ensaios de caracterização do CRFA que possibilitem capturar a resposta do material no estado fissurado. No programa experimental do presente trabalho, apenas um tipo de ensaio de caracterização com esses atributos foi executado, especificamente o ensaio de flexão em três pontos em corpos de prova prismáticos com entalhe. Este ensaio pode ser utilizado para a determinação da função de amolecimento na tração do CRFA seguindo um procedimento de análise inversa que será descrito mais adiante.

Na Figura 8.7 é possível observar exemplos das relações tensão – deformação de fratura no regime pós-pico na tração e na compressão que podem ser definidas pelo usuário para descrever a resposta do material na simulação. Dentre dos parâmetros considerados nessas relações encontram-se as deformações localizadas de tração  $\varepsilon^{t}_{loc}$  e de compressão  $\varepsilon^{c}_{loc}$ , as quais representam as deformações a partir das quais se dá início ao comportamento a ser descrito pelas funções de amolecimento. Por outro lado, são mostrados os parâmetros de comprimentos característicos do modelo de banda de fissura (*crack band model*) (BAŽANT E OH, 1983) para tração ( $L^{t}_{ch}$ ) e compressão ( $L^{c}_{ch}$ ), assim como os comprimentos característicos atualizados  $L_{t}$  e  $L_{c}$ .



Figura 8.7 Comportamento do material *CC3DNonLinCementitious2User* na (a) tração e na (b) compressão (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

A redução da rigidez e resistência do concreto ao cisalhamento devido à fissuração é levada em consideração mediante a relação existente entre o modulo de deformação transversal do concreto e as deformações de fratura. Um exemplo dessa relação é mostrado na Figura 8.8.



Figura 8.8 Redução da rigidez ao cisalhamento devido à fissuração (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

De forma complementar, o modelo material permite que a resistência à compressão do concreto seja reduzida devido à fissuração do material. Dessa forma, pode ser considerada uma redução da resistência à compressão com o aumento da deformação de fratura. Na Figura 8.9 é apresentado um exemplo da interação entre esses parâmetros.



Figura 8.9 Redução da resistência à compressão devido à fissuração (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

#### 8.4. MODELO CONSTITUTIVO PARA O AÇO

#### 8.4.1. Modelo material para a simulação da armadura

A simulação da armadura foi executada utilizando o modelo material *CCReinforcement*, e seu comportamento é descrito pelas relações tensão – deformação segundo a lei multilinear. Na Figura 8.10 está representada uma dessas relações para o aço, onde observa-se que, para definir o diagrama, é necessário fornecer os valores das tensões e deformações dos pontos mostrados. A linha da origem até o ponto 1 representa o regime linear do material e este ponto é início do escoamento, a linha do trecho 1 - 2 o patamar de escoamento e finalmente os trechos 2 - 3 e 3 - 4, o endurecimento do material e ruptura no ponto 4.



Figura 8.10 Relação tensão – deformação multilinear para a armadura (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

No ATENA a armadura pode ser considerada de forma discreta e incorporada no concreto mediante elementos tipo barra, e os mecanismos de aderência e deslizamento na interface concreto – armadura podem ser simulados mediante o modelo de aderência proposto pelo CEB-FIB MC 90 disponível no programa. Os principais parâmetros de entrada desse modelo são a resistência à compressão do concreto, o diâmetro das barras de aço, o estado de confinamento e as condições de aderência. Na Figura 8.11 é mostrado o modelo analítico das relações tensão de aderência ( $\tau$ ) – deslizamento (S), onde ambos parâmetros são considerados agindo em direção paralela à armadura longitudinal.



Figura 8.11 Relações analíticas tensão de aderência – deslizamento segundo o CEB-FIP MC 90 (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

O modelo apresentado acima é descrito pelas equações mostradas a seguir, sendo os parâmetros,  $\tau_f$ ,  $\alpha$ ,  $s_1$ ,  $s_2$  e  $s_3$  dependentes das características das barras de aço e as condições de confinamento e aderência. A

Tabela 8.3 mostra os valores a serem adotados para cada condição.

$$\tau = \tau_{max} (s/s_1)^{\alpha} \text{ para } 0 \le s \le s_1$$
(8.4)

$$\tau = \tau_{max} \text{ para } s_1 < s \le s_2 \tag{8.5}$$

$$\tau = \tau_{max} - \left(\tau_{max} - \tau_f\right) \cdot \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2}\right) \text{ para } s_2 < s \le s_3$$
(8.6)

$$\tau = \tau_f \text{ para } S_3 < S \tag{8.7}$$

| Tabela 8.3 Parâmetros do modelo tensão de aderência – d | deslizamento segundo o | CEB-FIP MC 90 |
|---|------------------------|---------------|
|---|------------------------|---------------|

|                       | Concreto incofinado*           |   | Concreto confinado <sup>†</sup> |   |
|-----------------------|--------------------------------|---|---------------------------------|---|
|                       | Boas condições de<br>aderência | Todas as outras<br>condições de aderência | Boas condições de<br>aderência  | Todas as outras<br>condições de aderência |
| $S_1$                 | 0,6 mm                         | 0,6 mm                                    | 1,0 mm                          | 1,0 mm                                    |
| <i>S</i> <sub>2</sub> | 0,6 mm                         | 0,6 mm                                    | 3,0 mm                          | 3,0 mm                                    |
| S <sub>3</sub>        | 1,0 mm                         | 2,5 mm                                    | Espaçamento entre<br>barras     | Espaçamento entre<br>barras               |
| $\alpha$              | 0,4                            | 0,4                                       | 0,4                             | 0,4                                       |
| $	au_{max}$           | 2,0 $\cdot \sqrt{f_{ck}}$      | 1,0 $\cdot \sqrt{f_{ck}}$                 | $2,5\cdot\sqrt{f_{ck}}$         | $1,25 \cdot \sqrt{f_{ck}}$                |
| $	au_{f}$             | $0,15 \cdot \tau_{max}$        | $0,15 \cdot \tau_{max}$                   | $0,40 \cdot \tau_{max}$         | $0,40 \cdot \tau_{max}$                   |

<sup>\*</sup>Ruptura por escorregamento.

<sup>†</sup> Ruptura por cisalhamento no concreto entre barras.

#### 8.4.2. Modelo material para a simulação das placas de aço

As placas de aço utilizadas para a transferência e distribuição de carga nos apoios e no topo das vigas foram simuladas utilizando o modelo material *CC3DElastIsotropic*, o qual segue uma relação tensão – deformação linear na compressão e na tração (Figura 8.12), sendo necessário para sua caracterização parâmetros básicos como o módulo de elasticidade ( $E_s$ ) e o coeficiente de Poisson (V).



Figura 8.12 Relação tensão – deformação linear do modelo material *CC3DElastIsotropic* (adaptado de Červenka, Jendele e Červenka, 2017).

## 8.5. ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

O ATENA oferece vários tipos de elementos finitos para as análises estáticas em duas e três dimensões. Os elementos finitos utilizados são apresentados na Tabela 8.4, conjuntamente com sua descrição e o material da estrutura onde foi utilizado.

| Tabela 6.4 Elementos mintos utilizados na sinulação das vigas.       |  |   |  |  |
|--|--|---|--|--|
| Elemento   | Descrição  | Material simulado   |  |  |
| y 1 3  | Elemento de barra isoparamétrico tipo<br>CCBarWithBond_3D de 3 nós                 | Armadura  |  |  |
| $\begin{array}{c} 4 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\$ | Elemento sólido hexaédrico isoparamétrico<br>tipo <i>CCIsoBrick20_3D</i> de 20 nós | Concreto convencional,<br>CRFA das vigas e<br>placas de aço |  |  |

Tabela 8.4 Elementos finitos utilizados na simulação das vigas.

Na análise linear, com a solução de um problema de equilíbrio estático a partir de um sistema linear de equações, como o mostrado na expressão 8.8, determinam-se os deslocamentos. Nessa expressão, P(u) corresponde ao vetor de forças externas que para esse tipo de análise é uma função linear em relação ao vector de deslocamentos U.

$$P(u) = K \cdot u \qquad 8.8$$

Para o caso da análise não-linear de estruturas, a equação de equilíbrio entre forças internas e forças externas do problema pode ser representada mediante a expressão 8.9, sendo que para este caso, P(u) corresponde ao vetor de forças internas da estrutura (expressão 8.10), convertendo-se numa função não-linear em relação ao vetor de deslocamentos **u** (expressão 8.11).

O vetor de forças externas está representado pela expressão 8.12, entretanto, ao considerar uma análise onde os deslocamentos são prescritos mediante passos, isto é, uma análise por controle de deslocamento, os termos do vector mostrado na expressão 8.11 são fixados para pequenos intervalos de modo que através de um método numérico a solução do vector de forças aplicadas da expressão 8.12 possa ser encontrada.

$$\mathbf{P}(\mathbf{u}) = \mathbf{f}$$
 8.9

$$\mathbf{P}(\mathbf{u}) = \{P_1(\mathbf{u}), P_2(\mathbf{u}), \dots, P_n(\mathbf{u})\}^{\mathrm{T}}$$
8.10

$$\mathbf{u} = \{u_1, u_2, \dots, u_n\}^{\mathrm{T}}$$

$$8.11$$

$$\mathbf{f} = \{f_1, f_2, \dots, f_n\}^{\mathrm{T}}$$

$$8.12$$

Dos métodos numéricos incluídos no ATENA, o método selecionado para a solução do sistema de equações não-lineares foi o de Newton-Raphson, na Figura 8.13 mostra-se um gráfico carga – deslocamento que esquematiza o mecanismo de solução iterativa do método, onde para um determinado intervalo de deslocamento são executadas várias iterações  $(u^{i+1}, u^{i+2}, u^n)$  a partir de uma solução aproximada inicial  $u^i$  do sistema. Durante o processo iterativo a matriz de rigidez tangente  $K_T$  é calculada e atualizada para cada incremento de deslocamento  $\Delta u$ .



Figura 8.13 Esquema iterativo do método Newton-Raphson (adaptado de Kim, 2014).

# 8.7. DESCRIÇÃO DAS VIGAS E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

### 8.7.1. Simulação da viga V-REF-L-4

Considerando que as vigas e o esquema de ensaio implementado na pesquisa apresentavam simetria em relação a um eixo vertical central, foi gerado o modelo geométrico em três dimensões de meia viga. Na Figura 8.14 está apresentado a geometria no plano "x-y" da viga sem armadura transversal V-REF-L-4.



Figura 8.14 Modelo geométrico da viga V-REF-L-4.

As três de condições de contorno aplicadas e a malha de elementos finitos adotada são apresentadas na Figura 8.15. Os deslocamentos na direção "x", da superfície da seção transversal no meio do vão da viga, foram impedidos, assim como os deslocamentos na direção "y" da linha central da placa de apoio. Um deslocamento prescrito incremental de zero a 8 mm foi imposto à linha central da placa de aço do topo da viga.



Figura 8.15 Condições de contorno do modelo.

Adicionalmente, na Figura 8.16 é mostrada a representação do modelo em três dimensões. Nela, é acrescentada a posição das linhas e pontos de monitoramento utilizados com a finalidade de capturar os resultados de carga aplicada, deslocamentos no meio do vão, deformações na armadura e no concreto. Também são especificados os tipos de elementos finitos e a discretização adotada para malha e elementos finitos.

Uma única malha de elementos finitos foi adotada para os modelos numéricos das vigas, com 2323 elementos sólidos hexaédricos, onde 2275 deles foram atribuídas as propriedades mecânicas do concreto e 48 as propriedades mecânicas das placas de aço. As dimensões adotadas para os elementos finitos utilizados no concreto foram  $3 \text{ cm} \times 3 \text{ cm} \times 3 \text{ cm}$  e, no caso, dos elementos utilizados nas placas de aço, as dimensões foram de 2,5 cm  $\times$  2,5 cm  $\times$  2 cm. Ressalta-se que as dimensões foram definidas após uma análise de convergência da malha onde foram testados vários tamanhos de elemento.



Figura 8.16 Malha de elementos finitos, condições de contorno e posições de monitoramento.

Torna-se importante mencionar que para simular o contato entre as placas de aço e as superfícies horizontais do topo e a base da viga, foi utilizada uma condição de contorno oferecida pelo GiD conhecida como *Fixed Contact for Surface*, a qual permite que duas superfícies independentes possam simular o contato existente entre elas, através de condições mestre/escravo (*master-slave*).

As forças internas no modelo eram geradas através do deslocamento externo prescrito. A análise foi dividida em 200 passos, de modo que fosse possível aplicar gradualmente pequenos incrementos de deslocamento ao longo da análise. Um limite máximo de 100 iterações foi adotado para a solução do sistema não-linear.

Na Tabela 8.5 são mostrados os valores iniciais e ajustados dos parâmetros utilizados na simulação do concreto convencional. Alguns valores referentes às propriedades medidas experimentalmente foram ajustados com o objetivo de aproximar a rigidez da simulação com a do experimento. Para o ajuste foram considerados os limites de desvio padrão.

Outros parâmetros, como a resistência à tração direta média ( $f_{tm}$ ), foi determinada utilizando a expressão contida na norma ABNT NBR 6118:2014 ( $f_{tm} = 0.9 \cdot f_{ct,spm}$ ), a qual considera que a resistência à tração mediante compressão diametral pode ser reduzida em 10% a fim de estimar o valor da resistência à tração direta.

Em relação à definição dos parâmetros mecânicos de deformação plástica do concreto ( $\mathcal{E}_{cp}$ ) e a resistência à compressão no início do comportamento não-linear ( $f_{c0}$ ), foram adotados os valores calculados pelo programa através das equações mostradas no final da Tabela 8.5. Verifica-se que para obter esses parâmetros apenas foram necessários os valores de  $E_{cm}$ ,  $f_{tm}$  e  $f_{cm}$ . Os parâmetros  $S_F$ ,  $W_d$ ,  $f_{cred}$ ,  $e \in \beta$  foram adotados com os valores padrão do programa no caso da simulação com valores iniciais.

|   | Parâmetro                         | Valores iniciais | Valores ajustados |  |
|---|-----------------------------------|------------------|-------------------|--|
|   | E <sub>cm [MPa]</sub>             | 27130            | 25815             |  |
| cos   | V [-]                             | 0,2              | 0,2               |  |
| Bási  | $f_{tm}$ [MPa]                    | 3,762            | 3,762             |  |
|   | $f_{cm}$ [MPa]                    | -38,98           | -38,98            |  |
|   | $G_f$ [N/m]                       | 184,50           | 175,41            |  |
| ıção  | Modelo de fissura incorporada [-] | Fixa             | Fixa              |  |
| Tra   | Tamanho do agregado [m]           | 0,019            | 0,019             |  |
|   | $s_F$ [-]                         | 20               | 2                 |  |
| Dressão   | <i>Е<sub>ср</sub></i> [-]         | -0,001436        | -0,001509         |  |
|   | $f_{c0}^{'}$ [MPa]                | -7,524           | -7,524            |  |
| Com   | W <sub>d</sub> [m]                | -0,0005          | -0,0005           |  |
|   | $f_{cred}$ [-]                    | 0,8              | 0,2               |  |
| -fície<br>otura   | e [-]                             | 0,52             | 0,52              |  |
| Supei<br>de ruj   | β [-]                             | 0                | 0                 |  |
| $\mathcal{E}_{cp} = f_{cm} / E_{cm}; f_{c0} = 2 \cdot f_{tm}$ |                                   |                  |                   |  |

Tabela 8.5 Parâmetros do concreto convencional utilizados na simulação da viga V-REF-L-4.

Na Figura 8.17a são apresentadas as relações tensão - deformação utilizadas para a simulação da armadura. Pode-se observar que foram marcados pontos sobre o diagrama com o objetivo de descrever uma função multilinear. Os valores da tensão e da deformação de cada ponto marcado estão registrados na tabela contida no gráfico.
Na Figura 8.17b mostra-se a função tensão de aderência ( $\tau$ ) – deslizamento (S), utilizada para a simulação dos efeitos associados à aderência entre a armadura e o concreto. Ressalta-se que o valor da resistência à compressão do concreto foi ajustado até um valor de 30 MPa.



Figura 8.17 (a) Relações tensão – deformação da armadura e (b) tensão de aderência – deslizamento segundo CEB-FIP MC 90.

Um gráfico das relações carga – deslocamento no meio do vão da viga V-REF-L-4 (experimentais e numéricas) é apresentado na Figura 8.18. Os resultados numéricos mostrados correspondem a duas simulações diferentes, uma com os parâmetros iniciais obtidos nos ensaios de caracterização e a outra após o ajuste desses parâmetros (Tabela 8.5).



Figura 8.18 Relações carga - deslocamento no meio do vão da viga V-REF-L-4.

Pode-se dizer que as relações carga – deslocamento numéricas apresentaram boa aceitabilidade em termos de rigidez, carga e deslocamentos máximos. Na Figura 8.18 é possível ver que a evolução da rigidez do modelo ajustado aproximou-se razoavelmente à rigidez experimental. A carga máxima do modelo inicial e do ajustado, foram, respectivamente, 2,88%

e 2,47% mais altas do que a carga máxima experimental, sendo esses valores relativamente próximos. Em termos de deslocamento máximo, registrou-se um valor 5,95% mais baixo para o modelo inicial e 7,67% mais alto para o modelo ajustado. Em relação à carga de surgimento da fissura diagonal crítica, a média aritmética entre os valores numéricos dos modelos foi de 186,8 kN, sendo esse valor 15,94% mais alto do que a carga de surgimento da fissura diagonal crítica necesaria este carga de surgimento da fissura diagonal crítica entre os valores numéricos dos modelos foi de 186,8 kN, sendo esse valor 15,94% mais alto do que a carga de surgimento da fissura diagonal crítica reportada no experimento (161,11 kN).

Na Figura 8.19a e Figura 8.19b são mostradas as relações carga – deformação na armadura e no concreto, respectivamente. Pode-se ver que existe um aumento progressivo das deformações com o aumento de carga. Comparando as respostas, observa-se que os resultados são muito próximos aos resultados experimentais. Uma divergência nas deformações do concreto do modelo ajustado foi observada nos estágios de carga perto da ruptura, fenômeno que pode estar associado ao aumento do valor de deformação plástica do concreto.



Figura 8.19 Relações carga – deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no concreto da viga V-REF-L-4.

Considerando que o modelo numérico com parâmetros iniciais apresentou uma melhor resposta em termos de deformações no concreto, apenas são apresentados os resultados de tensões principais de compressão, de deformações principais de tração e do padrão de fissuras desse modelo (Figura 8.20 à Figura 8.23). Os resultados apresentados correspondem ao instante no qual foi atingida a carga máxima da simulação (último passo convergido).

Na Figura 8.20 apresenta-se a distribuição das tensões principais de compressão, onde se identifica claramente a biela de compressão atuando ao longo de uma trajetória diagonal na direção da placa de aplicação de carga e a placa de apoio da viga.



Figura 8.20 Tensões principais de compressão para P<sub>max</sub> = 380,81 kN (modelo inicial V-REF-L-4).

Verifica-se a existência de uma região de concentração de tensões posicionada perto da placa de aplicação carga, sendo que essa distribui-se no topo da viga de forma paralela à placa (Figura 8.21a). A Figura 8.21b mostra uma fotografia do ensaio na mesma região, onde se evidencia claramente o esmagamento de concreto como resultado da concentração de tensões de compressão.



Figura 8.21 (a) Tensões principais de compressão perto da placa aplicação de carga e (b) esmagamento do concreto.

Na Figura 8.22 são apresentadas as deformações principais de tração. Pode-se verificar que as deformações mais altas estão distribuídas ao longo da fissura diagonal crítica. Observa-se também que as deformações mudam de direção aproximadamente à altura das barras longitudinais na direção da placa de apoio.



Figura 8.22 Deformações principais de tração para  $P_{max} = 380,81$  kN (modelo inicial V-REF-L-4).

Na sequência, a Figura 8.23a e Figura 8.23b mostram os padrões de fissuras experimentais e numéricos, respectivamente. Verifica-se que o modelo conseguiu reproduzir com uma boa aproximação o surgimento de duas fissuras de flexão e a fissura diagonal crítica que levou a viga a atingir um modo de ruptura por cisalhamento.



Figura 8.23 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico inicial da viga V-REF-L-4 para P<sub>max</sub>= 380,81 kN.

### 8.7.2. Simulação da viga V-REF-E-2

O modelo geométrico da viga V-REF-E-2 é apresentado na Figura 8.24. Neste modelo foram acrescentadas as armaduras transversais (estribos) e longitudinais de compressão (porta estribos). Com a finalidade de registrar as deformações no estribo instrumentado e comparar com os resultados experimentais, foi gerado um ponto à meia altura deste, para posteriormente sobrepor um ponto de monitoramento de deformações. Em relação às condições de contorno, foi aplicado o mesmo tipo de restrições e deslocamentos prescritos utilizado no modelo da viga V-REF-L-4 (Figura 8.15).



Figura 8.24 Modelo geométrico da viga V-REF-E-2.

Uma representação em três dimensões da configuração das armaduras é apresentada na Figura 8.25. Observa-se que são indicadas a posições dos pontos de monitoramento de deformação axial nas barras, um deles posicionado à meia altura do estribo e outro numa das barras da armadura longitudinal.



Figura 8.25 Pontos de monitoramento de deformações axiais nas armaduras da viga V-REF-E-2.

Os parâmetros adotados para simular o concreto convencional da viga V-REF-E-2 são mostrados na Tabela 8.6. Do mesmo modo que no modelo da viga V-REF-L-4, alguns parâmetros foram ajustados com a finalidade de representar melhor o comportamento da viga através do modelo numérico.

|   | Parâmetro                         | Valores iniciais | Valores ajustados |
|---|-----------------------------------|------------------|-------------------|
| Básicos   | E <sub>cm [MPa]</sub>             | 26090            | 26090             |
|   | V [-]                             | 0,2              | 0,2               |
|   | $f_{tm}$ [MPa]                    | 3,033            | 2,86              |
|   | $f_{cm}$ [MPa]                    | -41,10           | -41,10            |
| Tração  | $G_f$ [N/m]                       | 142              | 130               |
|   | Modelo de fissura incorporada [-] | Fixa             | Fixa              |
|   | Tamanho do agregado [m]           | 0,019            | 0,019             |
|   | <i>s</i> <sub><i>F</i></sub> [-]  | 20               | 20                |
| Compressão  | <i>Е<sub>ср</sub></i> [-]         | -0,001575        | -0,001575         |
|   | $f_{c0}^{'}$ [MPa]                | -6,066           | -5,72             |
|   | W <sub>d</sub> [m]                | -0,0005          | -0,0003           |
|   | $f_{cred}$ [-]                    | 0,8              | 0,67              |
| Superfície<br>de ruptura  | e [-]                             | 0,52             | 0,52              |
|   | β [-]                             | 0                | 0                 |
| $\varepsilon_{cp} = f_{cm} / E_{cm}; \ f_{c0} = 2 \cdot f_{tm}$ |                                   |                  |                   |

Tabela 8.6 Parâmetros do concreto convencional utilizados na simulação da viga V-REF-E-2.

Considerando que a viga possuía dois tipos de armaduras adicionais à armadura longitudinal (estribos e porta estribos), foi necessário definir funções multilineares a partir dos diagramas tensão – deformação das barras (Figura 8.26a e Figura 8.26b). Em relação à função multilinear adotada para a armadura longitudinal, foi utilizada a mesma função da viga V-REF-L-4 (Figura 8.17a) visto que as barras utilizadas correspondiam a barras do mesmo tipo.



Figura 8.26 Relações tensão - deformação para (a) estribos e (b) porta estribos.

No modelo numérico foi considerada a hipótese de aderência perfeita entre o concreto e as armaduras, dado que o fenômeno de deslizamento não mostrava ser um fator determinante na simulação, visto que não foi observado um número considerável de fissuras horizontais propagadas ao longo da armadura longitudinal.

Na Figura 8.27a apresentam-se as relações carga – deslocamento no meio do vão da viga V-REF-E-2. Do mesmo modo a como foi apresentado para a viga V-REF-L-4, foram traçadas as respostas numéricas a partir do modelo inicial e ajustado. Nessa Figura é possível observar que a rigidez no regime linear da relação carga – deslocamento experimental se mostra significativamente menor quando comparada com a rigidez das relações numéricas. Este fato pode ser justificado pelos problemas relatados no item 5.5.1, onde ressalta-se que as bases metálicas de apoio do esquema de ensaio da primeira etapa experimental subestimavam a rigidez nos primeiros estágios de carga do ensaio.

Apesar das relações carga – deslocamento não serem próximas em termos de rigidez inicial, observa-se que após serem atingidos estágios de carga superiores à carga de surgimento da primeira fissura diagonal, a evolução das rigidezes experimentais e numéricas se assemelham. Essa afirmação pode ser verificada mediante a Figura 8.27b, a qual apresenta as relações carga – deslocamento experimentais corrigidas.



Figura 8.27 Relações carga – deslocamento no meio do vão da viga V-REF-E-2: (a) experimentais registradas e (b) experimentais corrigidas.

A carga máxima do modelo com parâmetros iniciais foi 11,97% mais alta, que o valor experimental. O modelo com parâmetros ajustados apresentou um valor 1,73% mais baixo. Avaliando as cargas de surgimento da fissura diagonal crítica, tem-se que existe uma diferença de 20,57% entre o valor médio das simulações e o valor experimental.

As relações carga – deformação na armadura longitudinal e no estribo são apresentadas na Figura 8.28a e Figura 8.28b. Observa-se que as deformações máximas alcançadas pela armadura longitudinal nas simulações apresentam valores próximos ao valor máximo registrado no experimento. Em relação à resposta carga – deformação no estribo, verifica-se que, após ser atingida a carga de surgimento da fissura diagonal crítica, tanto para os modelos como para o experimento, as deformações aumentam significativamente. É possível constatar também que os extensômetros (E1 e E2) foram danificados após atingir uma deformação em torno do 4 ‰. Em contrapartida, os modelos numéricos conseguiram capturar as relações tensão-deformação após ser ultrapassado esse valor.



Figura 8.28 Relações carga - deformação na (a) armadura longitudinal e (b) no estribo da viga V-REF-E-2.

Da Figura 8.29 à Figura 8.33 são mostrados os resultados de tensões principais de compressão, deformações principais de tração, distribuição de deformações nos estribos e padrão de fissuras para o modelo ajustado. Estes correspondem ao passo no qual foi atingida a carga máxima do modelo numérico ajustado (último passo convergido).

Na distribuição das tensões principais de compressão (Figura 8.29), assim como na viga V-REF-L-4, também é possível identificar a biela de compressão, diferenciando-se principalmente em que esta apresenta valores de tensão mais altos. Os valores altos podem estar relacionados com o fato da viga V-REF-E-2 possuir uma resistência à compressão do concreto mais alta do que à resistência à compressão da viga V-REF-L-4.



Figura 8.29 Tensões principais de compressão para P<sub>max</sub> = 335,05 kN (modelo ajustado V-REF-E-2).

As deformações principais de tração são apresentadas na Figura 8.30. Observa-se que as deformações mais altas se encontram distribuídas formando uma trajetória diagonal entre a face externa da placa de aplicação de carga e face interna da placa de apoio.



Figura 8.30 Deformações principais de tração para  $P_{max} = 335,05$  kN (modelo ajustado V-REF-E-2).

Na Figura 8.31 são mostradas as deformações axiais nas armaduras junto com a distribuição destas ao longo dos estribos. Verifica-se que os valores mais altos se encontram distribuídos nos trechos atravessados pela trajetória das deformações principais de tração, trajetória seguida pela fissura diagonal crítica.



Figura 8.31 Deformações axiais nos estribos para  $P_{max} = 335,05$  kN (modelo ajustado V-REF-E-2).

Na Figura 8.32 apresenta-se a distribuição das deformações axiais nos estribos para quatro níveis de carga e pode se verificar que para o valor de 81,9 kN (Figura 8.32a) estas apresentam uma distribuição relativamente linear. Além disso, após serem atingidas as cargas de 156 kN (Figura 8.32b) e 184,9 kN (Figura 8.32c), cargas próximas às cargas de surgimento da fissura diagonal crítica (180,6 kN), as deformações aumentam em alguns trechos das barras, especificamente nas regiões da viga submetidas a deformações principais de tração altas.

Comparado a Figura 8.32b e Figura 8.32c, verifica-se que as deformações axiais a meia altura do estribo S3 (Figura 8.33a) passam de ser quase nulas a apresentar um aumento drástico no momento do surgimento da fissura diagonal crítica, fato que pode ser constatado na relações carga – deformação da Figura 8.28b.



Figura 8.32 Evolução das deformações axiais nos estribos para as cargas numéricas de: (a) 81,9 kN; (b) 156 kN; (c) 184,9 kN e (d) 335 kN (azul: compressão e vermelho: tração).

Finalmente, na Figura 8.33a e Figura 8.33b apresenta-se o padrão de fissura experimental e numérico, respectivamente. Verifica-se que o modelo numérico conseguiu reproduzir a trajetória da fissura diagonal crítica que levou a viga a atingir uma ruptura por tração diagonal.



Figura 8.33 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico da viga V-REF-E-2 para P<sub>max</sub>= 335,05 kN.

#### 8.7.3. Simulação das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2

As vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2, foram simuladas adotando o modelo geométrico da viga V-REF-L-4 (Figura 8.14). As condições de contorno aplicadas foram iguais às condições estabelecidas nos dois modelos descritos anteriormente.

Como foi apontado no item 8.3.2, a simulação das vigas de CRFA foi executada através do modelo material *CC3DNonLinCementitious2User* e, sua utilização requereu que previamente fossem definidas as relações tensão – deformação do material no regime pós-pico, na compressão, na tração e no cisalhamento.

Levando em consideração que no programa experimental desta pesquisa apenas foram executados ensaios para a caracterização do CRFA no comportamento pós-pico à tração, foi necessário adotar as relações padrões contidas no modelo material para descrever o comportamento do CRFA na compressão e no cisalhamento.

A definição da função de amolecimento na tração foi feita mediante técnica de análise inversa, isto é, através de um procedimento iterativo que permite estimar a função a partir da simulação numérica em elementos finitos dos ensaios em 3 pontos dos corpos de prova prismáticos de CRFA.

### • ANÁLISE INVERSA

O objetivo da técnica de análise inversa é basicamente determinar a função de amolecimento na tração do CRFA a partir da resposta carga-deslocamento medida no ensaio de flexão em três pontos dos corpos de prova prismáticos (Figura 8.34). Um procedimento iterativo via método dos elementos finitos é executado mediante a simulação dos prismas utilizando o programa computacional ATENA.



Figura 8.34 Representação da técnica de análise inversa.

Para a simulação dos prismas no ATENA, foi assumido um estado plano de tensões. Visando diminuir o número de elementos finitos da malha e consequentemente otimizar o tempo de processamento da simulação, apenas metade do prisma foi simulado. Com a finalidade de não gerar concentração de tensões nas regiões dos apoios e no ponto de aplicação do deslocamento prescrito do modelo, foram idealizadas placas metálicas. Para simular o contato entre as placas e o topo e a base dos prismas, foi utilizada a função *Fixed Contact for Line*.

A malha de elementos finitos empregada nas simulações dos prismas, as condições de contorno aplicadas e pontos de monitoramento de carga e deslocamento são apresentadas na Figura 8.35. Observa-se que a malha de elementos finos é mais fina na região central do prisma, região onde encontra-se posicionado o entalhe. Elementos finitos triangulares foram utilizados com o objetivo de gerar uma transição entre elementos finitos quadrilaterais com alturas diferentes.



Figura 8.35 Malha de elementos finitos, condições de contorno e pontos de monitoramento dos prismas.

Modificações na função inicial de amolecimento na tração (bilinear), definida como padrão no modelo material *CC3DNonLinCementitious2User*, foram feitas seguindo as indicações descritas no guia para a análise não-linear de estruturas de CRFA utilizando o ATENA e o GiD (SAJDLOVÁ, 2016). A seguir apresentam-se de maneira condensada os procedimentos necessários para a obter da função de amolecimento:

 Calcular a resistência à tração média (f<sub>im</sub>) para cada série de prismas (F45 e F60), mediante a equação 8.13.

$$f_{tm} = \frac{3 \cdot P_{fissura} \cdot L}{2 \cdot b \cdot (h-a)^2}$$
(8.13)

O valor da carga de surgimento da primeira fissura ( $P_{fissura}$ ) é obtido do diagrama carga – deslocamento e corresponde ao primeiro pico de carga da curva. Na Figura 8.36 é apresentado um exemplo onde é possível identificar o primeiro pico de carga do diagrama e os outros parâmetros da equação.



Figura 8.36 Representação do primeiro pico de carga na curva carga - deslocamento.

2. Adotar um valor máximo de abertura de fissura ( $w_{máx}$ ) e calcular a respectiva deformação de fratura máxima ( $\mathcal{E}_{f máx}$ ) mediante a equação 8.14. O parâmetro  $L_t$  na equação corresponde ao comprimento característico e pode ser adotado como o tamanho do elemento finito na região do entalhe do modelo numérico do prisma (Figura 8.35).

$$\varepsilon_{f m \acute{a} x} = \frac{W_{m \acute{a} x}}{L_t} \tag{8.14}$$

A deformação calculada se refere ao valor da abcissa do último ponto da função de amolecimento na tração (Figura 8.37). Os pontos com coordenadas (1;0) e (0,01;0,25) são inicialmente adotados segundo as recomendações do guia (SAJDLOVÁ, 2016).



Figura 8.37 Função de amolecimento na tração (função inicial).

- 3. Simular numéricamente no ATENA o ensaio em 3 pontos do prisma, apartir das propriedades mecânicas básicas ( $E_{cm}$ , v,  $f_{tm}$ ,  $f_{cm}$ ) da função inicial de amolecimento na tração definida no passo 2 e das funções de compressão e cisalhamento recomendadas pelo guia para a análise não-linear de estruturas de CRFA (SAJDLOVÁ, 2016). Os parametros e funções adotadas nessa simulação inicial são apresentados no Apêndice G.
- Plotar as curvas carga deslocamento (experimental e numérica) em um mesmo gráfico e identificar para ambas o deslocamento no pico de carga máxima (δ<sub>pico</sub>) e vários deslocamentos (δ<sub>i</sub>) no regime pós-pico, tal como se mostra na Figura 8.38.



Figura 8.38 Curvas carga – deslocamento experimentais e numéricas.

 Calcular as deformações de fraturas (ε<sub>ji</sub>) para o correspondente deslocamento no pico de carga máxima da curva numérica (δ<sub>pico N</sub>) e para os deslocamentos no regime póspico (δ<sub>i</sub>), utilizando a equação 8.15.

$$\varepsilon_{f\,i} = \frac{w_i}{L_t} \tag{8.15}$$

O valor do parâmetro  $L_i$  é igual ao estabelecido no passo 2 e a abertura de fissura máxima no entalhe do prisma  $(w_i)$  é obtida para cada deslocamento  $\mathcal{S}_i$  a partir do modelo numérico do prisma gerado no passo 3. Na Figura 8.39 se indica o valor de abertura de fissura máxima no entalhe do prisma para um deslocamento específico  $(\mathcal{S}_i)$  do modelo numérico de um dos primas simulados.



Figura 8.39 Valor de w correspondente a um deslocamento no meio do vão de 2 mm (modelo prisma F60).

 Calcular através da equação 8.16, a taxa de variação ( *R<sub>i</sub>* ) entre as cargas experimentais e numéricas referentes aos deslocamentos defindos nas curvas carga-deslocamento experimentais e numéricas.

$$R_i = \frac{P_{exp}}{P_{num}}$$
(8.16)

7. Obter os valores das ordenadas  $(\sigma_t / f_t)_i$  na função inicial de amolecimento na tração, a apartir das deformações de fraturas calculadas no passo 5, tal como se mostra na Figura 8.40.



Figura 8.40 Interpolação dos valores  $(\sigma_t / f_t)_i$  a partir das deformações de fratura.

 Calcular as ordenadas (σ<sub>t</sub> / f<sub>t</sub>)<sub>i</sub> da nova função de amolecimento mediante a equação 8.17.

$$\left(\sigma_{t} / f_{t}\right)_{i} = R_{i} \cdot \left(\sigma_{t} / f_{t}\right)_{i}$$
(8.17)

9. Traçar a nova função de amolecimento apartir das das deformações de fratura e das ordenadas  $(\sigma_t / f_t)_i$  calculadas no passo anterior, tal como se mostra na Figura 8.41.



Figura 8.41 Função de amolecimento na tração (função iterada).

10. Simular numéricamente no ATENA o ensaio em 3 pontos do prisma, apartir da função de amolecimento obtida no passo anterior e obter a curva carga – deslocamento repetir os procedimentos do passo 4 até passo 8, adotando a função interpolada como a nova função de amolecimento inicial e mantendo os mesmos deslocamentos  $\delta_i$ . Varias iterações desse tipo são executadas até que as curvas carga – deslocamento experimentais e numéricas apresentem um ajuste proximo.

Na Figura 8.42a e Figura 8.42b são apresentados os diagramas carga – deslocamento experimentais conjuntamente com os diagramas numéricos dos prismas das séries F45 e F60, os quais foram obtidos dos modelos numéricos que apresentaram o melhor ajuste do diagrama.



Figura 8.42 Diagramas carga – deslocamento no meio do vão das séries de prismas (a) F45 e (b) F60.

As funções de amolecimento na tração associadas aos diagramas apresentados acima são mostradas nas Figura 8.43a e Figura 8.43b.



Figura 8.43 Funções de amolecimento na tração para as séries de prismas (a) F45 e (b) F60.

### • SIMULAÇÃO DAS VIGAS

A simulação das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2 foi executada utilizando o modelo geométrico da viga V-REF-L-4 (Figura 8.14), sendo os pontos de monitoramento e as condições de contorno iguais aos utilizados no modelo numérico dessa viga.

Considerando que as vigas apresentaram deslocamentos mais altos do que os registrados nas vigas sem fibras, foi necessário alterar o deslocamento prescrito para um valor de 14 mm, dividindo a análise em 350 passos.

Os parâmetros e funções do modelo material *CC3DNonLinCementitious2User*, utilizado para simular o CRFA das vigas, são apresentados no Apêndice H, onde verifica-se na

Tabela H.1, que as propriedades básicas dos materiais não foram alteradas. As funções de amolecimento na tração adotadas foram as obtidas na análise inversa (Figura 8.43). Ajustes nos valores de deformação de fratura máxima e deformação localizada da função de amolecimento na compressão foram necessários, com o objetivo de prover ao material, ductilidade na compressão. Os outros parâmetros e funções do modelo material foram mantidos iguais aos apresentados no Apêndice G.

Visto que as vigas possuíam armadura longitudinal com propriedades diferentes à armadura utilizada nas vigas V-REF-L-4 e V-REF-E-2, foi definida uma função multilinear a partir do diagrama tensão – deformação registrado no ensaio de caracterização (Figura 8.44).



Figura 8.44 Relações tensão - deformação da armadura longitudinal das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2.

Do mesmo modo que no modelo numérico da viga V-REF-E-2, foi adotada a hipótese de aderência perfeita entre o CRFA e as armaduras, considerando que a aderência entre esses materiais resulta num mecanismo complexo de representar na simulação quando não se possuem ensaios de caracterização para a obtenção das relações tensão de aderência ( $\tau$ ) – deslizamento (S).

Na Figura 8.45 e Figura 8.46 são apresentadas as relações carga – deslocamento no meio do vão das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2. Verifica-se que os modelos conseguiram reproduzir a rigidez das vigas com uma excelente aproximação na maior parte dos diagramas. Observa-se que as cargas máximas atingidas nas simulações foram muito próximas às cargas registradas nos ensaios, existindo diferenças de apenas 2,80% e 3,89%, entre os resultados numéricos e experimentais das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2, respectivamente.



Figura 8.45 Relações carga - deslocamento no meio do vão experimentais e numéricas (viga V-FIB45-1).



Figura 8.46 Relações carga - deslocamento no meio do vão experimentais e numéricas (viga V-FIB60-2).

Em relação à resposta pós-pico das relações carga – deslocamento, observa-se que os modelos conseguiram reproduzir o surgimento dos patamares. Entretanto, a simulação numérica não mostra o mediano aumento de carga no patamar, fenômeno observado nos resultados experimentais. Acredita-se que esse fato pode estar associado às relações tensão – deformação utilizadas na compressão e no cisalhamento, definidas a partir das relações padrão do programa e não a partir de ensaios de caracterização.

Em termos de deslocamento máximo, observa-se que os valores numéricos não ficaram tão próximos dos valores experimentais. Este fato também pode estar relacionado com os motivos manifestados no parágrafo anterior.

As relações carga – deformação na armadura longitudinal das vigas são mostradas na Figura 8.47. Observe que a evolução das relações numéricas e experimentais são semelhantes, de modo que os modelos conseguiram reproduzir o escoamento da armadura.



Figura 8.47 Relações carga – deformação na armadura das vigas (a) V-FIB45-1 e (b) V-FIB60-2.

Na Figura 8.48 são mostradas as relações carga – deformação no concreto. Pode-se verificar que a evolução das deformações capturadas pelos modelos numéricos antes de ser atingida a carga máxima é semelhante à evolução das deformações experimentais.



Figura 8.48 Relações carga - deformação no concreto das vigas (a) V-FIB45-1 e (b) V-FIB60-2.

A distribuição das tensões principais de compressão das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2 são mostradas na Figura 8.49 e na Figura 8.50, respectivamente. As distribuições de tensões mostradas correspondem ao momento no qual foi atingida a carga máxima de cada modelo.



Figura 8.49 Tensões principais de compressão para  $P_{max} = 420,51$  kN (viga V-FIB45-1).



Figura 8.50 Tensões principais de compressão para P<sub>max</sub> = 426,11 kN (viga V-FIB60-2).

Na Figura 8.51 e Figura 8.52 são apresentadas as distribuições das deformações principais de tração, adicionalmente, na Figura 8.53 e Figura 8.54 são mostrados os padrões de fissuração. Os estados de deformação e fissuração apresentados correspondem ao último passo convergido antes da ruptura. Observa-se que os valores máximos estão concentrados ao longo de duas trajetórias: a primeira de forma vertical perto do eixo de simetria central da viga, e a segunda de forma diagonal na região entre as placas metálicas, apresentado uma mudança de direção ao nível da armadura longitudinal.





Figura 8.51 Deformações principais de tração para P = 404,1 kN (viga V-FIB45-1).



Figura 8.52 Deformações principais de tração para P = 411,1 kN (viga V-FIB60-2).

Observando o padrão de fissuras experimental e numérico da viga V-FIB45-1 (Figura 8.53), pode-se verificar que o modelo conseguiu reproduzir o surgimento e propagação da fissura vertical de flexão. Em relação à fissura diagonal de cisalhamento não foi possível reproduzir com precisão sua propagação. Acredita-se que este fato pode estar relacionado com as funções de resistência e rigidez ao cisalhamento do modelo material.



Figura 8.53 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico da viga V-FIB45-1 para P = 404,1 kN.

Em relação ao padrão de fissuras experimental e numérico da viga V-FIB60-2, estes são apresentados na Figura 8.54. Verifica-se que, do mesmo modo que na viga V-FIB45-1, também foi possível reproduzir o surgimento e propagação da fissura vertical, bem como é observada uma menor precisão na reprodução da fissura diagonal.



Figura 8.54 Padrão de fissuras (a) experimental e (b) numérico da viga V-FIB60-2 para P = 411,1 kN.

### 9. CONCLUSÕES

O presente trabalho analisa, experimental e numericamente, os efeitos da adição de fibras de aço, sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado. Para tal fim, foram ensaiadas vigas utilizando um esquema estático de flexão em quatro pontos, além de serem executados ensaios para a caracterização das propriedades mecânicas dos materiais.

As análises dos resultados obtidos nos ensaios das vigas foram conduzidas avaliando às respostas carga – deslocamento, carga – deformação (armaduras e concreto), os padrões de fissuras e os modos de ruptura. Adicionalmente, simulações numéricas considerando a não-linearidade física dos materiais das vigas, foram desenvolvidas via MEF, com o objetivo de reproduzir o comportamento dos modelos físicos.

Após a análise e discussão dos resultados experimentais e numéricos obtidos neste trabalho, pode-se concluir que:

- A adição de fibras de aço no concreto convencional em teores de 45 kg/m<sup>3</sup> (V<sub>f</sub>=0,57%) e 60 kg/m<sup>3</sup> (V<sub>f</sub>=0,76%) do volume de concreto, promovem um aumento na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal. Foram atingidos incrementos na carga máxima de até 20,81% e 23,72%, para os respectivos teores utilizados.
- As vigas sem armadura transversal fabricadas com CRFA pode chegar a alcançar tensões de cisalhamento relativamente próximas às atingidas por vigas fabricadas de concreto convencional com taxa mínima de estribos. Observou-se que teores de fibras baixos (V<sub>f</sub> < 1%), promoveram o aumento das tensões de cisalhamento máximas das vigas de CRFA sem armadura transversal.
- As vigas fabricadas com CRFA apresentam um ótimo desempenho em termos de ductilidade e absorção de energia antes da ruptura. Isso comprovou-se nas relações carga - deslocamento, a partir da observação do surgimento de patamares no regime pós-pico, o que levou a que fossem alcançados deslocamentos mais altos. Adicionalmente, foram observadas perdas de rigidez menos abruptas após o surgimento e propagação das fissuras de cisalhamento.

- Mudanças no modo de ruptura das vigas de concreto convencional sem estribos foram induzidas ao adicionar fibras de aço no concreto. Em alguns casos, vigas que apresentavam ruptura por cisalhamento mudaram sua forma de ruptura para flexão ou modos combinados de flexão-cisalhamento. Nas vigas que não foram observadas mudanças no modo de ruptura final, a falha produziu-se de maneira menos abruta.
- O padrão de fissuras das vigas foi alterado ao serem adicionadas fibras de aço na matriz do concreto, exibindo retardos no surgimento de fissuras e, adicionalmente, mudanças na sua propagação. No caso das vigas fabricadas de CRFA, foram observadas cargas de surgimento das primeiras fissuras verticais e diagonais críticas mais altas do que as cargas registradas nas vigas de concreto convencional. Atribui-se este efeito ao fato do CRFA possuir uma resistência à tração mais alta e à resistência pós-fissuração promovida pela adição das fibras.
- Os modelos materiais oferecidos pelo ATENA para representar o comportamento mecânico das vigas de concreto convencional e CRFA, permitiram reproduzir de maneira muito próxima os resultados experimentais das vigas ensaiadas.
- A técnica de análise inversa oferece uma ótima metodologia para definir a função de amolecimento na tração do CRFA em casos onde não é possível executar ensaios de caracterização que forneçam a função de forma direta. Sua utilização nas simulações permitiu a obtenção de repostas numéricas muito próximas às registradas experimentalmente.

Como sugestões para trabalhos futuros se propõe:

- Analisar os efeitos produzidos no comportamento de vigas de concreto armado sem estribos submetidas ao cisalhamento, devido à adição de fibras de aço no concreto em teores superiores a 80 kg/m<sup>3</sup> (V<sub>f</sub> > 1%).
- Estudar os efeitos da adição de fibras de aço com diferentes características geométricas e mecânicas, no comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado com e sem armadura transversal.
- Avaliar o desempenho do modelo material CC3DNonLinCementitious2User do ATENA, através da simulação de estruturas de CRFA que possuam resultados de ensaios de caracterização no regime pós-pico para o comportamento à: tração, compressão e cisalhamento.

### **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-08: Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, United States, 2008.

\_\_\_\_\_. ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, United States, 2011.

\_\_\_\_\_. ACI 318-14: Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, United States, 2014.

\_\_\_\_\_. ACI 544.4R-88: Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete. ACI Committee 544, p. 18, 1999.

\_\_\_\_\_. ACI 544.1R-96: State-of-the Art Report on Fiber Reinforced Concrete. ACI Committee 544, p. 66, 2002.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM E8/E8M-16a: Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials. ASTM International. West Conshohocken, PA, 2016.

\_\_\_\_\_. ASTM A820/A820M – 16: Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete. ASTM International. West Conshohocken, PA, 2016.

\_\_\_\_\_. ASTM A370 – 17: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products. ASTM International. West Conshohocken, PA, 2017.

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

ARAÚZ, A. C. Resistência ao cisalhamento de vigas em concreto armado reforçado com fibras de aço. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, 2002.

ARCHREPORT. **Edifício da sede da televisão central da China em Pequim**. Disponível em: http://www.archreport.com.cn/uploadfile/2013/1111/ 20131111113431279.jpg. (Acessado em 03/04/2017 às 10:18h).

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

\_\_\_\_\_. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

. NBR NM 67: Determinacao da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

BAŽANT, Z. P; OH, B. H. Crack band theory for fracture of concrete. Matériaux et construction, v. 16, n. 3, p. 155-177, 1983.

BELGO BEKAERT. **Características e propriedades das fibras DRAMIX® 3D 45/30BL**. Disponível em: http://www.belgobekaert.com.br/Produtos/Paginas/ Fibra- de-Aco-.aspx. (Acessado em 20/06/2017 às 03:15h).

BENEŠ, S.; MIKOLÁŠKOVÁ, J.; ALTMAN, T. ATENA Program Documentation, Part 12, User's manual for ATENA Studio. Prague: Cervenka Consulting, 2017.

BENCARDINO, F.; RIZZUTI, L.; SPADEA, G.; SWAMY, R. Stress-Strain Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 20, n. 3, p. 255–263, 2008.

BENTZ, E. C.; VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. **ACI Structural Journal**, v. 103, n. 4, p. 614–624, 2006.

BIOLZI, L.; CATTANEO, S. Response of steel fiber reinforced high strength concrete beams: Experiments and code predictions. **Cement and Concrete Composites**, v. 77, p. 1–13, 2017.

BOULEKBACHE, B.; HAMRAT, M.; CHEMROUK, M.; AMZIANE, S. Flexural behaviour of steel fibre-reinforced concrete under cyclic loading. **Construction and Building Materials**, v. 126, p. 253–262, 2016.

BRANDENBURGISCHE TECHNISCHE UNIVERSITÄT. Emil Mörsch. Disponível em: https://www.tu-cottbus.de/projekte/uploads/pics/2\_21.jpg. (Acessado em 15/04/2017 às 13:12h).

CAMPIONE, G. Simplified Flexural Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 20, n. 4, p. 283, 2008.

CEB-FIP. Model Code 1990. Comite Euro-International Du Beton, Paris, p. 87-109, 1991.

ČERVENKA CONSULTING. ATENA: Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis. Version 5.4.1. Praga, República Checa, 2017.

ČERVENKA, V; ČERVENKA, J; PUKL, R. ATENA—A tool for engineering analysis of fracture in concrete. Sadhana, v. 27, n. 4, p. 485-492, 2002.

ČERVENKA, V; JENDELE, L; ČERVENKA, J. ATENA program documentation, Part 1: Theory. Červenka Consulting, Prague, v. 231, 2017.

ČERVENKA, J; PAPANIKOLAOU, V. K. Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete. **International journal of plasticity**, v. 24, n. 12, p. 2192-2220, 2008.

DELUCE, J. R. Cracking Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete Containing Conventional Steel Reinforcement. Thesis (Master of Applied Science) - University of Toronto, 2011.

DINH, H. H. Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. Dissertation (Doctor of Philosophy). University of Michigan, 2009.

DINH, H. H.; PARRA-MONTESINOS, G. J.; WIGHT, J. K. Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement. **ACI Structural ...**, n. 106, p. 597–606, 2010.

DI PRISCO, M.; PLIZZARI, G.; VANDEWALLE, L. Fibre reinforced concrete: new design perspectives. Materials and Structures, v. 42, n. 9, p. 1261–1281, 2009.

ETH ZÜRICH. **Karl Wilhelm Ritter**. Disponível em: https://www.e- pics.ethz.ch/index/ ETHBIB.Bildarchiv/ ETHBIB.Bildarchiv\_PI\_55-BO-0026\_37638.html. (Acessado em 15/04/2017 às 13:05h). FANELLA, D. A.; NAAMAN, A. E. STRESS-STRAIN PROPERTIES OF FIBER REINFORCED MORTAR IN COMPRESSION. Journal of the American Concrete Institute, v. 82, p. 475–483, 1985.

FENWICK, R. C.; PAULEY, T. Mechanism of Shear resistance of Concrete Beams. Journal of the Structural Division, v. 94, n. 10, p. 2325–2350, 1968.

FIB. Fédération Internationale du Béton (fib): Model Code 2010 - final draft, vol. 1, Bulletin 65, and vol. 2, Bulletin 66. Lausanne, Switzerland, 2010.

GERMANO, F.; TIBERTI, G.; PLIZZARI, G. Post-peak fatigue performance of steel fiber reinforced concrete under flexure. **Materials and Structures**, v. 49, n. 10, p. 4229–4245, 2016.

GID. The Personal Pre and Post Processor. International Center for Numerical Methods in Engineering, Barcelona, 2009.

HORDIJK, D. A. Local approach to fatigue of concrete. Doctoral Dissertation, Delft University of Technology, 1991.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO; Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural. **Prática recomendada IBRACON/ABECE: Projeto de estruturas de concreto reforcado com fibras**. 1. ed. 2016.

JAPAN CONCRETE INSTITUTE. JCI-S-001-2003: Method of test for fracture energy of concrete by use of notched beam. Japan, 2003.

\_\_\_\_\_. JCI-S-002-2003: Method of test for load-displacement curve of fiber reinforced concrete by use of notched beam. Japan, 2003.

JOHNSTON, C. Definition and measurement of flexural toughness parameters for fiber reinforced concrete. Cement, Concrete and Aggregates, 1982.

KANG, THK.; KIM, W.; KWAK, YK.; HONG, S. Shear Testing of Steel Fiber-Reinforced Lightweight Concrete Beams without Web Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 108, p. 553–561, 2011.

KEYWORDSUGGEST. Restaurante do parque oceanográfico de Valencia (Espanha). Disponível em: http://keywordsuggest.org/gallery/498064.html. (Acessado em 03/04/2017 às 10:18h).

KIM, N. H. Introduction to nonlinear finite element analysis. Springer Science & Business Media, 2014.

LEE, S. C.; OH, J. H.; CHO, J. Y. Fiber efficiency in SFRC members subjected to uniaxial tension. **Construction and Building Materials**, v. 113, p. 479–487, 2016.

LEONDARDT, F. Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete and slabs. Magazine of concrete research, v. 17, n. 53, p. 187–198, 1965.

LUO, J. WEI. Behaviour and Analysis of Steel Fibre-Reinforced Concrete under Reversed Cyclic Loading. Thesis (Master of Applied Science) - University of Toronto, 2014.

MARINHO, R. Cisalhamento em vigas de CAR com adição de fibras de aço submetidas a carregamentos reversos. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, 2002.

MENETREY, P.; WILLIAM, K. J. Triaxial failure criterion for concrete and its generalization (vol 92, pg 311, 1995). ACI Structural Journal, v. 92, n. 6, p. 642-642, 1995.

MINELLI, F.; PLIZZARI, G. On the Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement. **Concrete International**, v. 110, p. 379–389, 2013.

MINELLI, F.; VECCHIO, F. J. Compression field modeling of fiber-reinforced concrete members under shear loading. **ACI Structural Journal**, v. 103, n. 2, p. 244–252, 2006.

NV BEKAERT SA. Brochure Dramix. Zwevegem, Bélgica, 2012.

PUKL, R; SAJDLOVÁ, T; ČERVENKA, J; ČERVENKA, V. Performance of Fibre Reinforced Concrete Structures-Modelling of Damage and Reliability. In: **Key Engineering Materials**. Trans Tech Publications, 2016. p. 690-697.

RANKINE, W. J. M. Manual of applied mechanics. Griffin, 1876.

RASHID, Y. R. Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels. Nuclear engineering and design, v. 7, n. 4, p. 334-344, 1968.

ROMUALDI, J. P. Two-phase concrete and steel material. U.S. Patent No 3,429,094. Pittsburgh, Pa., 1969.

RUIZ, G. DE ALMEIDA, LC. DE LA ROSA, A. POVEDA, E. ZHANG, X.X. TARIFA, M. Dynamic mixed-mode fracture of self-compacting steel-fiber reinforced concrete. **14th International Conference on Fracture (ICF14), Rhodes, Greece.**, 2017.

SAHOO, D. R.; BHAGAT, S.; REDDY, T. C. V. Experimental study on shear-span to effective-depth ratio of steel fiber reinforced concrete T-beams. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, v. 49, n. 9, p. 3815–3830, 2015.

SAHOO, D. R.; KUMAR, N. Monotonic behavior of large-scale SFRC beams without stirrups. **Engineering Structures**, v. 92, p. 46–54, 2015.

SAHOO, D. R.; SHARMA, A. Effect of steel fiber content on behavior of concrete beams with and without stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 111, n. 5, p. 1157–1166, 2014.

SAJDLOVÁ, T. ATENA Program Documentation. Part 4-7. ATENA Science – GiD FRC Tutorial. Červenka Consulting, Prague, 2016.

SHOAIB, A.; LUBELL, A. S.; BINDIGANAVILE, V. S. Size Effect in Shear for Steel Fiber Reinforced Concrete Members without Stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 111, n. 5, 2014.

SUSETYO, J. Fibre Reinforcement for Shrinkage Crack Control in Prestressed, Precast Segmental Bridges. Dissertation (Doctor of Philosophy). University of Toronto, 2009.

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

TAYLOR, H. P. J. Shear Strength of Large Beams. **Journal of the Structural Division**, v. 98, n. 11, p. 2473–2490, 1972.

ULZURRUN, G.; ZANUY, C. Flexural response of SFRC under impact loading. **Construction** and Building Materials, v. 134, p. 397–411, 2017.

VAN MIER, J. G. M. Multiaxial strain-softening of concrete. Materials and structures, v. 19, n. 3, p. 190-200, 1986.

VECCHIO, F. J. Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation. ASCE Journal of Structural Engineering, v. 126, n. 9, p. 1071–1077, 2000.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Structural Journal**, v. 83, n. 2, p.219 – 231, 1986.

VITOR, P. Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal reforçadas com fibras de aço. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 6. ed. Upper Saddle River, N.J. Pearson Education, Inc., 2012.

YOO, D.-Y.; BANTHIA, N. Experimental and numerical analysis of the flexural response of amorphous metallic fiber reinforced concrete. **Materials and Structures**, v. 50, n. 1, p. 64, 2017.

YOO, D. Y.; YOON, Y. S.; BANTHIA, N. Predicting the post-cracking behavior of normaland high-strength steel-fiber-reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**, v. 93, p. 477–485, 2015a.

YOO, D. Y.; YOON, Y. S.; 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, 2015b.

ZONGJIN LI. Advanced Concrete Technology. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2011.

# APÊNDICE A — Esquema de instrumentação com transdutores



### APÊNDICE B - Dimensionamento das vigas da série V-REF-E

## **B.1. ESQUEMA GEOMÉTRICO, ESTÁTICO E DE CARREGAMENTO**



# **B.2. INFORMAÇÃO DO ENSAIO**

# **B.2.1. CÉLULA DE CARGA**

### B.2.1.1. Capacidade máxima

 $P_{maxcél} := 500 kN$ 

# **B.2.2. DIMENSÕES DO ESQUEMA ESTÁTICO E DE CARREGAMENTO**

- L := 150cm
- a := 30cm
- b := 42cm

$$c := \frac{(L-b)}{2} = 54 \cdot cm$$

### **B.3. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE FLEXÃO**

# B.3.1. CÁLCULO DA ARMADURA DE FLEXÃO SEGUNDO ABNT NBR 6118:2014

### **B.3.1.1.** Cálculo dos esforços solicitantes

• Carga máxima a aplicar (valor limite)

$$P_{maxA} := 230 kN$$

• Cargas máximas concentradas na viga

$$P := \frac{P_{maxA}}{2} = 115 \cdot kN \quad Aplicadas a uma distância "c" de cada eixo de apoio$$

• Porcentagem utilizada da capacidade máxima da célula de carga

$$\%$$
Cap<sub>maxP</sub> :=  $\left(\frac{P_{maxA}}{P_{maxcél}}\right) = 46 \cdot \%$ 

### B.3.1.2. Cálculo das reações de apoio

$$R_a := P = 115 \cdot kN$$

 $R_b := P = 115 \cdot kN$ 

### B.3.1.3. Cálculo do cortante e momento máximo teórico

 $V_{max} := P = 115 \cdot kN$ 

 $M_{max} := P \cdot c = 6210 \cdot kN \cdot cm$ 

### B.3.1.4. Cálculo da área de aço

• Geometria da seção

$$b_{W} := 15$$
cm  $h := 40$ cm  $d := 36.2$ cm  $d' := 3.8$ cm

$$\eta := \left(\frac{d}{d}\right) = 0.105$$



• Propriedades mecânicas dos materiais

$$f_{ck} := 4 \frac{kN}{cm^2} \quad \gamma_c := 1.4 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 2.857 \cdot \frac{kN}{cm^2} \quad E_s := 21000 \frac{kN}{cm^2}$$
$$f_{yk} := 50 \frac{kN}{cm^2} \quad \gamma_s := 1.15 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 43.478 \cdot \frac{kN}{cm^2} \quad \varepsilon_{sy} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00207$$

• Condições de equilíbrio (Tensão - Deformação)

$$\lambda \coloneqq 0.8 \quad \alpha_{c} \coloneqq 0.85 \quad \varepsilon_{cu} \coloneqq 0.0035 \quad \varepsilon_{c2} \coloneqq 0.002 \quad \varepsilon_{su} \coloneqq 0.01$$
$$k \coloneqq \frac{\left(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}\right)}{\varepsilon_{cu}} = 0.429$$

• Equilíbrio

$$M_k := M_{max} = 6210 \cdot kN \cdot cm$$
  $\gamma_f := 1$ 

 $M_d := \gamma_f \cdot M_k = 6210 \cdot kN \cdot cm$ 

$$\alpha_{c} \cdot f_{cd} \cdot \lambda^{2} \cdot \beta_{x}^{2} d^{2} \cdot b_{w} \cdot 0.5 - \alpha_{c} \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot \beta_{x} d^{2} \cdot b_{w} + M_{d} = 0$$
$$1.528 \times 10^{4} \cdot \beta_{x}^{2} - 3.819 \times 10^{4} \cdot \beta_{x} + 6.21 \times 10^{3} \text{ resolver } \rightarrow \begin{pmatrix} 2.3245069163456524246 \\ 0.1748386333925674707 \end{pmatrix}$$
  
$$\beta_{x} := 0.17483 \qquad \begin{array}{c} 0 < \beta_{x} < 0.259 \\ \hline \text{Dominio 2} \end{array}$$
  
$$\beta_{x23} := \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}}\right) = 0.259$$
  
$$\varepsilon_{c} := \varepsilon_{su} \cdot \left[\frac{\beta_{x}}{(1 - \beta_{x})}\right] = 0.002119$$
  
$$\sigma_{s} := f_{yd} = 43.478 \cdot \frac{kN}{cm^{2}}$$

• Cálculo do diâmetro e número de barras

$$A_{s} := \frac{\alpha_{c} \cdot f_{cd} \cdot \lambda \cdot \beta_{x} \cdot d \cdot b_{w}}{\sigma_{s}} = 4.24 \cdot cm^{2} \qquad A_{s\phi.16} := 2.011 cm^{2}$$

N°debarras := 
$$\frac{A_s}{A_{s\phi.16}} = 2.11$$
 Usar 3 $\phi$ 16mm  $A_{scolc} := 3 \cdot A_{s\phi.16} = 6.03 \cdot \text{cm}^2$ 

# B.3.1.5. Verificação da seção segudo ABNT NBR 6118:2014 (para 3\u00f516mm)

• Dados de cálculo

 $b_w = 15 \cdot \text{cm} \ h = 40 \cdot \text{cm} \ d = 36.2 \cdot \text{cm} \ d' = 3.8 \cdot \text{cm} \ \eta = 0.105 \ \varphi_b := 1.6 \text{cm} \ n_b := 3$ 

$$A_{s} := n_{b} \cdot \left(\frac{\pi \cdot \phi_{b}^{2}}{4}\right) = 6.03 \cdot cm^{2}$$

• Hipóteses de cálculo

Hipóteses N°1: seção em algum dos domínios: 2, 3 ó 4

Hipóteses N°2:

 $\sigma_s := f_{yd} \quad \text{Tese: } 0 {<} \beta_x {<} 1$ 

• Cálculo de  $\beta_x$  conforme hipóteses adotadas

$$\beta_{\rm X} := \frac{A_{\rm S} \cdot \sigma_{\rm S}}{\alpha_{\rm C} \cdot f_{\rm cd} \cdot \lambda \cdot b_{\rm W} \cdot d} = 0.249 \qquad \qquad \boxed{\beta_{\rm X} < 1} \qquad \boxed{\begin{array}{c} 0 < \beta_{\rm X} < 0.259 \\ \hline \textbf{Dominio 2} \end{array}}$$

• Verificação das hipóteses 1 e 2

$$\varepsilon_{c} := \frac{\varepsilon_{su} \cdot \beta_{x}}{1 - \beta_{x}} = 0.00331$$
$$\varepsilon_{s} := \left[\frac{\left[\left(1 - \beta_{x}\right) \cdot \varepsilon_{c}\right]}{\beta_{x}}\right] = 0.01$$

Cálculo do momento

$$\mathbf{M}_{\mathbf{d}} := \mathbf{b}_{\mathbf{W}} \cdot \mathbf{d}^{2} \cdot \boldsymbol{\beta}_{\mathbf{X}} \cdot \boldsymbol{\lambda} \cdot \left(\boldsymbol{\alpha}_{\mathbf{c}} \cdot \mathbf{f}_{\mathbf{cd}}\right) \cdot \left[1 - \frac{\left(\boldsymbol{\lambda} \cdot \boldsymbol{\beta}_{\mathbf{X}}\right)}{2}\right] = 8550 \cdot \mathbf{kN} \cdot \mathbf{cm}$$

 $\gamma_{f} = 1$ 

$$M_k := \frac{M_d}{\gamma_f} = 8550 \cdot kN \cdot cm$$
 Ok!! Maior do que o momento máximo teórico

• Carga de ruptura teórica para falha por flexão

$$P := \frac{M_k}{c} = 158.3 \cdot kN$$

 $P_{totalrup} := 2 \cdot P = 316.65 \cdot kN$ 

#### **B.4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO**

# B.4.1.CÁLCULO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO SEGUNDO ABNT NBR 6118:2014

#### B.4.1.1. Geometria da seção

$$b_w = 15 \cdot cm$$
  $h = 40 \cdot cm$   $d = 36.2 \cdot cm$   $d' = 3.8 \cdot cm$   $\eta = 0.105$   $n_{ramos} := 2$ 

# B.4.1.2. Propriedades mecânicas dos materiais

$$f_{ck} = 4 \cdot \frac{kN}{cm^2} \qquad \gamma_c \coloneqq 1 \quad f_{cd} \coloneqq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 4 \cdot \frac{kN}{cm^2} \quad E_s = 21000 \cdot \frac{kN}{cm^2} \quad \alpha_{v2} \coloneqq \left[ 1 - \left(\frac{f_{ck}}{25}\right) \right]$$

$$f_{ywk} \coloneqq 60 \frac{kN}{cm^2} \quad \gamma_s \coloneqq 1 \quad f_{ywd} \coloneqq \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = 60 \cdot \frac{kN}{cm^2} \quad \alpha_{v2} \coloneqq \left[1 - \left(\frac{4}{25}\right)\right] = 0.84$$
$$\varepsilon_{syw} \coloneqq \frac{f_{ywd}}{E_s} = 0.00286$$

# B.4.1.3. Carregamento de ruptura por cisalhamento

$$V_k := 120 kN$$
  $\gamma_f := 1$ 

# B.4.1.4. Verificação do esmagamento da biela de concreto

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \coloneqq \gamma_f \cdot V_k = 120 \cdot kN$$

$$V_{Rd2} \coloneqq 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 492.61 \cdot kN$$

$$Verificação1 \coloneqq || "Ok" \text{ if } V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$|| Não Ok" \text{ otherwise}||$$

Verificação1 = "Ok"

#### B.4.1.5. Cálculo da armadura tranversal

$$f_{ctm} := \left[ 0.03 \cdot \left( 10 f_{ck} \right)^{\left(\frac{2}{3}\right)} \right] \qquad f_{ctm} := \left[ 0.03 \cdot \left[ 10 \cdot (4) \right]^{\left(\frac{2}{3}\right)} \right] = 0.351$$
$$f_{ctm} := 0.351 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{\text{ctkinf}} := 0.7 \cdot f_{\text{ctm}} = 0.246 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctkinf}}{\gamma_c} = 0.246 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{w} \cdot d = 80.049 \cdot kN$$
  

$$V_{c} := V_{c0} = 80.049 \cdot kN$$
  

$$V_{sw} := V_{Sd} - V_{c} = 39.951 \cdot kN$$
  

$$A_{s\phi.5} := \frac{\left[\pi \cdot (0.5 \text{cm})^{2}\right]}{4} = 0.196 \cdot \text{cm}^{2}$$
  

$$A_{sw} := n_{ramos} \cdot A_{s\phi.5} = 0.393 \cdot \text{cm}^{2}$$

$$s := \left(\frac{A_{sw}}{V_{sw}}\right) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 19.21 \cdot cm$$

### **B.4.1.6.** Verificação dos espaçamentos

$$V_{d} := V_{Sd} = 120 \cdot kN$$

$$V_{Rd2} = 492.61 \cdot kN$$

$$S_{max} := \begin{vmatrix} 0.6 \cdot d & \text{if } V_{d} \le 0.67 \cdot V_{Rd2} \\ 0.3 \cdot d & \text{if } V_{d} > 0.67 \cdot V_{Rd2} \end{vmatrix}$$

 $S_{max} = 21.72 \cdot cm$ 

Usar estribos **\$5** @19cm

#### **B.5. ANCORAGEM DA ARMADURA JUNTO AOS APOIOS**

## B.5.1. CÁLCULO DO DESLOCAMENTO DO DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES a<sub>l</sub>

$$V_{Sdmáx} := V_{Sd} = 120 \cdot kN$$

$$V_{c} = 80.049 \cdot kN$$

$$d = 36.2 \cdot cm$$
  $0.5 \cdot d = 18.1 \cdot cm$ 

$$a_{l} := d \cdot \left[ \frac{V_{Sdmáx}}{2 \cdot \left( V_{Sdmáx} - V_{c} \right)} \right] = 54.37 \cdot cm \quad a_{l} > 0.5d \text{ Ok!!}$$

# **B.5.2. FORÇA NECESSÁRIA PARA ANCORAR A DIAGONAL DE COMPRESSÃO NOS APOIOS EXTREMOS**

$$V_d = 120 \cdot kN$$
  $R_{st} := \left(\frac{a_l}{d}\right) \cdot V_d = 180.22 \cdot kN$ 

# **B.5.3. ARMADURA NECESSÁRIA PARA RESISTIR R**<sub>st</sub>

$$A_{\text{snec}} \coloneqq \frac{R_{\text{st}}}{f_{\text{yd}}} = 4.15 \cdot \text{cm}^2 \qquad A_{\text{s}\phi.16} = 2.011 \cdot \text{cm}^2$$
$$N^{\circ}\text{debarras} \coloneqq \frac{A_{\text{snec}}}{A_{\text{s}\phi.16}} = 2.06 \qquad A_{\text{scolc}} = 6.03 \cdot \text{cm}^2 \qquad \frac{A_{\text{snec}}(3\phi16) = A_{\text{scolc}}(3\phi16)}{Ok!!}$$

# **B.5.4. QUANTIDADE MÍNIMA DE ARMADURA**

$$A_{sapoio} := A_{scolc} = 6.033 \cdot cm^2$$

$$A_{svao} := A_{scolc} = 6.033 \cdot cm^2$$

$$\frac{A_{svao}}{3} = 2.011 \cdot cm^2$$

.

Verificação3 := "Cumple o critério armadura mínima" if  $A_{sapoio} \ge \frac{A_{svao}}{3}$ "Não cumple o critério de armadura minima" otherwise

Verificação3 = "Cumple o critério armadura mínima"

## **B.6. COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DAS BARRAS NO APOIO**

### **B.6.1. COMPRIMENTO DE ANCORAGEM RETO BÁSICO**

$$\eta_1 := 2.25$$
 Barra nervurada

$$\eta_2 := 1$$
 Boa aderência

$$\eta_3 := 1 \qquad \phi < 32 \text{ mm}$$

$$f_{bd} := \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} = 0.553 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$
$$\phi := 1.6cm \qquad f_{yd} = 43.478 \cdot \frac{kN}{cm^2}$$
$$l_b := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 31.46 \cdot cm$$

# **B.6.2. COMPRIMENTO NECESSÁRIO DE ANCORAGEM COM GANCHO DAS BARRAS DE APOIO**

Adota-se o maior dos seguientes comprimentos:

• <u>Comprimento 1</u>

$$l_{\text{bnec}} \coloneqq 0.7 \cdot l_{\text{b}} \cdot \left(\frac{A_{\text{snec}}}{A_{\text{scolc}}}\right) = 15.1 \cdot \text{cm} \qquad \begin{array}{c} 0.3 \cdot l_{\text{b}} = 9.44 \cdot \text{cm} \\ 10 \cdot \varphi = 16 \cdot \text{cm} \\ 10 \text{cm} \end{array} \qquad \begin{array}{c} l_{\text{bnec}} > l_{\text{bmin}} \text{Ok!!} \end{array}$$

#### <u>Comprimento 2</u>

Para CA50 e  $\phi$  < 20 mm D=5 $\phi$ , então r=2.5 $\phi$ 

 $r := 2.5 \cdot \varphi = 4 \cdot cm$ 

 $(r + 5.5 \cdot \varphi) = 12.8 \cdot cm$ 

#### • Comprimento 3

6cm

Finalmente, o maior valor é:

 $l_{bnec} = 15.13 \cdot cm$  Menor do que o comprimento do apoio a= 30 cm Ok!!

 $l_{bgancho} := 15.13$ cm

- Largura do apoio
- $a = 30 \cdot cm$
- Cobrimento

cob := 7cm

 $l_{\text{bef}} := a - \text{cob} = 23 \cdot \text{cm}$ 

• Comprimento do gancho

$$l_g := \left[\pi \cdot \frac{[(5 \cdot 1.6 \text{cm}) + 1.6 \text{cm}]}{4}\right] + 8 \cdot (1.6 \text{cm}) = 20.34 \cdot \text{cm}$$

# APÊNDICE C — Detalhamento das armaduras e extensômetros



Figura C.1 Vigas série V-REF-E



Figura C.2 Vigas série V-REF-L





| dade (dias) | Corpo de Prova | $f_c$ (MPa)         | $f_{ct,sp}$ (MPa)     | $E_c$ (GPa)         |
|-------------|----------------|---------------------|-----------------------|---------------------|
|             | CP1            | 31,79               | 2,31                  | -                   |
| 7           | CP2            | 33,11               | 2,92                  | -                   |
|             | Média          | <b>32,45</b> (0,93) | <b>2,62</b> (0,43)    | -                   |
|             | CP1            | 36,10               | 3,04                  | 21,83               |
| 14          | CP2            | 37,03               | 2,98                  | 24,32               |
| 17          | Média          | <b>36,57</b> (0,66) | <b>3,01</b> (0,04)    | <b>23,08</b> (1,76) |
|             | CP1            | 38,70               | 3,13                  | 24,12               |
| 22          | CP2            | 39,43               | 3,21                  | 25,22               |
|             | Média          | <b>39,07</b> (0,52) | <b>3,17</b> (0,06)    | <b>24,67</b> (0,78) |
|             | CP1            | 39,08               | 3,31                  | 25,65               |
| 28          | CP2            | 39,91               | 3,08                  | 24,56               |
| 20          | Média          | <b>39,50</b> (0,59) | <b>3,20</b><br>(0,16) | <b>25,11</b> (0,77) |
|             | CP1            | 39,60               | 3,45                  | 26,46               |
| 39          | CP2            | 40,10               | 3,34                  | 24,19               |
| 59          | Média          | <b>39,85</b> (0,35) | <b>3,40</b><br>(0,08) | <b>25,33</b> (1,61) |
|             | CP1            | 39,09               | 3,13                  | -                   |
| 50          | CP2            | 41,70               | 3,50                  | -                   |
|             | Média          | <b>40,40</b> (1.85) | <b>3,32</b> (0.26)    | -                   |

APÊNDICE D — Resultados dos ensaios de caracterização do concreto

| Vigas     | Idade (dias) | Corpo de Prova | $f_c(MPa)$          | $f_{ct,sp}$ (MPa)     | $E_c$ (GPa)         |
|-----------|--------------|----------------|---------------------|-----------------------|---------------------|
|           |              | CP1            | 38,74               | 4,31                  | -                   |
|           |              | CP2            | 41,82               | 4,33                  | -                   |
| V-REF-L-4 |              | CP3            | 38,47               | 3,77                  | -                   |
| e         | 38           | CP4            | 38,38               | 4,09                  | 29,75               |
| V-REF-L-5 |              | CP5            | 39,61               | 4,37                  | 25,77               |
|           |              | CP6            | 36,83               | 4,21                  | 25,86               |
|           |              | Média          | <b>38,98</b> (1,66) | <b>4,18</b> (0,22)    | <b>27,13</b> (2,27) |
|           |              | CP1            | 36,58               | 4,66                  | -                   |
|           |              | CP2            | 36,33               | 4,65                  | -                   |
| V-FIB45-1 |              | CP3            | 39,80               | 4,77                  | -                   |
| e         | 39           | CP4            | 34,99               | 4,54                  | 28,14               |
| V-FIB45-2 |              | CP5            | 36,68               | 4,80                  | 26,79               |
|           |              | CP6            | 39,19               | 4,72                  | 26,62               |
|           |              | Média          | <b>37,26</b> (1,84) | <b>4,69</b><br>(0,09) | <b>27,18</b> (0,83) |
|           |              | CP1            | 40,07               | 4,57                  | -                   |
|           |              | CP2            | 38,70               | 4,65                  | -                   |
| V-FIB60-1 |              | CP3            | 40,79               | 5,27                  | -                   |
| e         | 40           | CP4            | 39,02               | 4,91                  | 31,90               |
| V-FIB60-2 |              | CP5            | 40,09               | 4,54                  | 29,38               |
|           |              | CP6            | 39,13               | 5,26                  | 29,29               |
|           |              | Média          | <b>39,64</b> (0,81) | <b>4,86</b> (0,34)    | <b>30,19</b> (1,47) |

Tabela D.2 Resultados dos ensaios de caracterização da segunda etapa experimental.

\*Idade no dia de ensaio das vigas

 $f_c$  = Resistência à compressão cilíndrica

 $f_{ctsp}$  = Resistência à tração mediante compressão diametral

 $E_c$  = Módulo de elasticidade

(Valor) = Desvio padrão

# APÊNDICE E — Dimensões dos corpos de prova prismáticos e fotografias na ruptura



Figura E.1 Esquema do corpo de prova

| Larguna Altura Comprimento Altura de entelho Vão live |       |          |       |             |                   | Vão livro |           |      |  |
|---|-------|----------|-------|-------------|-------------------|-----------|-----------|------|--|
| Id Largura  |       | Altura   |       | Comprimento | Altura do entalhe |           | v ao nvre |      |  |
|   | (mm)  | (mm)     |       | (mm)        | (mm)              |           |           | (mm) |  |
| SF CP1  | 100,6 | 103      | 102,9 | 403         | 49,7              | 49        | 49,1      | 300  |  |
| 51-011  |       | (102,95) |       | 403         | (49,27)           |           | 300       |      |  |
| SE CD2  | 100.5 | 101,7    | 101,6 | 401         | 50,2              | 49,9      | 51,3      | 300  |  |
| 51-012  | 100,5 | (101     | ,65)  | 401         |                   | (50,47)   | )         | 300  |  |
| SE CD3  | 102.2 | 101,4    | 101,5 | 403         | 52,3              | 49,9      | 49,7      | 300  |  |
| 51-015  | 102,2 | (101     | ,45)  | 403         |                   | (50,63)   | )         |      |  |
| SE CD4  | 07.1  | 102,9    | 102,6 | 403         | 49,8              | 49,1      | 49,4      | 300  |  |
| SF-CP4  | 97,1  | (102     | 2,75) |             |                   | (49,43)   | )         |      |  |
| F45-CP1   | 103,6 | 102,5    | 102,7 | 402         | 29,3              | 30,4      | 30,7      | 200  |  |
|   |       | (10      | 2,6)  |             |                   | (30,13)   | )         | 300  |  |
| E45 CD2   | 99,4  | 103,2    | 103   | 401         | 29,6              | 30        | 29,8      | 300  |  |
| 14 <b>J-C</b> 12                                      |       | (10      | 3,1)  |             |                   | (29,80)   | )         | 500  |  |
| E45 CD2   | 98,7  | 101,2    | 101,2 | 401         | 28,3              | 29,3      | 30,6      | 200  |  |
| г43-Сг3   |       | (10      | 1,2)  |             |                   | (29,40)   | )         | 300  |  |
| F60-CP1   | 100   | 104,4    | 104   | 401         | 30                | 30        | 28        | 300  |  |
|   |       | (10      | 4,2)  |             |                   | (29,33)   | )         |      |  |
| F60-CP2   | 99    | 103,6    | 103,2 | 403         | 36,7              | 34,8      | 32,4      | 300  |  |
|   |       | (10      | 3,4)  |             |                   | (34,63)   | )         |      |  |
| F60-CP3   | 100,3 | 103,7    | 103,9 | 404         | 30,1              | 30,1      | 29,7      | 300  |  |
|   |       | (10      | 3,8)  |             |                   | (29,97)   | )         |      |  |
| (Valor) = média aritmética                            |       |          |       |             |                   |           |           |      |  |

|--|













193











F60-CP3

#### APÊNDICE F — Correção das curvas carga – deslocamento obtidas no ensaio de flexão em três pontos.

Na Figura F.1a é apresentada a curva carga – deslocamento obtida no ensaio de flexão em três pontos do prisma SF-CP2. É possível observar que o trecho inicial possui uma curvatura, a qual é decorrente da acomodação do prisma no sistema de apoios da máquina.

Os procedimentos para a correção das curva são descritos a seguir:

- 1. Dois pontos "a" e "b" são definidos no trecho pré-pico da curva (Figura F.1a).
- Um ajuste mediante regressão linear é executado para os dados limitados pelos pontos definidos no passo anterior. A equação de ajuste obtida permite plotar a linha de ajuste de regressão desses dados junto com a curva carga – deslocamento (Figura F.1a).
- As coordenadas do ponto de interseção entre a linha de ajuste e o eixo das abscissas é identificado (0,22;0). Uma vez conhecidas, o trecho da curva carga – deslocamento compreendido do origem até o ponto "a" era retirado (Figura F.1c).
- 4. Finalmente a curva carga deslocamento é deslocada até a coordenada (0;0) (Figura F.1d), o procedimento é feito restando às abscissas o valor de 0,22.



Tabela F.1 Resultados dos ensaios de caracterização da primeira etapa experimental.

|                          | Tabela G.I Parametros iniciais do material modelo CC3DNonLinCementitious2User. |             |             |  |  |  |  |  |
|--------------------------|--|-------------|-------------|--|--|--|--|--|
|                          | Parâmetro  | Série F45   | Série F60   |  |  |  |  |  |
| Básicos                  | $E_{cm}$ [MPa]   | 27180       | 30190       |  |  |  |  |  |
|                          | ν [-]  | 0,2         | 0,2         |  |  |  |  |  |
|                          | $f_{tm}$ [MPa]   | 4,835       | 4,847       |  |  |  |  |  |
|                          | $f_{cm}$ [MPa]   | 37,26       | 39,64       |  |  |  |  |  |
|                          | $\sigma_{\!t}/f_{\!t}$ - ${\cal E}_f$ [-]                                      | Figura G.1a | Figura G.1a |  |  |  |  |  |
| -                        | $L^{t}_{ch}$ [m]   | 0,002       | 0,002       |  |  |  |  |  |
| ação                     | $\mathcal{E}^{t}_{loc}$ [-]  | 0           | 0           |  |  |  |  |  |
| Tra                      | $\sigma_t/f_t$ - $\sigma_c/f_c$ [-]  | Figura G.1b | Figura G.1b |  |  |  |  |  |
|                          | Modelo de fissura incorporada (smeared crack), [-]                             | Fixa        | Fixa        |  |  |  |  |  |
|                          | Tamanho do agregado (engrenamento), [m]  | 0,019       | 0,019       |  |  |  |  |  |
| ompressão                | $\sigma_{\!c}^{\prime}/f_{c}^{\prime}$ - $arepsilon_{f}$ [-]                   | Figura G.2a | Figura G.2a |  |  |  |  |  |
|                          | $L^{c}$ ch, [m]  | 0,002       | 0,002       |  |  |  |  |  |
|                          | $\varepsilon^{c}_{loc}$ [-]  | -0,0008411  | -0,0008411  |  |  |  |  |  |
|                          | $\sigma_{c}/f_{c}^{\prime}$ - $arepsilon_{f}$ [-]                              | Figura G.2b | Figura G.2b |  |  |  |  |  |
| Cisalhamento             | $G/G_{c}$ - $\mathcal{E}_{f}$ [-]  | Figura G.3a | Figura G.3a |  |  |  |  |  |
|                          | $	au/f_t$ - $\mathcal{E}_f$ [-]  | Figura G.3b | Figura G.3b |  |  |  |  |  |
|                          | $\varepsilon^{sh}_{loc}$ [-]   | 0           | 0           |  |  |  |  |  |
| Superfície de<br>ruptura | e [-]  | 0,52        | 0,52        |  |  |  |  |  |
|                          | β [-]  | 0           | 0           |  |  |  |  |  |

# APÊNDICE G — Parâmetros do modelo inicial da simulação dos corpos de prova

Tabela G.1 Parâmetros iniciais do material modelo CC3DNonLinCementitious2User.



Figura G.1 (a) função de amolecimento na tração e (b) função de redução da resistência à tração devido à compressão.



Figura G.2 (a) função de amolecimento na compressão e (b) função de redução da resistência à compressão.



Figura G.3 (a) função de redução da rigidez ao cisalhamento e (b) função de redução da resistência ao cisalhamento.

|                          | Parâmetro   | V-FIB45-1   | V-FIB60-2   |
|--------------------------|---|-------------|-------------|
| Básicos                  | E <sub>cm</sub> [MPa]                               | 27180       | 30190       |
|                          | ν [-]   | 0,2         | 0,2         |
|                          | $f_{tm}$ [MPa]                                      | 4,835       | 4,847       |
|                          | $f_{cm}$ [MPa]                                      | 37,26       | 39,64       |
|                          | $\sigma_t/f_t$ - $\mathcal{E}_f$ [-]                | Figura H.1a | Figura H.1a |
|                          | $L^{t}ch$ [m]                                       | 0,002       | 0,002       |
| ação                     | $\mathcal{E}^{t} loc$ [-]                           | 0           | 0           |
| Tr                       | $\sigma_t/f_t$ - $\sigma_c/f'_c$ [-]                | Figura H.1b | Figura H.1b |
|                          | Modelo de fissura incorporada (smeared crack), [-]  | Fixa        | Fixa        |
|                          | Tamanho do agregado (engrenamento), [m]             | 0,019       | 0,019       |
| ompressão                | $\sigma_{\!c}/f_{c}^{'}$ - $arepsilon_{f}$ [-]      | Figura H.2a | Figura H.2a |
|                          | $L^{c}{}_{ch}$ , [m]                                | 0,002       | 0,002       |
|                          | $\mathcal{E}^{c}_{loc}$ [-]                         | 0           | 0           |
|                          | $\sigma_{\!c}/f_{c}^{\prime}$ - $arepsilon_{f}$ [-] | Figura H.2b | Figura H.2b |
| ento                     | $G/G_{c}$ - $\mathcal{E}_{f}$ [-]                   | Figura H.3a | Figura H.3a |
| Cisalhame                | $	au/f_t$ - $\mathcal{E}_f$ [-]                     | Figura H.3b | Figura H.3b |
|                          | $\varepsilon^{sh}_{loc}$ [-]                        | 0           | 0           |
| Superfície de<br>ruptura | e [-]   | 0,52        | 0,52        |
|                          | β [-]   | 0           | 0           |

# APÊNDICE H — Parâmetros dos modelos numéricos das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2

Tabela H.1 Parâmetros do material modelo CC3DNonLinCementitious2User das vigas V-FIB45-1 e V-FIB60-2



Figura H.1 (a) função de amolecimento na tração e (b) função de redução da resistência à tração devido à compressão.



Figura H.2 (a) função de amolecimento na compressão e (b) função de redução da resistência à compressão.



Figura H.3 (a) função de redução da rigidez ao cisalhamento e (b) função de redução da resistência ao cisalhamento.