



COPPE/UFRJ

**COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO COM FIBRAS E BAIXAS
TAXAS DE ARMADURA LONGITUDINAL**

Aloízio Rodrigues Júnior

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Lídia da Conceição Domingues Shehata

Rio de Janeiro

Junho de 2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO COM FIBRAS E BAIXAS
TAXAS DE ARMADURA LONGITUDINAL

Aloízio Rodrigues Júnior

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO
ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE
ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Ibrahim Abd El Malik Shehata, Ph.D.

Prof^ª. Lídia da Conceição Domingues Shehata, Ph.D.

Prof^ª. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

Prof. Ronaldo Barros Gomes, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2009

Rodrigues Júnior, Aloízio

Comportamento de Vigas de Concreto com Fibras e
Baixas Taxas de Armadura Longitudinal/ Aloízio
Rodrigues Júnior. - Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XV, 134 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Lídia da Conceição Domingues Shehata

Dissertação (mestrado) - UFRJ/ COPPE/ Programa de
Engenharia Civil, 2009.

Referências Bibliográficas: p. 118-124.

1. Vigas de Concreto. 2. Fibras de Aço. 3. Baixas
Taxas de Armadura Longitudinal. I. Shehata, Ibrahim Abd
El Malik, *et al.* II. Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III.
Título.

A toda minha família, especialmente aos meus pais, Aloízio Rodrigues e Maria José Teixeira Rodrigues, aos meus irmãos Alex, Ane e Thiago e à minha afilhada Maria Eduarda.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela força, saúde, proteção que sempre me concedeu e por ser presença constante nesta longa caminhada que é a vida.

Aos meus pais Aloízio Rodrigues e Maria José Teixeira Rodrigues, que têm a simplicidade como maior virtude, pelo apoio constante, pela educação, carinho e ainda pelos ensinamentos recebidos durante toda minha vida. Sempre estão no meu coração, a eles eu devo tudo.

Aos meus irmãos Alex, Ane e Thiago, pelo encorajamento, companheirismo, carinho e compreensão por todo esse tempo de separação.

À minha afilhada Maria Eduarda, a qual eu amo como se fosse minha própria filha.

À minha cunhada Aline, pelo carinho, incentivo, apoio e confiança que sempre depositou em mim.

Aos meus padrinhos Edivaldo Teixeira e Josefa Selma (Telma) pelo carinho, apoio e incentivo.

A toda minha família, em especial aos meus tios Adauto, Juzelda, Eugênio, Zenaide, Gilson, Vânia, Joilson, Cilene, Rivaldo, Bete e Edivalda, aos meus primos Adriana, Anderson, Edivaldo Filho, Luciana, Rafael, Roseane, Rosilene, Shirley e Tatiana e ainda a Ricardo, Clenisson, Fabiano e Thaís, pelo apoio e incentivo sempre demonstrado.

À Sônia, Arlene, Ivan, Maria Luiza, Patrícia, Júnior, Luciano e Conceição, pelo incentivo.

A Reinaldo, Ângela, Thiago, Júnior e Hugo, pelo apoio dado no Rio de Janeiro.

Ao amigo de apartamento Maurício pelo convívio e apoio nas horas de maiores dificuldades.

Aos professores Ibrahim Abd El Malik Shehata e Lúcia da Conceição Domingues Shehata, pela orientação no trabalho e por todos os ensinamentos que me deram, sempre estando presente quando precisava de suas ajudas.

Aos professores Jorge Lima, Josafá Oliveira Filho e Sérgio Luis de Oliveira, pelo incentivo dado para que eu viesse fazer o mestrado.

Aos amigos da COPPE Ederli Marangon e João de Almeida pela ajuda na realização dos ensaios e pela troca de idéias durante todo desenvolvimento dos trabalhos realizados.

Aos amigos que fiz na COPPE, Lúcio, Vanessa, Rosana, João, Hector, Aldo, Juan, Bruno, Bruno Cerqueira, Diego, Diego Torres, Tales, Flávia, Tamara, Ana Carolina, Paulo, Aline, Jessick e Luciene.

Às secretárias do LABEST Luzidelle, Amanda e Sandra, pela boa disposição em ajudar sempre.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da COPPE, entre eles os engenheiros Santiago e Flávio, e os técnicos José Maria, Clodoaldo, Flávio Costa Manoel e Anísio, pelo apoio e empenho na realização dos ensaios.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

Ao Programa de Engenharia Civil da COPPE-UFRJ pela oportunidade oferecida.

À HOLCIM, COPLAS e FIBRA STEEL, pelo fornecimento de material para a realização do programa experimental.

E às demais pessoas que direta ou indiretamente colaboraram para a realização deste trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO COM FIBRAS E BAIXAS TAXAS DE ARMADURA LONGITUDINAL

Aloízio Rodrigues Júnior

Junho/2009

Orientadores: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Lídia da Conceição Domingues Shehata

Programa: Engenharia Civil

O uso de concreto com fibras de aço tem se ampliado nos últimos anos devido aos benefícios que esse material pode propiciar quanto ao comportamento estrutural em comparação com o concreto sem fibras. Entretanto, ainda há aspectos com relação ao comportamento de elementos feitos com esse material não devidamente esclarecidos. A maioria dos estudos experimentais já realizados para investigar o comportamento à flexão de vigas de concreto com fibras abrangeu vigas com taxas de armadura longitudinal de tração maior que 1%. Nos poucos que consideraram vigas com taxas de armadura de flexão próximas da mínima, constatou-se perda de ductilidade com a adição de fibras ao concreto, aspecto que é objeto de investigação neste trabalho. Ensaíram-se cinco vigas de concreto com resistência à compressão da ordem de 45 MPa e teores de fibras em volume de 0,382%, 0,764% e 1,15%, e taxas de armadura longitudinal de tração de 0,238% e 0,512%. Os resultados mostraram, para as duas taxas de armadura longitudinal adotadas, perda de ductilidade das vigas com o aumento do teor de fibras, o que sugere não ser adequado reduzir a armadura mínima de flexão de vigas de concreto com fibras.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

BEHAVIOUR OF STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH LOW LONGITUDINAL REINFORCEMENT RATIO

Aloízio Rodrigues Júnior

June/2009

Advisors: Ibrahim Abd El Malik Shehata

Lídia da Conceição Domingues Shehata

Department: Civil Engineering

The use of fibre reinforced concrete has increased during the last years due to the various benefits that, in comparison to concrete without fibres, this material can provide as far as the structural behaviour is concerned. However, there are still aspects related to the behaviour of elements made of that material that are not fully clarified. Most of the experimental studies carried out in order to investigate the flexural behaviour of fibre reinforced beams included beams with tensile longitudinal reinforcement ratio greater than 1%. The few ones that considered beams with flexural reinforcement ratio close to the minimum one showed decreasing ductility with the addition of fibres to the concrete, aspect that is investigated in this work. Five beams were tested. They had concrete compressive strength around 45 MPa, 0.382%, 0.764% or 1.15% fibre content by volume, and tensile flexural reinforcement of 0.238% or 0.512%. The results showed decreasing ductility with increasing fibre content, fact that points out to the inadequacy of reducing the minimum flexural reinforcement in fibre reinforced beams.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - Motivação.....	01
1.2 - Objetivo.....	02
1.3 - Estrutura da Dissertação.....	02

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Introdução.....	04
2.2 - Aplicações.....	07
2.3 - Fibras de Aço.....	08
2.4 - Propriedades do Concreto com Fibras de Aço.....	10
2.4.1 - Trabalhabilidade.....	12
2.4.2 - Resistência à Compressão e Diagrama Tensão Normal de Compressão- Deformação Específica.....	14
2.4.3 - Resistência à Tração Direta.....	19
2.4.4 - Resistência à Tração Indireta	20
2.4.5 - Resistência à Tração na Flexão e Diagrama Carga-Deslocamento Vertical	21
2.4.6 - Outras Propriedades.....	27
2.4.6.1 - Tenacidade, Resistência a Ações Dinâmicas e à Fadiga.....	27
2.4.6.2 - Deformações ao Longo do Tempo.....	29
2.4.6.3 - Durabilidade.....	29
2.5 - Desempenho de Vigas de Concreto Armado Submetidas à Flexão.....	30
2.6 - Dimensionamento de Vigas de Concreto com Fibras de Aço que Contenham Armadura Convencional de Flexão.....	42
2.6.1 - RILEM TC 162-TDF.....	42
2.6.2 - EHE.....	45
2.7 - Considerações sobre a Revisão Bibliográfica.....	47

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 - Introdução.....	48
3.2 - Materiais.....	48
3.2.1 - Cimento, Agregados e Aditivos.....	48
3.2.2 - Fibras.....	49
3.2.3 - Concreto.....	49
3.2.4 - Aço.....	50
3.3 - Características das Vigas.....	50
3.3.1 - Características Geométricas e Esquema de Ensaio.....	50
3.3.2 - Armaduras.....	51
3.4 - Execução das Vigas.....	53
3.4.1 - Fôrmas.....	53
3.4.2 - Produção do Concreto e Concretagem.....	53
3.5 - Instrumentação.....	56
3.5.1 - Extensômetros Elétricos de Resistência.....	56
3.5.2 - Extensômetro Mecânico.....	57
3.5.3 - Transdutores de Deslocamentos.....	57
3.6 - Ensaio de Caracterização dos Materiais.....	58
3.6.1 - Aço.....	58
3.6.2 - Concreto.....	60
3.6.2.1 - Resistência à Compressão.....	61
3.6.2.2 - Diagrama Tensão Normal de Compressão-Deformação Específica.....	62
3.6.2.3 - Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	65
3.6.2.4 - Resistência à Tração na Flexão.....	66
3.7 - Ensaio das Vigas.....	71
3.7.1 - Montagem.....	71
3.7.2 - Execução.....	71
3.7.3 - Resultados.....	72
3.7.3.1 - Modo e Carga de Ruptura.....	72
3.7.3.2 - Fissuração e Abertura de Fissura.....	73
3.7.3.3 - Deslocamento Vertical.....	81

3.7.3.4 - Deformação Específica da Armadura Longitudinal de Tração e do Concreto.....	83
---	----

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Propriedades do Concreto.....	88
4.2 - Comportamento das Vigas.....	95
4.2.1 - Comportamento Geral e Deformações Específicas.....	95
4.2.2 - Deslocamento Vertical e Ductilidade.....	103
4.2.3 - Fissuração.....	107
4.2.4 - Contribuição das Fibras na Resistência à Flexão.....	109

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	115
---	------------

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	118
--	------------

APÊNDICE

TABELAS DE RESULTADOS.....	125
-----------------------------------	------------

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas

a	Distância dos apoios às cargas concentradas (vão de cisalhamento)
A_{ct}	Área da parte da seção tracionada
A_s	Área da seção da armadura longitudinal de tração
A'_s	Área da seção da armadura longitudinal de compressão ou menos tracionada
A_u	Área por baixo da curva $P-\delta$ até a carga máxima
A_y	Área por baixo da curva $P-\delta$ até a carga relativa ao escoamento da armadura longitudinal de tração
b	Largura da seção transversal
$CMOD$	Abertura do entalhe
$CMOD_i$	Abertura do entalhe correspondente à $f_{R,i}$
d	Altura útil da seção transversal
d'	Distância entre o centróide da área da armadura transversal comprimida ou menos tracionada e a fibra mais comprimida
d_f	Diâmetro da fibra
d_{max}	Dimensão máxima dos agregados
E_c	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade longitudinal tangente inicial do concreto
E_{cif}	Módulo de elasticidade longitudinal tangente inicial do concreto com fibras
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do aço
f_c	Resistência à compressão do concreto
$f_{c,d}$	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{ct}	Resistência à tração direta
$f_{ct,d}$	Resistência à tração direta de cálculo
$f_{ct,f}$	Resistência à tração na flexão
$f_{ct,L}$	Tensão correspondente ao final do trecho linear da curva carga-deslocamento vertical
$f_{ctm,f}$	Resistência à tração na flexão média

$f_{ctm, L}$	Tensão média correspondente ao final do trecho linear da curva carga-deslocamento vertical
$f_{ctm, sp}$	Resistência à tração por compressão diametral média
$f_{ct, R, d}$	Resistência a tração residual de cálculo
$f_{ct, sp}$	Resistência à tração por compressão diametral
f_{cu}	Resistência à compressão do concreto (de ensaios de cubos)
f_R	Resistência à tração na flexão residual
$f_{R, d}$	Resistência à tração na flexão residual de cálculo
f_{su}	Resistência à tração do aço
f_y	Resistência de escoamento do aço da armadura longitudinal tracionada
f'_y	Resistência de escoamento do aço da armadura longitudinal comprimida ou menos tracionada
$f_{y, d}$	Resistência de escoamento de cálculo do aço
F_c	Força de compressão resistida pelo concreto
F_f	Força de tração resistida pelo concreto com fibras
F_s	Força de tração resistida pela armadura longitudinal próxima da fibra mais tracionada
F'_s	Força resistida pela armadura longitudinal próxima da fibra mais comprimida
h	Altura da seção transversal
k_h	Parâmetro que visa considerar o efeito de escala
λ	Vão
l_{cs}	Comprimento crítico
l_f	Comprimento da fibra
L	Comprimento da viga ou do corpo-de-prova
M	Momento fletor
M_{cr}	Momento fletor de fissuração
P	Carga
P_{cr}	Carga de fissuração
P_L	Carga correspondente ao final do trecho linear da curva carga-deslocamento vertical
P_u	Carga de ruptura
$P_{ut, u}$	Carga de ruptura teórica considerando f_{su} como tensão máxima na armadura
$P_{ut, y}$	Carga de ruptura teórica considerando f_y como tensão máxima na armadura

P_y	Carga referente ao escoamento da armadura longitudinal próxima da fibra mais tracionada
$P_{0,3}$	Carga referente à abertura de fissura de 0,30 mm
RI	Índice de armadura ($V_f l_f / d_f$)
s_m	Distância média entre as fissuras
s_t	Espaçamento da armadura transversal
V_f	Volume de fibras
$W_{0,5P_y}$	Abertura de fissura correspondente a $0,5P_y$
W	Módulo resistente da seção em relação à fibra mais tracionada
x	Altura da linha neutra

Letras Gregas

δ	Deslocamento vertical
δ_{cr}	Deslocamento vertical correspondente a P_{cr}
δ_L	Deslocamento vertical correspondente a P_L
$\delta_{R, i}$	Deslocamento vertical correspondente a $f_{R, i}$
δ_u	Deslocamento vertical correspondente a P_u
δ_y	Deslocamento vertical correspondente a P_y
ϵ_c	Deformação específica do concreto
ϵ_{co}	Deformação específica do concreto correspondente à tensão igual a f_c
ϵ_{cof}	Deformação específica do concreto com fibras correspondente à tensão igual a f_c
ϵ_{cu}	Deformação específica do concreto correspondente à P_u
ϵ_{lim}	Deformação específica limite no nível da armadura longitudinal de tração
ϵ_s	Deformação específica da armadura tracionada
ϵ'_s	Deformação específica da armadura próxima da fibra mais comprimida
$\epsilon_{s,0,3}$	Deformação específica da armadura tracionada correspondente à $P_{0,3}$
$\epsilon_{s, cr}$	Deformação específica da armadura tracionada correspondente à P_{cr}
ϵ_{su}	Deformação específica da armadura tracionada correspondente à P_u
ϵ_y^*	Deformação específica de escoamento correspondente ao diagrama bilinear adotado na NBR 6118
μ_c	Índice de ductilidade seccional
μ_d	Índice de ductilidade global

ρ	Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração
ρ'	Taxa geométrica de armadura longitudinal de compressão ou menos tracionada
ρ_w	Taxa geométrica de armadura transversal
σ_c	Tensão normal de compressão no concreto
σ_f	Tensão normal de tração no concreto com fibras
σ_s	Tensão normal na armadura longitudinal tracionada
σ'_s	Tensão normal na armadura longitudinal comprimida ou menos tracionada
Φ	Diâmetro da barra de aço
ϕ_u	Curvatura do eixo longitudinal numa seção correspondente à ruptura
ϕ_y	Curvatura do eixo longitudinal numa seção correspondente ao escoamento da armadura longitudinal de tração

1.1 - MOTIVAÇÃO

O concreto é o material de construção mais utilizado no mundo, devido às vantagens que ele apresenta: relativos baixo custo e alta durabilidade, boa resistência à compressão e ao fogo, possibilita pré-fabricação, versatilidade arquitetônica e bom controle acústico, etc. Sua grande desvantagem é a baixa resistência e a fragilidade quando submetido à tração, o que é resolvido com a sua combinação com armadura de aço, que provê os elementos estruturais da resistência à tração e da ductilidade necessárias. Essa combinação pode também levar ao aumento da resistência e da ductilidade à compressão, pelo efeito do confinamento passivo.

O aumento da resistência e da ductilidade do concreto submetido à tração e à compressão pode ser obtido com a adição de fibras, que pode trazer outros benefícios ao concreto, como diminuição da retração, melhoria no comportamento pós-fissuração, maior resistência ao impacto e à fadiga, etc.

O desenvolvimento de novos aditivos possibilitou o avanço da tecnologia do concreto e altos teores de fibras podem ser adicionados ao concreto sem que a trabalhabilidade seja prejudicada. Face à diferenciação de composição e comportamento dos concretos com baixos e altos teores de fibras e tendo em vista a necessidade de delimitar a abrangência deste trabalho, ele aborda apenas o caso dos concretos com fibras de aço em teores de até cerca de 1,5% a 2% em volume, excluindo-se os auto-adensáveis e também os com fibras híbridas.

Desde os anos 70, concretos com fibras de aço vêm tendo diferentes aplicações, principalmente em pavimentos, pisos, revestimento de túneis e elementos pré-fabricados em geral, mas o meio técnico-científico acredita que, em havendo normas de cálculo de estruturas feitas de concreto com fibras, as aplicações deste tipo de material tenderão a aumentar. Comitês técnicos vêm trabalhando na elaboração de procedimentos de ensaios para caracterização do concreto com fibras e de recomendações para projeto de estruturas feitas desse material, e os resultados desse trabalho têm sido publicados de 2000 para cá.

Para caracterização do concreto com fibras à tração, por exemplo, foi publicada a ASTM 1609 em 2005 e cancelada a ASTM C 1018 em 2006, e publicada a EN 14651 em 2005, que é praticamente igual às recomendações RILEM TC 162-TDF de 2002. Como recomendações de cálculo de estruturas de concreto com fibras podem ser citadas a do Conselho Nacional de Pesquisa Italiano (CNR), de 2006, a da Associação Alemã de Concreto Armado, de 2005 (apud ESCAMILLA, 2007) e as que constarão no anexo da norma espanhola para estruturas de concreto apud Aguado e Laranjeira (2007). Segundo Escamilla (2007), este anexo é baseado na versão preliminar da parte relativa a concretos com fibras do novo código modelo fib (CEB+FIP) que deverá ser publicado no próximo ano.

As diferenças entre os procedimentos de ensaio e de cálculo propostos, bem como algumas conclusões sobre comportamento de elementos de concreto com fibras levam a crer que alguns aspectos carecem de melhor investigação.

1.2 - OBJETIVO

Estudos experimentais descritos na literatura mostram que vigas de concreto com fibras e taxas de armadura longitudinal de tração usuais que apresentam ruptura por flexão tendem a, com relação a vigas similares de concreto sem fibras, apresentar melhor comportamento em serviço e maiores resistência e ductilidade à flexão. Vigas com taxa de armadura longitudinal próxima da mínima que visa evitar ruptura brusca quando da fissuração por flexão também apresentam redução de flechas e abertura de fissuras e maior resistência à flexão, mas mostram ductilidade menor que a de vigas de concreto sem fibras. Esta constatação, o número reduzido de estudos já realizados sobre o comportamento de vigas com baixa taxa de armadura de flexão e proposta existente de redução da taxa de armadura mínima de flexão devido à adição de fibras levaram à realização deste estudo, que visa contribuir para o melhor entendimento do comportamento de vigas com baixa taxa de armadura de flexão.

1.3 - ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Além deste, este trabalho engloba quatro capítulos.

No capítulo 2, é feita uma sucinta revisão bibliográfica sobre as características das fibras de aço utilizadas em matrizes cimentícias, as propriedades dos concretos com

fibras de aço, o comportamento de vigas de concreto com fibras de aço e ruptura por flexão, e o dimensionamento à flexão de vigas de concreto com fibras de aço.

No capítulo 3, é detalhado o programa experimental desenvolvido neste trabalho, que englobou o ensaio de cinco vigas de concreto com resistência à compressão em torno de 45 MPa onde se variaram as taxas de armadura longitudinal ($\rho = 0,238\%$ e $\rho' = 0,159\%$ ou $\rho = 0,512\%$ e $\rho' = 0,256\%$) e o teor de fibras de aço (0,382%, 0,764% e 1,15% em volume). Apresentam-se as características do concreto e do aço utilizados, o processo de execução das vigas, os equipamentos utilizados nas medições dos deslocamentos verticais, deformações específicas no aço e no concreto e abertura de fissuras durante os ensaios, bem como os resultados obtidos.

No capítulo 4, é feita a análise dos resultados deste trabalho junto com os de vigas de mesma geometria sem e com fibras ensaiadas por outros autores. Essa análise mostrou, entre outros fatos, a redução da relação entre a carga última e a carga referente ao escoamento da armadura longitudinal de tração e da relação entre as flechas relativas a essas cargas com o aumento da taxa volumétrica de fibras de aço. Constatou-se também que a contribuição das fibras na resistência à flexão depende das armaduras longitudinais, tendendo a aumentar com o aumento da armadura longitudinal de tração.

No capítulo 5, são apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

No apêndice, constam as tabelas com os resultados das medições do ensaio de cada viga.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - INTRODUÇÃO

Compósito é um material resultante da combinação de dois ou mais materiais, de composição e forma diferentes, em escala macroscópica para formar um terceiro material. Normalmente, o material resultante apresenta melhores propriedades de que seus constituintes e, muitas vezes, algumas propriedades que nenhum constituinte individualmente possuía (JONES, 1999).

O concreto sem e com fibras é um compósito à base de cimento. Nos concretos com composições e teores de fibras usuais, as mais acentuadas melhorias de desempenho proporcionadas pela adição de fibras são com relação à tração direta, à tração na flexão, ao impacto, à fadiga, à erosão, ao controle de fissuração e à ductilidade.

As fibras atuam nas microfissuras, durante o endurecimento da pasta de cimento, controlando o surgimento das macrofissuras, e também atuam na pasta endurecida, funcionando como obstáculo ao desenvolvimento da abertura e do comprimento das fissuras.

Muitos fatores interferem nas propriedades do concreto com fibras, mas os mais importantes são as características da matriz, as propriedades físicas e geométricas e teores das fibras utilizadas e a interação entre as fibras e a matriz. Os procedimentos de lançamento e adensamento também são aspectos relevantes pois afetam a distribuição e a direção das fibras na matriz.

Ocorreram grandes avanços nas pesquisas e aplicações dos concretos com fibras nas últimas décadas. A utilização deste material é cada vez maior em todo o mundo e hoje existem vários tipos de fibras disponíveis no mercado: de aço (retas, onduladas, torcidas, deformadas nas extremidades com ganchos), poliméricas (de polipropileno, aramida, etc.), de vidro, etc.

Naaman e Reinhardt (2006) e Naaman, Fischer e Krstulovic-Opara (2007) sugeriram uma classificação geral para concretos com fibras baseada nas suas respostas à tração direta e à tração na flexão depois da fissuração (figura 2.1). Segundo essa classificação, dependendo do diagrama tensão normal-deformação específica obtido em

ensaio de tração direta, esses concretos podem ser considerados do tipo com endurecimento (*strain-hardening*) ou amolecimento (*strain-softening*) de deformação.

Na figura 2.1, σ_{cc} representa a tensão relativa à primeira fissura estrutural (fissura que atravessa a seção da amostra ensaiada, possivelmente não detectada a olho nu) e σ_{pc} a máxima tensão pós-fissuração. Quando $\sigma_{pc} > \sigma_{cc}$, tem-se um concreto com endurecimento de deformação e quando $\sigma_{pc} \leq \sigma_{cc}$, tem-se um concreto com amolecimento de deformação. Na figura 2.2, nota-se que, no primeiro caso, há a formação de várias fissuras no corpo-de-prova de concreto e, no segundo, apenas uma. Quando ensaiados à flexão, os do primeiro tipo mostram sempre comportamento de endurecimento de deslocamento vertical (*deflection hardening*), enquanto os do segundo tipo podem ter comportamento de endurecimento ou amolecimento de deslocamento (*deflection softening*).

Os compósitos com endurecimento de deformação são os chamados *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites* (HPFRCC), têm composição da matriz diferenciada da dos concretos usuais e teor de fibras maior que cerca de 2% em volume (CNR, 2006). Para esses concretos, que não serão abordados neste trabalho, admite-se a dispensa de armadura convencional, desde que a tensão principal de tração atenda a determinado limite (CNR, 2006). Para os concretos com amolecimento de deformação, em geral, as fibras podem apenas substituir parcialmente a armadura convencional.

Segundo Aguado e Laranjeira (2007), as fibras no concreto podem ser usadas apenas para melhorar o desempenho do concreto (controle de fissuração, por exemplo), sem que elas sejam consideradas nos cálculos relativos aos estados limites de serviço e último dos elementos estruturais. Para elementos com função estrutural, não é recomendável doses de fibras de aço inferiores a 0,25% em volume (20 kg/m^3) e se fixa o limite superior em 1,5% em volume (118 kg/m^3) para não se modificar sensivelmente a estrutura granular do concreto. De acordo com CNR (2006), em aplicações estruturais, o teor de fibras em volume não pode ser menor que 0,30%.

Este trabalho aborda os concretos com teores de fibras não intencionalmente orientadas da ordem de 0,25% a 1,5% em volume, excluindo-se os autoadensáveis e/ou com fibras híbridas.

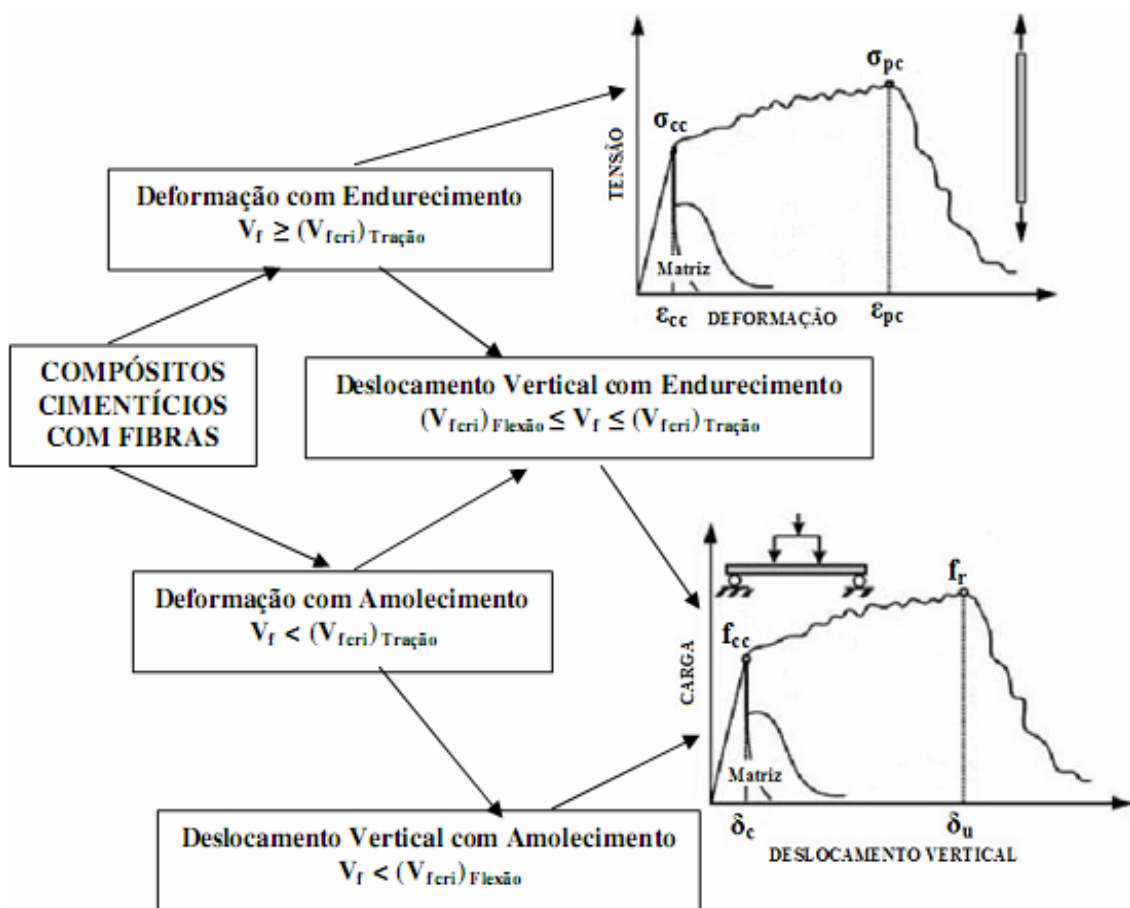


Figura 2.1 - Sugestão de classificação de concretos com fibras baseada na resposta à tração (NAAMAN e REINHARDT, 2006; NAAMAN, FISCHER e KRSTULOVIC-OPARA, 2007).

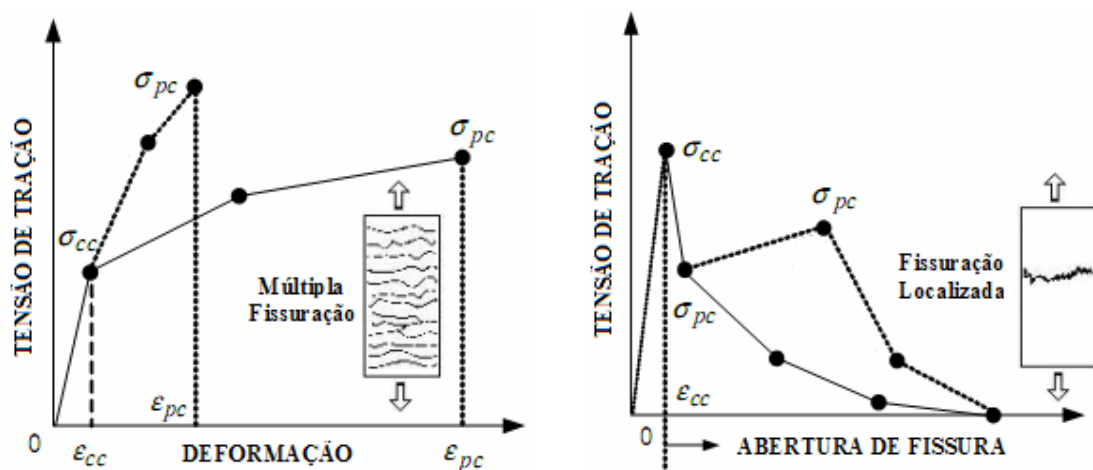


Figura 2.2 - Comportamentos à tração direta de concretos com fibras apresentando endurecimento ou amolecimento de deformação (NAAMAN, FISCHER e KRSTULOVIC-OPARA, 2007).

Neste capítulo é feito resumo sobre aplicações de concretos com fibras de aço, propriedades das fibras de aço, propriedades dos concretos com fibras de aço, como também sobre o comportamento e dimensionamento à flexão de vigas de concreto com fibras de aço.

2.2 - APLICAÇÕES

Segundo Accetti e Pinheiro (2000), o conceito de concreto como material estrutural com a inclusão de peças descontínuas e curtas de aço foi concebido por Porter, em 1910. Já em 1911, Grahan sugeriu o uso de fibras de aço em conjunto com a armadura convencional, com o objetivo de aumentar a resistência e a estabilidade do concreto armado. Porém foi a partir da década de 60 que ocorreram desenvolvimento e muitas aplicações práticas do concreto com fibras e começou a aparecer no mercado certa variedade de fibras.

O primeiro concreto com fibras utilizado com fim estrutural foi em 1971, para a produção de painéis desmontáveis de 3250 mm² e 65 mm de espessura. Este concreto continha 3% em massa de fibras de aço estiradas a frio, com 0,25 mm de diâmetro e 25 mm de comprimento. Os painéis foram utilizados na garagem do estacionamento do aeroporto de Heathrow, em Londres (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Desde então, concretos com fibras de aço têm tido aplicações diversas: pisos industriais, pavimentos, revestimento de túneis, blocos de ancoragens de cabos de protensão e outras regiões de concentração de tensões, tubos de água pluvial e esgoto e bueiros, cascas, telhas, elementos de contenção, estacas-prancha, elementos de estruturas submetidas a sismos, elementos submetidos a impacto, dormentes, elementos estruturais pré-fabricados em geral, reforço de elementos estruturais, etc.

De acordo com Serna (2007), as fibras podem ser usadas com mais vantagem em elementos em que a distribuição de tensões é muito variável (pavimentos e revestimento de túneis, por exemplo) e/ou nas três dimensões, elementos muito armados em que as distâncias entre armaduras dificultam a concretagem, elementos de pouca espessura onde o posicionamento errado da armadura convencional pode modificar substancialmente a altura útil, e em elementos pouco armados, especialmente quando a direção e disposição das armaduras mínimas são pouco evidentes.

Na figura 2.3 é mostrado exemplo de aplicação de concreto com fibras de aço em cascas. Trata-se de uma casca com espessura variando de 6 cm a 12 cm, de concreto

projetado branco com 50 kg/m³ de fibras de aço (comprimento de 35 mm e diâmetro de 0,45 mm) combinado com tela de barras de aço de 8 mm de diâmetro espaçadas de 15 cm (SERNA, 2007; LAMBRECHTS e VITT, 2007).



Figura 2.3 - Cobertura de restaurante em Valencia (SERNA, 2007).

2.3 - FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço são as mais utilizadas em elementos estruturais, pois devido ao seu alto módulo de elasticidade melhoram características como tenacidade, controle de fissuras, resistência à flexão, resistência ao impacto e à fadiga (ACI 544.1R-96, 2006).

Existem vários processos de fabricação das fibras de aço, sendo o mais comum o corte de arame trefilado, de aço de baixo teor de carbono. Em sua maioria as fibras de aço são produzidas com aço-carbono ordinário, porém as feitas de ligas metálicas são as mais resistentes à corrosão, e são as mais adequadas para aplicações em concretos refratários e em estruturas marítimas.

Quanto à geometria, as fibras de aço são as que possuem maior diversidade. As fibras de seção transversal circular possuem diâmetros variando entre 0,25 mm a 1,0 mm e comprimentos na ordem de 6,4 mm a 76 mm. Já a fibra de aço achatada tem dimensões variando entre 0,15 mm e 0,64 mm (espessura) e entre 0,25 mm e 2,03 mm (largura). O fator de forma (relação entre comprimento e diâmetro equivalente), em geral, tem valor na faixa de 20 a 100 (ACI 544.1R-96, 2006).

As fibras de aço onduladas estão disponíveis tanto onduladas em todo o comprimento quanto somente nas extremidades. As fibras de aço podem ainda ser coladas umas nas outras com colas solúveis em água, formando feixes de 10 a 30 fibras, para facilitar seu manuseio e mistura no concreto (BENTUR e MINDESS, 1990).

Quanto às tensões máximas, de modo geral, as fibras de aço resistem a tensões entre 400 MPa a 1200 MPa (KOOIMAN, 2000), enquanto que as deformações específicas últimas variam de 3,0% a 4,0% (OLIVEIRA, 2005).

A NBR 15530 (2007) classifica as fibras de aço de acordo com o processo de produção e forma. Ela considera três classes de fibras de aço, em função de serem feitas de arame trefilado a frio, de chapa laminada cortada a frio ou de arame trefilado e escarificado: classes I, II e III, respectivamente. Em relação à conformação geométrica, essa norma considera três tipos de fibras de aço: A (com ancoragens nas extremidades), C (corrugada) e R (reta).

Na tabela 2.1 mostram-se as características geométricas de algumas fibras de aço disponíveis no mercado brasileiro.

Tabela 2.1 - Características geométricas de algumas fibras de aço.

Fabricante	Tipo de fibra	Geometria	Diâmetro* (mm)	Comprimento (mm)	Fator de forma	Resistência à tração (MPa)
Vulcan do Brasil	KSF 60/0,75		0,75	60	80	≥ 1100
	KSF 60/0,80		0,80	60	75	≥ 1100
	KSF 30/0,60		0,60	30	50	≥ 1100
Belgo Bekaert	RL 45/30 BN		0,62	30	48	≥ 1100
	RL 45/50 BN		1,05	50	48	≥ 1000
	RC 65/35 BN		0,55	35	64	≥ 1150
	RC 65/60 BN		0,90	60	67	≥ 1000
	RC 80/60 BN		0,75	60	80	≥ 1100
	RC 40		1,00	40	40	≥ 800
	RC 50		0,80	50	40	≥ 800
Fibra Steel	FSD6033 AI 55		0,60	33	55	> 1000
	FSD7525 AI 40		0,75	25	40	> 1000
	FSD7533 AI 45		0,75	33	45	> 1000
	FSD7560 AI 80		0,75	60	80	> 1000
	FSD8060 AI 75		0,80	60	75	> 1000
	FSD9060 AI 67		0,90	60	67	> 1000
	FSD10050 AI 50		1,00	50	50	> 1000

* diâmetro equivalente para seções não circulares.

2.4 - PROPRIEDADES DO CONCRETO COM FIBRAS DE AÇO

O concreto com fibras contém cimento hidráulico, água, agregados miúdos, agregados graúdos e fibras discretas descontínuas, podendo também ter aditivos químicos e adições minerais para melhorar a sua resistência e/ou trabalhabilidade.

Não existe restrição quanto ao tipo de cimento para o concreto com fibras, porém o tipo de cimento deve estar de acordo com a utilização e a resistência requerida. Os agregados são os mesmos utilizados no concreto comum, mas a dimensão máxima é de grande importância para o concreto com fibras, pois as partículas deste concreto não devem ser maiores que 20 mm e de preferência não maiores que 10 mm, para não prejudicar a distribuição uniforme das fibras (OLIVEIRA, 2005). Quanto maior a dimensão do agregado, maiores são os problemas de interferência fibra-agregado, o que compromete o efeito favorável do uso da fibra. Deve haver compatibilidade dimensional entre agregados e fibras, de modo que as fibras interceptem com maior frequência possível as fissuras que ocorrem no compósito.

O comprimento das fibras deve ser pelo menos 2 vezes a dimensão máxima do agregado, sendo usual 2,5 a 3 vezes para que elas possam atuar como ponte de transferência de tensões nas fissuras (AGUADO e LARANJEIRA, 2007).

As figuras 2.4 e 2.5 representam concretos com e sem compatibilidade dimensional entre agregados e fibras, respectivamente.

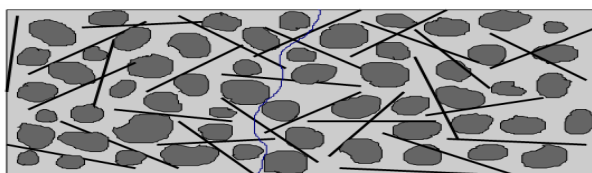


Figura 2.4 - Concreto com fibras onde há compatibilidade dimensional entre as fibras e o agregado graúdo (FIGUEIREDO, 2000).

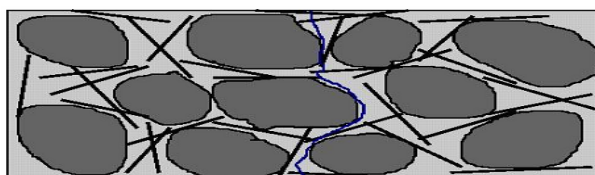


Figura 2.5 - Concreto com fibras onde não há compatibilidade dimensional entre as fibras e o agregado graúdo (FIGUEIREDO, 2000).

A utilização de aditivos redutores de água é comum no concreto com fibras. A utilização de adições minerais, como a sílica ativa, também se tem tornado comum nesses concretos. A presença de sílica ativa torna a matriz mais densa, melhorando a interface fibra-matriz e, por conseguinte, as propriedades mecânicas do compósito.

A interação fibra-matriz depende de vários fatores, como: atrito fibra-matriz, ancoragem mecânica da fibra na matriz e adesão físico-química entre os materiais. Estes fatores são influenciados pelas características das fibras (volume; módulo de elasticidade; resistência; geometria e orientação) e características da própria matriz (composição, condição de fissuração e propriedades físicas e mecânicas).

Antes de a matriz fissurar, o mecanismo dominante é a transferência de tensões elásticas e o deslocamento longitudinal da fibra e da matriz na interface são geometricamente compatíveis. Em estágios mais avançados de carregamento (esforços de tração ou flexão), inúmeras microfissuras surgem e rapidamente as tensões se concentram nas extremidades dessas fissuras, ocorrendo um rápido desenvolvimento e aumento da abertura, resultando numa ruptura frágil do material.

Quando a matriz de concreto possui fibras curtas, as fissuras são atravessadas pelas fibras, que acabam agindo como pontes de transferência de tensões, dificultando o desenvolvimento das microfissuras.

A ruptura por tração do concreto com fibras ocorre por alongamento elástico ou plástico das fibras, por degradação da matriz de concreto na zona de transição fibra-matriz ou por arrancamento ou ruptura da fibra.

A figura 2.6 ilustra o mecanismo de transferência de tensões entre matriz e fibras.

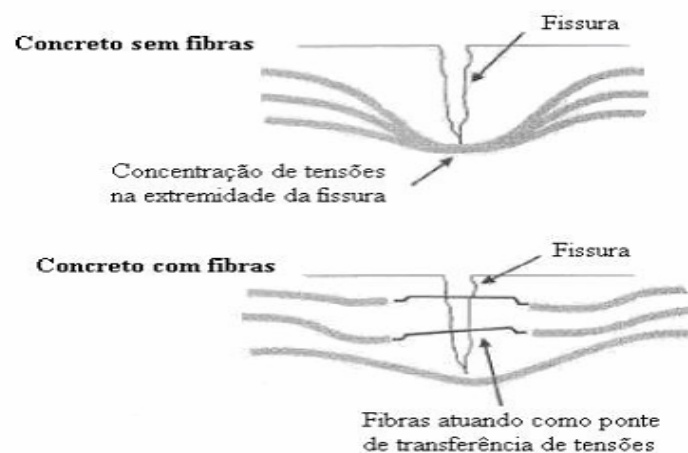


Figura 2.6 - Mecanismo de transferência de tensões entre matriz e fibras
(BELGO BEKAERT ARAMES S.A.).

A resistência do concreto com fibras a um determinado tipo de solicitação depende também da direção das fibras, que, intencionalmente ou não, nem sempre é aleatória. No concreto vibrado, as fibras tendem a ter orientação preferencial perpendicular à direção de concretagem (SCHUMACHER, 2006). A compactação tende a levar a uma orientação preferencial, principalmente quando se usa vibração superficial (direção paralela à forma), mas esse efeito tende a ser local. No caso de adoção de vibradores internos, pode-se ter excesso de pasta e poucas fibras na região da vibração (AGUADO e LARANJEIRA, 2007).

Em resumo, os principais fatores que influenciam as propriedades mecânicas do concreto com fibras são:

- ✓ Características geométricas das fibras;
- ✓ Resistência mecânica do material empregado na fabricação das fibras;
- ✓ Volume de fibras adicionadas ao concreto;
- ✓ Orientação e distribuição das fibras dentro da matriz de concreto;
- ✓ Resistência da matriz de concreto;
- ✓ Tensão de aderência entre as fibras e a matriz;
- ✓ Relação entre dimensão máxima do agregado e comprimento da fibra.

Algumas das propriedades do concreto que são modificadas pela adição de fibras são abordadas a seguir.

2.4.1 - Trabalhabilidade

A perda de trabalhabilidade do concreto com fibras é principalmente influenciada pela concentração volumétrica de fibras, porém o fator de forma, o tipo de misturador usado na fabricação da mistura e o tipo e a quantidade de superplastificante empregados na mistura também influem na trabalhabilidade do concreto.

A adição de fibras altera as condições de consistência do concreto e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade. Isto ocorre principalmente porque ao adicionar fibras ao concreto está se adicionando também uma grande área superficial que demanda água de molhagem. Assim, quanto maior for o fator de forma maior será o impacto na trabalhabilidade do concreto (FIGUEIREDO, 2000).

Sendo a adição das fibras um elemento redutor da trabalhabilidade dos concretos, ela pode ocasionar prejuízos à sua compactação e, conseqüentemente, à sua durabilidade e desempenho mecânico (BALAGURU e SHAH, 1992).

O ACI 544.3R-93 (2006) recomenda três diferentes métodos para a avaliação da trabalhabilidade do concreto com fibras.

O primeiro e o mais simples é o próprio abatimento do tronco de cone, o qual pode não ser um indicador adequado da consistência do concreto quando o teor de fibras é elevado. Teores de fibra na faixa de 0,25% a 2% em volume adicionados ao concreto tendem a reduzir o abatimento do tronco de cone na faixa de 25 mm a 100 mm (ACI 544.1R-96, 2006).

O segundo método é o que mede a fluidez do concreto com fibras submetidas à vibração e forçado a descer por um cone de abatimento invertido, como mostra a Figura 2.7.

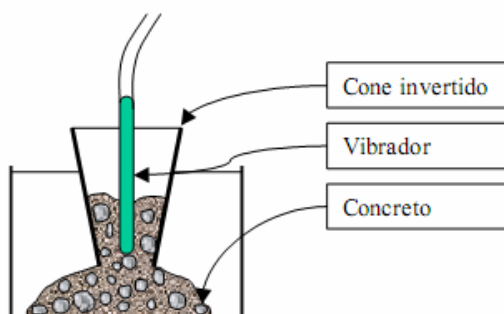


Figura 2.7 - Equipamento para o ensaio do cone invertido (FIGUEIREDO, 2000).

Estudo realizado por Ceccato (1998), apud Figueiredo (2000), demonstra que o ensaio com o cone invertido não é adequado para a avaliação de concretos com quaisquer teores de fibra, sejam eles altos ou baixos. Se o concreto é muito plástico ele acaba passando pela extremidade inferior aberta do cone, invalidando o ensaio, e se o concreto é muito coeso acaba por entupir a mesma extremidade inferior, impossibilitando a obtenção de qualquer resultado do ensaio.

Por último, há a indicação da utilização do ensaio Vebe (figura 2.8), que é considerado mais adequado para avaliar a trabalhabilidade de concretos com fibras. O índice Vebe é a medida de consistência do concreto definida como sendo o tempo necessário para remoldar o concreto contido no equipamento da forma troncônica para a forma cilíndrica. Quanto maior o índice Vebe, menor é a trabalhabilidade do concreto.

De acordo com Aguado e Laranjeiras (2007), quando o abatimento do tronco de cone for inferior a 90 mm, deve-se adotar o ensaio Vebe ou o do cone invertido.

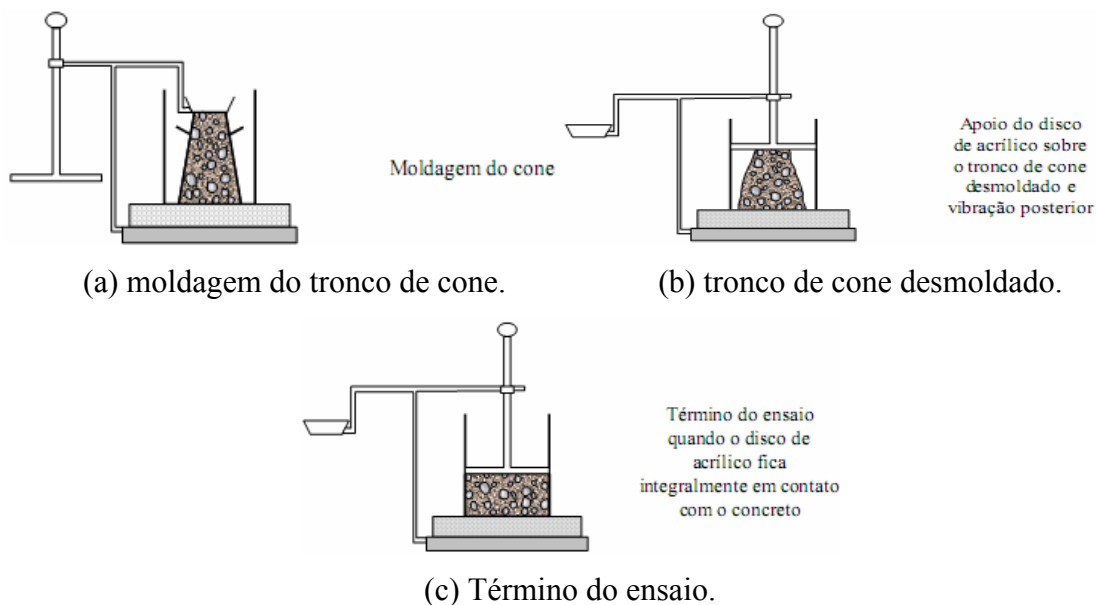


Figura 2.8 - Ensaio Vebe (FIGUEIREDO, 2000).

2.4.2 - Resistência à Compressão e Diagrama Tensão Normal de Compressão-Deformação Específica

Estudos sobre concretos com fibras mostram que, para os volumes de fibras usualmente utilizados (menores que 2%), o comportamento à compressão (resistência, módulo de elasticidade, deformação relativa à tensão máxima) não é tão alterado quanto o comportamento à tração e à flexão. Maiores volumes de fibras podem resultar tanto em acréscimo quanto em decréscimo na resistência e no módulo de elasticidade. Os decréscimos são observados quando os aspectos negativos, como o aumento do teor de ar, acarretados pela adição de fibras na matriz são preponderantes. Porém, quando ocorre a otimização da matriz com relação ao empacotamento da mistura granular seca e a utilização de misturador e vibração apropriados, o aumento da resistência e de módulo pode ser observado mesmo para maiores volumes de fibras.

Segundo Bentur e Mindess (1990) e Balaguru e Shah (1992), o aumento da resistência à compressão devido às fibras não passa de cerca de 25%, para volumes de fibra de até 2,0%. O ACI 544.1R-96 (2006) cita um ganho de no máximo 15% na resistência à compressão para volumes de fibra de até 1,5%.

Araújo (2002) realizou ensaios de compressão em corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm moldados com concretos de três diferentes composições com fibras de aço de comprimento de 30 mm, diâmetro de 0,62 mm, fator de forma igual a 48 e ganchos nas extremidades, nos teores de 0%, 0,75% e 1,5% em volume. Os resultados

listados na tabela 2.2 mostram que a adição de fibras nem sempre levou ao aumento da resistência à compressão e que, quando houve aumento, ele não passou de 16%.

Tabela 2.2 - Resistência à compressão média do concreto em função do volume de fibras (ARAÚJO, 2002).

Traço	Volume de Fibra (%)	f_{cm} (MPa)
1	0,00	45,0
	0,75	52,2
	1,50	48,9
2	0,00	73,3
	0,75	73,1
	1,50	73,1
3	0,00	93,7
	0,75	99,3
	1,50	101,5

Concretos de alta resistência precisam de um maior volume de fibras para alterar o ramo ascendente da curva tensão de compressão-deformação específica (resistência, módulo de elasticidade, deformação relativa à tensão máxima) em relação ao concreto de resistência normal. Entretanto, tanto para o concreto de baixa resistência como para o de alta resistência, a resposta pós-pico é bem diferente da do concreto sem fibras, apresentando maior ductilidade, como pode ser observado nas curvas tensão de compressão-deformação específica das figuras 2.9 e 2.10.

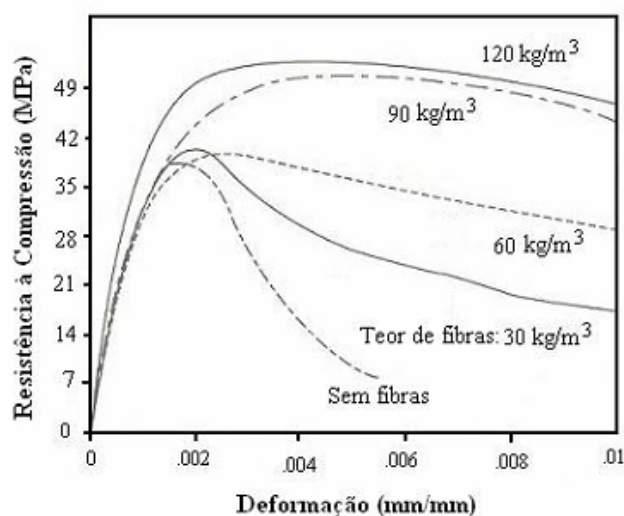


Figura 2.9 - Comportamento sob compressão do concreto de resistência normal com fibras de aço (BALAGURU e SHAH, 1992).

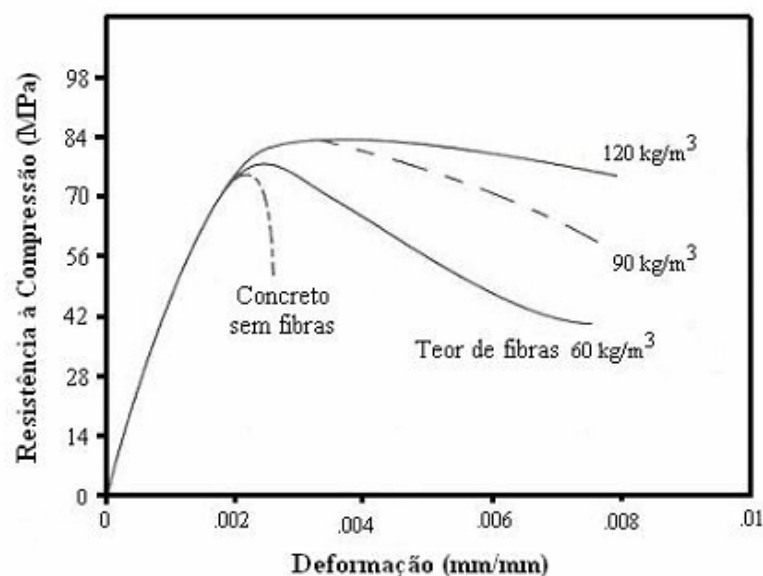


Figura 2.10 - Comportamento sob compressão do concreto de alta resistência com fibras de aço (BALAGURU e SHAH, 1992).

O aumento da ductilidade à compressão do concreto com fibras é função, basicamente, do tipo e da taxa volumétrica das fibras. Geralmente, altos índices de armadura ($RI = V_f l_f / d_f$) fazem com que o concreto apresente elevada ductilidade.

A modelagem do comportamento tensão-deformação à compressão do concreto com fibras vem sendo investigada por alguns pesquisadores, pois esse modelo é necessário para a análise não linear de estruturas e serve de base para diagrama simplificado adotado em análise no estado limite último. Entretanto, devido às características específicas desse material, tais como o teor e o tipo das fibras de aço e a orientação das fibras na massa do concreto, a modelagem do comportamento se torna mais complexa do que a do concreto sem fibras. Esta, por sua vez, já é feita de maneira simplista, já que nem todos os parâmetros que influem no comportamento são considerados (tipo de agregados, por exemplo).

Os ensaios realizados por Mansur, Chin e Wee (1999) indicaram que a influência do teor de fibras no módulo de elasticidade tangente inicial, na resistência à compressão e na deformação específica correspondente a essa tensão depende da quantidade de fibras na direção próxima da perpendicular à do carregamento, que, por sua vez, depende da direção de concretagem. Com o aumento dessa quantidade, observou-se tendência de diminuição do módulo de elasticidade e de aumento das outras duas grandezas.

Diferentes modelos têm sido propostos para representar o diagrama tensão normal de compressão-deformação específica do concreto com fibras, podendo-se citar entre eles os de Ezeldin e Balaguru (1992), Hsu e Hsu (1994) Taerwe e Gysel (1996), Mansur, Chin e Wee (1999), Nataraja, Dhang e Gupta (1999), Barros e Figueiras (1999) e Neves e Almeida (2005).

Os modelos de Ezeldin e Balaguru (1992), Hsu e Hsu (1994), Mansur, Chin e Wee (1999), Nataraja, Dhang e Gupta (1999) resultaram da adaptação para o concreto com fibras da expressão proposta por Carreira e Chu (1985) para concreto simples:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{\beta \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cof}}}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cof}}\right)^\beta} \quad (2.1)$$

Segundo Ezeldin e Balaguru (1992), ϵ_{cof} , E_{cif} e β aumentam com o aumento de RI.

No modelo de Hsu e Hsu (1994), β é substituído por $n\beta$, onde $n = 1$ para o ramo ascendente e varia entre 1 e 2 para o ramo descendente da curva, dependendo dos valores de f_c e de V_f . Os valores de ϵ_{cof} , E_{cif} e β dependem também de f_c e de V_f .

No modelo de Mansur, Chin e Wee (1999), E_{cif} depende de f_c e de V_f , diminuindo com o aumento de V_f , e ϵ_{cof} depende de RI e f_c . Para o ramo descendente da curva, o parâmetro β é substituído por parâmetros $k_1\beta$ ou $k_2\beta$.

De acordo com Nataraja, Dhang e Gupta (1999), ϵ_{cof} e β dependem de RI.

Nesses modelos, para o caso de concreto simples, adota-se a expressão de β proposta por Carreira e Chu (1985), diferente das propostas para o caso de concreto com fibras.

Barros e Figueiras (1999) e Neves e Almeida (2005) utilizaram curva tensão normal de compressão-deformação específica do tipo proposto por Vipulanandan e Paul (1990), para concretos simples, para modelar tanto o trecho ascendente quanto o descendente do diagrama tensão normal de compressão-deformação específica de concretos com fibras:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cof}}}{(1-p-q) + q \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cof}} + p \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cof}}\right)^{(1-q)/p}} \quad (2.2)$$

onde

$$q = 1 - p - \frac{f_c}{E_{cif} \epsilon_{cof}} \quad (2.3)$$

$$0 < (p + q) < 1 \quad (2.4)$$

$$(1 - q)/p > 0 \quad (2.5)$$

Segundo Barros e Figueiras (1999), os valores de ϵ_{cof} e p dependem de V_f , sendo dadas expressões diferentes para os dois tipos de fibras usados nos concretos por eles ensaiados. Para módulo de elasticidade foi adotada a expressão para concreto simples do CEB-FIP MC 90 (1993). Já a expressão de Neves e Almeida (2005) para avaliar o módulo inclui parcela redutora que aumenta com o aumento de V_f e de f_c . As expressões destes autores para os valores de ϵ_{cof} e p dependem de f_c e de RI/d_f .

Com base no modelo polinomial de segunda ordem de Sargin, que é o adotado em várias recomendações de cálculo (EN 1992-1, 2004, por exemplo), e resultados experimentais, Taerwe e Gysel (1996) propuseram modelo para o trecho descendente do diagrama tensão normal de compressão-deformação específica de concretos com fibras:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cof}} - 1}{q - 1} \right)^2} \quad (2.6)$$

onde

$$q = (1,1035 - 0,4212 \frac{f_c}{50}) RI - 0,8037 \frac{f_c}{50} + 2,8797 \quad \text{com } f_c \text{ em MPa} \quad (2.7)$$

Para deformação específica correspondente à tensão máxima, foi adotado o valor da EN 1992-1 (2004) para concreto simples, ou seja,

$$\varepsilon_{\text{cof}} = 0,0007 f_c^{0,31} \quad \text{com } f_c \text{ em MPa} \quad (2.8)$$

Tendo os autores acima citados se baseado nos resultados de ensaios de concretos com diferentes características da matriz e diferentes tipos e teores de fibras, as expressões propostas por eles podem levar a diagramas de tensão normal de compressão-deformação específica razoavelmente diferentes, particularmente no ramo descendente. Bencardino et al. (2008) fizeram comparações de curvas tensão normal de compressão-deformação específica experimentais obtidas por eles e outros autores com as dadas pelos modelos propostos por Soroushian e Lee (1989), Ezeldin e Balaguru (1992), Nataraja, Dhang e Gupta (1999) e Barros e Figueiras (1999), concluindo que os modelos mostram boa concordância com as curvas experimentais dos autores que os propuseram, o que nem sempre acontece nos demais casos. Foi verificado ainda que, em geral, a curva tensão normal de compressão-deformação específica do concreto com fibras é razoavelmente representada pelo modelo de Barros e Figueiras (1999).

2.4.3 - Resistência à Tração Direta

O ensaio de tração direta requer o uso de colas de alta qualidade, é de execução mais difícil que os demais ensaios de resistência à tração e, devido a isto, só é realizado em trabalhos de pesquisa. Não existe ainda método padronizado para esse tipo de ensaio, havendo diferentes tipos de corpos-de-prova e condições de apoio em uso (NAANAN, FISCHER e KRSTULOVIC-OPARA, 2007). Apesar disto, é essa a resistência à tração que é tomada como referência em várias normas de cálculo de estruturas de concreto (NBR 6118:2003, por exemplo) para cálculo do momento de fissuração, da armadura mínima, da resistência ao cortante de elementos sem armadura transversal e da tensão de aderência, sendo ela avaliada a partir de expressões que a relacionam com a resistência à compressão.

RILEM TC 162-TDF (2001) tem recomendações para ensaio de tração direta usando cilindro com entalhe, mas para obtenção da curva tensão de tração-abertura de fissura, sendo sugerido que a resistência à tração direta seja determinada de outra

maneira; por exemplo, a partir de relações empíricas entre essa resistência e a resistência à compressão obtidas para concreto simples.

Segundo Bentur e Mindess (1990), com o emprego dos teores de fibras usados na prática (menores que 2% em volume), o aumento de resistência à tração direta não ultrapassa 20% e os maiores aumentos são verificados quando se usam fibras com maior fator de forma.

De acordo com ACI 544.1R-96 (2006), a adição de 1,5% de fibras em volume em matrizes à base de cimento produz, via de regra, um aumento de 30% a 40% na resistência à tração direta.

Matrizes com maior aderência às fibras (concretos de alta resistência com adições de cinza volante, por exemplo) proporcionam maiores aumentos na resistência à tração (BALAGURU e SHAH, 1992).

Fibras alinhadas com a direção das tensões de tração produzem maiores incrementos na resistência à tração direta do que as fibras que estão aleatoriamente distribuídas na matriz de concreto.

2.4.4 - Resistência à Tração Indireta

Segundo ACI 544.2R-89 (2006), os resultados de ensaio de tração por compressão diametral de concretos com fibras são difíceis de interpretar após o aparecimento da primeira fissura, pois a distribuição de tensões depois da fissuração não é conhecida. A identificação precisa da primeira fissura nesse ensaio é difícil sem o uso de extensômetros ou outro dispositivo para tal.

A resistência à tração por compressão diametral do concreto tem significativo ganho quando a ele se adicionam fibras.

Araújo (2002) estudou três concretos sem fibras com diferentes composições. O primeiro tinha $f_{cm} = 45,0$ MPa e $f_{ctm, sp} = 6,0$ MPa, o segundo $f_{cm} = 73,3$ MPa e $f_{ctm, sp} = 8,1$ MPa e o terceiro $f_{cm} = 93,7$ MPa e $f_{ctm, sp} = 8,9$ MPa. Ao adicionar 1,5% em volume de fibras com $l_f = 30$ mm e $l_f/d_f = 45$ a esses concretos, obtiveram-se aumentos de 87,5%, 131% e 89,4% em $f_{ctm, sp}$ do primeiro, segundo e terceiro concreto, respectivamente.

Com a adição de até 2% em volume de fibras com $l_f = 35$ mm e $l_f/d_f = 65$ em quatro concretos sem fibras com f_{cm} de 46,3 MPa a 56,7 MPa e $f_{ctm, sp}$ de 3,93 MPa a 5,18, Nunes (2006) obteve aumento da $f_{ctm, sp}$ de 67% a 104%. Foi verificada tendência

da diminuição de $f_{ctm, sp}$ com o aumento da dimensão máxima do agregado de 12,5 mm para 19 mm.

Em concreto sem fibras com $f_{cm} = 47,0$ MPa e $f_{ctm, sp} = 5,18$ MPa, ao adicionar 1,25% em volume de fibras com $l_f = 60$ mm e $l_f/d_f = 80$, Oliveira (2007) obteve aumento de 83,0% em $f_{ctm, sp}$.

Nunes (2006) e Araújo (2002) obtiveram as equações (2.9) e (2.10), respectivamente, para correlacionar a resistência média à tração por compressão diametral do concreto ($f_{ctm, sp}$) com a resistência média à compressão do concreto com fibras.

$$f_{ctm, sp} = (0,66 + 0,25V_f) f_{cm}^{1/2} \quad (2.9)$$

$$f_{ctm, sp} = (0,52 + 0,31V_f) f_{cm}^{1/2} \quad (2.10)$$

com V_f em % e $f_{ctm, sp}$ e f_{cm} em MPa.

O aumento da resistência à tração por compressão diametral devido às fibras depende da compatibilidade entre o tamanho das fibras e a dimensão máxima dos agregados (FIGUEIREDO, 2000) e também da aderência fibra-matriz, que pode ter um aumento considerável por meio da adição de cinza volante (BALAGURU e SHAH, 1992).

2.4.5 - Resistência à Tração na Flexão e Diagrama Carga-Deslocamento Vertical

Na maioria dos casos de aplicação do concreto com fibras, os elementos estruturais estão submetidos à flexão, sendo, portanto, muito importante a investigação do comportamento desse concreto à flexão. Entretanto, a comunidade técnica ainda não chegou ao consenso sobre o tipo de ensaio a realizar e os parâmetros tirados desse ensaio que caracterizam esse comportamento e devem ser usados no projeto de elementos de concreto com fibras.

Na tabela 2.3 podem ser verificadas as diferenças que existem entre os métodos de ensaio da RILEM TC 162 - TDF (2002), BS EN 14651: 2005 + A1: 2007, DAfStb (Associação Alemã de Concreto Armado) apud Escamilla (2007) e ASTM C 1609/C 1609 M - 05. Esta última norma substituiu a ASTM C 1018, cancelada em 2006.

Tabela 2.3 - Métodos de ensaio de resistência à tração na flexão.

Método	Dimensões (*) (mm)	Entalhe	Carga	Curvas obtidas	Tensões obtidas (**)	$\delta_{R,i}$ e/ou $CMOD_i$ (***) (mm)
RILEM TC 162 – TDF	$b = h = 150$ $L \geq 550$ $\lambda = 500$ $d_{max} \leq 32 \text{ mm}$ $l_f \leq 60 \text{ mm}$	Sim Altura: 25 mm Largura $\leq 5 \text{ mm}$	Uma carga no centro do vão	Carga-flecha (P- δ) Carga-abertura do entalhe (P – CMOD)	$f_{ct, L}$ $f_{R,i} (i = 1, 2, 3 \text{ ou } 4)$	$\delta_{R,i} = 0,847 CMOD_i + 0,0352$ $\delta_{R,1} = 0,46 \text{ ou } CMOD_1 = 0,5$ $\delta_{R,2} = 1,31 \text{ ou } CMOD_2 = 1,5$ $\delta_{R,3} = 2,15 \text{ ou } CMOD_3 = 2,5$ $\delta_{R,4} = 3,00 \text{ ou } CMOD_4 = 3,5$
BS EN 14651: 2005 + A1: 2007	$b = h = 150$ $550 \leq L \leq 700$ $\lambda = 500$ $d_{max} \leq 32 \text{ mm}$ $l_f \leq 60 \text{ mm}$	Sim Altura: 25 mm Largura $\leq 5 \text{ mm}$	Uma carga no centro do vão	Carga-flecha (P- δ) Carga-abertura do entalhe (P – CMOD)	$f_{ct, L}$ $f_{R,i} (i = 1, 2, 3 \text{ ou } 4)$	$\delta_{R,i} = 0,847 CMOD_i + 0,0352$ $\delta_{R,1} = 0,46 \text{ ou } CMOD_1 = 0,5$ $\delta_{R,2} = 1,31 \text{ ou } CMOD_2 = 1,5$ $\delta_{R,3} = 2,15 \text{ ou } CMOD_3 = 2,5$ $\delta_{R,4} = 3,00 \text{ ou } CMOD_4 = 3,5$
DAfStb apud Escamilla (2007)	$b = h = 150$ $L = 700$ $\lambda = 600$	Não	Duas cargas nos terços do vão	Carga flecha (P- δ)	$f_{R,i} (i = 1 \text{ ou } 2)$	$\delta_{R,1} = 0,50$ $\delta_{R,2} = 3,50$
ASTM C 1609/ C 1609 M - 05	$b = h = 100 \text{ ou } 150$ $h \geq 3 l_f \text{ ou } 150 \text{ para } l_f$ entre 50 e 75 $(3 h + 50) \leq L < (l + 2 h)$ $\lambda = 3 h$	Não	Duas cargas nos terços do vão	Carga-flecha (P- δ)	$f_{ct, 1}$ f_{ct} $f_{R,i} (i = 1 \text{ ou } 2)$	$\delta_{R,1} = 0,50 \text{ ou } 0,75 (\lambda / 600)$ $\delta_{R,2} = 2,00 \text{ ou } 3,00 (\lambda / 150)$

(*) b : largura do corpo-de-prova; h : altura do corpo-de-prova; L : comprimento do corpo-de-prova; λ : vão de ensaio, d_{max} : dimensão máxima dos agregados.

(**) $f_{ct, L}$: limite de proporcionalidade; $f_{R,i}$: resistência à tração na flexão residual; $f_{ct, 1}$: tensão correspondente ao primeiro pico de carga; f_{ct} : tensão relativa à carga máxima.

(***) $\delta_{R,i}$: deslocamento vertical correspondente a $f_{R,i}$; $CMOD_i$: abertura do entalhe correspondente a $f_{R,i}$.

O método da EN 14651, a menos do limite superior dado para o comprimento do corpo-de-prova, é praticamente igual ao da RILEM. Este, além das resistências residuais (obtidas a partir de diagrama carga-deslocamento ou carga-abertura do entalhe), define duas resistências equivalentes (obtidas a partir de áreas por baixo do diagrama carga-deslocamento). Nesses dois métodos, a carga com a qual calcula-se $f_{ct, L}$ (limite de proporcionalidade) é o maior valor de carga, no diagrama carga-flecha ou carga-abertura do entalhe (CMOD), até $\delta = 0,05$ mm ou $CMOD = 0,05$ mm (figura 2.11). As cargas referentes às resistências residuais podem ser obtidas do diagrama carga-deslocamento ou do carga-abertura do entalhe, a partir dos valores de $\delta_{R, i}$ ou $CMOD_i$ dados na tabela 2.3 (figura 2.11).

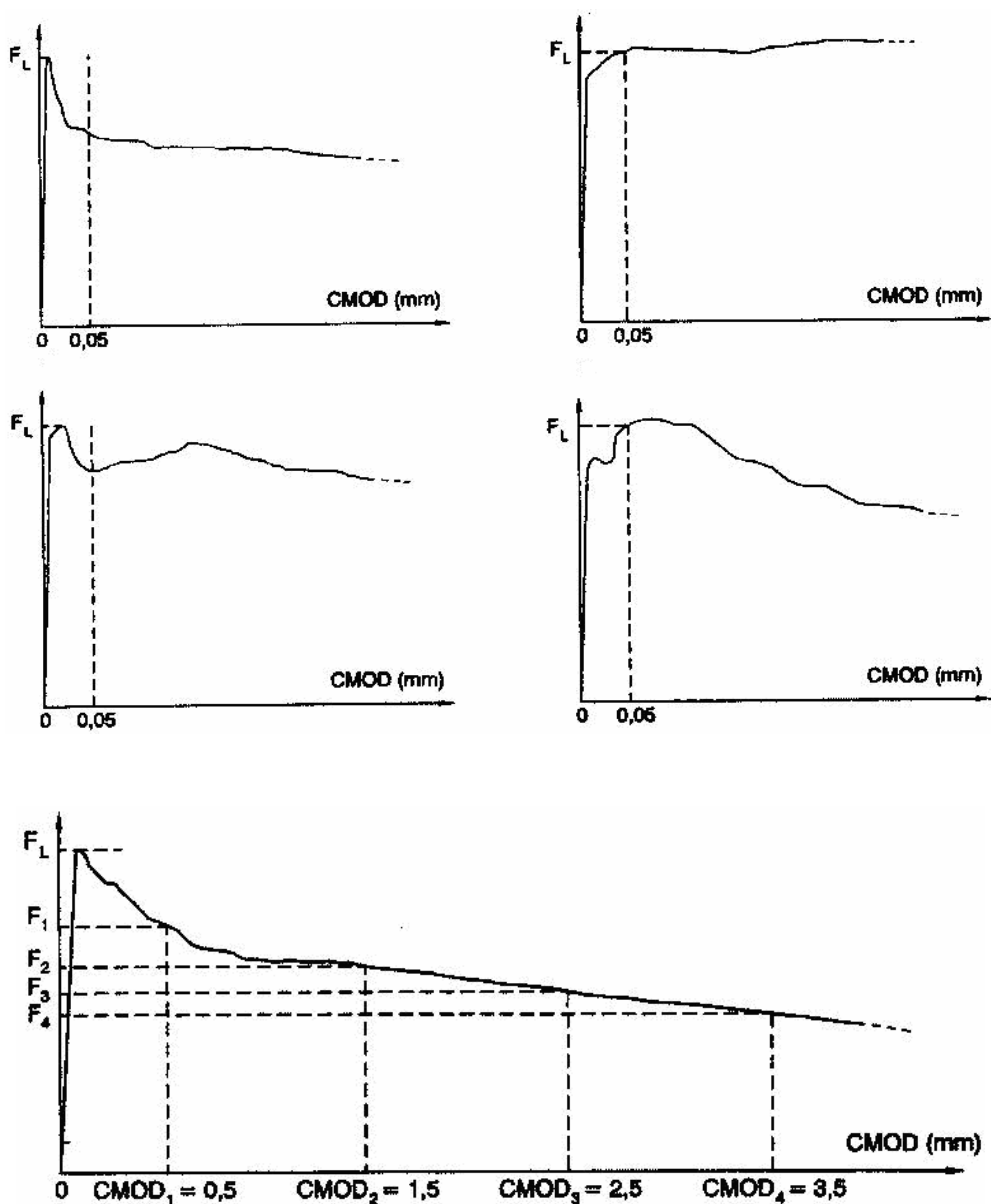


Figura 2.11 - Definição das cargas relativas a $f_{ct, L}$ e $f_{R, i}$ (EN 14651: 2005).

Diferentemente desses métodos, os da DAFStb apud Escamilla (2007) e ASTM C 1609/C 1609 M-05 indicam carregamento com duas cargas e corpos-de-prova sem entalhe.

A menos do método ASTM, que admite prismas com seção de 100 mm de lado para casos de fibras com comprimentos menores, os métodos que constam na tabela 2.3 recomendam seção com 150 mm de lado. Entretanto, segundo Aguado e Laranjeira (2007), quando o ensaio visa obter dados para o projeto de elementos com altura inferior a 125 mm, recomenda-se que as dimensões e o método de preparação dos corpos-de-prova sejam adaptados para simular o comportamento real dos elementos e que os corpos-de-prova não tenham entalhe.

Segundo RILEM TC 162-TDF (2003) partes 1 e 3, a variabilidade nos resultados do ensaio à flexão da ordem de 10% a 30% pode ser esperada, tendendo ela a ser maior em concretos com menores teores de fibras pois neles a variação na distribuição de fibras tende a ser maior e, em consequência, a variação do número de fibras no plano de ruptura também. Maior trabalhabilidade do concreto facilita o alinhamento das fibras na direção do comprimento do corpo-de-prova, o que leva ao aumento da resistência à tração.

De acordo com ACI 544.4R-88 (2006), a resistência à tração na flexão diminui com o aumento da proporção e da dimensão máxima do agregado graúdo na composição do concreto.

Antes da fissuração, fase de comportamento linear-elástico, as fibras não influenciam o comportamento do concreto. Elas, entretanto, melhoram o comportamento pós-fissuração. A curva carga-deslocamento vertical de vigas de concreto com fibras mostra uma maior capacidade de deslocamento vertical antes da ruptura e ramo descendente com perda de capacidade resistente menos brusca que a de vigas de concreto sem fibras. Dependendo do tipo e teor das fibras, o comportamento do concreto com fibras pode ser dos tipos mostrados pelas curvas 1 a 4 da Figura 2.12, sendo que as curvas 1 a 3 são de concretos com amolecimento de deslocamento e o da curva 1 é de concreto com pouca diferença de comportamento com relação ao sem fibras.

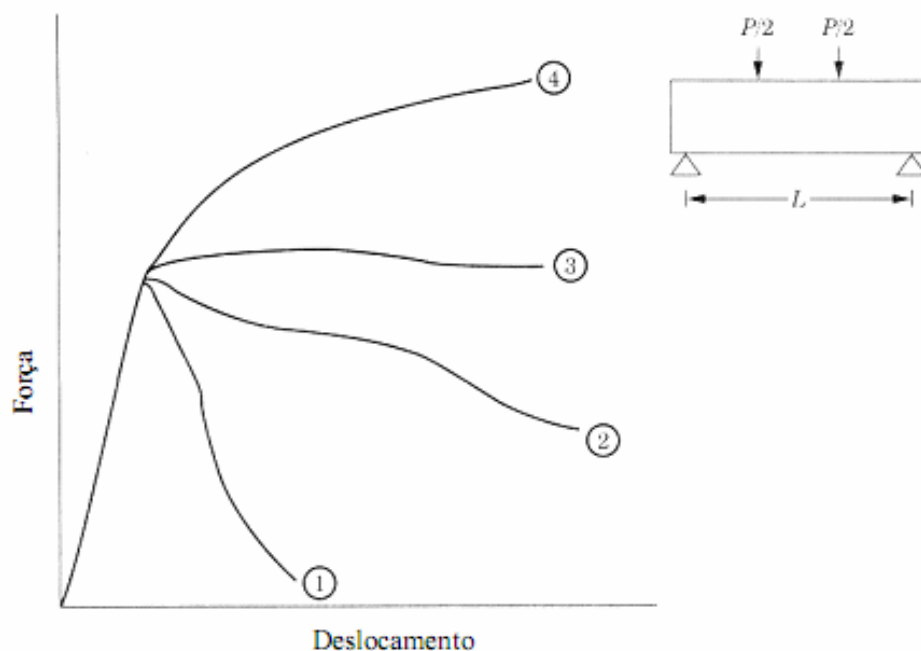


Figura 2.12 - Curvas força-deslocamento típicas para concretos com fibras (BALAGURU e SHAH, 1992).

Segundo ACI 544.1R-96 (2006) e ACI 544.4R-88 (2006), em comparação com concretos sem fibras, os com teores de fibras de até cerca de 1,5% em volume podem ter aumento da resistência à tração na flexão de até aproximadamente 100%. As resistências obtidas de ensaios de corpos-de-prova com uma carga são maiores que as obtidas nos ensaios com duas cargas. Fibras mais longas, corpos-de-prova com menores dimensões e alinhamento das fibras na direção longitudinal tendem a levar a maiores resistências.

De acordo com Bentur e Mindess (1990), os principais fatores que influenciam a melhoria da resistência à tração na flexão quando se adicionam fibras no concreto são o volume e o fator de forma das fibras. Fibras longas tendem a se posicionar na direção do comprimento do corpo-de-prova, resultando em maior aumento na resistência. Na figura 2.13 pode-se observar a influência do teor de fibras na resistência à flexão de vigotas com 100 mm x 100 mm x 350 mm de concreto com resistência à compressão de 27 MPa. As fibras utilizadas tinham comprimento de 50 mm, fator de forma de 100 e ganchos nas extremidades.

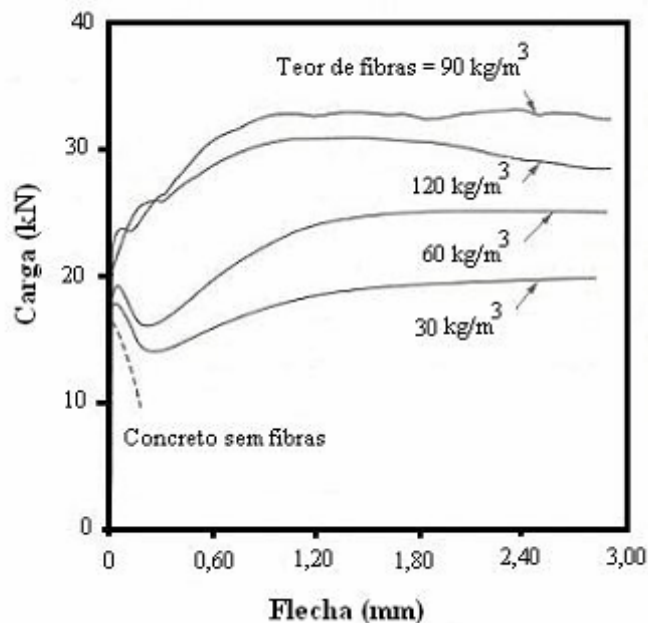


Figura 2.13 - Influência do teor de fibras na curva carga-flecha de vigotas (BALAGURU e SHAH, 1992).

Em concretos com 1,5% de fibras tendo l_f/d_f iguais a 45, 65 ou 80, em comparação com o sem fibras ($f_c = 49,1$ MPa, $f_{ct, sp} = 4,06$ MPa e $f_{ct, f} = 5,94$ MPa), Yazici, Inan e Tabak (2007) observaram aumento de 17%, 15% e 6% em f_c , respectivamente, e 40%, 54% e 45% em $f_{ct, sp}$ e 30%, 57% e 81% em $f_{ct, f}$. Estes resultados exemplificam a maior influência das fibras na resistência à tração do que na resistência à compressão e também o maior benefício na resistência à tração quando tem-se maior valor de l_f/d_f , particularmente em $f_{ct, f}$.

Thomas e Ramaswamy (2007) adicionaram fibras a três grupos de concretos de diferentes classes. Sem fibras, o primeiro grupo tinha $f_c = 29,8$ MPa, $f_{ct, sp} = 3,93$ MPa e $f_{ct, f} = 5,20$ MPa, o segundo $f_c = 56,0$ MPa, $f_{ct, sp} = 5,19$ MPa e $f_{ct, f} = 7,20$ MPa e o terceiro $f_c = 72,4$ MPa, $f_{ct, sp} = 5,76$ MPa e $f_{ct, f} = 8,00$ MPa. Ao adicionar 1,5% de fibras com $l_f = 30$ mm e $l_f/d_f = 55$ a esses concretos, obtiveram-se aumentos de 8,3%, 6,1% e 4,6 % em f_c para o primeiro, o segundo e o terceiro grupo, respectivamente, enquanto para $f_{ct, sp}$ os aumentos foram de 38%, 41% e 39% e para $f_{ct, f}$ foram de 46%, 39% e 40%, respectivamente. Estes resultados mostram, para um mesmo teor de fibras, tendência de diminuição do aumento de resistência devido à adição de fibras em concretos de maior resistência, principalmente em f_c e $f_{ct, f}$.

2.4.6 - Outras Propriedades

2.4.6.1 - Tenacidade, Resistência a Ações Dinâmicas e à Fadiga

A melhoria do comportamento à compressão e à tração na flexão pode ser avaliada quantitativamente por meio das áreas abaixo dos diagramas tensão normal de compressão-deformação específica e carga-deslocamento vertical, respectivamente, obtidos de ensaios à compressão ou de ensaios à tração na flexão. Estas áreas representam a tenacidade à compressão e à tração (capacidade de absorção de energia), sendo esta última de particular importância devido à maior influência das fibras no comportamento do concreto submetido à flexão. Entretanto, não existe consenso com relação a que valores limites de deformação específica ou deslocamento vertical considerar para determinar a tenacidade. Para minimizar este problema, usam-se índices de tenacidade, que são a relação entre as tenacidades de um concreto com fibras e da sua matriz determinadas da mesma maneira.

Para um mesmo teor em volume, fibras com melhores características de ancoragem e maior fator de forma levam a maiores valores de tenacidade do que fibras lisas e retas, (BENTUR e MINDESS, 1990). Para um mesmo tipo de fibras, maiores teores levam a maior tenacidade.

A resistência do concreto com fibras a cargas dinâmicas e de impacto é de 3 a 10 vezes maior do que a do concreto sem fibras (ACI 544.4R-88, 2006), devido à sua maior capacidade de deformação plástica.

Na figura 2.14, compara-se o número de impactos correspondentes à fissuração e à ruptura de concreto sem fibras e de concretos onde se adicionaram fibras de diferentes tipos e pozolana. Nela, verifica-se que os concretos com fibras com ganchos resistiram a mais impactos do que os concretos com fibras lisas e maior teor de fibras e que não houve diferença acentuada entre as resistências ao impacto dos concretos com 63 kg/m³ e 48 kg/m³ de fibras com ganchos. A menos do concreto com fibras lisas, o desempenho dos concretos com pozolana foi pior do que o daqueles que não a tinham.

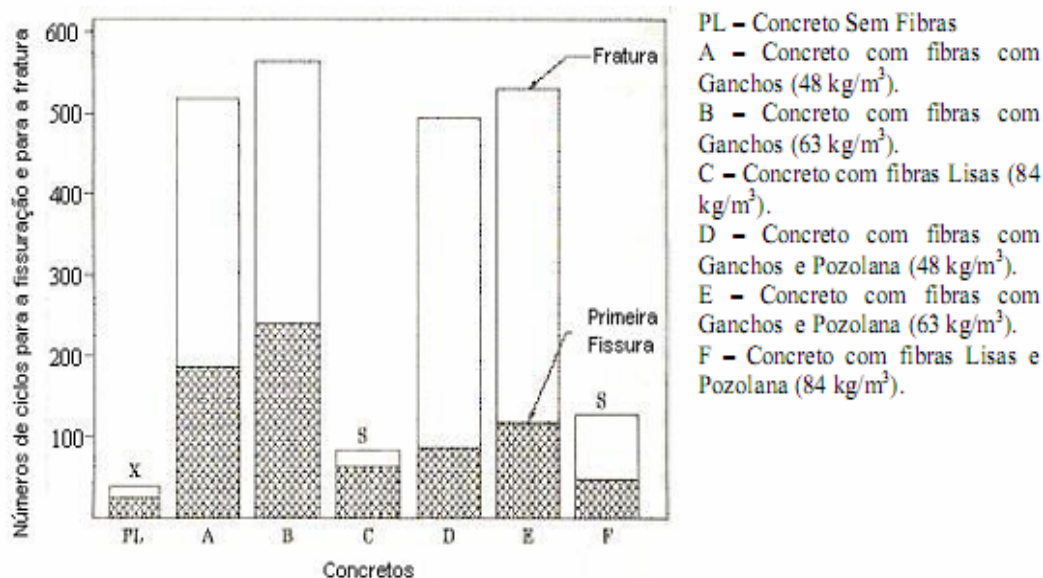


Figura 2.14 - Comparação da resistência ao impacto aos 28 dias de concretos sem fibras e com fibras (BALAGURU e SHAH, 1992).

Como as fibras de aço diminuem a propagação de fissuras no concreto, elas possibilitam um maior número de ciclos de carregamento para determinado nível de tensão para a mesma vida útil ou um maior nível de tensão para certo número de ciclos.

Segundo BENTUR e MINDESS (1990), as fibras de aço têm pouco efeito na fadiga sob carregamento de compressão, porém proporcionam aumento na resistência à fadiga sob tração direta. De cerca de 50% para o concreto sem fibras, essa resistência passa para em torno de 65% a 70% da resistência estática, para 2×10^6 ciclos. No caso de flexão, com uso de fibras de aço deformadas, a resistência para 2×10^6 ciclos pode ser aumentada para 90% a 95% da resistência estática.

De acordo com Balaguru e Shah (1992), concretos com fibras metálicas dosados adequadamente têm resistência à fadiga relativa a 2×10^6 ciclos de cerca de 90% da resistência sob carregamento crescente, se não houver reversão de sentido de carga, e cerca de 70% para casos de carregamentos com sentidos reversos. A figura 2.15 mostra o aumento de resistência à tração na flexão com o aumento do volume de fibras, para 2×10^6 ciclos.

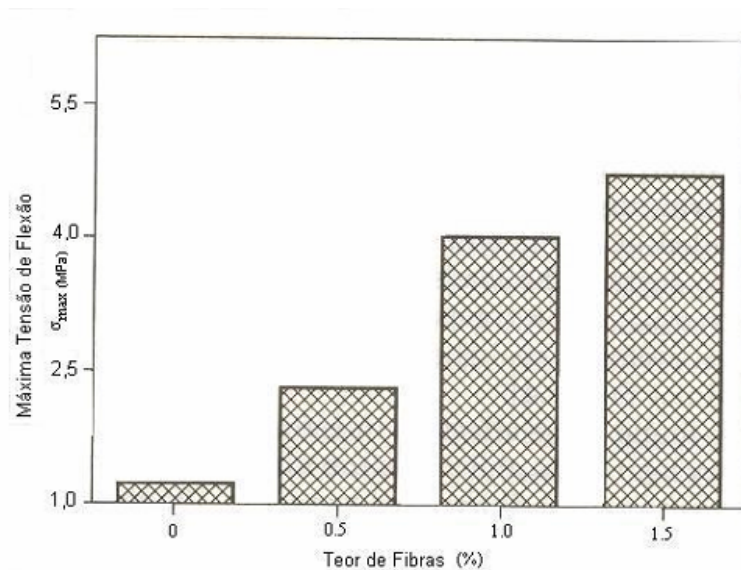


Figura 2.15 - Efeito do teor de fibras de aço na resistência do concreto à tração na flexão para 2 milhões de ciclos (BALAGURU e SHAH, 1992).

2.4.6.2 - Deformações ao Longo do Tempo

Ensaaios mostraram que as fibras de aço têm pouco efeito na retração livre, mas restringem substancialmente a retração quando ela é impedida. Por outro lado, ensaios de 12 meses não indicaram redução relevante nas deformações de corpos-de-prova submetidos a compressão constante (ACI 544.4R-88, 2006; ACI 544.1R-96, 2006).

Ashour, Mahmood e Wafa (1997) concluíram que a adição de fibras ao concreto leva à redução de retração e de deformação lenta sob compressão, sendo elas mais efetivas na redução da retração do que na redução de deformação lenta.

Segundo Miller (2007), há na literatura resultados contraditórios com relação ao efeito da adição de fibras de aço na deformação lenta de elementos de concreto submetidos à compressão, à tração e à flexão; alguns mostram diminuição dessa deformação e outros aumento. Isto, possivelmente, deve-se ao maior teor de ar que os concretos com fibras apresentam e às dificuldades encontradas na realização de ensaios de longa duração.

2.4.6.3 - Durabilidade

As dúvidas com relação à durabilidade do concreto com fibras de aço são freqüentes. Isto se deve ao fato de se observar fibras oxidadas na superfície de

pavimentos e revestimento de túneis. As fibras de aço utilizadas no concreto não recebem nenhum tratamento para evitar a corrosão. Logo, a durabilidade da fibra está condicionada à matriz de concreto, que é um meio fortemente alcalino (pH em torno de 12,5). Porém, com a introdução das fibras ocorre diminuição da fissuração, o que pode influir na durabilidade do concreto com armadura de aço, pois se reduz o ingresso de agentes agressivos (umidade, oxigênio e cloretos) e, conseqüentemente, a probabilidade de ocorrência de corrosão das armaduras (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Um dos problemas relativos à corrosão das fibras é que ela levaria à perda de tenacidade e resistência do concreto, pois o mecanismo de ruptura do concreto com fibras deixaria de ser por arrancamento das fibras, passando a ser por ruptura das mesmas. Por outro lado, se for formada uma pequena oxidação superficial nas fibras, poderia haver aumento na aderência fibra-matriz. Assim, a corrosão das fibras nem sempre levaria a uma redução na resistência e tenacidade do compósito (BENTUR e MINDESS, 1990).

Segundo ACI 544.1R-96 (2006), abertura de fissura menor que 0,1 mm não leva à corrosão das fibras; fissura com abertura maior mas com pouca profundidade causa corrosão apenas localizada, que pode não ter importância estrutural relevante.

Ensaio realizados por Granju e Balouch (2005) em corpos-de-prova submetidos a névoa salina também mostraram que não há corrosão quando a abertura de fissura é menor que cerca de 0,1 mm. Em espécimes com entalhes de 0,5 mm de espessura, observou-se corrosão leve das fibras, sem redução de sua seção. Observou-se ainda que a resistência à flexão de espécimes fissurados submetidos à névoa salina por um ano não foi diminuída e sim aumentada, o que deve ter ocorrido devido à leve corrosão das fibras, que aumentou a aderência entre fibras e matriz, dificultando a arrancamento das fibras da matriz.

2.5 - DESEMPENHO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À FLEXÃO

A tabela 2.4 resume as variáveis consideradas em 18 estudos realizados da década de 90 para cá sobre comportamento à flexão de vigas de concreto com armadura convencional e fibras. Nela constata-se que as dimensões das seções transversais adotadas são geralmente pequenas, a variável mais comumente considerada é V_f , apenas em 7 estudos ρ foi variada, em 10 estudos o valor de ρ foi maior que 1% e só

mais recentemente o comportamento de vigas com baixa taxa de armadura de flexão foi foco de investigação.

Os estudos de Tan, Paramasivam e Tan (1994), Tan e Saha (2005), e Ashour, Mahmood e Wafa (1997) se concentraram em investigar a influência da adição de fibras nos deslocamentos verticais decorrentes de cargas de curta duração e de cargas mantidas durante algum tempo. Tan, Paramasivam e Tan (1995) e Dupont e Vandewalle (2003) analisaram o efeito da inclusão de fibras na fissuração; os primeiros considerando carga de curta e de longa duração e os outros apenas carga de curta duração.

Em geral, esses estudos concluíram que, mantidos os demais parâmetros constantes, para um certo nível de carregamento de curta ou de longa duração, as flechas e abertura e comprimento das fissuras diminuem com o aumento do teor de fibras. Na figura 2.16 pode-se ver curvas carga-flecha para vigas em que se variou V_f de zero a 2% e na figura 2.17 tem-se exemplo da evolução da flecha com o tempo a partir da manutenção de carga igual a 50% da de ruptura de projeto, em função de V_f .

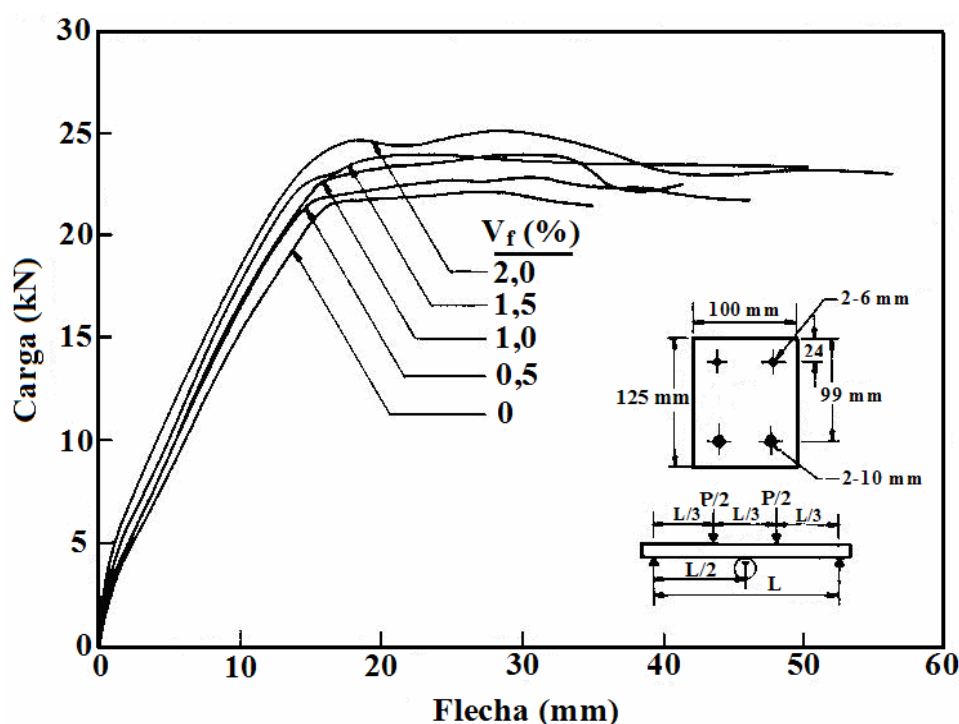


Figura 2.16 - Curvas carga-flecha para vigas onde se variou V_f (TAN, PARAMASIVAM e TAN, 1994).

Tabela 2.4 - Dados das vigas ensaiadas por diferentes pesquisadores (continua).

Pesquisadores	Nº de vigas e dimensões (mm)	Cargas	Resistência do concreto à compressão (MPa)	Taxas de armadura longitudinal (%) e f_y (MPa)	Volume de fibras (%)	Tipo de fibras e dimensão máxima dos agregados (mm)	Variáveis
ASHOUR e WAFA (1993)	8 vigas b = 170 h = 300 a = 1060 ou 1590 λ = 2620 ou 3680	2	$f_c \sim 88$	$\rho = 1,39$ $\rho' = 0,125$ $f_y = 437$	$V_f = 0,0;$ 0,5; 1,0 ou 1,5	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,8$ $d_{máx.} = 10$	a V_f
ALSAYED (1993)	10 vigas b = 200 h = 250 $\lambda = 2300$	2	$f_c = 35$ a 40	$\rho = 0,957$ $\rho' = 0,187$ $f_y = 470$	$V_f = 0,0;$ 0,5; 1,0 ou 1,5	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,8$ ou 1,0 $d_{máx.} = 10$	V_f Tipo de fibra
TAN, PARAMASIVAM e TAN (1994, 1995)	14 vigas b = 100 h = 125 a = 600 $\lambda = 1800$	2 (carga de curta duração) ou distribuída (carga longa duração igual a 50%, 35%, 65% ou 80% da última de projeto desconsiderando as fibras ou apenas o peso próprio)	$f_{cu} \sim 42$	$\rho = 1,60$ $\rho' = 0,58$ $f_y = 460$	$V_f = 0,0,$ 0,5; 1,0; 1,5 ou 2,0	Extremidades com ganchos $l_f = 30$ $d_f = 0,5$ $d_{máx.} = 10$	V_f Cargas de curta e longa duração (1 ano)
TAN e SAHA (2005)	9 vigas	8 das vigas acima com carga de longa duração e uma com carga igual a 59% da última de projeto (10 anos sob carga)					(10 anos)

Tabela 2.4 - Dados das vigas ensaiadas por diferentes pesquisadores (continua).

Pesquisadores	Nº de vigas e dimensões (mm)	Cargas	Resistência do concreto à compressão (MPa)	Taxas de armadura longitudinal (%) e f_y (MPa)	Volume de fibras (%)	Tipo de fibras e dimensão máxima dos agregados (mm)	Variáveis
ASHOUR, MAHMOOD e WAFA (1997)	12 vigas b = 100 h = 150 a = 1160 $\lambda = 2820$	2 Carga de longa duração igual a 50% P_y experimental de viga com carga de curta duração	$f_c \sim 80$	$\rho = 1,25$ $\rho' = 0,0; 0,5\rho$ ou ρ $f_y = 412$	$V_f = 0,0; 0,75$ ou $1,5$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,8$ $d_{máx.} = 9,5$	V_f ρ' Carga de curta e longa duração (180 dias)
ABDUL-AHAD e AZIZ (1999)	8 vigas T $b_f = 250$ b = 100 $h_f = 60$ h = 210 a = 650 $\lambda = 1800$	2	$f_c \sim 20$	$\rho = 3,70$ $\rho' = 0,0$ ou $2,36$ $f_y = 440$	$V_f = 0,0; 0,5; 1,0$ ou $1,5$	Extremidades com ganchos $l_f = 50$ $d_f = 0,5$ $d_{máx.} = 9,5$	V_f ρ'
CHUNXIANG e PATNAIKUNI (1999)	10 vigas b = 120 h = 150 a = 650 $\lambda = 1800$	2	$f_c = 64$ a 83	$\rho = 2,64$ $\rho' = 0,371$ $f_y = 400$	$V_f = 0,0$ ou $1,0$	Extremidades alargadas Seção retangular $l_f = 18, 18$ ou 25 $l_f/d_f = 46, 38$ ou 45 $d_{máx.} = 10$	V_f Tipo de fibra
ASHOUR, WAFA e KAMAL (2000)	27 vigas b = 200 h = 250 a = 1290 $\lambda = 3080$	2	$f_c = 48$ a 66 , $f_c = 78$ a 88 ou $f_c = 102$ a 112	$\rho = 1,18, 1,77$ ou $2,37$ $f_y = 530$	$V_f = 0,0; 0,5$ ou $1,0$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,8$ $d_{máx.} = 10$	V_f ρ f_c
DUPONT e VANDEWALLE (2003)	19 vigas b = 200 h = 300 $\lambda = 2300$	2	$f_c = 30$ a 51	$\rho = 1,15$ ou $1,81$ ρ' não dado f_y não dada	$V_f = 0,0; 0,25; 0,50$ ou $0,76$	$l_f = 60, d_f = 1,0$, $l_f = 50, d_f = 1,1$ ou $l_f = 35, d_f = 0,45$ $d_{máx.}$ não dado	V_f ρ f_c Tipo de fibras

Tabela 2.4 - Dados das vigas ensaiadas por diferentes pesquisadores (continua).

Pesquisadores	Nº de vigas e dimensões (mm)	Cargas	Resistência do concreto à compressão (MPa)	Taxas de armadura longitudinal (%) e f_y (MPa)	Volume de fibras (%)	Tipo de fibras e dimensão máxima dos agregados (mm)	Variáveis
PADMARAJIAH e RAMASWAMY (2004)	15 vigas b = 105 h = 240 a = 750 $\lambda = 2000$	2 Protensão total ou parcial	$f_{cu} = 65$ a 69	$\rho + \rho_p = 1,49$ ou 1,19 $\rho' = 0,280$	$V_f = 0,0; 0,5;$ 1,0 ou 1,5	Extremidades alargadas $l_f = 40$ $d_f = 0,5$ $d_{máx.} = 12,5$	Nível de protensão, V_f , Localização das fibras (toda seção ou só na metade inferior)
LOBÃO (2005)	4 vigas b = 150 h = 300 a = 1500 $\lambda = 3000$	1	$f_c \sim 35$	$\rho = 0,0, 0,100,$ 0,158 ou 0,238 $\rho' = 0,0, 0,100$ ou 0,158 $f_y = 719$ ou 535	$V_f = 0,38$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,8$ $d_{máx.} = 19$	ρ ρ'
OLIVEIRA (2005)	4 vigas b = 150 h = 300 a = 1500 $\lambda = 3000$	1	$f_c \sim 75$	$\rho = 0,0,$ 0,158, 0,238 ou 0,317 $\rho' = 0,0$ ou 0,158 $f_y = 535$	$V_f = 0,38$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,8$ $d_{máx.} = 19$	ρ ρ'
SAVIR e DANCYGIER (2005)	6 vigas b = 200 h = 300 a = 750 $\lambda = 2000$	2	$f_c \sim 120$	$\rho = 0,28$ ou 0,56 $\rho' =$ não dado $f_y = 480$	$V_f = 0,0$ ou 0,75	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,9$ ou $l_f = 35$ $d_f = 0,55$ $d_{máx.} = 22$	V_f ρ Tipo de fibra

Tabela 2.4 - Dados das vigas ensaiadas por diferentes pesquisadores (continuação).

Pesquisadores	Nº de vigas e dimensões (mm)	Cargas	Resistência do concreto à compressão (MPa)	Taxas de armadura longitudinal (%) e f_y (MPa)	Volume de fibras (%)	Tipo de fibras e dimensão máxima dos agregados (mm)	Variáveis
DANCYGIER e SAVIR (2006)	9 vigas b = 200 h = 300 a = 1500, 1000 ou 1250 (variação só para $f_c \sim 120$, $\rho = 0,276$ e $l_f = 35$) $\lambda = 3500$	2	$f_{cu} = 120$	$\rho = 0,28$ ou $0,56$ $\rho' =$ não dado $f_y = 480$ ou 616	$V_f = 0,0$ ou $0,75$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,9$ ou $l_f = 35$ $d_f = 0,5$ $d_{máx.} = 22$	V_f ρ Tipo de fibra a f_c
ALTUN, HAKTANIR e ARI (2006)	9 vigas (3 seção cheia e 6 seção caixão) b = 300 h = 300 a = 600 e = 50 ou 100 $\lambda = 1800$	2	$f_c = 24$	$\rho = 0,400$ $\rho' =$ não dado $f_y = 420$	$V_f = 0,38$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,75$ $d_{máx.} =$ não dado	Tipo de seção
OLIVEIRA (2007)	9 vigas b = 200 h = 600 a = 1500 $\lambda = 4000$	2	$f_c = 41$ a 66	$\rho = 0,052$, $0,131$ ou $0,262$ $\rho_1 = 0,0$, $0,052$ ou $0,104$ $\rho' = 0,052$	$V_f = 0,0$; $0,75$ $1,00$ ou $1,25$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,75$ $d_{máx.} = 19$	V_f ρ ρ_1
ÖZCAN et al. (2009)	6 vigas b = 250 h = 350 a = 600 $\lambda = 1800$	2	$f_c = 21$	$\rho = 0,315$ $\rho' = 0,114$ $f_y = 420$	$V_f = 0,0$ ou $0,38$	Extremidades com ganchos $l_f = 60$ $d_f = 0,75$ $d_{máx.}$ não dada	V_f

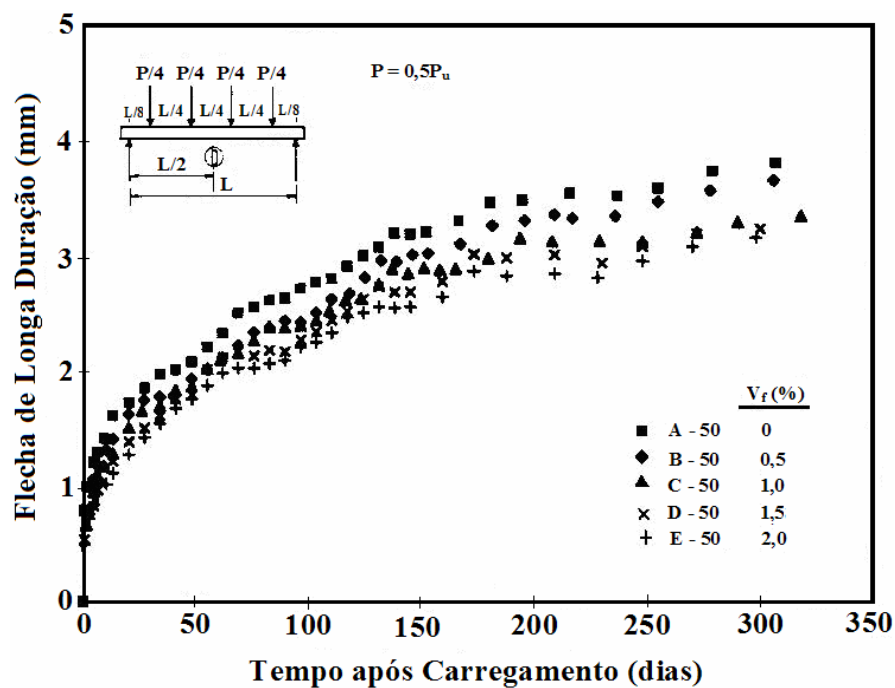


Figura 2.17 - Flecha sob carga mantida igual a 50% da de projeto de vigas com diferentes valores de V_f (TAN, PARAMASIVAM e TAN, 1994).

A figura 2.18 mostra a máxima abertura de fissura em função da carga aplicada em vigas de concretos em que se variou V_f .

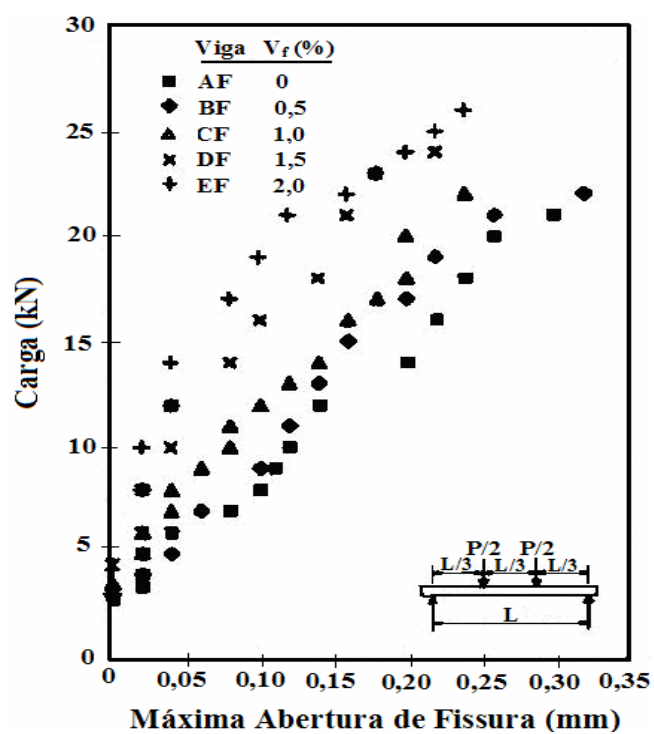


Figura 2.18 - Abertura máxima de fissura em vigas de concretos com diferentes valores de V_f (TAN, PARAMASIVAM e TAN, 1995).

Segundo Dupont e Vandewalle (2003), o método RILEM TC 162-TDF fornece boa avaliação da abertura de fissura de elementos de concreto com fibras.

Alsayed (1993), Ashour, Mahmood e Wafa (1997) e Tan, Paramasivam e Tan (1994) propuseram mudanças nas expressões para cálculo de flecha instantânea e ao longo do tempo da norma ACI 318, para levar em conta o efeito benéfico da adição de fibras ao concreto. Esse efeito é considerado por meio do parâmetro V_f ou $V_f l_f/d_f$. A modificação no expoente de (M_{cr}/M) da fórmula de Branson sugerida por Ashour, Wafa e Kamal (2000) para flechas instantâneas inclui os parâmetros V_f , ρ e f_c .

Nos estudos de vigas com ρ maior que 1% que visaram investigar o comportamento global, as conclusões foram que, em relação a vigas sem fibras, as com fibras apresentaram aumento das cargas correspondentes à fissuração, ao escoamento da armadura longitudinal de tração e à ruptura. Ashour, Wafa e Kamal (2000) observaram que a contribuição das fibras no aumento da resistência à flexão tende a diminuir com o aumento de ρ e a ser maior para os concretos de maior resistência.

A ductilidade dos elementos estruturais é de grande importância, pois ela possibilita a redistribuição de esforços e a sinalização de possíveis problemas muito antes da ruptura. Em vigas com apenas armadura convencional, a ductilidade à flexão depende principalmente das armaduras longitudinais e características do aço e concreto; nas com armadura convencional e fibras, a ductilidade depende também do tipo e teor de fibras.

Na quantificação da ductilidade de vigas são usados os índices de ductilidade global (μ_d) e/ou seccional (μ_c). O primeiro é a relação entre os deslocamentos verticais numa seção correspondentes à ruptura (δ_u) e ao escoamento da armadura longitudinal de tração (δ_y) e o segundo é a relação entre as curvaturas do eixo longitudinal numa seção correspondentes à ruptura (ϕ_u) e ao escoamento da armadura longitudinal de tração (ϕ_y) (SHEHATA e SHEHATA, 1996). Há também quem quantifique a ductilidade por meio de áreas por baixo da curva carga-deslocamento vertical, considerando apenas o ramo ascendente ou também parte do seu ramo descendente.

Ashour e Wafa (1993) concluíram que a ductilidade, quantificada por δ_u/δ_y ou pela relação entre as áreas por baixo da curva P- δ até a carga máxima e até a carga relativa ao escoamento da armadura longitudinal de tração (A_u/A_y), aumentou com o aumento de V_f entre 0% e 1,0%, mas manteve-se praticamente constante ao se aumentar V_f de

1,0% para 1,5%. Chunxiang e Patnaikuni (1999), ao mudarem V_f de 0% para 1,0%, dependendo das dimensões das fibras utilizadas, observaram aumento ou diminuição de δ_u/δ_y .

O comportamento de vigas com taxas de armadura longitudinal de tração próximas das mínimas foi investigado por Lobão (2005), Oliveira (2005), Savir e Dancygier (2005), Dancygier e Savir (2006), Altun, Haktanir e Ari (2006), Oliveira (2007) e Ozcan et al. (2009). O estudo de Altun, Haktanir e Ari (2006) focou apenas a redução do peso próprio passando de seção retangular cheia para seção caixão e o de Özcan et al. visou principalmente a análise numérica das vigas ensaiadas.

Nas vigas ensaiadas por Lobão (2005) e Oliveira (2005), de concreto com resistência à compressão da ordem de 35 MPa e 75 MPa, respectivamente, manteve-se o teor de fibras em 0,38% e variaram-se as taxas de armadura longitudinal. Na figura 2.19 constam as curvas carga-deslocamento vertical das vigas ensaiadas por Lobão, nas quais tinha-se $\rho = 0,0\%$, 0,100%, 0,158% e 0,238%. Essa figura mostra o aumento de resistência e de ductilidade das vigas com o aumento da taxa de armadura longitudinal.

Oliveira et al. (2005) compararam os resultados dos ensaios de vigas de mesmas características geométricas e taxas de armadura de Lobão (2005), Oliveira (2005) e de Agostini (2004), sendo as do último autor de concreto sem fibras (figuras 2.20 e 2.21). Todas essas vigas apresentaram ruptura de alguma barra da armadura longitudinal.

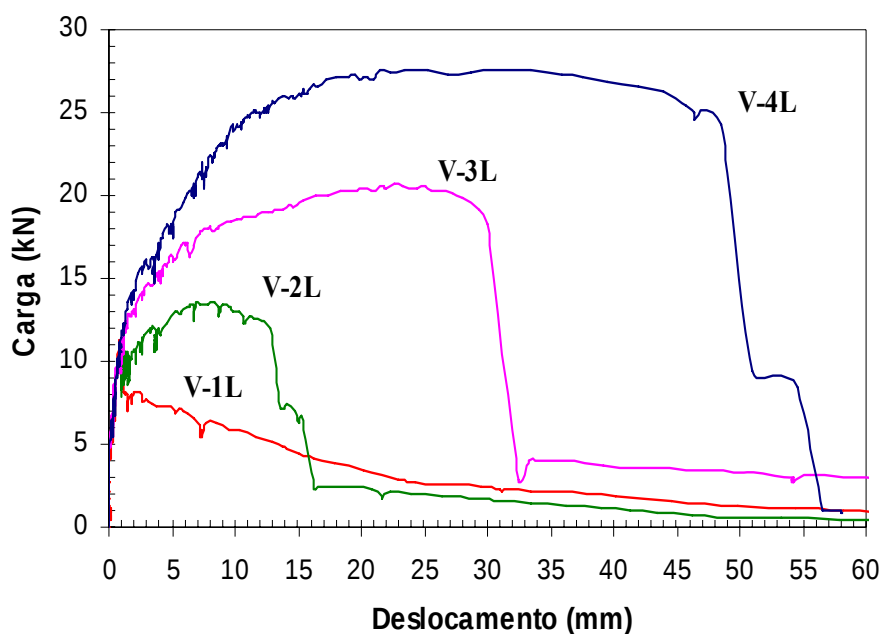
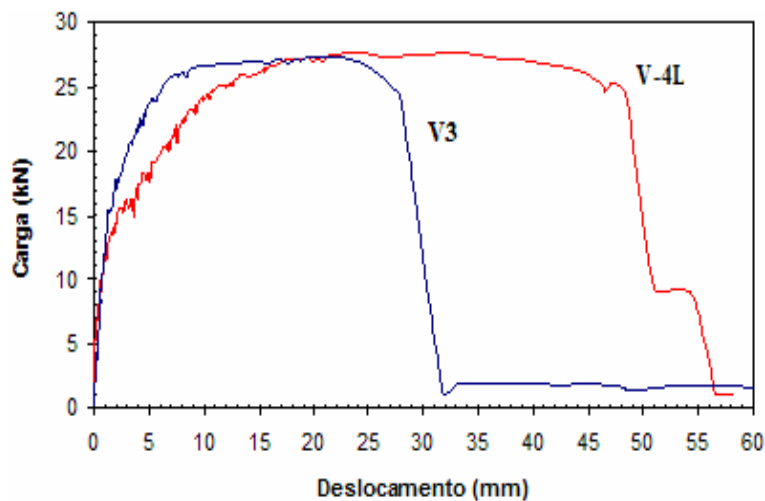
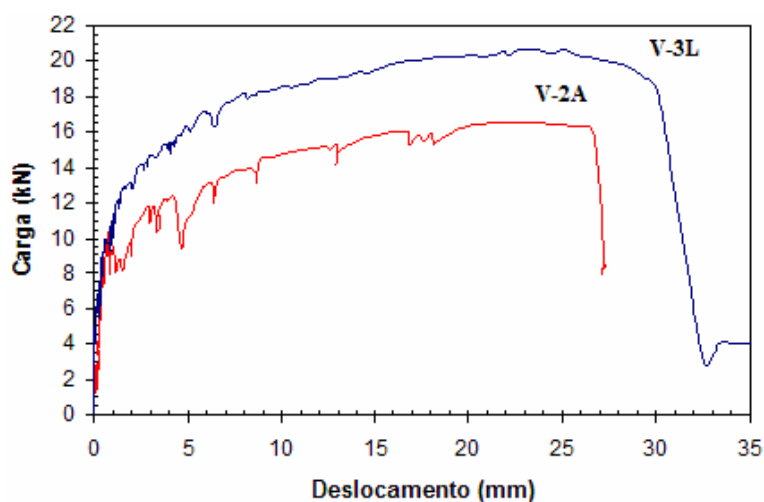


Figura 2.19 - Curvas carga-deslocamento vertical das vigas ensaiadas por Lobão (2005).



	V-3	V-4L
f_c	78,1	42,6
$\rho \cdot f_v$	1,27	1,27
P_{cr}	15,5	14,2
P_u	27,4	27,6

Figura 2.20 - Comparação entre curvas carga-deslocamento vertical de vigas ensaiadas por Lobão (V-4L) e Oliveira (V-3) cuja diferença era a resistência à compressão do concreto (Oliveira et al, 2005).



	V-3L	V-2A
f_c	32,3	39,3
$\rho \cdot f_v$	0,85	0,92
P_{cr}	10,8	10,4
P_u	20,7	16,6

Figura 2.21 - Comparação entre curvas carga-deslocamento vertical de vigas ensaiadas por Lobão (V-3L), com $V_f = 0,38\%$, e Agostini (V-2A), com $V_f = 0\%$ (Oliveira et al, 2005).

Essas comparações mostraram que a adição de fibras no teor de 0,38% eliminou a perda brusca de capacidade resistente logo após a fissuração das vigas com pouca taxa de armadura longitudinal, que nem sempre é recuperada, e que ela foi mais efetiva na melhoria do comportamento das vigas de concreto de menor resistência do que nas de concreto de maior resistência.

Embora não a tivessem recomendado, Lobão (2005) e Oliveira (2005), com base no critério de definição da armadura mínima de ter-se satisfeitas as condições de

$$\frac{P_y}{P_{cr}} \geq 1 \quad (2.11)$$

$$\frac{P_u}{P_{cr}} \geq 1,6 \quad (2.12)$$

concluíram que a taxa de armadura longitudinal de tração mínima de vigas com fibras poderia ser menor que nas vigas sem fibras.

Savir e Dancygier (2005) ensaiaram vigas de concreto de alta resistência sem ($\rho = 0,28\%$) e com fibras de dois tipos ($V_f = 0,75\%$ e $\rho = 0,28\%$ ou $0,56\%$). As vigas sem fibras não foram levadas à ruptura devido à limitação de deslocamento do pistão do macaco; o carregamento foi interrompido sem que houvesse ruptura de barras da armadura longitudinal e/ou esmagamento do concreto. As vigas com fibras e $\rho = 0,28\%$ tiveram ruptura de uma das barras de aço longitudinais e as com $\rho = 0,56\%$ ruptura com esmagamento do concreto seguido da ruptura de uma das barras.

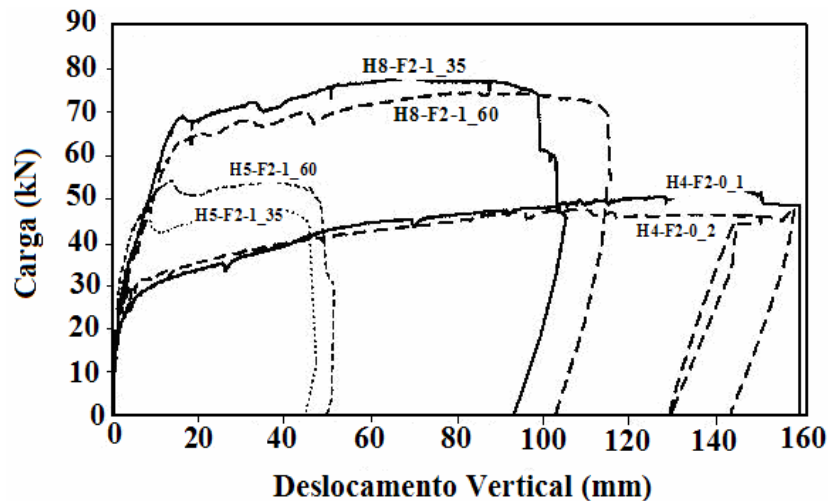
As vigas com fibras e $\rho = 0,28\%$ tiveram cargas de ruptura próximas das máximas que puderam ser registradas para as sem fibras com mesma taxa de armadura longitudinal, mas ductilidade bem inferior. As com $\rho = 0,56\%$ tiveram resistência maior que as com $\rho = 0,28\%$ mas ductilidade também menor que a das sem fibras. As curvas carga-deslocamento vertical dessas vigas estão na figura 2.22.

Segundo os autores, nas vigas com fibras, embora várias fissuras tenham surgido, a partir de nível de carga relativamente baixo apenas uma fissura continuou a abrir, levando à ruptura da barra de aço longitudinal para deslocamentos relativamente pequenos. As vigas com $\rho = 0,56\%$ tiveram mais fissuras de flexão e maior ductilidade que as com $\rho = 0,28\%$.

Para esses autores, o aspecto da diminuição da ductilidade com a adição de fibras em vigas com baixas taxas de armadura deve ser considerado além do momento mínimo que essa armadura pode resistir. Eles concluem que a taxa de armadura mínima pode ser associada ao comprimento de plastificação e que elementos fletidos de concreto de alta resistência com fibras devem ter armadura mínima maior que os de concreto de resistência convencional sem fibras para se ter ductilidade suficiente.

Posteriormente, Dancygier e Savir (2006) realizaram mais alguns ensaios de vigas de concreto de alta resistência com os mesmos teor de fibras e taxas de armadura longitudinal adotados nas vigas ensaiadas anteriormente, mas com menores valores da

distância dos apoios às cargas (a). Essas vigas também tiveram ruptura das barras da armadura longitudinal, apresentaram menor ductilidade que as vigas com maior valor de (a) e mostraram considerável redução da ductilidade com a adição de fibras (Figura 2.23). De acordo com os autores, o aumento da aderência da armadura longitudinal causada pela ação confinante das fibras pode ser a explicação da redução do comprimento de plastificação e essa ação deve diminuir com o aumento de ρ .



Vigas H4 sem fibras e $\rho = 0,28\%$; vigas H5 com fibras e $\rho = 0,28\%$; vigas H8 com fibras e $\rho = 0,56\%$.

Figura 2.22 - Curvas carga-deslocamento vertical de vigas ensaiadas por Savir e Dancygier (2005).

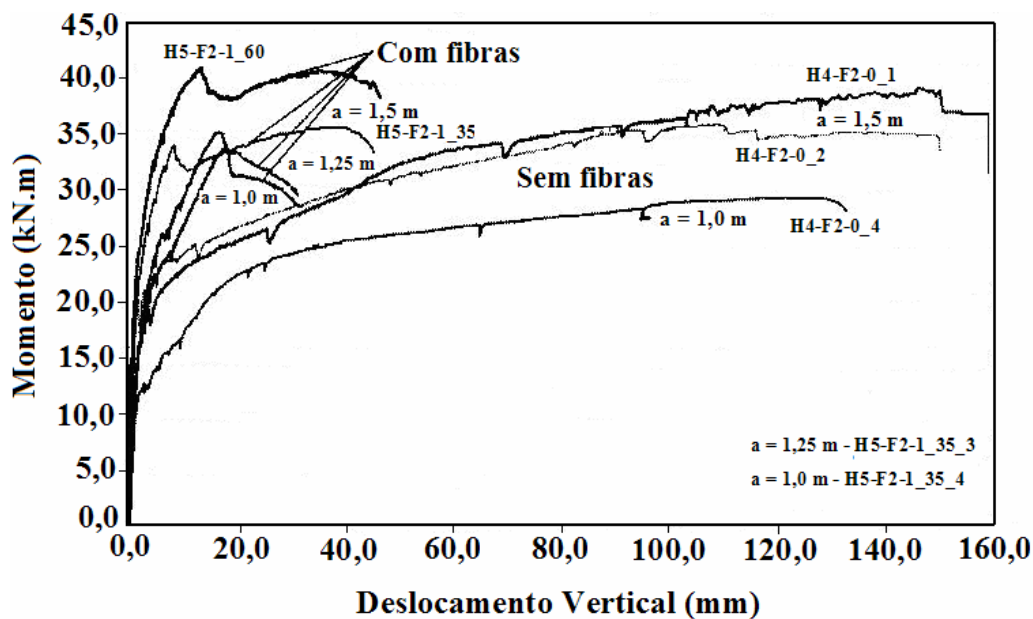


Figura 2.23 - Curvas momento-deslocamento vertical de vigas ensaiadas por Dancygier e Savir (2006).

Os ensaios de Oliveira (2007) objetivaram verificar a possibilidade de reduzir as armaduras longitudinal de flexão e de pele mínimas de vigas com 60 cm de altura por meio da adição de fibras de aço ao concreto. Foi concluído que “mesmo sendo possível a substituição de parte da armadura de flexão pelas fibras de aço, é evidente a menor eficiência das fibras quando comparada à da armadura contínua de flexão, chegando-se a usar quase seis vezes mais aço” e foi comentado que essa substituição só poderia a ser vantajosa em estruturas de grande porte.

Sobre estes últimos ensaios, destaque-se que, na viga sem armadura de pele e $\rho = 0,262\%$, obtiveram-se $P_u = 145,6$ kN e $\delta_u/\delta_y = 5,87$. Ao reduzir ρ para $0,131\%$ e adicionando-se fibras nos teores de $0,75\%$ e $1,25\%$, obtiveram-se $P_u = 138,2$ kN e $\delta_u/\delta_y = 1,05$ e $P_u = 167,1$ kN e $\delta_u/\delta_y = 1,02$, respectivamente, o que mostra perda considerável de ductilidade com a inclusão das fibras.

2.6 - DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO COM FIBRAS DE AÇO QUE CONTENHAM ARMADURA CONVENCIONAL DE FLEXÃO

O dimensionamento de elementos de concreto com fibras à flexão é feito segundo os métodos de dimensionamento de elementos de concreto armado convencional, mas considerando que o concreto resiste também à tração.

Vários tipos de diagramas tensão normal-deformação específica para o dimensionamento à flexão de elementos de concreto com fibras têm sido propostos na literatura. Entretanto, a seguir serão apenas apresentados o diagrama proposto pelo comitê RILEM TC 162-TDF (2003) e os que, segundo Aguado e Laranjeira (2007) constarão no anexo da nova norma espanhola para dimensionamento de estruturas de concreto (EHE). De acordo com Escamilla (2007), esse anexo se baseia na versão preliminar proposta para o novo código modelo fib (CEB+FIP).

2.6.1 - RILEM TC 162-TDF

As recomendações RILEM TC 162-TDF (2003) foram baseadas na norma européia para estruturas de concreto armado EN 1992-1-1 (2004) e são para concretos com fibras de resistência à compressão característica de até 50 MPa, sendo comentado que fibras de aço podem também ser utilizadas em concretos de alta resistência, mas

cuidados devem ser tomados para que as fibras de aço não tenham ruptura frágil antes de sofrerem arrancamento.

A resistência à tração direta do concreto com fibras é avaliada por meio da mesma expressão da EN 1992-1-1 (2004) para concreto sem fibras, ou seja,

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad f_{ctm} \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.13)$$

e a resistência à tração na flexão por meio de

$$f_{ctm, f} = 0,5 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad f_{ctm} \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (2.14)$$

que é diferente da que consta na EN 1992-1-1 (2004),

$$f_{ctm, f} = 0,3 (f_{ck})^{\frac{2}{3}} (1,6 - h) \quad f_{ctm} \text{ e } f_{ck} \text{ em MPa, } h \text{ em m} \quad (2.15)$$

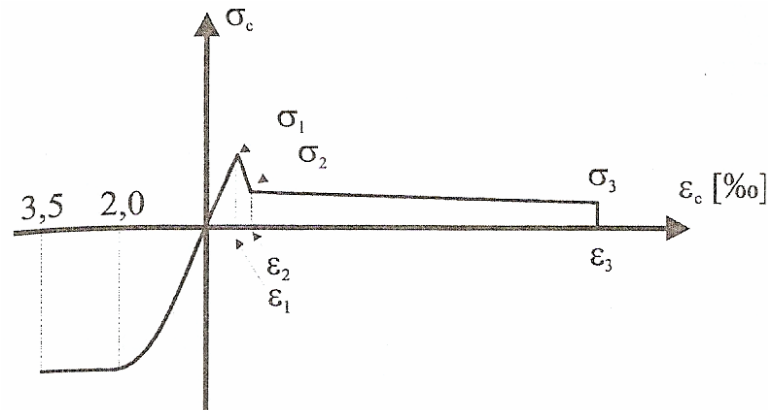
O parâmetro desta expressão que considera o efeito de escala, entretanto, aparece no diagrama tensão normal-deformação específica para concretos com fibras, como mostra a figura 2.24, mudando-se apenas h para d . Esse diagrama inclui ainda outro parâmetro que também visa considerar efeitos de escala (K_h). Ele não constava das recomendações anteriores (RILEM TC 162-TDF, 2000), mas foi incorporado após a constatação de que, sem a sua inclusão, o diagrama levava à superavaliação considerável da resistência à flexão, conforme mostrado por Erdem (2003).

As resistências à tração direta e na flexão características são as resistências médias multiplicadas por 0,7.

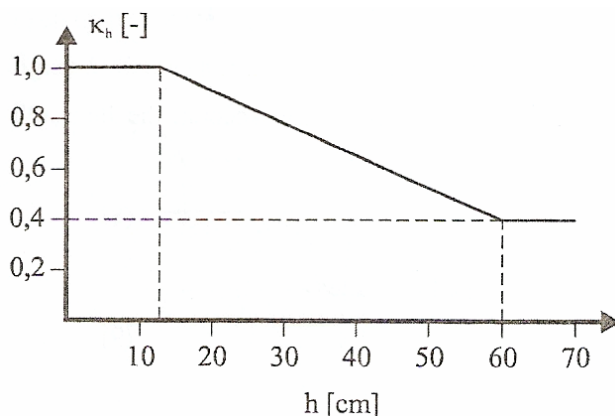
A resistência à tração na flexão pode também ser considerada como sendo o valor característico do limite de proporcionalidade obtido a partir de ensaios segundo a RILEM TC 162 - TDF (2002), conforme mostrado no item 2.4.5. As resistências residuais $f_{R, 1}$ e $f_{R, 4}$ que aparecem no diagrama da figura 2.24 são determinadas também por meio desses ensaios (item 2.4.5), não sendo dada expressão para avaliá-las. Os coeficientes 0,45 e 0,37 pelos quais elas são multiplicadas visam transformar essas tensões, calculadas admitindo-se diagrama triangular de tensões, em tensões mais realistas σ_f uniformes na parte fissurada da seção, como mostra a figura 2.25.

As figuras 2.24 e 2.26 mostram que o diagrama parábola-retângulo adotado para o concreto com fibras comprimido é o mesmo considerado para o sem fibras e que o limite de deformação no nível da armadura longitudinal de tração é 25‰, maior que a de 10‰ adotada pela EN 1992-1-1 (2004) para elementos de concreto sem fibras.

Nada é mencionado sobre os valores dos coeficientes de minoração de resistências a adotar para o concreto e para o aço, devendo ser, portanto, os mesmos considerados na EN 1992-1-1 (2004).



Tensões (MPa)	Deformações
$\sigma_1 = 0,7 f_{ctm,f} (1,6 - d)$ d em m	$\varepsilon_1 = \sigma_1 / E_c$ $E_c = (9500 f_{cm}^{1/3})$ f _{cm} em MPa
$\sigma_2 = 0,45 f_{R,1} K_h$	$\varepsilon_2 = \varepsilon_1 + 0,1 \text{ ‰}$
$\sigma_3 = 0,37 f_{R,4} K_h$	$\varepsilon_3 = 25 \text{ ‰}$



$$K_h = 1,0 - 0,6 \frac{h - 12,5}{47,5}$$

para $12,5 \leq h \leq 60$ com h em cm

Figura 2.24 - Diagrama tensão normal-deformação específica característico para o concreto com fibras.

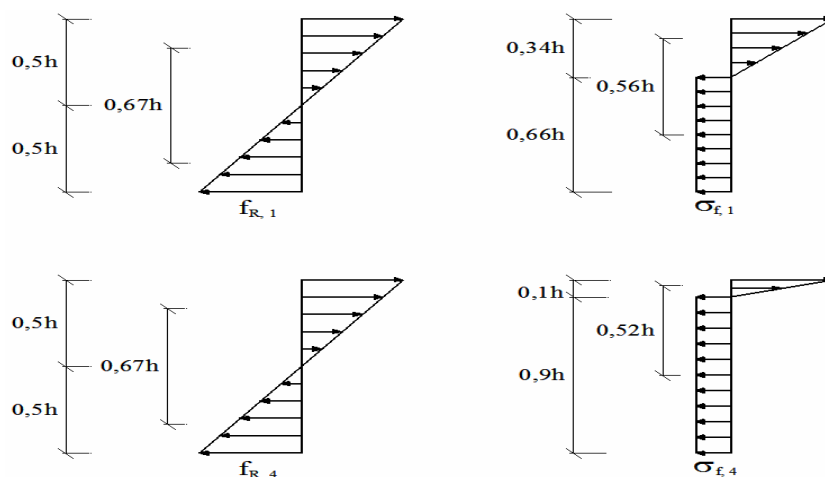


Figura 2.25 - Diagramas considerados na seção fissurada para transformar $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ em tensões mais realistas que correspondem ao mesmo momento fletor.

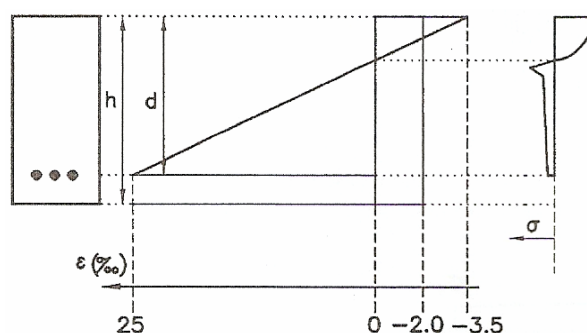


Figura 2.26 - Diagramas de tensão normal e de deformação específica na seção.

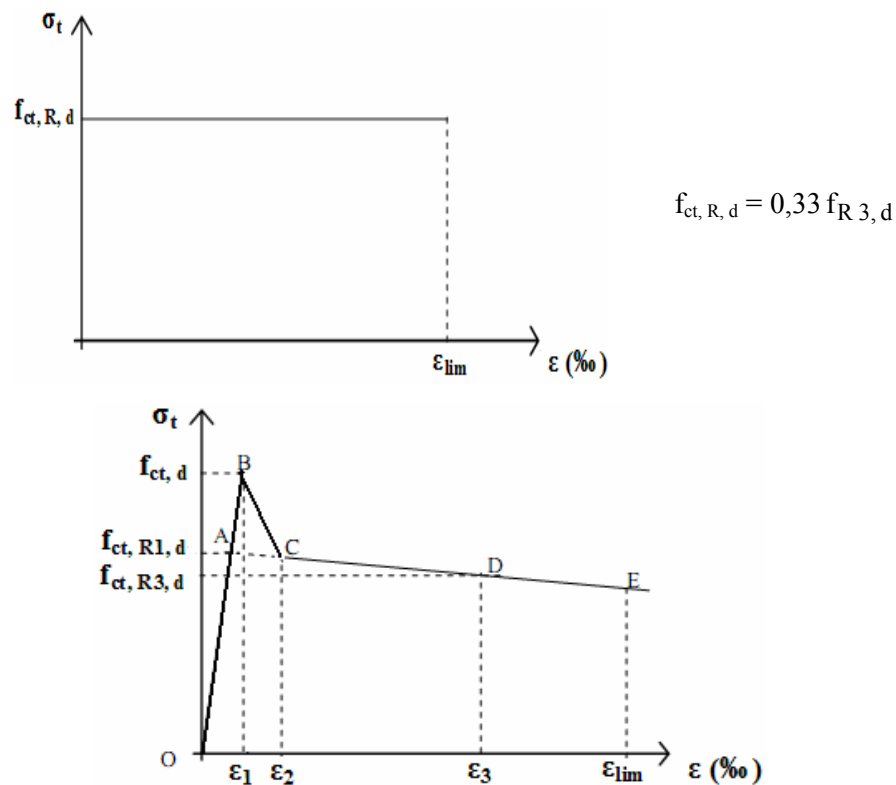
2.6.2 - EHE

Os procedimentos de projeto da EHE, apud Aguado e Laranjeira (2007), são para concretos com fibras com distribuição e/ou orientação aleatória, $V_f \leq 1,5\%$ e $f_{ck} \leq 100$ MPa.

O método de ensaio da EN 14651: 2005 é o adotado na determinação do limite de proporcionalidade, considerado como sendo a resistência à tração na flexão ($f_{ct,f}$) e das resistências à tração na flexão residuais, que são as $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$ (ver item 2.4.5), sendo a segunda, portanto, diferente da adotada no método RILEM. Para que as fibras sejam consideradas com função estrutural, $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$ não podem ser menores que 40% e 20% do limite de proporcionalidade, respectivamente.

Os coeficientes de minoração de resistências para os materiais são os mesmos adotados para as estruturas de concreto sem fibras e dois tipos de diagramas são indicados para o concreto tracionado; um retangular e um trilinear (figura 2.27). Em

ambos os casos, admite-se 20‰ para deformação específica limite no nível da armadura longitudinal de tração. O diagrama trilinear, para análise não linear, ao ser adotado no dimensionamento no estado limite último, pode ser simplificado para um diagrama bilinear formado pelas retas AO e AE, sendo o ponto A determinado prolongando a reta CD até encontrar a reta OB.



Tensões (MPa)	Deformações
$f_{ct,d} = 0,6 f_{ct,f,d}$	$\varepsilon_1 = \sigma_1 / E_c$ $E_c = (10000 f_{cm}^{1/3})$ f_{cm} em MPa
$f_{ct,R1,d} = 0,45 f_{R1,d}$	$\varepsilon_2 = 0,1 + (1000 f_{ct,d} / E_{ci})$
$f_{ct,R3,d} = (0,5 f_{R3,d} - 0,2 f_{R1,d})$	$\varepsilon_3 = 2,5 / l_{cs}$ $l_{cs} = \min (s_m, h-x)$

Figura 2.27 - Diagramas de tensões retangular e trilinear de cálculo para o concreto com fibras.

Na figura 2.27, s_m é a distância média entre fissuras, que pode ser considerada igual à altura da seção h (elementos com taxa de armadura de flexão inferior a 1%) ou

calculada segundo procedimento adotado para elementos de concreto sem fibras, e $(h-x)$ é a distância da linha neutra à fibra mais tracionada.

As recomendações da EHE consideram redução devido à adição de fibras na armadura mínima que visa evitar ruptura por flexão frágil. Considera-se que

$$A_s f_{y,d} + \frac{z_f}{z} A_{ct} f_{ct,R,d} \geq \frac{W}{z} f_{ctm,f} \quad (2.16)$$

onde z_f é o braço de alavanca relativo à resultante das tensões de tração no concreto, A_{ct} é a área da seção tracionada e W é o módulo resistente da seção em relação à fibra mais tracionada. No caso de elementos de seção transversal retangular, essa expressão pode ser simplificada para

$$\rho_{min} f_{y,d} = 0,04 f_{c,d} - 0,4 f_{ct,R,d} \quad (2.17)$$

2.7 - CONSIDERAÇÕES SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A literatura consultada mostra que a inclusão de fibras de aço proporciona melhoria nas propriedades do concreto, particularmente na resistência à tração. O ensaio de vigotas do concreto com fibras à flexão fornece parâmetros definidores dos diagramas tensão normal de tração-deformação específica propostos, mas não há consenso com relação aos procedimentos desse ensaio e ao diagrama a adotar no dimensionamento à flexão.

A adição de fibras ao concreto leva também ao melhor comportamento de elementos de concreto armado submetidos à flexão, nas condições de serviço. No estado limite último, a adição de fibras pode não ser vantajosa em todos os aspectos. No caso de vigas com taxas de armadura longitudinal de flexão próximas da mínima que visa evitar ruptura brusca quando do aparecimento da primeira fissura de flexão, há evidências de que, como nos casos de maiores taxas de armadura de flexão, essa adição aumenta a capacidade resistente à flexão mas, contrariamente ao que ocorre nas vigas com maiores taxas de armadura, diminui a ductilidade à flexão. Este fato merece maior investigação, particularmente devido à proposta citada no item 2.6.2 de diminuição da armadura mínima de flexão nos elementos de concreto com fibras.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são descritos os materiais e o procedimento experimental utilizados para averiguar a influência de fibras de aço no comportamento à flexão de vigas de concreto armado com baixas taxas de armadura longitudinal de tração.

Ensaíram-se cinco vigas de concreto separadas em dois grupos distintos. O primeiro grupo, formado pelas vigas 1-2 e 1-3, possuía taxa de armadura longitudinal de tração de 0,238% e teores de fibras de aço de 60 kg/m³ e 90 kg/m³. O segundo grupo, composto pelas vigas 2-1 2-2 e 2-3, possuía taxa de armadura longitudinal de tração de 0,512% e teores de fibras de aço de 30 kg/m³, 60 kg/m³ e 90 kg/m³.

Tendo em vista a sua consideração na análise dos resultados, incluíram-se também no texto os dados da viga aqui designada de 1-1, ensaiada por Lobão (2005), de características geométricas iguais às das vigas deste trabalho e com taxas de armadura longitudinal e de fibras de 0,238 % e 30 kg/m³, respectivamente.

O concreto das vigas tinha resistência à compressão em torno de 45 MPa.

Todas as vigas tinham seção transversal retangular, foram bi-apoiadas e submetidas a uma carga concentrada no meio do vão até a ruptura.

As medições realizadas durante os ensaios das vigas foram: deslocamentos verticais, deformações específicas do concreto e das armaduras de flexão e abertura de fissuras.

3.2 - MATERIAIS

3.2.1 - Cimento, Agregados e Aditivos

O cimento utilizado na produção do concreto foi o CP II-32-E Alvorada, fabricado pela HOLCIM.

Utilizou-se para agregado miúdo areia natural e para agregado graúdo gnaiss granítico britado com dimensão máxima de 19 mm.

Como aditivos, utilizaram-se o plastificante polifuncional Mastermix 420 N e o superplastificante Glenium 51, ambos fabricados pela BASF.

As principais características dos aditivos utilizados podem ser vistas na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Características dos aditivos utilizados (informações do fabricante).

Aditivo	Base Química	Densidade (kg/m ³)	pH
Mastermix 420 N	Lignosulfonatos	1095 a 1135	8 a 10
Glenium 51	Policarboxilatos	1067 a 1107	5 a 7

3.2.2 - Fibras

As características das fibras de aço utilizadas, fabricadas pela Fibra Steel Indústria e Comércio de Artefatos de Arame Ltda, podem ser vistas na figura 3.1 e na tabela 3.2.



Figura 3.1 - Fibras de aço utilizadas nas vigas.

Tabela 3.2 - Características das fibras utilizadas (Fibra Steel).

Especificação	Comprimento Nominal (mm)	Diâmetro Nominal (mm)	Fator de Forma	Resistência à Tração (MPa)	Alongamento Máximo (%)
FSD8060 AI FF75	60	0,80	75	>1000	< 4

3.2.3 - Concreto

Segundo Aguado e Laranjeira (2007), para elementos com função estrutural, não é recomendável teores de fibras inferiores a 20 kg/m³ ($V_f = 0,25\%$) e o limite superior de fibras se fixa em 1,5% em volume (118 kg/m³) para não se modificar sensivelmente a estrutura granular do concreto. Adotaram-se para os concretos usados teores de fibras entre esses valores: 30 kg/m³, 60 kg/m³ e 90 kg/m³.

As composições dos concretos das seis vigas encontram-se na tabela 3.3. Nelas manteve-se a relação água/cimento constante (0,44) e, a menos da relativa ao concreto com maior teor de fibras, proporções dos materiais similares. A composição do concreto com maior teor de fibras teve menor percentagem de agregados em volume que as dos demais concretos, menor percentagem de agregados graúdos e maior teor de pasta.

Tabela 3.3 - Composições por metro cúbico dos concretos das vigas.

Componente	Viga			
	1-1	2-1	1-2 e 2-2	1-3 e 2-3
Cimento CP II-32-E (kg)	375,00	360,00	360,00	430,00
Areia Natural (kg)	791,00	762,00	762,00	815,18
Brita 19 mm (kg)	1050,00	1004,00	994,00	788,40
Água (kg)	166,50	159,84	159,84	190,92
Plastificante Polifuncional (kg)	—	2,160	2,232	2,316
Superplastificante (kg)	2,175	2,880	3,886	3,344
Fibra FSD8060 AI FF75 (kg)	30,00	30,00	60,00	90,00

3.2.4 - Aço

Em todas as vigas, foram utilizadas na armadura transversal barras de aço CA-60 com diâmetro de 5,0 mm. Já na armadura longitudinal foram utilizadas barras de aço CA-50 com diâmetros de 6,3 mm e 8,0 mm.

3.3 - CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS

3.3.1 - Características Geométricas e Esquema de Ensaio

As seis vigas foram divididas em dois grupos, em função da sua armadura longitudinal.

Elas possuíam seção transversal retangular de 150 mm x 300 mm, altura útil de cerca de 262 mm, comprimento de 3200 mm e vão de 3000 mm.

Todas as vigas foram bi-apoiadas em um aparelho de apoio do 1º gênero e outro do 2º gênero e o carregamento consistiu em uma carga concentrada aplicada no centro do vão, conforme mostra o esquema da figura 3.2.

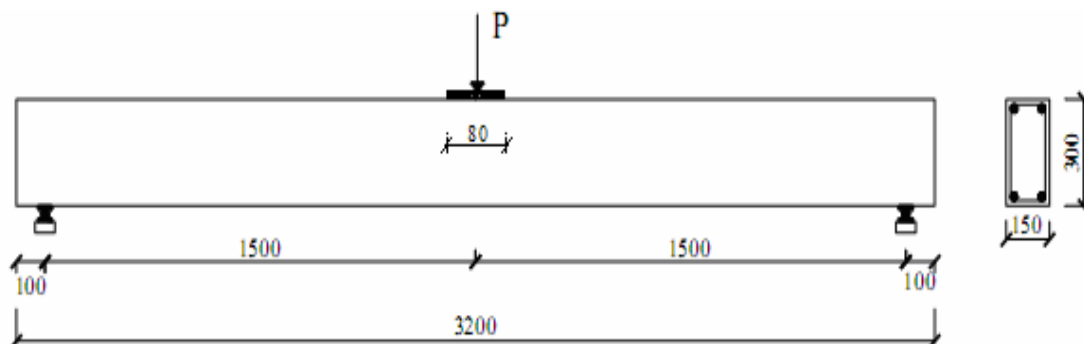


Figura 3.2 - Dimensões e carregamento das vigas (dimensões em mm).

3.3.2 - Armaduras

Considerando $f_c = 45$ MPa, $f_y = 500$ MPa, a resistência à tração na flexão dada pela expressão da EN 1992-1-1 (2004), ou seja,

$$f_{ct,f} = 0,3 f_c^{2/3} \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) \quad \text{com } h \text{ em mm,}$$

e que o momento resistente tem que ser igual ou maior que o módulo resistente da seção multiplicado por $f_{ct,f}$, concluiu-se que, desconsiderando as fibras de aço, a taxa de armadura longitudinal de tração tinha que ser igual a ou maior que 0,232%. Em função deste valor, definiu-se a menor taxa de armadura adotada para as vigas.

No primeiro grupo de vigas (1-1, 1-2, 1-3), a taxa geométrica de armadura longitudinal de tração era $\rho = 0,238\%$ (3 barras com diâmetro de 6,3 mm), próxima da mínima. No segundo grupo (2-1, 2-2, 2-3), a taxa geométrica de armadura longitudinal de tração era $\rho = 0,512\%$ (4 barras com diâmetro de 8,0 mm), 2,15 vezes a das vigas do primeiro grupo.

Para a armadura longitudinal próxima da fibra mais comprimida adotaram-se duas barras com diâmetro igual ao das barras da armadura longitudinal de tração.

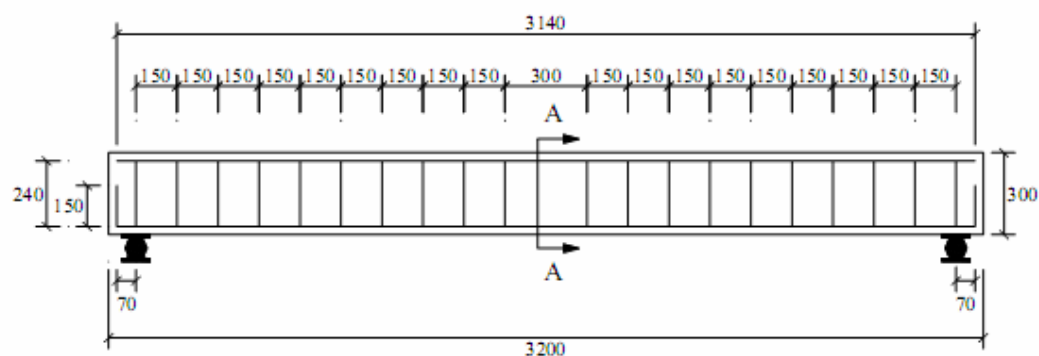
A armadura transversal, que constou de estribos fechados com diâmetro de 5,0 mm espaçados de 150 mm, foi dimensionada de maneira a garantir-se ruptura das vigas por flexão.

Resumo das armaduras longitudinais e das armaduras transversais das vigas é mostrado na tabela 3.4, que inclui também os teores de fibras dos concretos em volume: 0,382%, 0,764% e 1,15%, considerados teores baixo e médios, respectivamente.

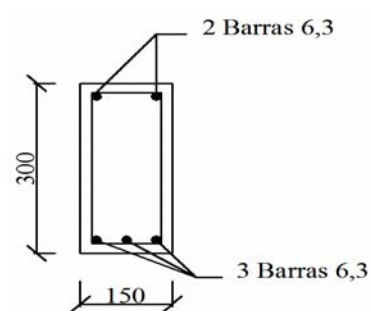
Tabela 3.4 - Armaduras utilizadas nas vigas.

Viga	Longitudinal				Transversal Φ 5,0 mm, $s_t = 150$ mm	Fibra
	Armadura	ρ (%)	Armadura	ρ' (%)	ρ_w (%)	V_f (%)
1-1	3 Φ 6,3 mm	0,238	2 Φ 6,3 mm	0,159	0,175	0,382
1-2	3 Φ 6,3 mm	0,238	2 Φ 6,3 mm	0,159	0,175	0,764
1-3	3 Φ 6,3 mm	0,238	2 Φ 6,3 mm	0,159	0,175	1,15
2-1	4 Φ 8,0 mm	0,512	2 Φ 8,0 mm	0,256	0,175	0,382
2-2	4 Φ 8,0 mm	0,512	2 Φ 8,0 mm	0,256	0,175	0,764
2-3	4 Φ 8,0 mm	0,512	2 Φ 8,0 mm	0,256	0,175	1,15

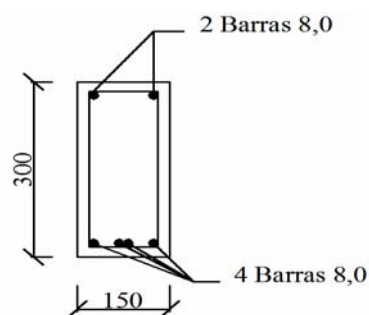
As armaduras longitudinais e transversais podem ser vistas na figura 3.3.



CORTE A-A



Vigas 1-1, 1-2 e 1-3



Vigas 2-1, 2-2 e 2-3

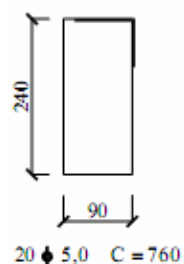


Figura 3.3 - Armaduras longitudinais e transversal das vigas (dimensões em mm).

3.4 - EXECUÇÃO DAS VIGAS

3.4.1 - Fôrmas

As fôrmas utilizadas para a confecção das vigas eram de compensado plastificado de 20 mm de espessura. Antes da concretagem, todas as fôrmas foram vedadas com fita adesiva e untadas com óleo mineral para facilitar o processo de desmoldagem das peças. A figura 3.4 mostra as fôrmas utilizadas na concretagem das vigas.

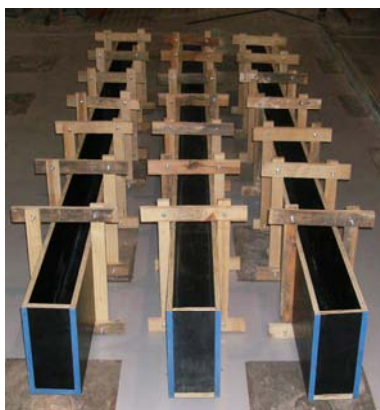


Figura 3.4 - Fôrmas utilizadas na concretagem das vigas.

3.4.2 - Produção do Concreto e Concretagem

Os materiais dos concretos das vigas 1-2, 2-1 e 2-2 foram misturados na betoneira de 320 l de capacidade mostrada na figura 3.5. Na produção dos concretos das vigas 1-3 e 2-3, com maior teor de fibras, para evitar a formação de “ouriços”, utilizou-se o misturador planetário de 80 l de capacidade mostrado na figura 3.6.



Figura 3.5 - Betoneira utilizada na produção dos concretos das vigas 1-1, 1-2, 2-1 e 2-2.



Figura 3.6 - Misturador planetário utilizado na produção dos concretos das vigas 1-3 e 2-3.

A sequência de produção dos concretos na betoneira foi a seguinte:

- ✓ Colocação dos agregados miúdos e dos agregados graúdos e mistura dos mesmos por 1 minuto para homogeneização dos materiais;
- ✓ Adição do cimento e mistura dos materiais por 1 minuto;
- ✓ Adição da água e dos aditivos via enxágue dos recipientes dos aditivos e mistura por 12 minutos;
- ✓ Adição das fibras de maneira gradual e mistura dos materiais por 1 minuto.

Já a sequência de produção dos concretos no misturador planetário foi:

- ✓ Colocação dos agregados miúdos, dos agregados graúdos e do cimento e mistura dos mesmos por 1 minuto para homogeneização dos materiais;
- ✓ Adição da água e dos aditivos via enxágue dos recipientes dos aditivos e mistura por 8 minutos;
- ✓ Adição das fibras de maneira gradual e mistura dos materiais por 1 minuto.

Os abatimentos de tronco de cone medidos foram 12 cm, 13 cm e 11,5 cm para os concretos com 30 kg/m^3 , 60 kg/m^3 e 90 kg/m^3 de fibras, respectivamente.

O concreto das vigas e de alguns de seus respectivos corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos foi lançado manualmente e adensado com vibradores de imersão com agulha de 25 mm de diâmetro (ver figura 3.7).

A moldagem dos corpos-de-prova foi feita para as várias betonadas.

Foram também moldados alguns corpos-de-prova nos quais o adensamento foi feito por meio de mesa vibratória.



Figura 3.7 - Lançamento e adensamento do concreto.

As vigas foram curadas durante sete dias, mantendo mantas umedecidas sobre a superfície livre das vigas (ver figura 3.8). Após esse período, as vigas foram desformadas e deixadas sob as condições do ambiente do laboratório até a data de ensaio.



Figura 3.8 - Cura das vigas com mantas umedecidas.

Os corpos-de-prova foram desformados após um dia da realização da concretagem e curados em câmara úmida até a data da realização dos ensaios.

3.5 - INSTRUMENTAÇÃO

As vigas foram instrumentadas para medições das deformações das armaduras longitudinais de tração, das deformações do concreto na região comprimida e dos deslocamentos verticais em seções a 100 mm do meio do vão. Com exceção da viga 1-1, a abertura de fissuras das vigas foi medida com um fissurômetro com menor divisão de 0,02 mm.

3.5.1 - Extensômetros Elétricos de Resistência

Para a medição das deformações específicas das armaduras longitudinais de tração, foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (KYOWA, KFG-5-120-C1-11) com base de medição de 5 mm.

Em todas as vigas, duas das barras da armadura longitudinal de tração tinham dois extensômetros colados em posições diametralmente opostas na seção do meio do vão.

As figuras 3.9 e 3.10 mostram os extensômetros elétricos e a sua posição na armadura das vigas.



Figura 3.9 - Extensômetros elétricos utilizados nas barras longitudinais de tração.

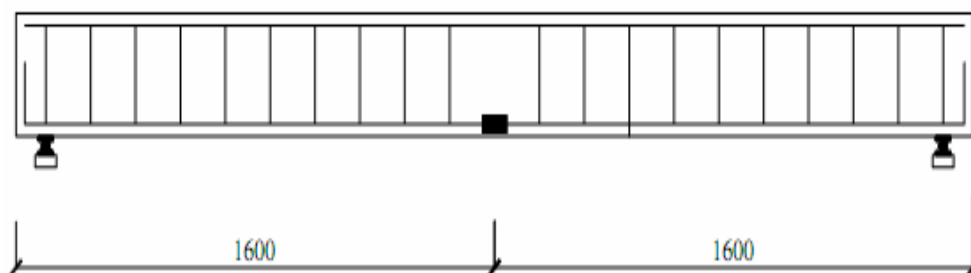


Figura 3.10 - Posição dos extensômetros elétricos (dimensões em mm).

3.5.2 - Extensômetro Mecânico

As deformações do concreto foram medidas por meio de extensômetro mecânico com base de medição de 100 mm e menor divisão de 0,001 mm.

Os pares de placas de cobre que formavam sua base de medição foram colados na superfície do concreto em uma seção a 150 mm do meio do vão (ver figura 3.11), para evitar a região do concreto afetada pela placa de aço utilizada entre o macaco e a viga.

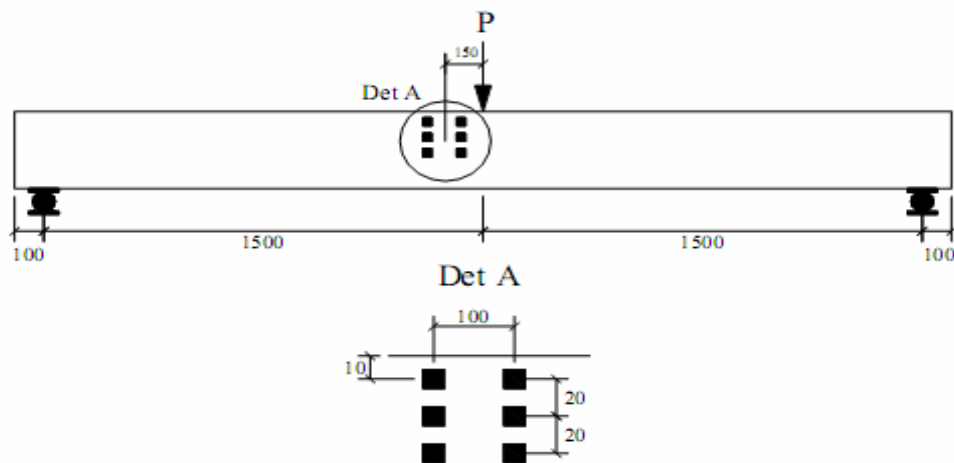


Figura 3.11 - Posição das placas de cobre para medição da deformação do concreto (dimensões em mm).

3.5.3 - Transdutores de deslocamentos

Os deslocamentos verticais das vigas ensaiadas foram medidos com transdutores de deslocamento (KYOWA DTH-A-100), à base de extensômetros elétricos de resistência e com curso de 100 mm e menor leitura de 0,01 mm, instalados a 100 mm do meio do vão (figura 3.12).

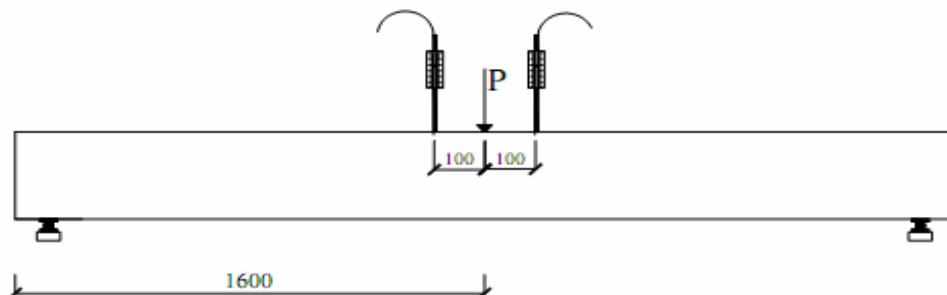


Figura 3.12 - Posição dos transdutores para medição dos deslocamentos verticais (dimensões em mm).

3.6 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.6.1 - Aço

Amostras das barras de aço foram ensaiadas à tração, de acordo com a NBR 6152 (2002), na prensa AMSLER com capacidade de 1000 kN do Laboratório de Estruturas da COPPE (ver figura 3.13). Ensaaiaram-se duas amostras das barras com diâmetro de 5,0 mm, duas com diâmetro de 6,3 mm e duas com diâmetro de 8,0 mm, todas com dois extensômetros elétricos de resistência colados, em posições diametralmente opostas na seção na metade do comprimento, para medição de suas deformações específicas.



Figura 3.13 - Ensaio de tração em barra de aço.

Os diagramas tensão normal-deformação específica típicos obtidos para as barras de aço de diâmetro de 5,0 mm, 6,3 mm e 8,0 mm encontram-se nas figuras 3.14, 3.15 e 3.16, respectivamente.

Na tabela 3.5 encontram-se os valores médios de tensão de escoamento (f_y), tensão de ruptura (f_{su}), deformação de escoamento correspondente ao diagrama bilinear adotado na NBR 6118 (2004), ϵ_y^* , e módulo de elasticidade longitudinal (E_s) dos aços.

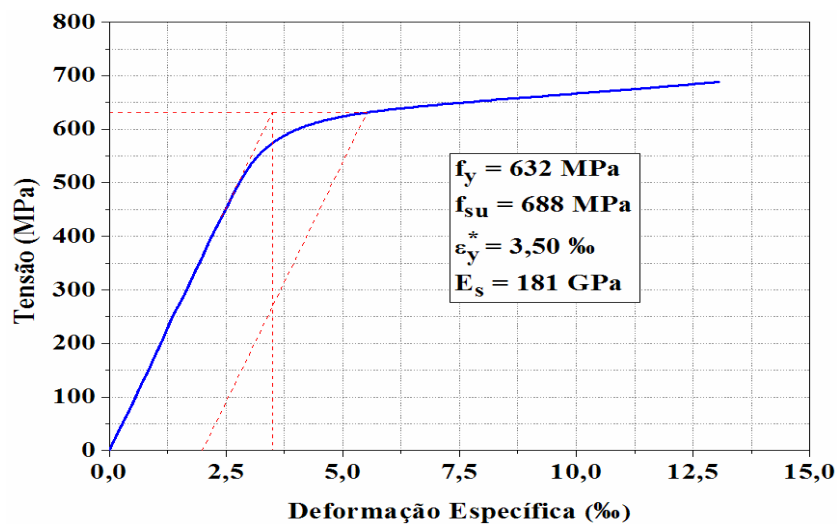


Figura 3.14 - Diagrama tensão-deformação específica das barras de aço de $\Phi = 5,0 \text{ mm}$.

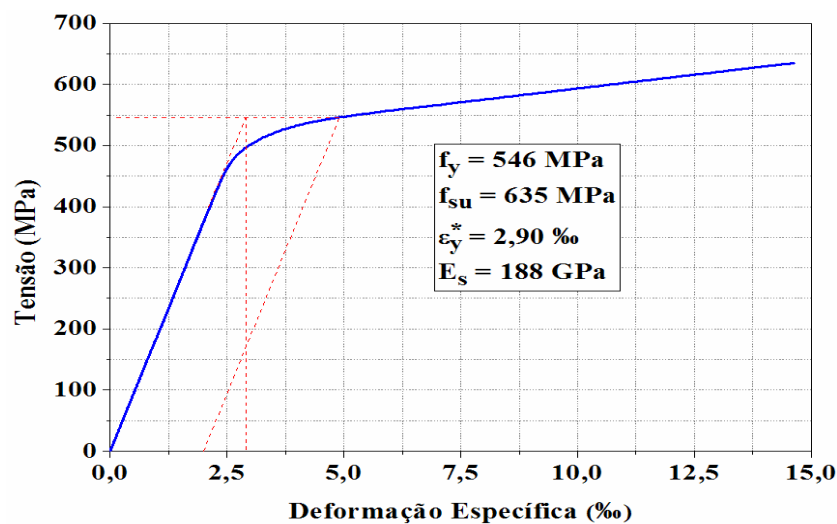


Figura 3.15 - Diagrama tensão-deformação específica das barras de aço de $\Phi = 6,3 \text{ mm}$.

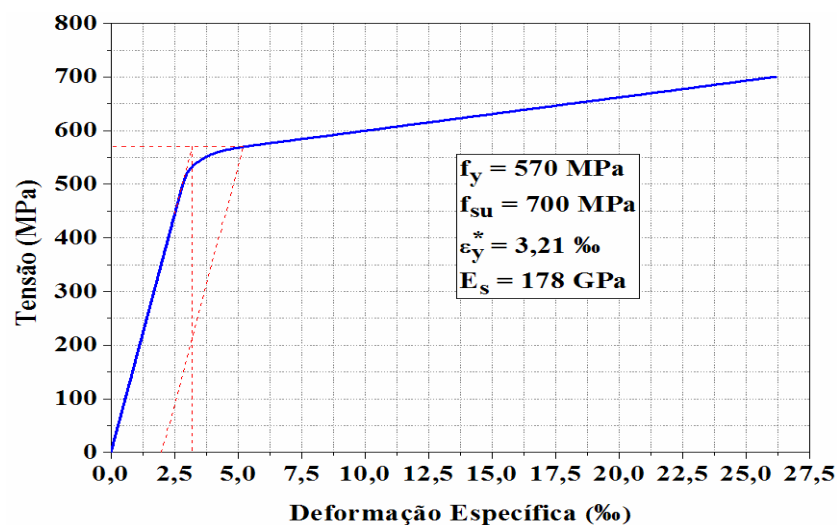


Figura 3.16 - Diagrama tensão-deformação específica das barras de aço de $\Phi = 8,0 \text{ mm}$.

Tabela 3.5 - Características das barras de aço utilizadas.

Φ (mm)	Categoria	f_y (MPa)	f_{su} (MPa)	ϵ_y^* (‰)	E_s (GPa)	f_{su}/f_y
5,0	CA-60	632	688	3,50	181	1,09
6,3	CA-50	546	635	2,90	188	1,16
8,0	CA-50	570	700	3,21	178	1,23

3.6.2 - Concreto

Foram ensaiados corpos-de-prova cilíndricos moldados com vibração interna, de 150 mm x 300 mm, para determinar a resistência à compressão, a resistência à tração por compressão diametral e a curva tensão normal de compressão-deformação específica. Três corpos-de-prova cilíndricos de cada tipo de concreto moldados com vibração externa foram ensaiados à compressão.

De acordo com as recomendações RILEM TC 162-TDF (2002), o ensaio à flexão de concreto com fibras com comprimento de até 60 mm é para ser feito em prismas de 150 mm x 150 mm x 550 mm, ensaiados com vão de 500 mm (relação entre vão e altura igual a 3,3). Os ensaios deste trabalho foram feitos em prismas 100 mm x 100 mm x 400 mm, mas mantendo a relação entre vão e altura de 3,3. Adotaram-se essas dimensões porque os moldes metálicos prismáticos já disponíveis tinham essas dimensões e os dispositivos para o ensaio de flexão também eram para essas dimensões.

Giaccio, Tobes e Zerbino (2008) ensaiaram prismas com seções transversais de 100 mm x 100 mm e 150 mm x 150 mm moldados com concreto de resistência à compressão de 53,6 MPa com fibras de aço tendo ganchos nas extremidades e mesmas dimensões que as usadas neste trabalho. Esses ensaios foram realizados segundo as recomendações RILEM TC 162-TDF (2002), mantendo-se nos prismas sempre as mesmas relações entre vão e dimensão da seção e entre altura do entalhe e dimensão da seção. Os resultados médios dos ensaios dos prismas (limite de proporcionalidade, resistência à flexão, resistências residuais correspondentes a diferentes deslocamentos verticais) com diferentes dimensões foram semelhantes, havendo, entretanto, diferença relevante entre os desvios-padrão referentes aos dois grupos de prismas, que, em geral, foram maiores para o grupo de prismas com menores dimensões.

Dois corpos-de-prova prismáticos de cada tipo de concreto moldados com vibração interna foram inicialmente ensaiados, com carga no meio do vão, obtendo-se para eles apenas a resistência, pois houve problema com o sistema para medição de deslocamento vertical no meio do vão. Três corpos-de-prova prismáticos de cada tipo de concreto moldados com vibração externa foram também ensaiados à flexão, mas com cargas nos terços do vão, obtendo-se para eles a curva carga-deslocamento vertical no meio do vão.

3.6.2.1 - Resistência à Compressão

Esse ensaio foi realizado seguindo a norma NBR 5739 (2007) e, a menos dos corpos-de-prova cujo concreto foi adensado por meio de mesa vibratória, executado em uma prensa AMSLER com capacidade de 1000 kN (figura 3.17).



Figura 3.17 - Execução do ensaio de resistência à compressão.

Na tabela 3.6 são mostrados os valores de resistência à compressão individuais (f_c) e médios (f_{cm}) dos corpos-de-prova de concretos adensados com vibração interna relativos a cada viga.

Os corpos-de-prova de concretos vibrados externamente (um para cada tipo de concreto) apresentaram resistência maior e foram ensaiados numa prensa com capacidade de 3000 kN. Os resultados obtidos encontram-se também na tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto dos corpos-de-prova adensados com vibração interna e vibração externa.

Viga	V_f (%)	Idade (dias)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Idade (dias)	f_c (MPa)
		Vibração Interna			Vibração Externa	
1-1	0,382	55	42,0	42,6	—	—
			43,3			
2-1	0,382	71	44,9	45,9	88	58,6
			46,1			
			46,6			
1-2 e 2-2	0,764	71	40,7	46,1	88	59,2
			42,4			
			46,1			
			48,1			
			49,5			
			49,9			
1-3 e 2-3	1,15	35	43,4	46,0	88	59,7
			45,8			
			46,3			
			46,4			
			46,9			
			47,1			

3.6.2.2 - Diagrama Tensão Normal de Compressão-Deformação Específica

Os ensaios foram executados em uma máquina Shimadzu, servo-controlada com capacidade de carga de 1000 kN. Eles foram feitos com controle de deslocamento e a deformação específica considerada foi a média das obtidas a partir das variações de comprimento medidas por dois transdutores posicionados em geratrizes diametralmente opostas (base de medição de 200 mm; ver figura 3.18). Nos corpos-de-prova de concretos vibrados externamente, as deformações foram medidas também com extensômetros elétricos de resistência com base de medição de 67 mm. O carregamento aplicado e as deformações foram registrados por um sistema de aquisição de dados Lynx.



Figura 3.18 - Transdutores usados para medição das deformações específicas.

Nas Figuras 3.19, 3.20 e 3.21 encontram-se as curvas tensão normal de compressão-deformação específica obtidas para os corpos-de-prova de concretos vibrados internamente, com a indicação da resistência à compressão (f_c) e da deformação específica correspondente a essa tensão (ϵ_{co}). O curto ramo descendente do diagrama referente ao concreto das vigas 1-2 e 2-2 deve-se à perda de capacidade resistente brusca apresentada pelo corpo-de-prova desse concreto logo após a tensão máxima ter sido alcançada.

A tabela 3.7 resume os valores de f_c e de ϵ_{co} desses concretos.

Tabela 3.7 - Valores de f_c e de ϵ_{co} dos concretos com vibração interna.

Viga	V_f (%)	Idade (dias)	f_c (MPa)	ϵ_{co} (‰)
2-1	0,382	73	47,8	2,45
1-2 e 2-2	0,764	73	53,0	2,48
1-3 e 2-3	1,15	37	45,6	3,56

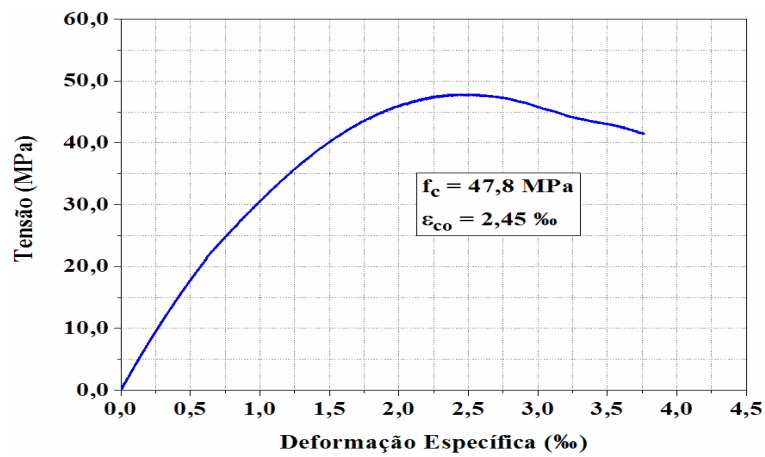


Figura 3.19 - Curva tensão normal-deformação específica do corpo-de-prova da viga 2-1 ($V_f = 0,382\%$).

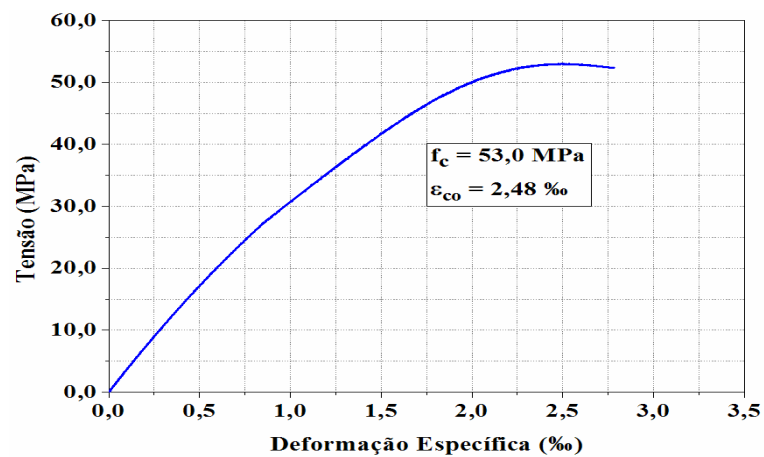


Figura 3.20 - Curva tensão normal-deformação específica do corpo-de-prova das vigas 1-2 e 2-2 ($V_f = 0,764\%$).

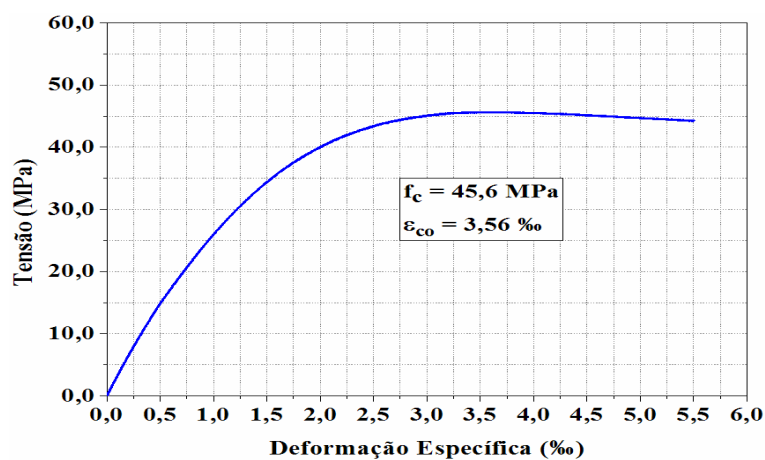


Figura 3.21 - Curva tensão normal-deformação específica do corpo-de-prova das vigas 1-3 e 2-3 ($V_f = 1,15\%$).

Os corpos-de-prova dos concretos vibrados externamente, por terem apresentado resistência à compressão maior que os dos concretos vibrados internamente, não puderam ser levados à ruptura com a prensa utilizada nesses ensaios. Apesar da resistência maior, os trechos iniciais dos diagramas tensão de compressão-deformação específica desses concretos foram semelhantes aos dos concretos vibrados internamente.

3.6.2.3 - Resistência à Tração por Compressão Diametral

Esse ensaio foi realizado seguindo a norma NBR 7222 (1994), em uma prensa AMSLER com capacidade de 1000 kN (figura 3.22).



(a) execução do ensaio.



(b) corpos-de-prova já ensaiados.

Figura 3.22 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Na tabela 3.8 são mostrados os valores individuais e médios obtidos para a resistência à tração indireta dos corpos-de-prova relativos a cada viga.

Tabela 3.8 - Resultados dos ensaios de resistências à tração por compressão diametral.

Viga	V _f (%)	Idade (dias)	f _{ct, sp} (MPa)	f _{ctm, sp} (MPa)
1-1	0,382	55	4,70	5,17
			5,30	
			5,50	
2-1	0,382	71	4,68	5,31
			5,32	
			5,94	
1-2 e 2-2	0,764	71	5,73	5,98
			6,07	
			6,13	
1-3 e 2-3	1,15	35	6,31	6,61
			6,58	
			6,93	

3.6.2.4 - Resistência à Tração na Flexão

Esse ensaio foi executado em uma máquina Shimadzu servo-controlada com capacidade de carga de 1000 kN. O deslocamento no meio do vão, vão este que era 330 mm, foi medido com um transdutor, sendo o deslocamento e o carregamento aplicado registrados por um sistema de aquisição de dados Lynx (figura 3.23).



(a) execução do ensaio.



(b) corpos-de-prova já ensaiados.

Figura 3.23 - Ensaio de resistência à tração por flexão.

Desses corpos-de-prova, dois de concreto com 1,15% de fibras apresentaram duas fissuras e os demais apenas uma fissura.

Nas Figuras 3.24 a 3.29 encontram-se as curvas carga-deslocamento vertical e as curvas dos respectivos ramos ascendentes ampliados dos três corpos-de-prova adensados com vibração externa ensaiados para cada um dos concretos utilizados nas vigas.

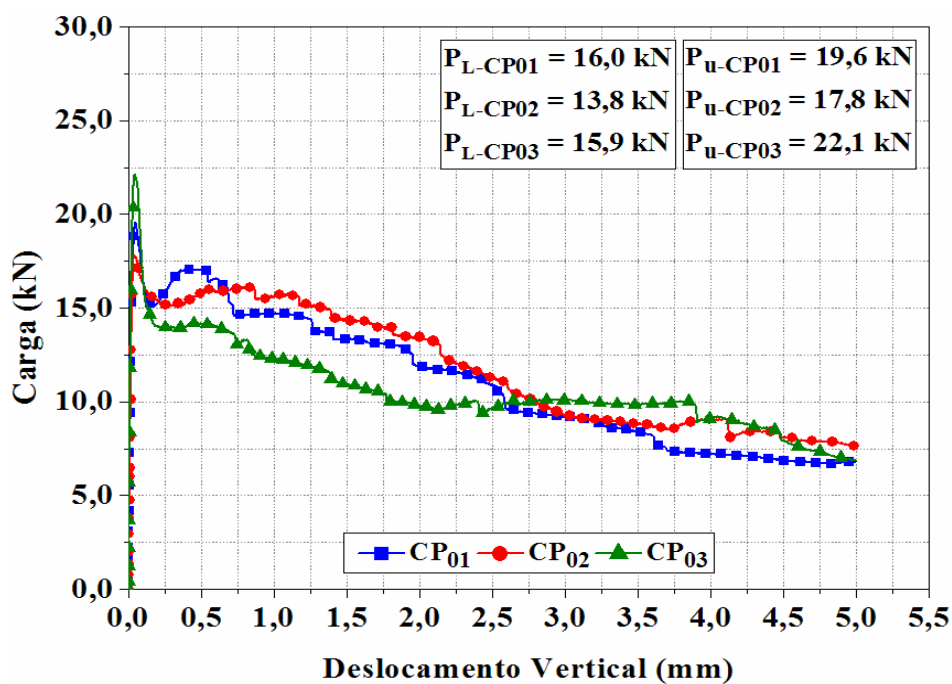


Figura 3.24 - Curvas carga-deslocamento vertical para os corpos-de-prova do concreto da viga 2-1 ($V_f = 0,382\%$).

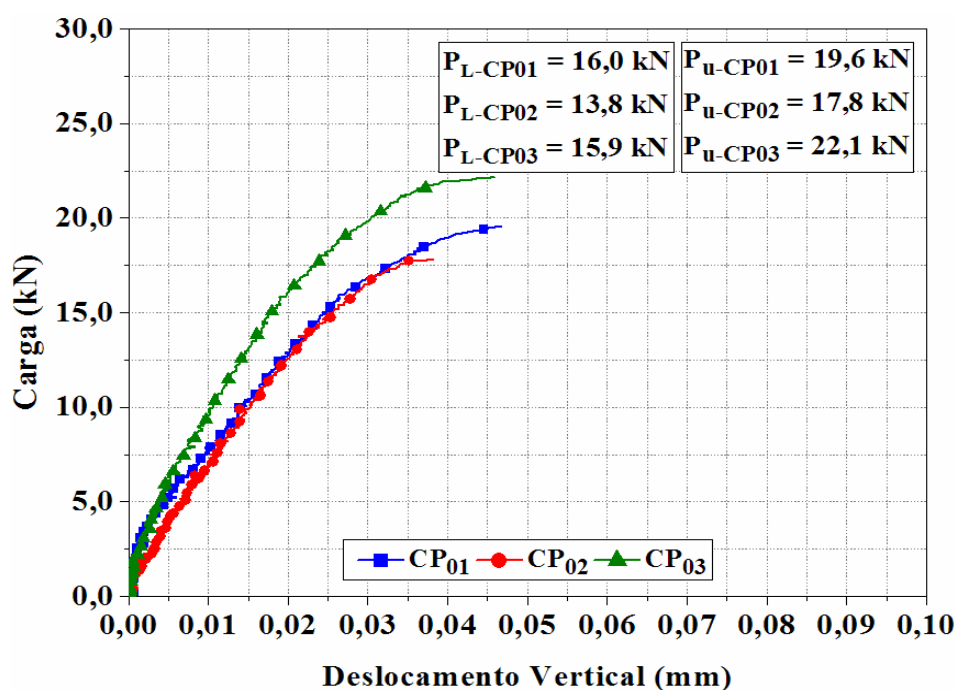


Figura 3.25 - Ramo ascendente ampliado das curvas carga-deslocamento vertical dos corpos-de-prova do concreto da viga 2-1 ($V_f = 0,382\%$).

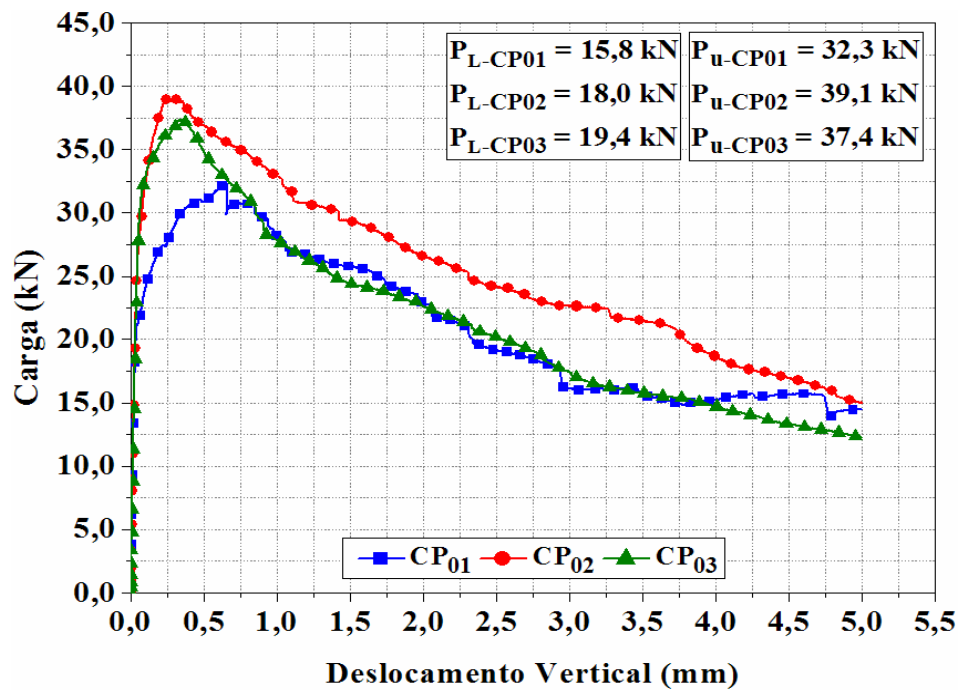


Figura 3.26 - Curvas carga-deslocamento vertical para os corpos-de-prova do concreto das vigas 1-2 e 2-2 ($V_f = 0,764\%$).

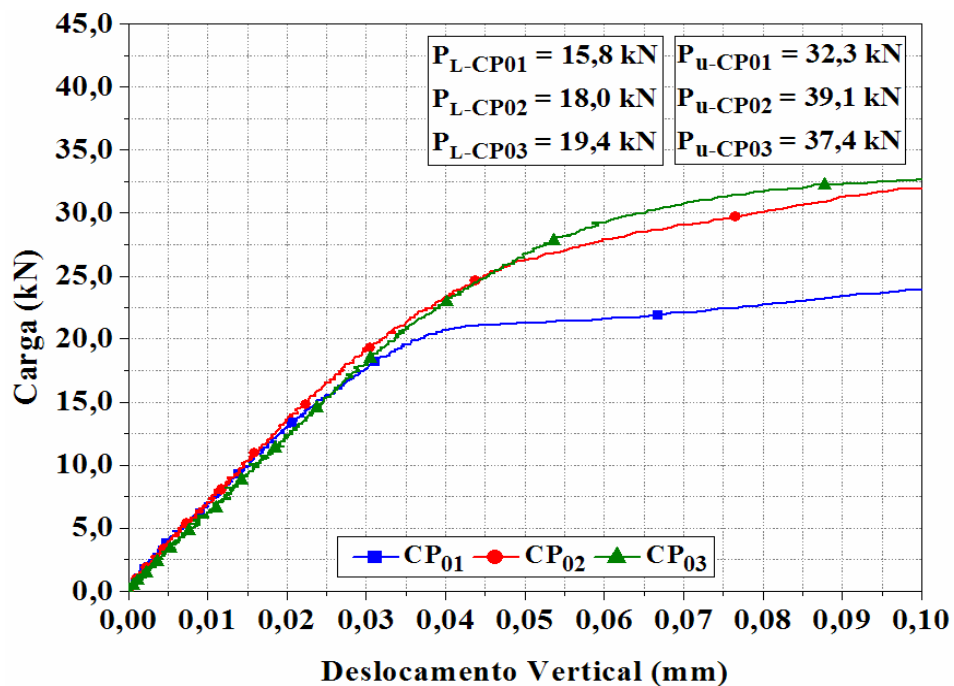


Figura 3.27 - Ramo ascendente ampliado das curvas carga-deslocamento vertical dos corpos-de-prova do concreto das vigas 1-2 e 2-2 ($V_f = 0,764\%$).

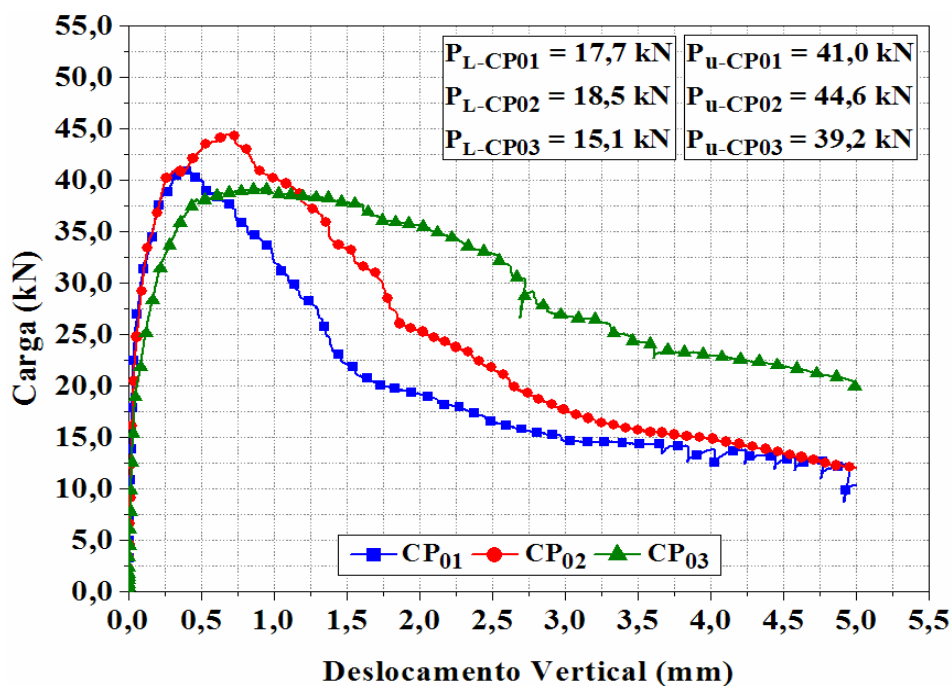


Figura 3.28 - Curvas carga-deslocamento vertical para os corpos-de-prova do concreto das vigas 1-3 e 2-3 ($V_f = 1,15\%$).

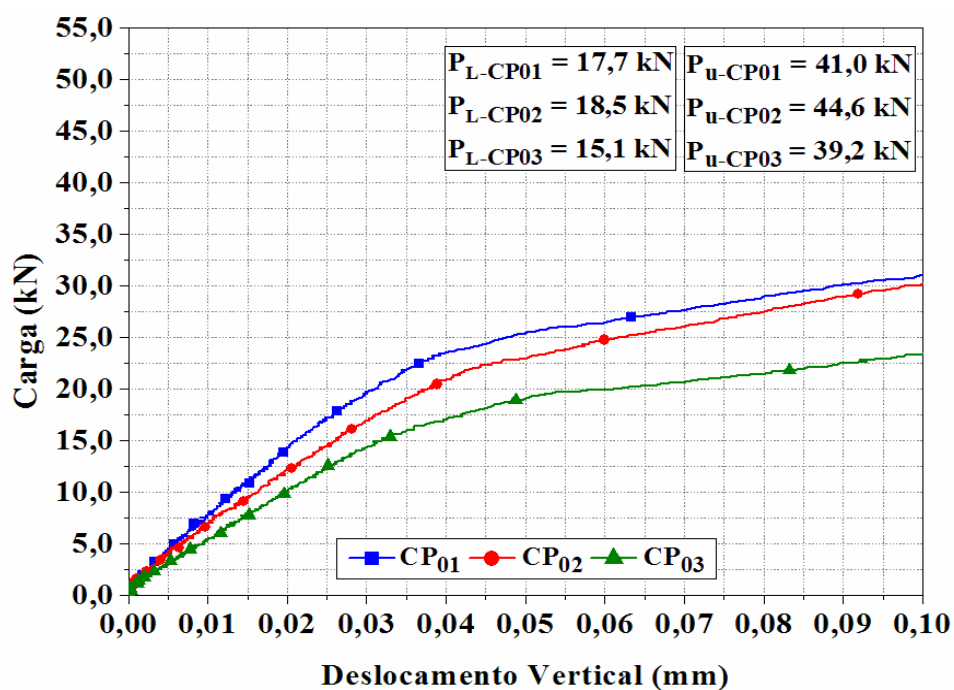


Figura 3.29 - Ramo ascendente ampliado das curvas carga-deslocamento vertical dos corpos-de-prova do concreto das vigas 1-3 e 2-3 ($V_f = 1,15\%$).

A dispersão de resultados observados nessas figuras é inerente aos concretos com fibras. Segundo Aguado e Laranjeira (2007), para garantir homogeneidade desses concretos, a diferença entre o menor e o maior resultado dos ensaios de três corpos-de-prova dividida pela média dos três resultados não pode ultrapassar 35%.

Na tabela 3.9 são mostrados os valores de carga correspondente ao final do trecho linear da curva carga-deslocamento vertical (P_L) e carga máxima (P_u), e das tensões individuais e médias relativas à P_L ($f_{ct, L}$ e $f_{ctm, L}$) e a P_u ($f_{ct, f}$ e $f_{ctm, f}$). Essas tensões foram calculadas assumindo distribuição linear de tensões.

A diferença entre o menor e o maior resultado dos ensaios de três corpos-de-prova de cada tipo de concreto das vigas dividida pela média dos três resultados variou entre cerca de 13% e 22%.

Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios de resistências à tração na flexão.

Viga	V_f (%)	Idade (dias)	P_L (kN)	P_u (kN)	$f_{ct, L}$ (MPa)	$f_{ctm, L}$ (MPa)	$f_{ct, f}$ (MPa)	$f_{ctm, f}$ (MPa)
2-1	0,382	55	16,0	19,6	5,28	5,03	6,47	6,54
			13,8	17,8	4,55		5,87	
			15,9	22,1	5,25		7,29	
1-2 e 2-2	0,764	55	15,8	32,3	5,21	5,85	10,7	12,0
			18,0	39,1	5,94		12,9	
			19,4	37,4	6,40		12,3	
1-3 e 2-3	1,15	53	17,7	41,0	5,84	5,64	13,5	13,7
			18,5	44,6	6,11		14,7	
			15,1	39,2	4,98		12,9	

Os valores de $f_{ctm, f}$ obtidos a partir dos ensaios à flexão com uma carga no meio do vão dos dois corpos-de-prova prismáticos moldados com os concretos das vigas 2-1, 1-2 e 2-2, 1-3 e 2-3 e vibração interna foram 7,72 MPa, 10,5 MPa e 12,1 MPa, respectivamente.

3.7 - ENSAIOS DAS VIGAS

3.7.1 - Montagem

Para a execução dos ensaios, que foram feitos com controle de deslocamento, as vigas foram posicionadas sob um pórtico metálico fixado na laje de reação do Laboratório de Estruturas da UFRJ.

O carregamento foi aplicado por meio de um pistão hidráulico com curso de 150 mm e capacidade de 250 kN, fixado no pórtico e ligado ao sistema de controle de carga e deslocamento MTS.

O esquema de ensaio das vigas é apresentado na figura 3.30.



Figura 3.30 - Esquema de ensaio das vigas.

Após serem posicionadas no pórtico, as vigas tiveram as placas de cobre que formaram a base da medição das deformações do concreto coladas, os transdutores de deslocamento posicionados e os fios dos extensômetros e transdutores conectados ao sistema automático de aquisição de dados HP 34970A.

3.7.2 - Execução

A aplicação do carregamento na viga 1-1 foi feito em incrementos de carga de 2 kN até o início do escoamento da armadura longitudinal de tração; depois, os incrementos de carga foram de 1 kN até a ruptura da viga. Nas vigas 1-2 e 1-3 os

incrementos de carga foram de 5 kN até o aparecimento da 1ª fissura, e depois os incrementos de carga foram sempre de 2 kN. Nas vigas 2-1, 2-2 e 2-3 os incrementos de carga foram de 5 kN até o aparecimento da 1ª fissura, e depois foram de 3 kN.

A cada incremento de carga, foram marcadas as fissuras existentes na viga e realizadas medições de deslocamentos verticais, deformações específicas e abertura de fissuras.

3.7.3 - Resultados

São mostrados a seguir os resultados obtidos nos ensaios das vigas, na forma de gráficos. Os valores medidos encontram-se listados no apêndice.

O valor da carga sob a qual foi constatada visualmente a fissuração das vigas foi anotado no momento do ensaio, mas a carga considerada como a de fissuração foi obtida a partir das curvas carga-deformação específica do aço e carga-deslocamento vertical. A carga máxima atingida em cada viga é aqui chamada de carga de ruptura.

Foram medidas as aberturas das três fissuras que ficavam na região central das vigas e considerou-se, para cada estágio de carga, a maior abertura de fissura dentre as que foram medidas.

A carga $P_{0,3}$ apresentada nos gráficos carga-abertura de fissura refere-se à carga correspondente à abertura de fissura de 0,3 mm, que é a abertura de fissura limite da NBR 6118:2003 (2004) para o caso de combinação freqüente de ações e classes de agressividade ambiental II (moderada) e III (forte), visando a proteção das armaduras contra corrosão.

3.7.3.1 - Modo e Carga de Ruptura

Todas as vigas romperam por flexão, com ruptura de uma barra da armadura longitudinal de tração, com exceção da viga 2-2, que rompeu por flexão com ruptura de duas barras da armadura longitudinal de tração.

Na tabela 3.10 são mostrados os valores das cargas de fissuração (P_{cr}) e de ruptura (P_u) das vigas.

O aspecto das vigas após a ruptura pode ser observado na figura 3.31. Nela pode-se notar que nas vigas 1-1, 2-2 e 2-3, a ruptura não ocorreu na seção onde estavam colados os extensômetros elétricos na armadura, e que, nas vigas 1-2, 1-3 e 2-1, a ruptura

ocorreu próximo à seção onde estavam colocados os extensômetros elétricos na armadura.

Tabela 3.10 - Cargas de fissuração e de ruptura das vigas.

Viga	P_{cr} (kN)	P_u (kN)
1-1	11,8	27,6
1-2	13,1	33,7
1-3	14,5	37,1
2-1	13,0	52,0
2-2	16,2	61,8
2-3	15,6	56,0



Viga 1-1 (Lobão, 2005) ($V_f = 0,382\%$).



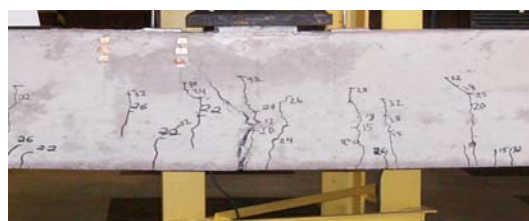
Viga 2-1 ($V_f = 0,382\%$).



Viga 1-2 ($V_f = 0,764\%$).



Viga 2-2 ($V_f = 0,764\%$).



Viga 1-3 ($V_f = 1,15\%$).

a) $\rho = 0,238\%$.



Viga 2-3 ($V_f = 1,15\%$).

b) $\rho = 0,512\%$.

Figura 3.31 - Aspecto das vigas após a ruptura.

3.7.3.2 - Fissuração e Abertura de Fissura

A fissuração das vigas durante e após o ensaio são mostrados nas Figuras 3.32 a 3.36.

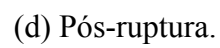
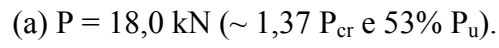
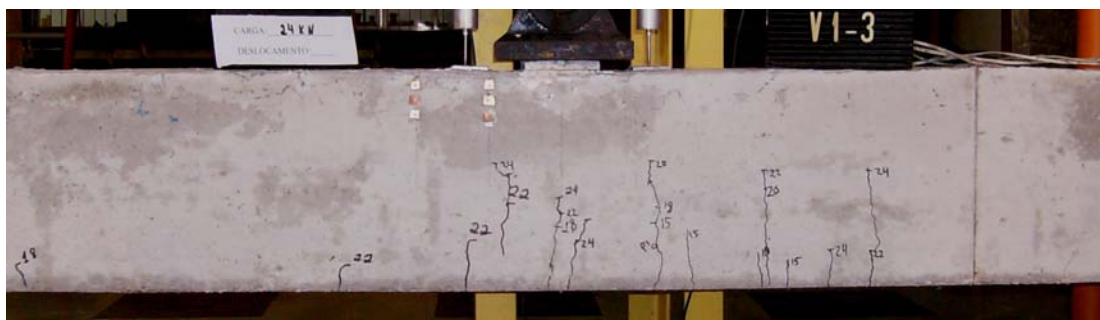


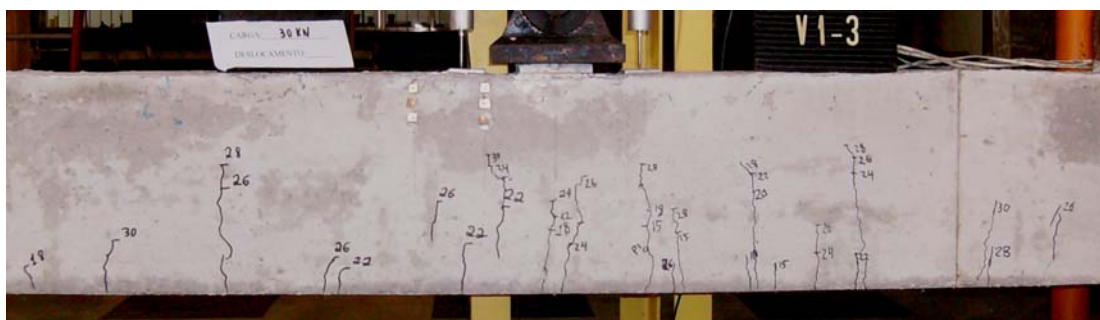
Figura 3.32 - Fissuração da viga 1-2 ($\rho = 0,238\%$, $V_f = 0,764\%$).



(a) $P = 15,0 \text{ kN}$ ($\sim 1,03 P_{cr}$ e $40\% P_u$).



(b) $P = 24,0 \text{ kN}$ ($\sim 65\% P_u$).

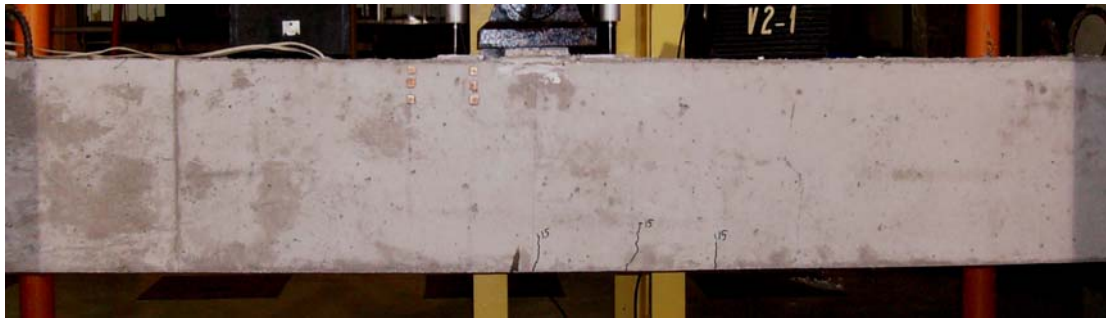


(c) $P = 30,0 \text{ kN}$ ($\sim 81\% P_u$).

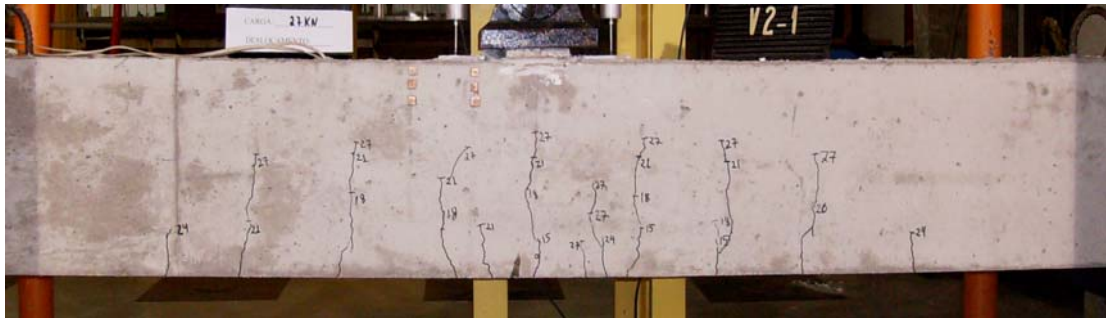


(d) Pós-ruptura.

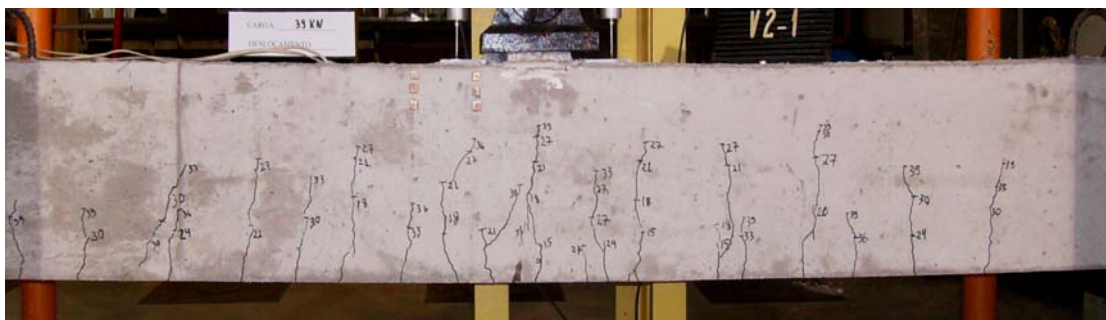
Figura 3.33 - Fissuração da viga 1-3 ($\rho = 0,238\%$, $V_f = 1,15\%$).



(a) $P = 15,0 \text{ kN}$ ($\sim 1,15$ e $30\% P_u$).



(b) $P = 27,0 \text{ kN}$ ($\sim 52\% P_u$).



(c) $P = 39,0 \text{ kN}$ ($\sim 75\% P_u$).

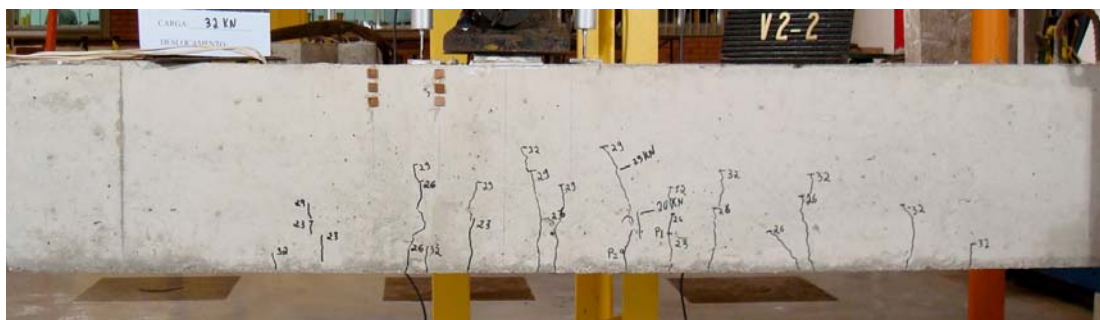


(d) Pós-ruptura.

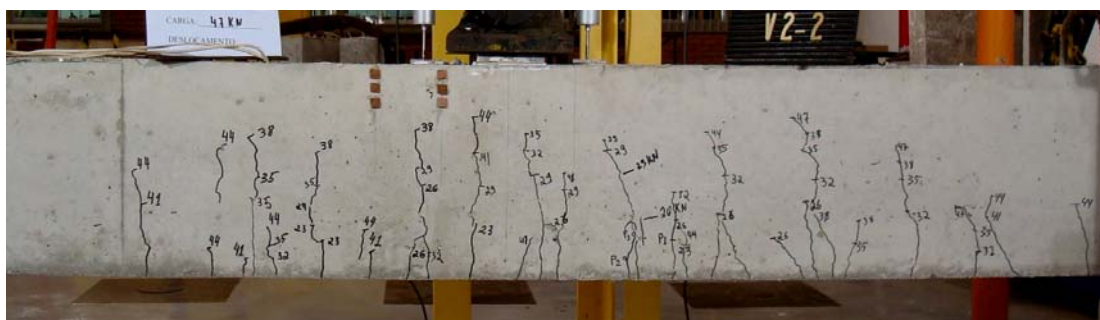
Figura 3.34 - Fissuração da viga 2-1 ($\rho = 0,512\%$, $V_f = 0,382\%$).



(a) $P = 20,0 \text{ kN}$. ($\sim 1,23 P_{cr}$ e $30\% P_u$).



(b) $P = 32,0 \text{ kN}$ ($\sim 52\% P_u$).



(c) $P = 47,0 \text{ kN}$ ($\sim 76\% P_u$).

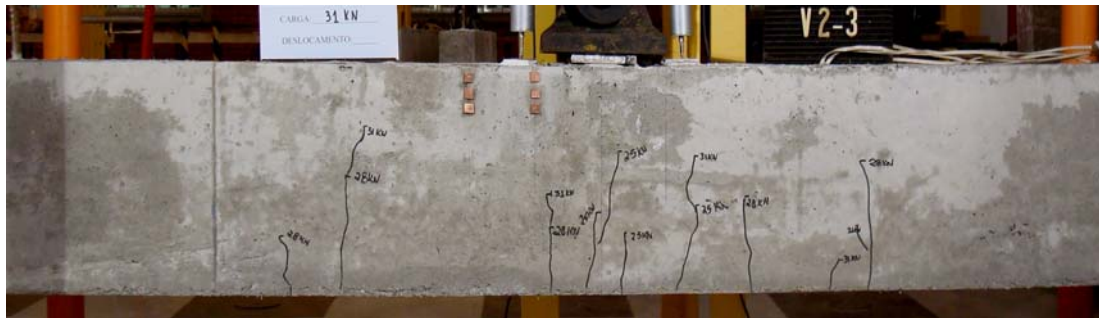


(d) Pós-ruptura.

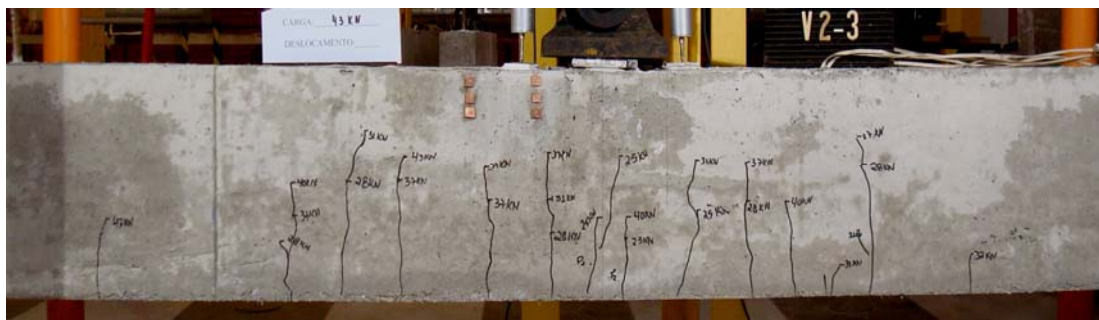
Figura 3.35 - Fissuração da viga 2-2 ($\rho = 0,512\%$, $V_f = 0,764\%$).



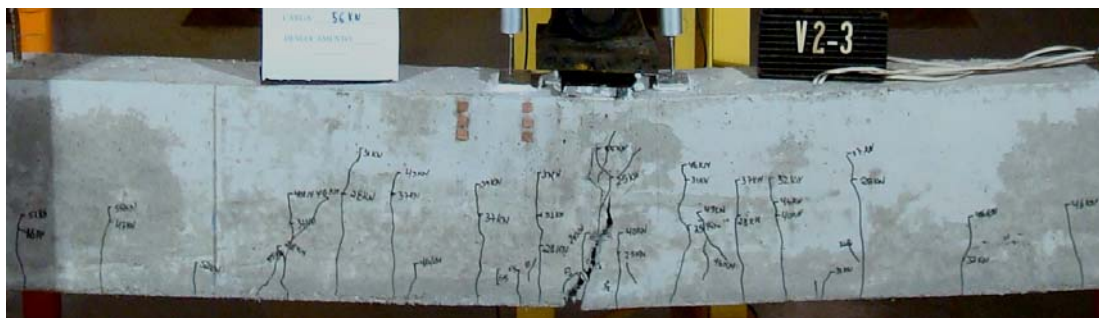
(a) $P = 25,0 \text{ kN}$ ($\sim 1,60 P_{cr}$ e $45\% P_u$).



(b) $P = 31,0 \text{ kN}$ ($\sim 55\% P_u$).



(c) $P = 43,0 \text{ kN}$ ($\sim 77\% P_u$).



(d) Pós-ruptura.

Figura 3.36 - Fissuração da viga 2-3 ($\rho = 0,512\%$, $V_f = 1,15\%$).

As figuras 3.37 a 3.41 mostram as curvas carga-abertura de fissura máxima das vigas.

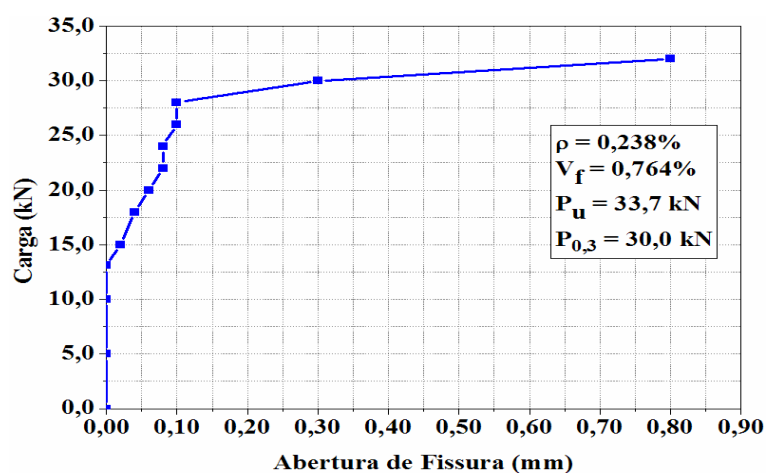


Figura 3.37 - Curva carga-abertura de fissura da viga 1-2.

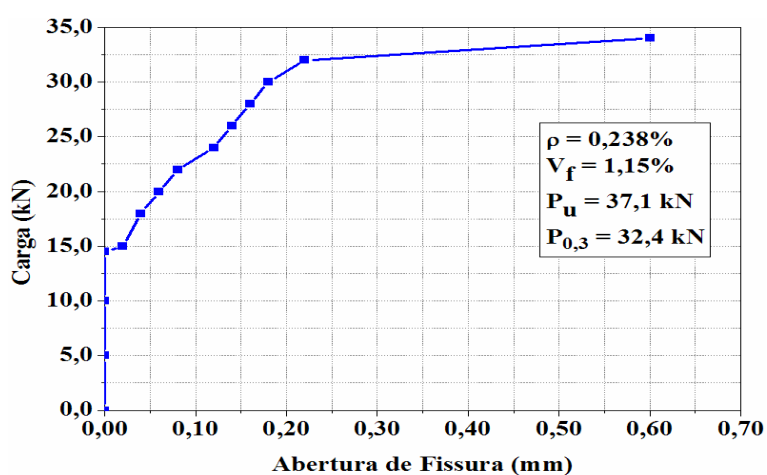


Figura 3.38 - Curva carga-abertura de fissura da viga 1-3.

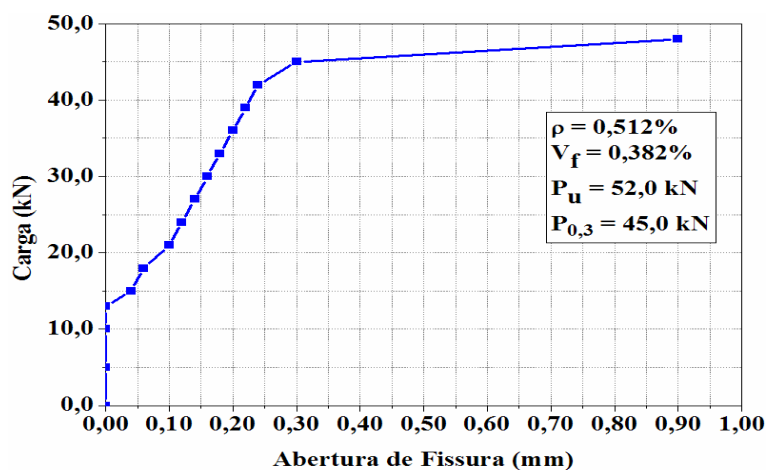


Figura 3.39 - Curva carga - abertura de fissura da viga 2-1.

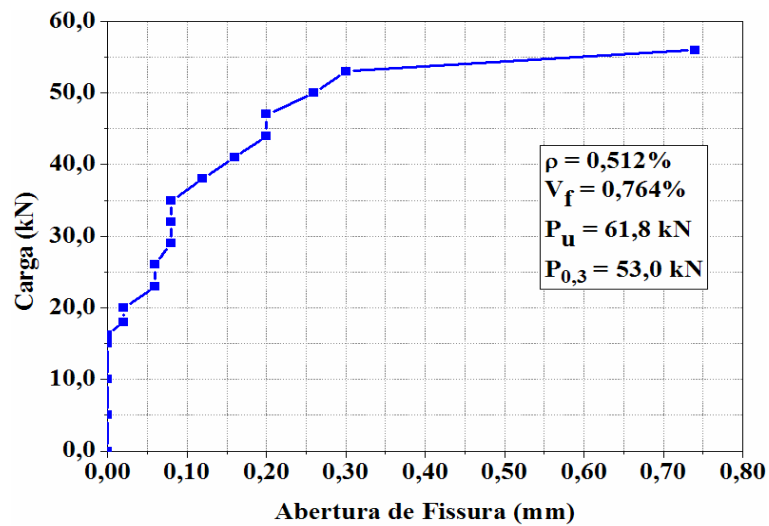


Figura 3.40 - Curva carga-abertura de fissura da viga 2-2.

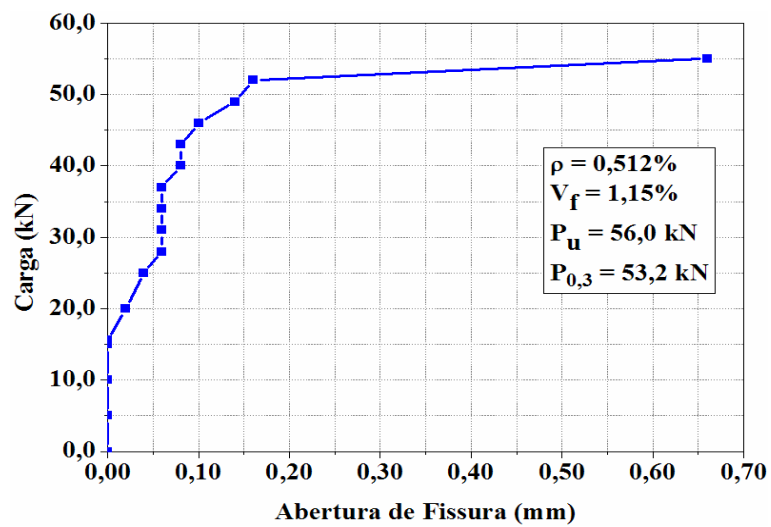


Figura 3.41 - Curva carga-abertura de fissura da viga 2-3.

Na tabela 3.11 são mostrados os valores da carga referente à abertura de fissura de 0,30 mm ($P_{0,30}$) das vigas.

Tabela 3.11 - Cargas referentes à abertura de fissura de 0,30 mm das vigas.

Viga	$P_{0,30}$ (kN)
1-2	30,0
1-3	32,4
2-1	45,0
2-2	53,0
2-3	53,2

3.7.3.3 - Deslocamento Vertical

As curvas carga-deslocamento vertical medido em cada viga são mostradas nas figuras 3.42 a 3.47.

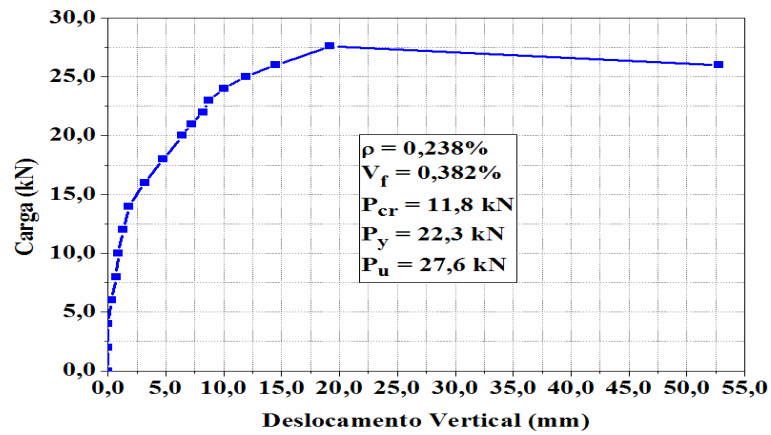


Figura 3.42 - Curva carga-deslocamento vertical da viga 1-1.

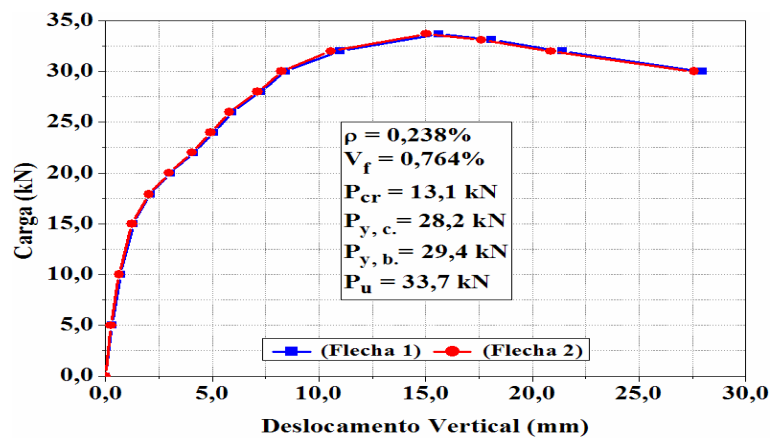


Figura 3.43 - Curvas carga-deslocamento vertical da viga 1-2.

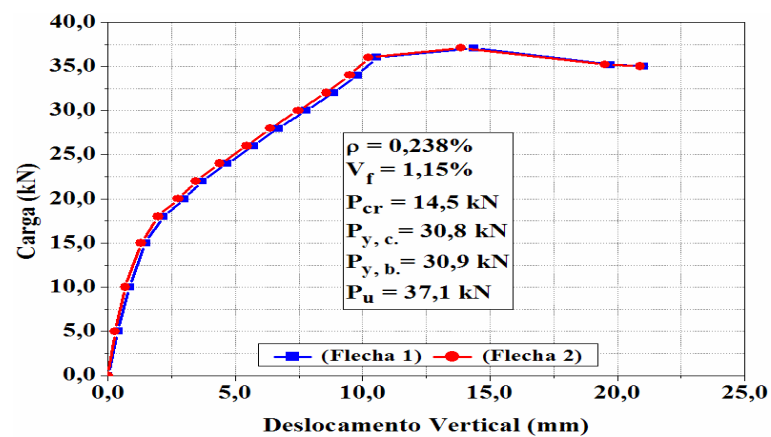


Figura 3.44 - Curvas carga-deslocamento vertical da viga 1-3.

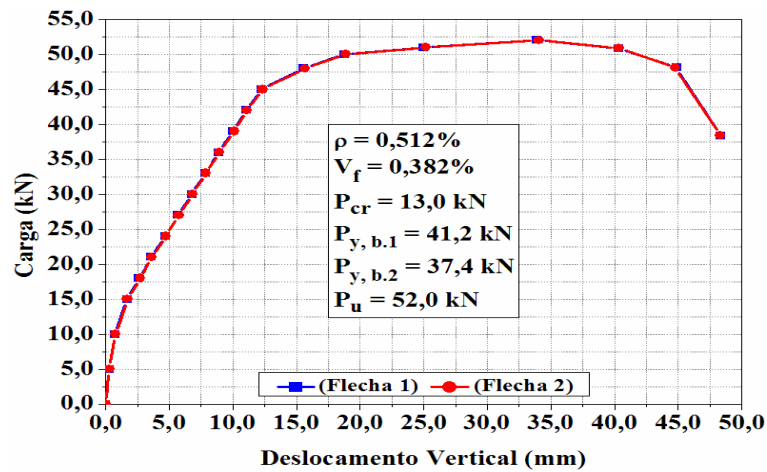


Figura 3.45 - Curvas carga-deslocamento vertical da viga 2-1.

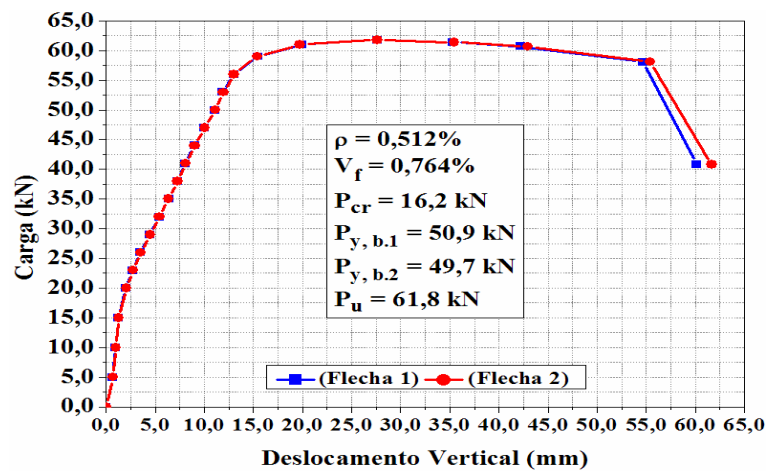


Figura 3.46 - Curvas carga-deslocamento vertical da viga 2-2.

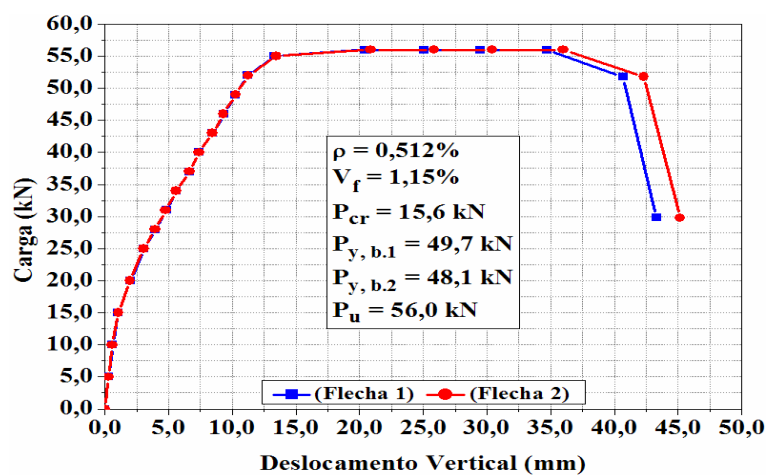


Figura 3.47 - Curvas carga-deslocamento vertical da viga 2-3.

Nas curvas das vigas deste trabalho, constata-se que os deslocamentos referentes às duas seções equidistantes da do meio do vão são praticamente iguais.

3.7.3.4 - Deformação Específica da Armadura Longitudinal de Tração e do Concreto

As curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal de tração para cada viga podem ser vistas nas figuras 3.48 a 3.53. Ressalte-se que, por algum motivo, as deformações específicas da armadura longitudinal de tração da viga 1-1 registradas, em estágios de carregamento próximos do de ruptura foram menores que as ocorridas, já que essa armadura chegou a romper (LOBÃO, 2005). A deformação específica dessa armadura da viga 2-1 só foi registrada até carga igual a $0,98 P_u$.

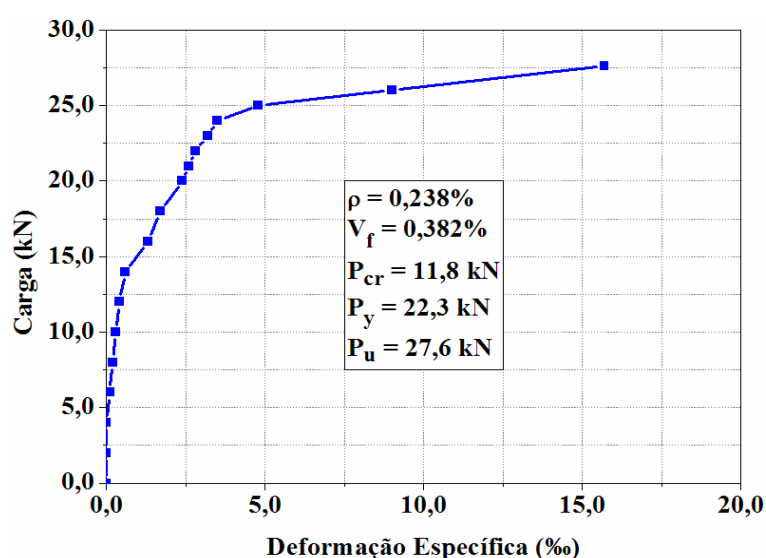


Figura 3.48 - Curva carga-deformação específica da armadura longitudinal da viga 1-1.

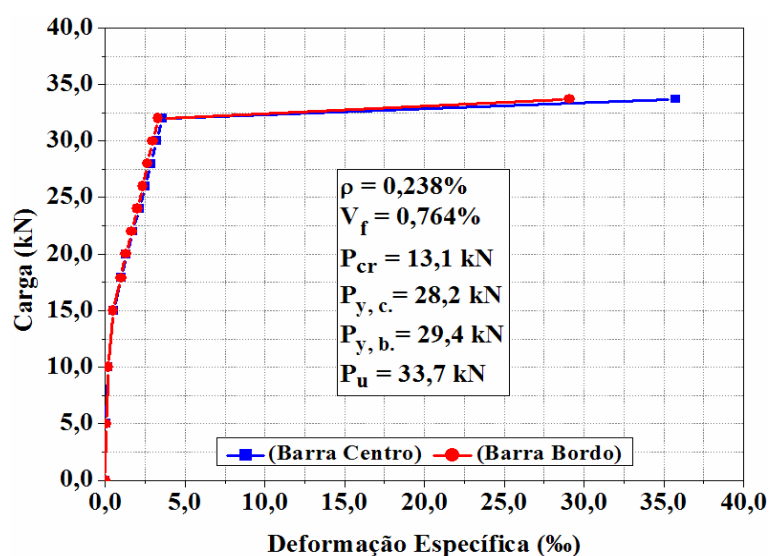


Figura 3.49 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal da viga 1-2.

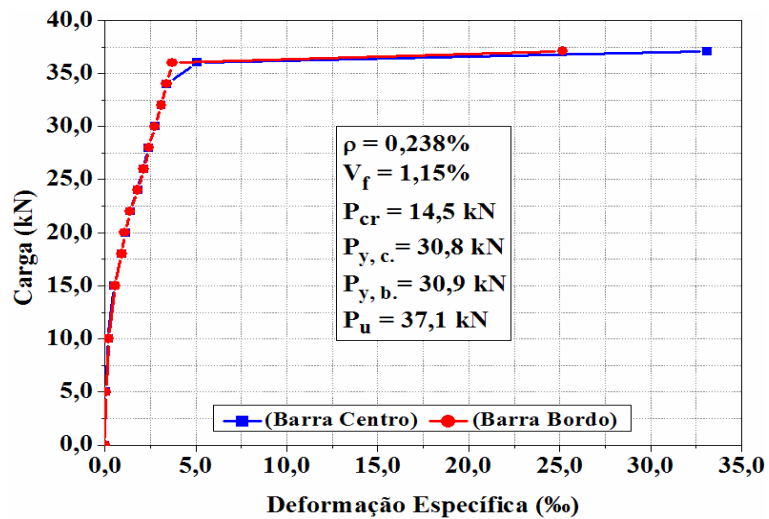


Figura 3.50 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal da viga 1-3.

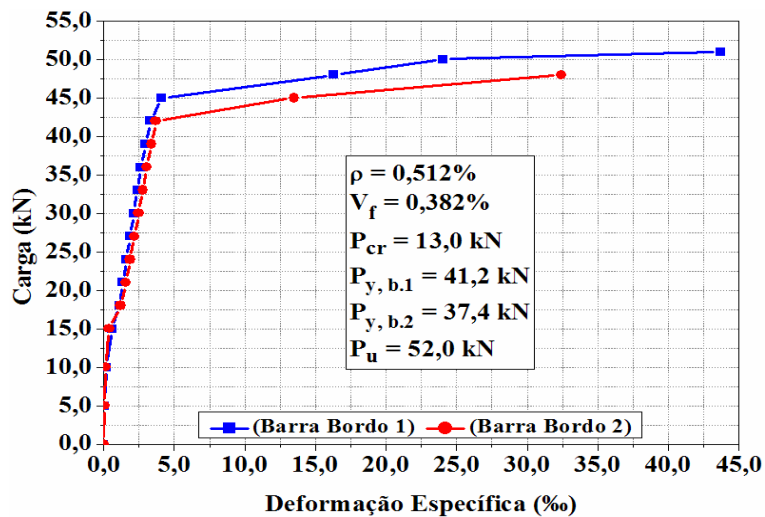


Figura 3.51 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal da viga 2-1.

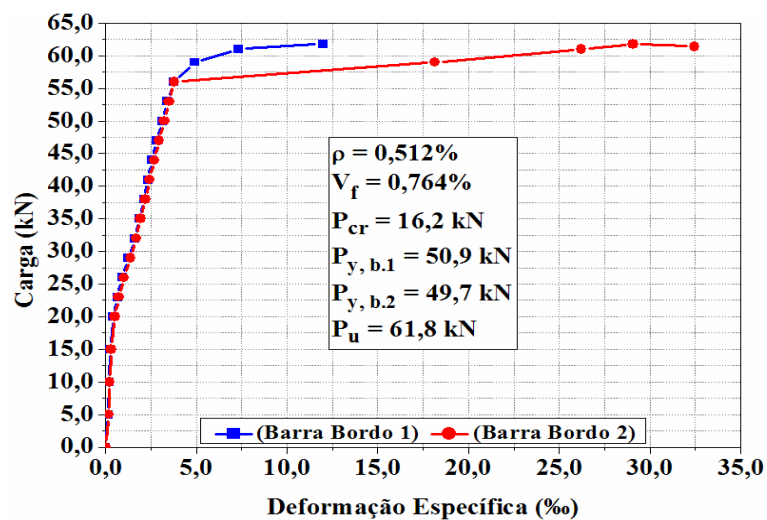


Figura 3.52 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal da viga 2-2.

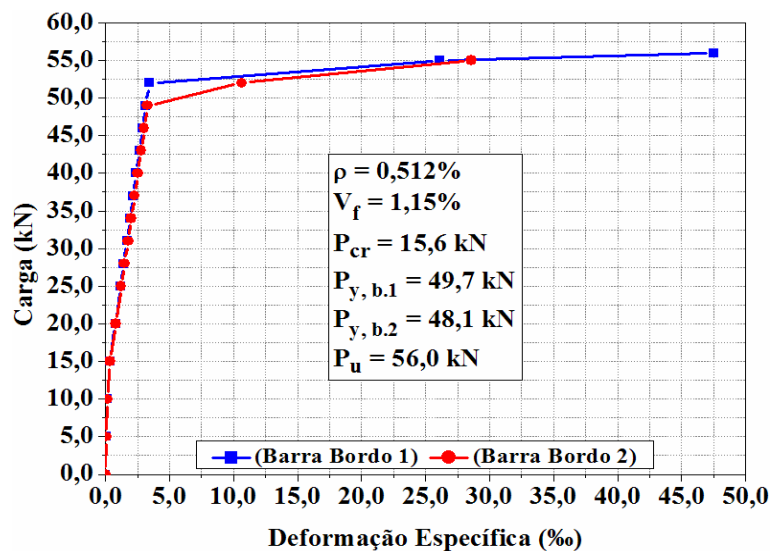


Figura 3.53 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal da viga 2-3.

Nas curvas das vigas deste trabalho, nota-se que as deformações específicas referentes às duas barras da armadura de cada viga são praticamente iguais até que seus valores estejam próximos da deformação correspondente ao escoamento.

Na tabela 3.12 são mostrados os valores das cargas referentes ao escoamento das barras da armadura longitudinal das vigas e o seu valor médio (P_y).

Tabela 3.12 - Cargas referentes ao escoamento da armadura longitudinal das vigas.

Viga	$P_{y,c}$ (kN)	$P_{y,b}$ (kN)	P_y (kN)
1-1	—	—	22,3
1-2	28,2	29,4	28,8
1-3	30,8	30,9	30,9
Viga	$P_{y,b1}$ (kN)	$P_{y,b2}$ (kN)	P_y (kN)
2-1	41,2	37,4	39,3
2-2	50,9	49,7	50,3
2-3	49,7	48,1	48,9

As curvas carga-deformação específica do concreto para cada viga são mostradas nas figuras 3.54 a 3.58. Na viga 2-1, as deformações medidas na posição 3, para cargas maiores que 25 kN, não se mostraram coerentes e foram desconsideradas.

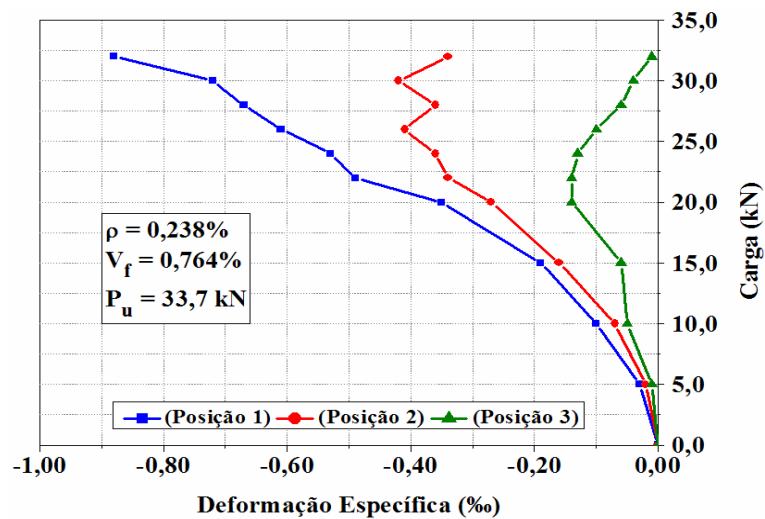


Figura 3.54 - Curvas carga-deformação específica do concreto da viga 1-2.

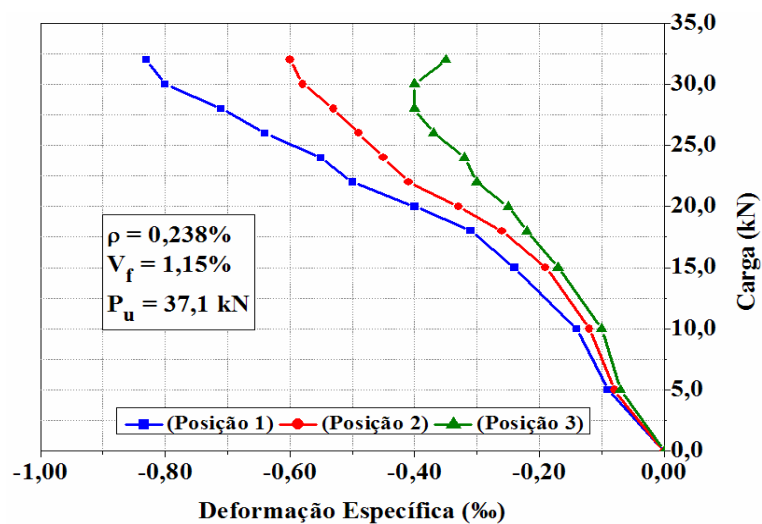


Figura 3.55 - Curvas carga-deformação específica do concreto da viga 1-3.

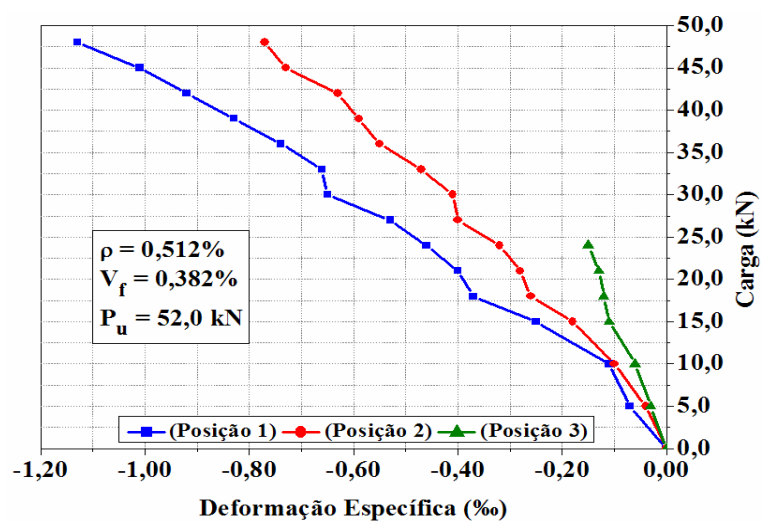


Figura 3.56 - Curvas carga-deformação específica do concreto da viga 2-1.

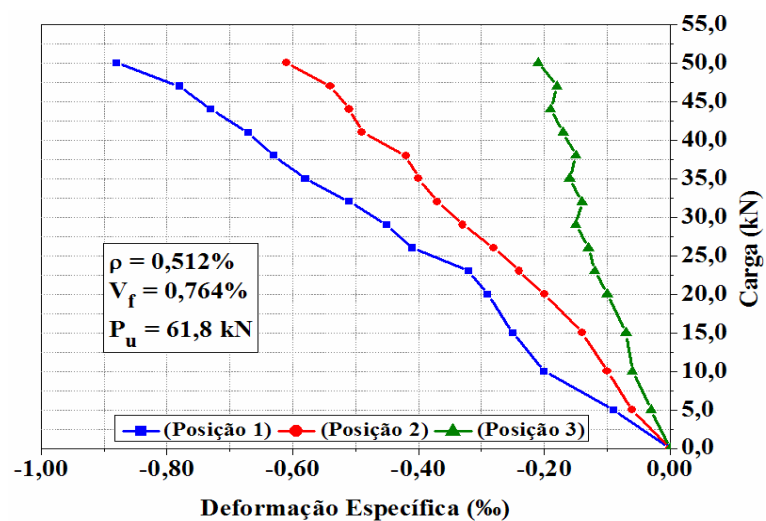


Figura 3.57 - Curvas carga-deformação específica do concreto da viga 2-2.

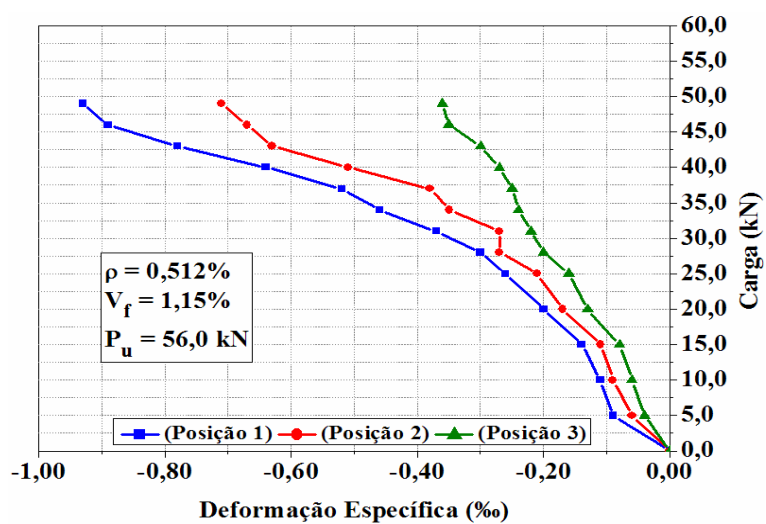


Figura 3.58 - Curvas carga-deformação específica do concreto da viga 2-3.

ANÁLISE DOS RESULTADOS**4.1 - PROPRIEDADES DO CONCRETO**

Na figura 4.1 é feita comparação das curvas tensão normal de compressão-deformação específica experimentais dos concretos com diferentes teores de fibras obtidas dos ensaios de corpos-de-prova adensados com vibração interna (um para cada tipo de concreto).

Nas figuras 4.2 a 4.4, essas curvas são comparadas com a que consta na EN 1992 - 1-1 (2004) para concretos sem fibras, dada pelas equações 4.2 a 4.7, mas adotando-se para módulo de elasticidade o obtido usando-se a fórmula 4.1, proposta por Nunes (2005), que leva a valores de E_{ci} mais adequados para os concretos produzidos no Rio de Janeiro que a equação 4.6, que tende a superavaliar E_{ci} desses concretos.

$$E_{ci} = 4,55 \sqrt{f_{cm}} \pm 3,4 \quad f_{cm} \text{ em MPa e } E_{ci} \text{ em GPa} \quad (4.1)$$

A curva tensão normal de compressão-deformação específica da EN 1992-1-1 (2004) é para concretos com f_{ck} de até 90 MPa. A deformação correspondente à tensão máxima, a deformação última e o módulo de elasticidade dependem da resistência do concreto. Essa curva é dada por tipo de expressão semelhante à do CEB-FIP MC90, mas com valores diferentes para a deformação específica correspondente à tensão máxima, ϵ_{co} , e com limite de deformação ϵ_{cu} para o ramo descendente.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{A \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2}{1 + (A - 2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)} \quad (4.2)$$

$$\epsilon_{co} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \times 10^{-3} \leq 2,8 \times 10^{-3} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{cu} = \left(2,8 + 27 \left[\frac{(98 - f_{cm})}{100} \right]^4 \right) \times 10^{-3} \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (4.5)$$

$$E_{ci} = 1,05 \times 22000 \left[\frac{(f_{cm})}{10} \right]^{0,3} \quad E_{ci} \text{ e } f_{cm} \text{ em MPa} \quad (4.6)$$

$$A = E_{ci} \varepsilon_{co} / f_{cm} \quad (4.7)$$

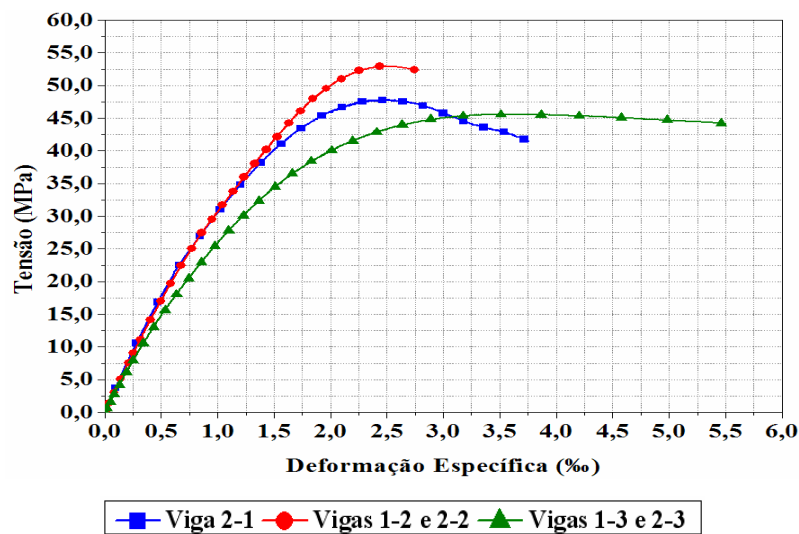


Figura 4.1 - Curvas tensão normal de compressão-deformação específica dos concretos com diferentes teores de fibras.

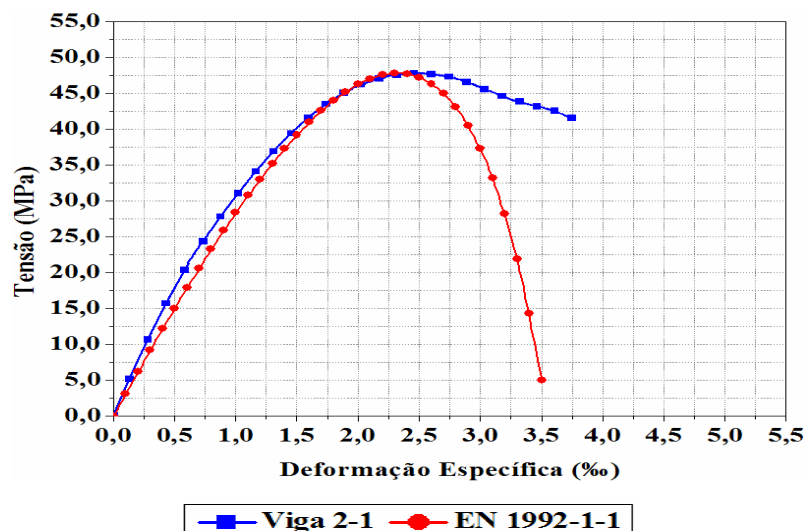


Figura 4.2 - Curvas tensão normal de compressão-deformação específica do concreto da viga 2-1 experimental e segundo expressões da EN 1992-1-1 (2004).

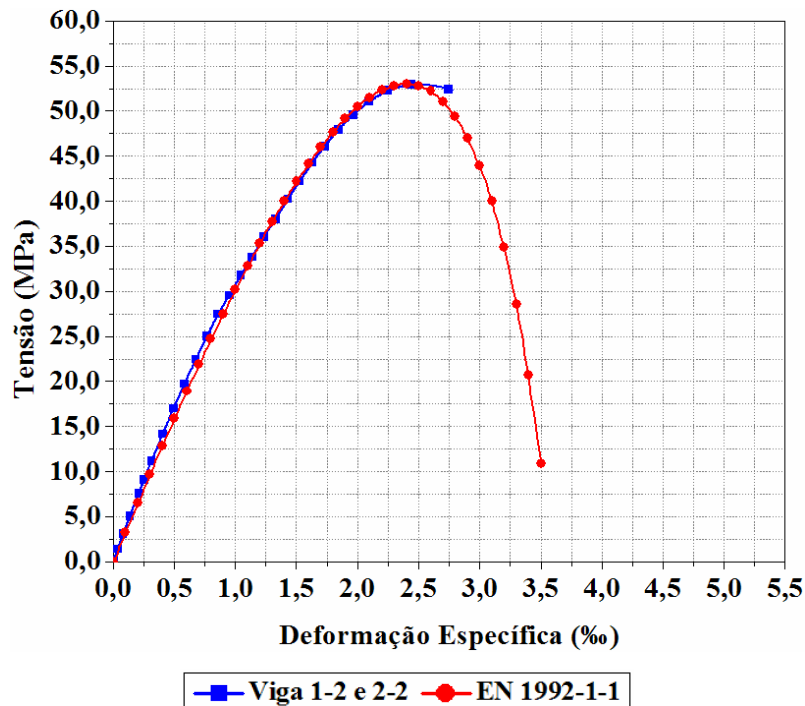


Figura 4.3 - Curvas tensão normal de compressão-deformação específica do concreto das vigas 1-2 e 2-2 experimental e segundo expressões da EN 1992-1-1 (2004).

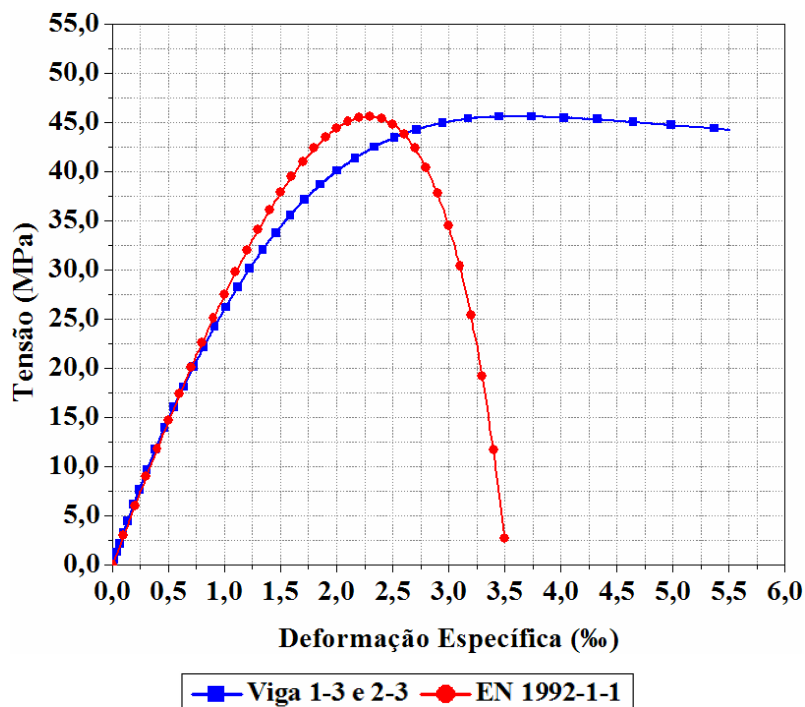


Figura 4.4 - Curvas tensão normal de compressão-deformação específica do concreto das vigas 1-3 e 2-3 experimental e segundo expressões da EN 1992-1-1 (2004).

Nas figuras 4.1 a 4.4, verifica-se que, embora o corpo-de-prova do concreto com 0,764% de fibras tenha tido resistência 11% maior (Tabela 4.1), os ramos ascendentes

dos diagramas dos concretos com 0,382% e 0,764% de fibras são praticamente coincidentes e são bem representados pelas expressões da EN 1992-1-1 (2004), o que não ocorre no ramo descendente.

A menor resistência à compressão e maior deformabilidade para baixas tensões do concreto com 1,15% de fibras devem, provavelmente, decorrer de maior teor de ar aprisionado desse concreto em função da maior quantidade de fibras, do maior teor de pasta e do menor teor de agregado gráudo desse concreto.

Nas figuras 4.5 e 4.6, as curvas tensão normal de compressão-deformação específica dos concretos da viga 2-1 e das vigas 1-3 e 2-3 experimentais, para as quais obteve-se o ramo descendente, são comparadas com as dadas pelas expressões da EN 1992-1-1 (2004) para o ramo ascendente combinadas com as de Taerwe e Gysel (1996) para o ramo descendente (item 2.4.2) e também com as expressões de Barros e Figueiras (1999). Nas destes últimos autores (item 2.4.2), adotaram-se as expressões de ϵ_{co} e p sugeridas por eles para fibras com $l_f = 60$ mm e $d_f = 0,80$ mm, caso das usadas neste estudo, ou seja,

$$\epsilon_{co} = 0,0022 + 0,000832 V_f \quad V_f \text{ em \%} \quad (4.8)$$

$$p = 1 - 0,722 e^{-0,461 V_f} \quad V_f \text{ em \%} \quad (4.9)$$

Para módulo de elasticidade, para os dois tipos de curva, adotou-se a expressão (4.1).

Nas figuras 4.5 e 4.6, verifica-se que as expressões de Barros e Figueiras (1999) representam melhor o comportamento dos concretos usados do que as expressões da EN 1992-1-1 (2004) combinadas com as de Taerwe e Gysel (1996). Comparações feitas por Bencardino et al. (2008) indicaram que as expressões de Barros e Figueiras (1999) representam razoavelmente as curvas obtidas em ensaios realizados por diferentes pesquisadores (ver item 2.4.2).

Na tabela 4.1 são mostrados os valores experimentais da resistência à compressão (f_c) dos corpos-de-prova para os quais foram obtidas as curvas tensão normal de compressão-deformação específica, da deformação específica correspondente à tensão máxima (ϵ_{co}), do módulo de elasticidade longitudinal tangente (E_{ci}) e os valores dessa deformação e desse módulo calculados usando as equações 4.3, 4.8 e 4.1, respectivamente ($\epsilon_{co, 4.3}$, $\epsilon_{co, 4.8}$ e $E_{ci, 4.1}$).

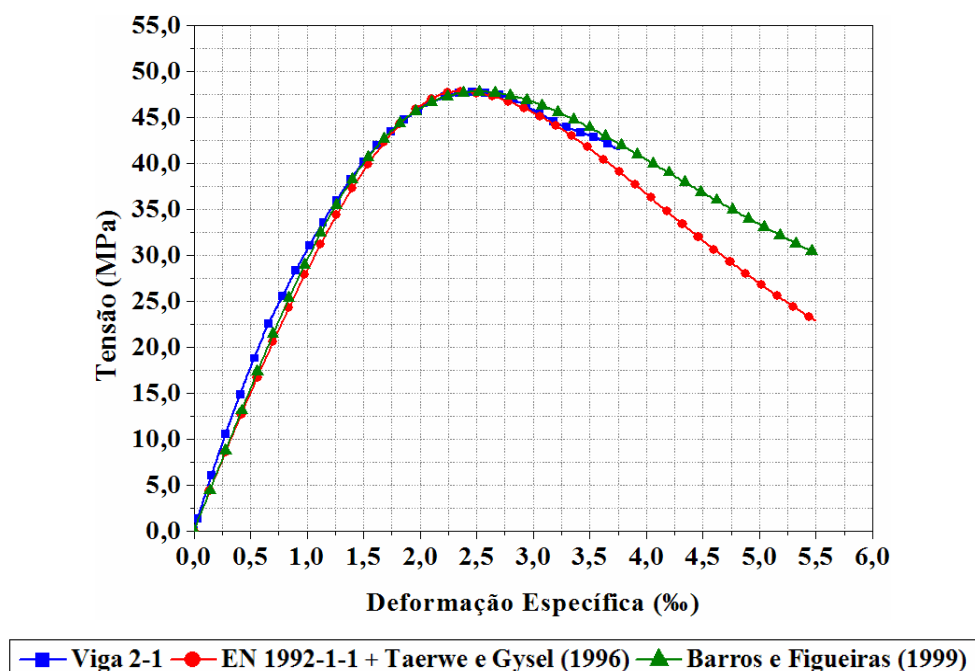


Figura 4.5 - Comparação da curva tensão normal de compressão-deformação específica experimental para o concreto da viga 2-1 com as dadas pelas expressões da EN 1992-1-1 (2004) (ramo ascendente) e de Taerwe e Gysel (1996) (ramo descendente) e com as de Barros e Figueiras (1999).

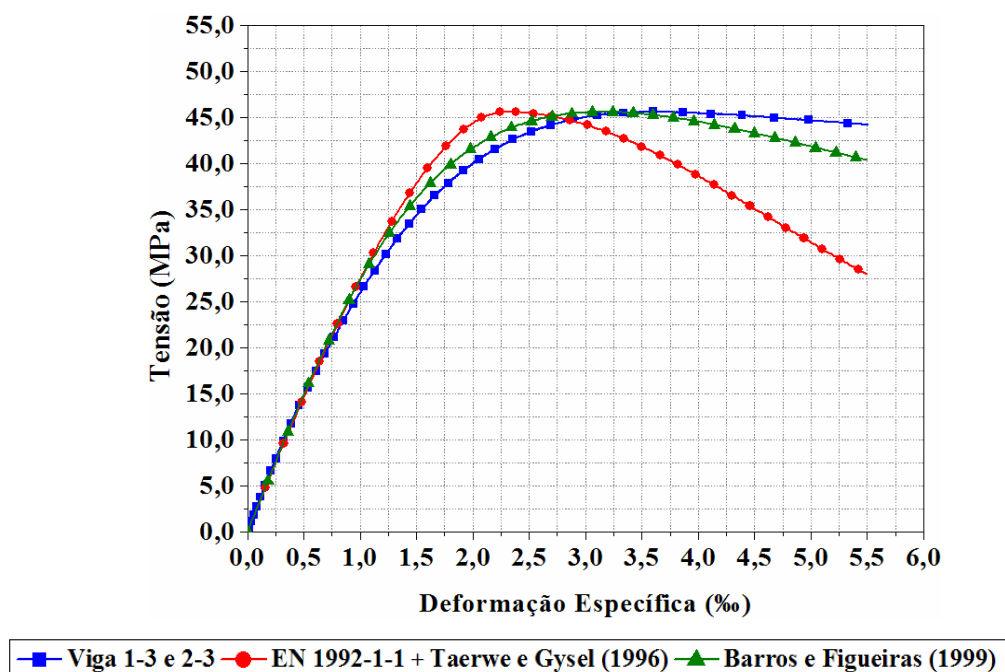


Figura 4.6 - Comparação da curva tensão normal de compressão-deformação específica experimental para o concreto das vigas 1-3 e 2-3 com as dadas pelas expressões da EN 1992-1-1 (2004) (ramo ascendente) e de Taerwe e Gysel (1996) (ramo descendente) e com as de Barros e Figueiras (1999).

Tabela 4.1 - Dados experimentais e calculados das curvas tensão normal de compressão-deformação específica dos concretos.

Viga	V _f (%)	f _c (MPa)	ε _{co} (‰)	ε _{co, 4.3} [*] (‰)	ε _{co, 4.8} ^{**} (‰)	E _{ci} (GPa)	E _{ci, 4.1} ^{***} (GPa)
2-1	0,382	47,8	2,45	2,32	2,52	36,8	31,5 ± 3,4
1-2 e 2-2	0,764	53,0	2,48	2,40	2,84	35,7	33,1 ± 3,4
1-3 e 2-3	1,15	45,6	3,56	2,29	3,16	32,8	30,7 ± 3,4

* Eq. 4.3.

** Eq. 4.8.

*** Eq. 4.1.

Nessa tabela, nota-se que o valor de ε_{co, 4.3} (para concretos sem fibras) se diferencia mais do de ε_{co} para o concreto com 1,15% de fibras (55% de diferença); para os demais concretos a diferença não passa de 6%. A diferença entre os valores de ε_{co, 4.8} (para concretos com fibras) e ε_{co} varia entre 3% e 15%. Entre os valores de E_{ci}, apenas o do concreto com menor teor de fibras ficou fora do intervalo dado pela expressão 4.1.

Nunes (2005), ao obter curvas tensão normal de compressão-deformação específica de concretos sem fibras com diferentes resistências à compressão produzidos no Rio de Janeiro, constatou valores de ε_{co} variando entre cerca de 2,2‰ e 2,4‰. Isto indica que as fibras nos teores iguais a 0,382% e 0,764% afetaram apenas o ramo descendente da curva, enquanto no teor de 1,15% afetaram também o ramo ascendente.

A figura 4.7 reúne as curvas carga-deslocamento vertical médias obtidas a partir das curvas referentes aos três corpos-de-prova prismáticos ensaiados para cada tipo de concreto (vigotas moldadas com vibração externa). Ela mostra que a resistência à tração na flexão e a resistência à flexão residual correspondente a um determinado deslocamento aumentam e que a queda de capacidade resistente imediatamente após a carga máxima diminui com o aumento de teor de fibras do concreto. Mostra também maiores diferenças entre as curvas referentes aos concretos com teores de fibras de 0,764% e 0,382% do que entre as curvas dos concretos com teores de fibras de 1,15% e 0,764%.

Na tabela 4.2 são mostrados os valores experimentais da carga correspondente ao final do trecho linear da curva carga-deslocamento vertical (P_L), carga máxima (P_u), relação (P_u/P_L), deslocamentos referentes à P_L (δ_L) e P_u (δ_u), relação (δ_u/δ_L), e das tensões relativas à P_L (f_{ctm, L}) e à P_u (f_{ctm, f}) obtidos a partir das curvas carga-deslocamento vertical médias referentes a cada tipo de concreto.

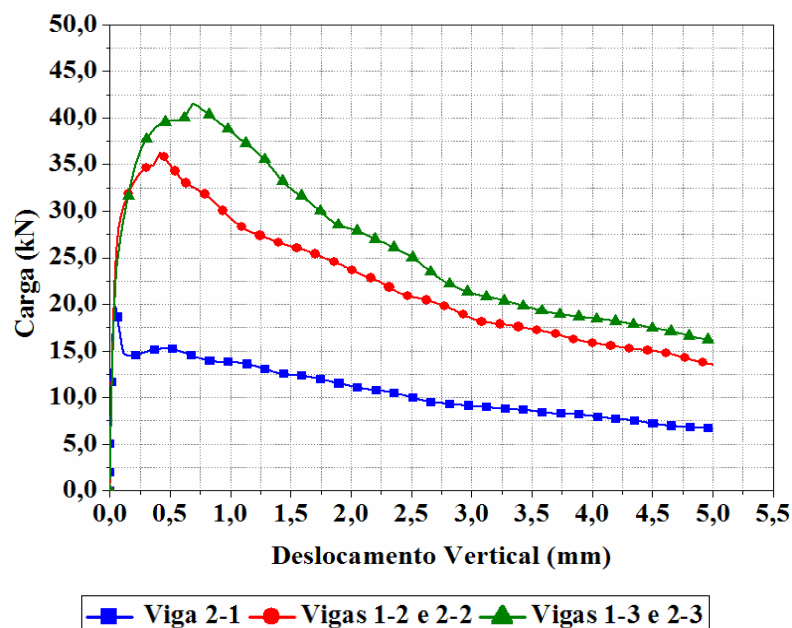


Figura 4.7 - Curvas carga-deslocamento vertical médias do corpo-de-prova das vigas 1-2, 2-1, 2-2, 1-3 e 2-3.

Tabela 4.2 - Resultados obtidos das curvas carga-deslocamento vertical.

Viga	V_f (%)	P_L (kN)	P_u (kN)	P_u/P_L	δ_L (mm)	δ_u (mm)	δ_u/δ_L	$f_{ctm, L}$ (MPa)	$f_{ctm, f}$ (MPa)
2-1	0,382	15,2	19,8	1,30	0,023	0,044	1,91	5,01	6,54
1-2 e 2-2	0,764	17,7	36,3	2,05	0,029	0,42	14,5	5,84	12,0
1-3 e 2-3	1,15	17,1	41,6	2,43	0,031	0,69	22,3	5,64	13,7

Nessa tabela pode-se observar que P_L , P_u , P_u/P_L , δ_L , δ_u e δ_u/δ_L tendem a aumentar com o aumento de V_f . Em relação ao concreto com $V_f = 0,382\%$, os com $V_f = 0,764\%$ e $1,15\%$ tiveram aumento de 84% e 110% em $f_{ctm, f}$, respectivamente. Em $f_{ctm, L}$, os aumentos foram de 17% e 13%.

Ressalte-se que, pela expressão 2.15, que avalia a resistência à tração na flexão para concretos sem fibras, fornece o valor de 5,01 MPa, igual ao de $f_{ctm, L}$ para o concreto com menor teor de fibras.

A tabela 4.3 resume as propriedades dos concretos obtidas. Nela pode-se notar a diferença entre os valores das propriedades obtidas a partir de corpos-de-prova moldados segundo tipos de vibração distintos.

A concretagem na direção do carregamento e a vibração externa tendem a alinhar mais fibras na direção perpendicular à de carregamento no ensaio de compressão, o que

aumenta a resistência devido à restrição à abertura das fissuras longitudinais provida por essas fibras (MANSUR, CHIN e WEE, 1999). Nos ensaios realizados, a resistência à compressão obtida nos ensaios de cilindros adensados em mesa vibratória foi cerca de 29% maior que a obtida nos ensaios de cilindros adensados com imersão de vibrador.

Nos corpos-de-prova prismáticos (concretagem na posição horizontal), a vibração externa tende a alinhar as fibras na direção longitudinal (MANSUR, CHIN e WEE, 1999), o que favorece o comportamento à flexão. Dos valores de $f_{ct, f}$ obtidos, apenas para o do concreto com menor teor de fibras o relativo aos corpos-de-prova vibrados externamente foi menor que o relativo aos vibrados internamente. Para os outros dois concretos, a resistência à flexão dos corpos-de-prova com vibração externa foi cerca de 28% maior que a dos com vibração interna.

Tabela 4.3 - Resumo das propriedades dos concretos obtidas a partir de ensaios de corpos-de-prova moldados com vibração interna e vibração externa.

Viga	V_f (%)	f_{cm} (MPa)			$f_{ctm, sp}$ (MPa)	$f_{ctm, f}$ (MPa)	
		vib. int.	vib. int.	vib. ext.	vib. int.	vib. int. ¹	vib. ext. ²
2-1	0,382	45,9	47,8*	58,6	5,31	7,72	6,54
1-2 e 2-2	0,764	46,1	53,0*	59,2	5,98	10,5	12,0
1-3 e 2-3	1,15	46,0	45,6*	59,7	6,61	12,1	13,7

* resultado de apenas 1 corpo-de-prova (ensaio para obtenção da curva tensão normal de compressão-deformação específica).

¹ ensaio à flexão com 1 carga.

² ensaio à flexão com 2 cargas.

4.2 - COMPORTAMENTO DAS VIGAS

4.2.1 - Comportamento Geral e Deformações Específicas

Todas as vigas apresentaram ruptura de uma ou duas (viga 2-2) das barras da armadura longitudinal de tração.

As curvas carga-deformação específica média da armadura longitudinal de tração, na seção do meio do vão, para todas as vigas ensaiadas, estão apresentadas nas figuras 4.8 a 4.12.

Observe-se que as deformações específicas da armadura longitudinal de tração da viga 1-1, em estágios de carregamento mais avançados, foram maiores que as

registradas, já que essa armadura chegou a romper, e que a deformação específica dessa armadura da viga 2-1 foi registrada apenas até carga igual a $0,98 P_u$.

As figuras 4.8 e 4.9, onde constam as curvas das vigas com mesma taxa de armadura longitudinal de tração e diferentes teores de fibras, mostram a melhoria do desempenho pós-fissuração das vigas com o aumento do teor de fibras, a menos da viga 2-3. O pior desempenho da viga 2-3 após o escoamento da armadura, em relação ao da viga 2-2, foi possivelmente causado por menor uniformidade do concreto dessa viga, particularmente na região tracionada devido ao menor espaçamento entre as barras de aço, devido ao seu maior teor de fibras, que dificultou mais a sua vibração, e pela diferença entre as alturas úteis reais dessas vigas (259 mm e 264 mm, respectivamente). Examinando-se as vigas após sua ruptura, constatou-se que as alturas úteis das vigas reais (tabela 4.7) variaram um pouco em relação à planejada.

Essas figuras mostram, para o estágio entre fissuração e escoamento da armadura, maior diferença de comportamento entre as vigas com V_f iguais a 0,382% e 0,764% do que entre as com V_f iguais a 0,764% e 1,15%. Em relação à viga 1-1, as 1-2 e 1-3, com valor de V_f igual ao dobro e triplo daquele da viga 1.1, respectivamente, tiveram aumento de resistência de 22% e 34%. Em relação à viga 2-1, as 2-2 e 2-3 tiveram aumentos de resistência de 19% e 8%.

As figuras 4.10, 4.11 e 4.12, com as curvas das vigas com mesmo teor de fibras e diferentes taxas de armadura longitudinal de tração, mostram o aumento da rigidez pós-fissuração e da resistência à flexão com o aumento da taxa de armadura longitudinal.

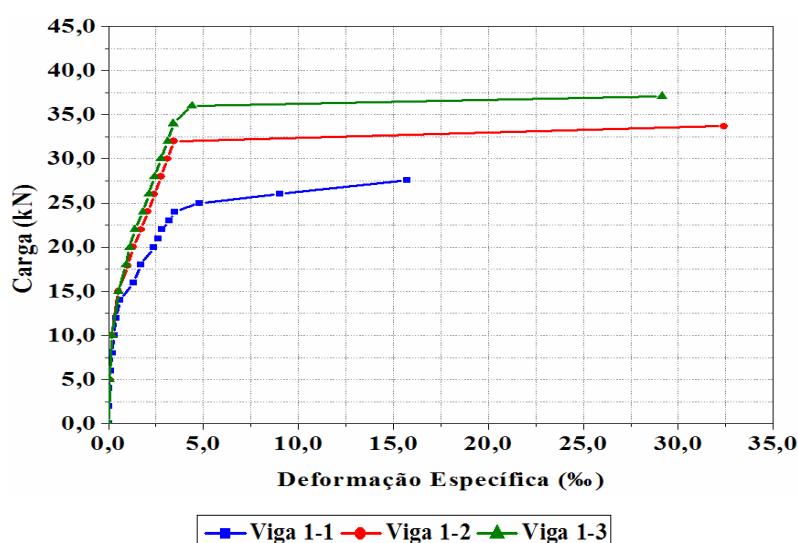


Figura 4.8 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal de tração das vigas 1-1, 1-2, 1-3 ($\rho = 0,238\%$).

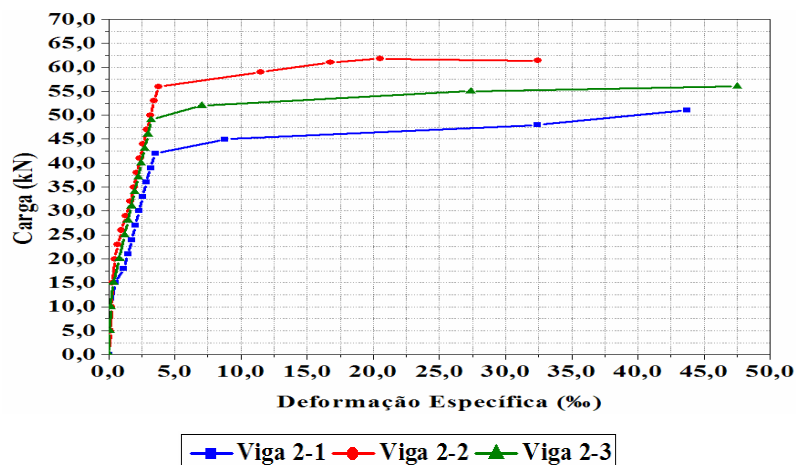


Figura 4.9 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal de tração das vigas 2-1, 2-2, 2-3 ($\rho = 0,512\%$).

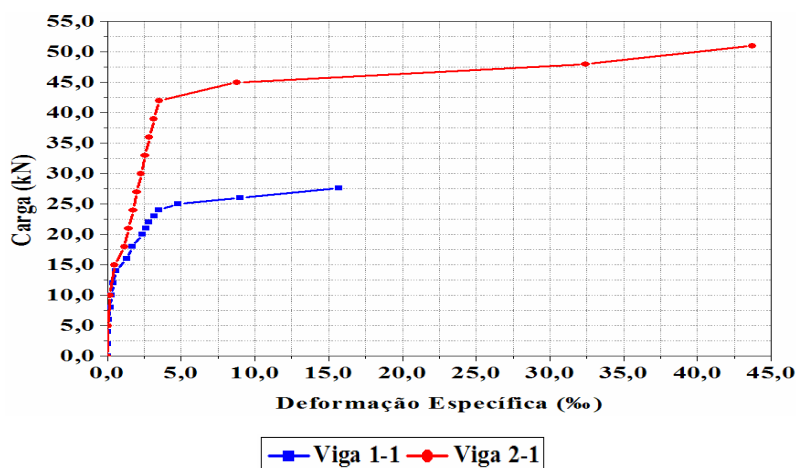


Figura 4.10 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal de tração das vigas 1-1, 2-1 ($V_f = 0,382\%$).

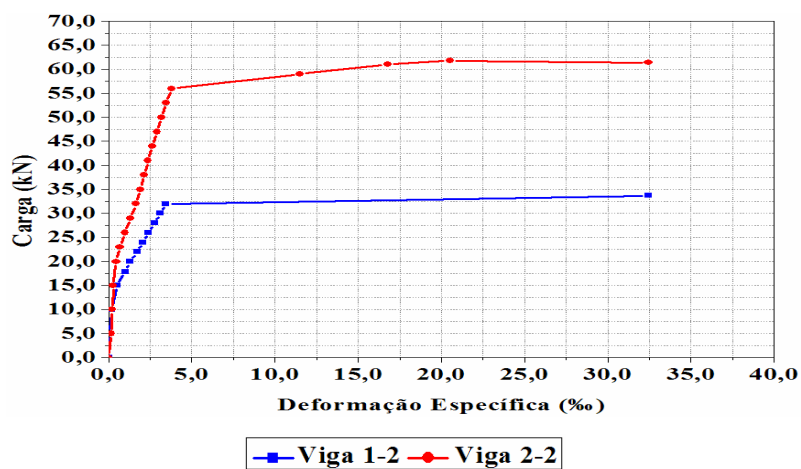


Figura 4.11 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal de tração das vigas 1-2, 2-2 ($V_f = 0,764\%$).

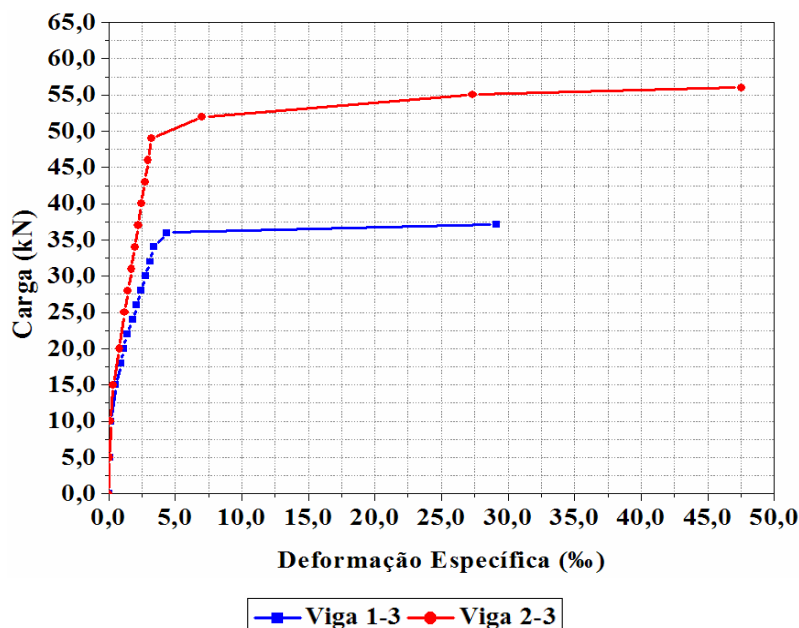


Figura 4.12 - Curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal de tração das vigas 1-3, 2-3 ($V_f = 1,15\%$).

Na tabela 4.4 são mostrados os valores da resistência à compressão média (f_{cm}), taxas de armadura longitudinal (ρ e ρ') e volume de fibras (V_f), junto com os valores experimentais de carga de fissuração (P_{cr}), carga para abertura de fissura de 0,3 mm ($P_{0,3}$), carga de escoamento da armadura longitudinal de tração (P_y), carga de ruptura (P_u), e as relações ($P_{0,3}/P_{cr}$), (P_y/P_{cr}), (P_u/P_{cr}), ($P_u/P_{0,3}$) e (P_u/P_y).

Na tabela 4.5 são listados os valores experimentais obtidos para deformação específica do aço relativa à P_{cr} ($\epsilon_{s,cr}$) e à $P_{0,3}$ ($\epsilon_{s,0,3}$), de escoamento do aço (ϵ_y^*), deformação específica do aço relativa à P_u (ϵ_{su}), e os das relações entre essas deformações.

Essas tabelas incluem também resultados de uma viga ensaiada por Agostini (2004). Esta viga tinha mesma geometria, mesmas taxas de armaduras longitudinais ρ e ρ' que a viga 1-1 ($f_y = 577$ MPa e $f_{su} = 779$ MPa) e concreto sem fibras com $f_c = 39,3$ MPa. Devido a problema com a aquisição dos deslocamentos, os dados apresentados foram obtidos das curvas carga-deformação específica da armadura longitudinal de tração. Embora com valor de f_c cerca de 15% menor que o das demais vigas, tendo em vista a taxa de armadura longitudinal das vigas, essa diferença não é relevante e essa viga pode ser usada para efeito de comparação com as deste trabalho.

Tabela 4.4 - Resultados experimentais das cargas P_{cr} , $P_{0,3}$, P_y e P_u das vigas ensaiadas e relações entre essas cargas.

Viga	f_{cm} (MPa)	ρ (%)	ρ' (%)	V_f (%)	P_{cr} (kN)	$P_{0,3}$ (kN)	P_y (kN)	P_u (kN)	$P_{0,3}/P_{cr}$	P_y/P_{cr}	P_u/P_{cr}	$P_u/P_{0,3}$	P_u/P_y
1 ⁺	39,3	0,238	0,159	0,000	10,1	—	16,6	25,0	—	1,64	2,48	—	1,51
1-1	42,6	0,238	0,159	0,382	11,8	—	22,3	27,6	—	1,89	2,34	—	1,24
1-2	46,1	0,238	0,159	0,764	13,1	30,0	28,8	33,7	2,29	2,20	2,57	1,12	1,17
1-3	46,0	0,238	0,159	1,15	14,5	32,4	30,8	37,1	2,23	2,12	2,56	1,15	1,20
2-1	45,9	0,512	0,256	0,382	13,0	45,0	39,3	52,0	3,46	3,03	4,00	1,16	1,32
2-2	46,1	0,512	0,256	0,764	16,2	53,0	50,3	61,8	3,27	3,11	3,81	1,17	1,23
2-3	46,0	0,512	0,256	1,15	15,6	53,2	48,9	56,0	3,41	3,14	3,59	1,05	1,14

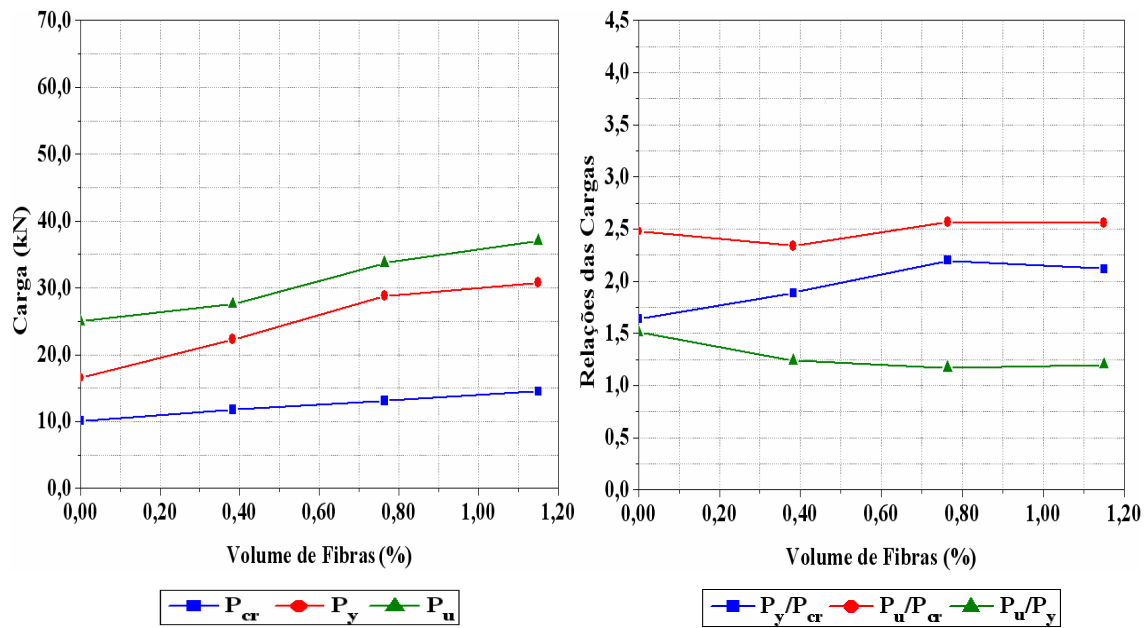
⁺Viga ensaiada por Agostini (2004).

Tabela 4.5 - Resultados experimentais das deformações específicas da armadura longitudinal de tração referentes às cargas P_{cr} , $P_{0,3}$, P_y , P_u e relações entre elas.

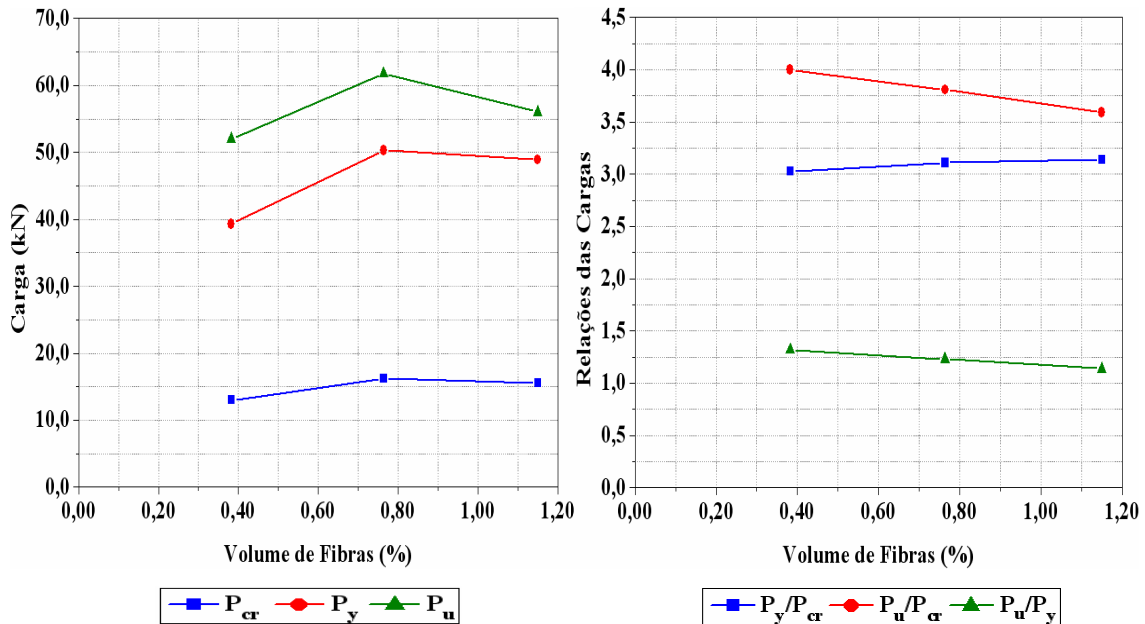
Viga	$\epsilon_{s, cr}$ (‰)	$\epsilon_{s, 0,3}$ (‰)	ϵ_y^* (‰)	ϵ_{su} (‰)	$\epsilon_{s,0,3}/\epsilon_{cr}$	$\epsilon_y^*/\epsilon_{cr}$	$\epsilon_{su}/\epsilon_{cr}$	$\epsilon_{su}/\epsilon_{s,0,3}$	$\epsilon_{su}/\epsilon_y^*$
1 ⁺	0,16	—	2,90	44,4	—	18,1	278	—	15,3
1-1	0,39	—	2,90	15,7	—	7,44	40,3	—	5,41
1-2	0,38	3,11	2,90	32,4	8,18	7,63	85,3	10,4	11,2
1-3	0,50	3,17	2,90	29,1	6,34	5,80	58,2	9,18	10,0
2-1	0,37	8,80	3,21	43,7 [#]	23,8	8,68	118 [#]	4,97	13,6 [#]
2-2	0,33	3,44	3,21	20,5	10,4	9,73	62,1	5,96	6,39
2-3	0,40	15,1	3,21	47,5	37,8	8,03	119	3,15	14,8

⁺ Viga ensaiada por Agostini (2004).

[#] Valores de ϵ_{su} correspondem a 98% da carga de ruptura



a) vigas da tabela 4.4 com $\rho = 0,238\%$ e $\rho' = 0,159\%$.



b) vigas da tabela 4.4 com $\rho = 0,512\%$ e $\rho' = 0,256\%$.

Figura 4.13 - Valores de P_{cr} , P_y e P_u e das relações P_y/P_{cr} , P_u/P_{cr} e P_u/P_y em função de V_f .

A figura 4.13 mostra que, com exceção da viga 2-3, os valores de P_{cr} , P_y e P_u crescem com o aumento de V_f . As relações P_y/P_{cr} nos dois grupos de vigas crescem com o aumento de V_f , enquanto P_u/P_y diminui. A relação P_u/P_{cr} praticamente não varia com o aumento de V_f no grupo de vigas com menor taxa de armadura longitudinal e diminui nas vigas com mais armadura.

Os diagramas de deformação específica na direção longitudinal das vigas na seção do meio do vão para uma etapa de carregamento próximo da carga de ruptura estão

apresentados nas figuras 4.14 a 4.18. Os diagramas das vigas com mesma taxa de armadura longitudinal de tração ou mesmo teor de fibras estão agrupados.

Para traçar os diagramas de deformação específica na direção longitudinal na seção do meio do vão das vigas, onde foram medidas as deformações no aço, foi feita a aproximação de considerar as deformações no concreto na seção do meio do vão iguais às da seção a 150 mm do meio do vão.

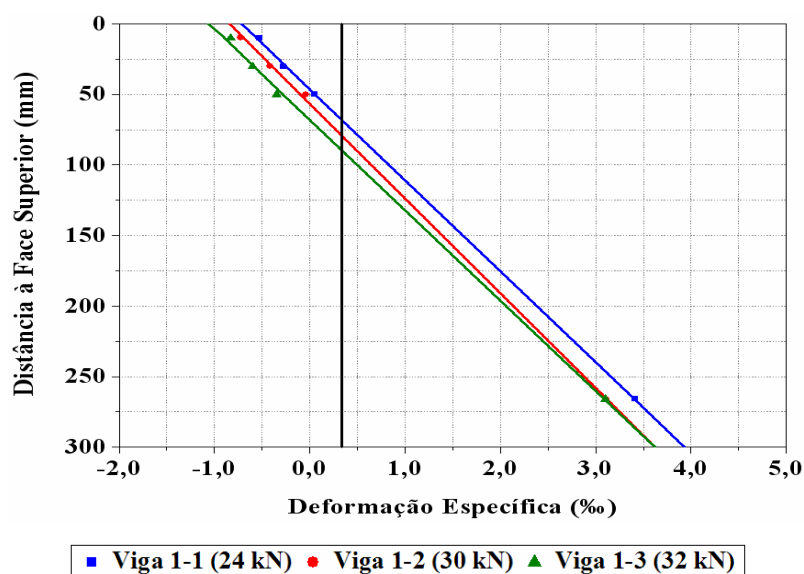


Figura 4.14 - Diagrama de deformação específica na direção longitudinal das vigas 1-1, 1-2 e 1-3 ($\rho = 0,238\%$) na seção do meio do vão.

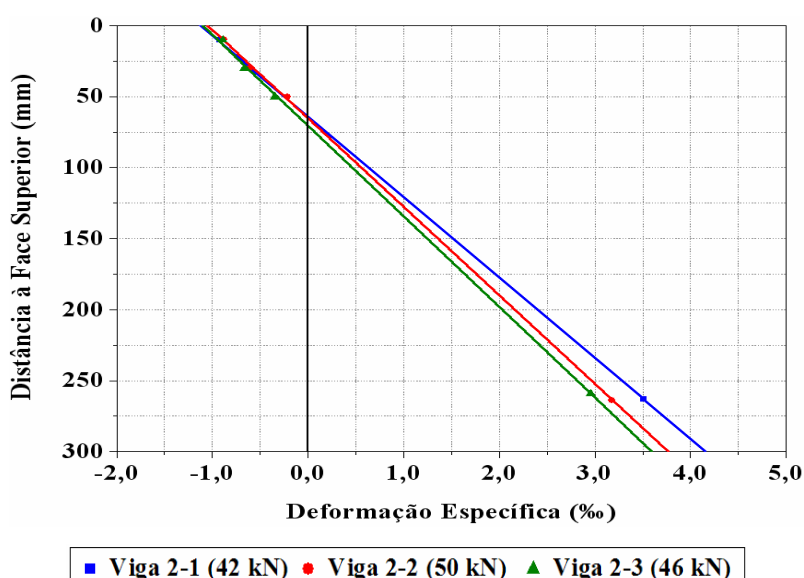


Figura 4.15 - Diagrama de deformação específica na direção longitudinal das vigas 2-1, 2-2 e 2-3 ($\rho = 0,512\%$) na seção do meio do vão.

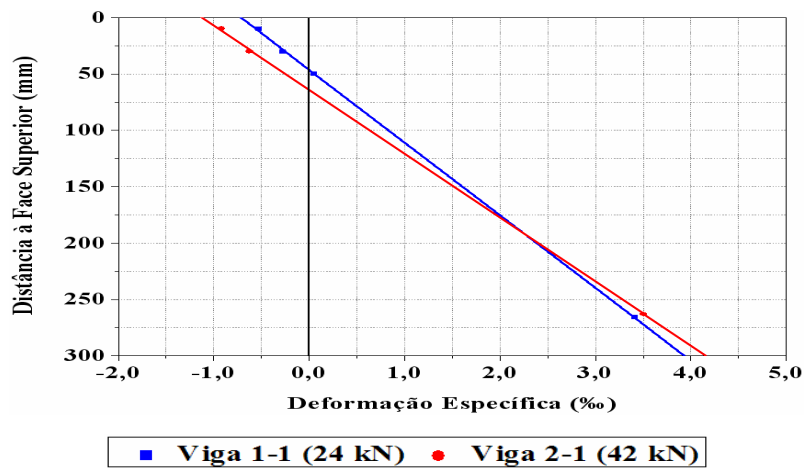


Figura 4.16 - Diagrama de deformação específica na direção longitudinal das vigas 1-1 e 2-1 ($V_f = 0,382\%$) na seção do meio do vão.

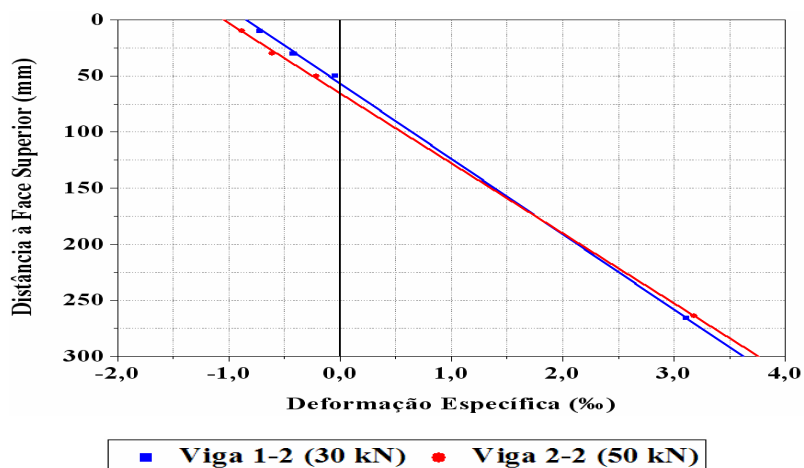


Figura 4.17 - Diagrama de deformação específica na direção longitudinal das vigas 1-2 e 2-2 ($V_f = 0,764\%$) na seção do meio do vão.

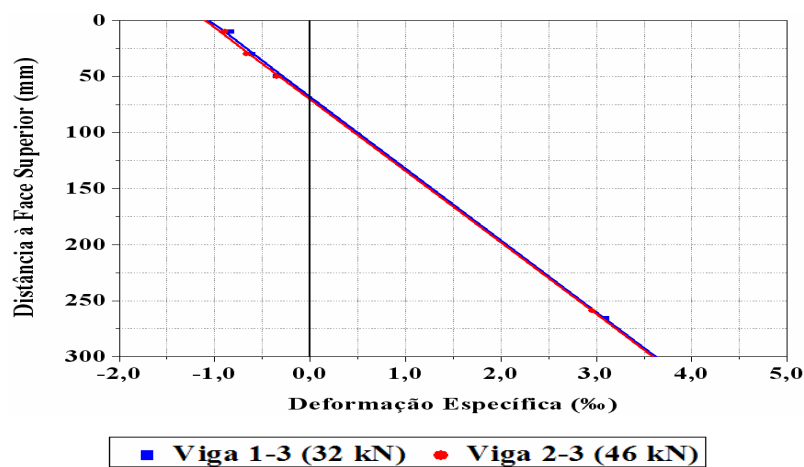


Figura 4.18 - Diagrama de deformação específica na direção longitudinal das vigas 1-3 e 2-3 ($V_f = 1,15\%$) na seção do meio do vão.

Na tabela 4.6 são listados os valores da altura da linha neutra (x), da altura útil real (d) e da altura da linha neutra relativa (x/d) referentes à etapa de carregamento próximo do de ruptura das vigas ensaiadas. Nela constata-se que, para vigas com mesmo valor de ρ , x/d aumenta com o aumento de V_f . Para as vigas com mesmo V_f , essa relação aumenta com o aumento de ρ .

Tabela 4.6 - Altura da linha neutra e altura da linha neutra relativa das vigas ensaiadas.

Viga	ρ (%)	V_f (%)	Carga (kN)	x (mm)	d (mm)	x/d
1-1	0,238	0,382	24,0 (87,0% P_u)	46,3	266	0,174
1-2	0,238	0,764	30,0 (89,0% P_u)	56,6	266	0,213
1-3	0,238	1,15	32,0 (86,3% P_u)	67,8	266	0,255
2-1	0,512	0,382	42,0 (80,8% P_u)	64,0	263	0,243
2-2	0,512	0,764	50,0 (80,9% P_u)	65,4	264	0,248
2-3	0,512	1,15	46,0 (82,1% P_u)	70,5	259	0,272

4.2.2 - Deslocamento Vertical e Ductilidade

As curvas carga-deslocamento vertical (média dos deslocamentos nas seções a 100 mm do meio do vão), para todas as vigas estão apresentadas nas figuras 4.19 a 4.23. As curvas estão agrupadas ou por taxa de armadura longitudinal de tração ou por teor de fibras.

Essas figuras evidenciam o aumento de rigidez pós-fissuração ao se aumentar V_f de 0,382% para 0,764%, o que praticamente não ocorreu ao se aumentar V_f de 0,764% para 1,15%.

Comparando-se as figuras 4.19 e 4.20, nota-se o comportamento diferenciado das vigas com $\rho = 0,238\%$ e $\rho = 0,512\%$. As com menor taxa de armadura mostraram perda de capacidade resistente mais brusca que as com maior taxa de armadura e, dentre as com menor taxa de armadura, essa perda foi mais acentuada nas com V_f igual a 0,764% e 1,15%.

As figuras 4.21, 4.22 e 4.23, curvas das vigas com mesmo teor de fibras e diferentes taxas de armadura longitudinal de tração, evidenciam o aumento de rigidez

pós-fissuração e ductilidade das vigas com o aumento da taxa de armadura longitudinal de tração.

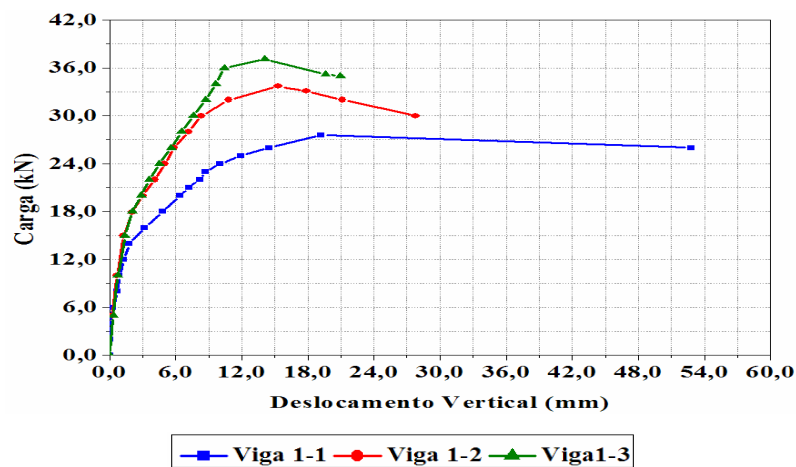


Figura 4.19 - Curvas carga-deslocamento vertical das vigas 1-1, 1-2, 1-3 ($\rho = 0,238\%$).

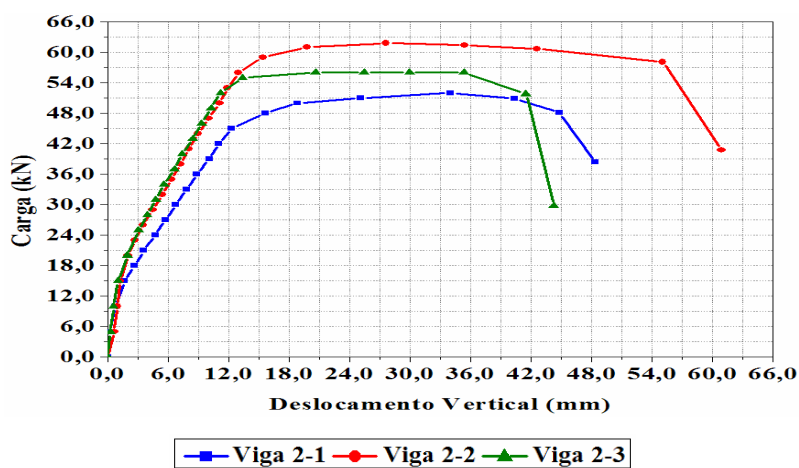


Figura 4.20 - Curvas carga-deslocamento vertical das vigas 2-1, 2-2, 2-3 ($\rho = 0,512\%$).

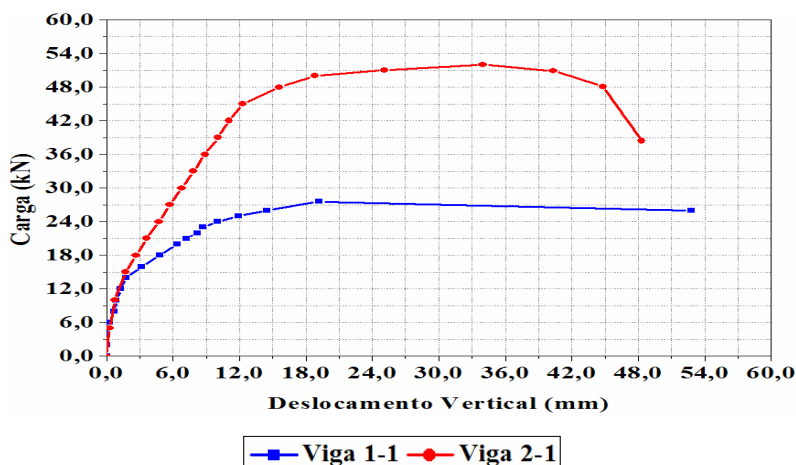


Figura 4.21 - Curvas carga-deslocamento vertical das vigas 1-1, 2-1 ($V_f = 0,382\%$).

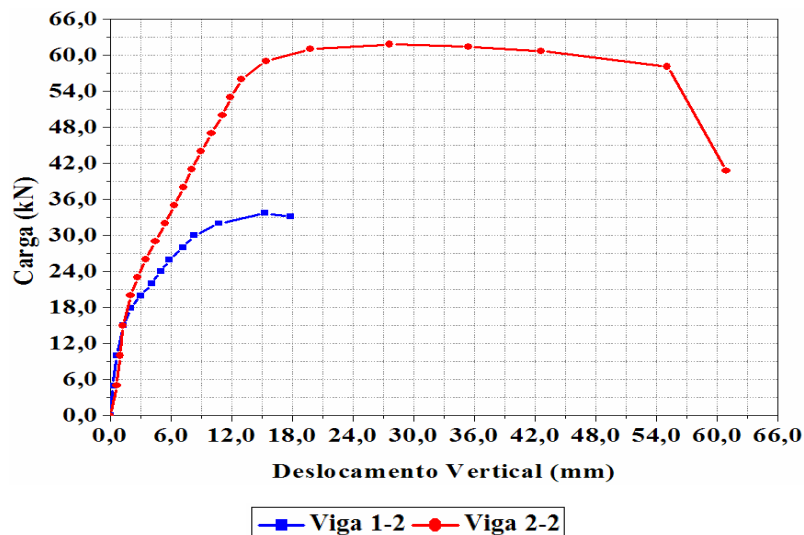


Figura 4.22 - Curvas carga-deslocamento vertical das vigas 1-2, 2-2 ($V_f = 0,764\%$).

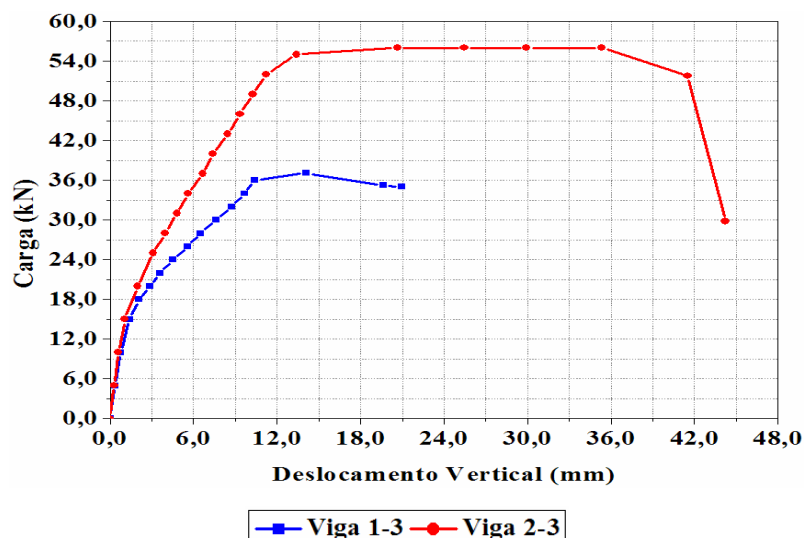


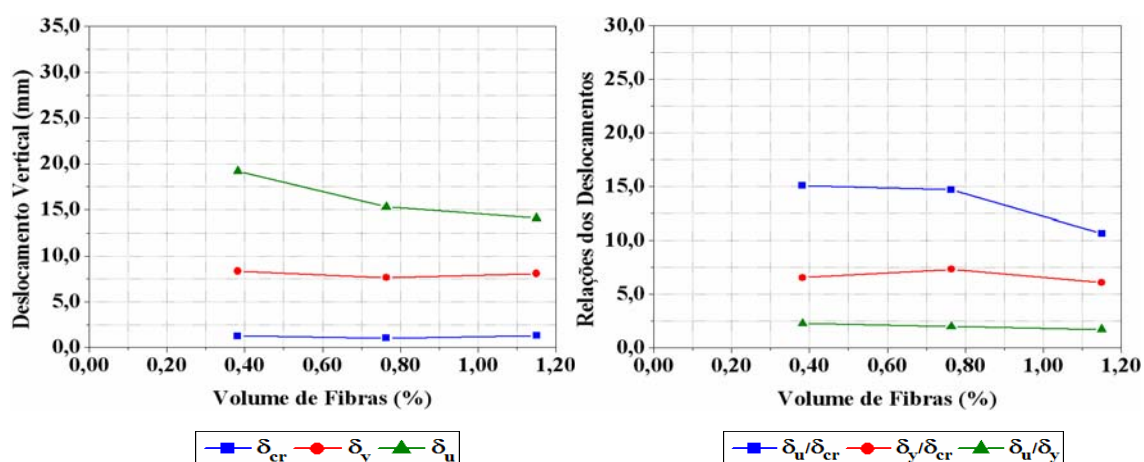
Figura 4.23 - Curvas carga-deslocamento vertical das vigas 1-3, 2-3 ($V_f = 1,15\%$).

Na tabela 4.7 são mostrados os valores experimentais de deslocamentos verticais correspondentes a P_{cr} (δ_{cr}), P_y (δ_y) e P_u (δ_u), bem como as relações (δ_u/δ_{cr}) , (δ_y/δ_{cr}) e o índice de ductilidade $\mu_d = \delta_u/\delta_y$. Essa tabela inclui também os deslocamentos relativos a $0,95P_u$ no ramo descendente ($\delta_{0,95P_u}$) e as áreas por baixo das curvas $P-\delta$ entre $P = 0$ e $P = P_u$ (A_u).

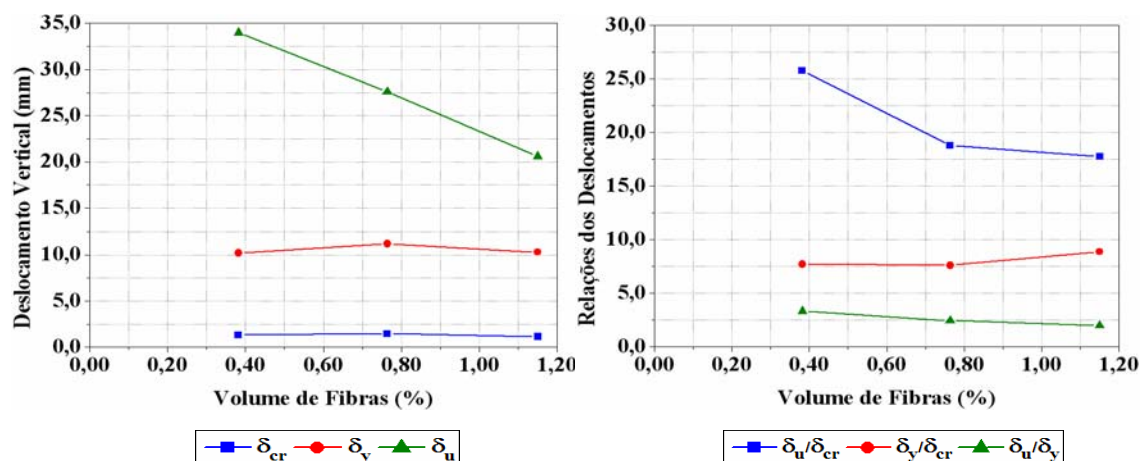
Nela e na figura 4.24, para os grupos com mesma taxa de armadura longitudinal, não se nota tendência clara de aumento ou diminuição de δ_{cr} e δ_y com o aumento de V_f , mas é evidente a diminuição de δ_u com o aumento de V_f e, em consequência, a diminuição de δ_u/δ_{cr} e δ_u/δ_y . Entre vigas com mesmo V_f , os valores de δ_y , δ_u e δ_u/δ_y aumentam com o aumento de ρ .

Tabela 4.7 - Deslocamentos verticais referentes às cargas P_{cr} , P_y , P_u , relações entre eles e área por baixo das curvas $P-\delta$.

Viga	ρ (%)	ρ' (%)	V_f (%)	δ_{cr} (mm)	δ_y (mm)	δ_u (mm)	$\delta_{0,95P_u}$ (mm)	δ_u/δ_{cr}	δ_y/δ_{cr}	δ_u/δ_y	A_u (kN mm)
1-1	0,238	0,159	0,382	1,27	8,35	19,2	47,8	15,1	6,57	2,30	414,1
1-2	0,238	0,159	0,764	1,04	7,65	15,3	21,1	14,7	7,36	2,00	401,3
1-3	0,238	0,159	1,15	1,32	8,07	14,1	19,5	10,7	6,11	1,75	385,1
2-1	0,512	0,256	0,382	1,32	10,2	34,0	42,7	25,8	7,73	3,33	1424
2-2	0,512	0,256	0,764	1,47	11,2	27,6	52,1	18,8	7,62	2,46	1329
2-3	0,512	0,256	1,15	1,16	10,3	20,6	39,4	17,8	8,88	2,00	884,3



a) vigas da tabela 4.7 com $\rho = 0,238\%$ e $\rho' = 0,159\%$.



b) vigas da tabela 4.7 com $\rho = 0,512\%$ e $\rho' = 0,256\%$.

Figura 4.24 - Valores de δ_{cr} , δ_y e δ_u e das relações δ_y/δ_{cr} , δ_u/δ_{cr} e δ_u/δ_y em função de V_f .

Em cada grupo de vigas com mesmas taxas de armaduras longitudinais, a diminuição de $\delta_{0,95P_u}$ e de A_u com o aumento de V_f pode também ser considerada indicadora da perda de ductilidade.

4.2.3 - Fissuração

Na figura 4.25, nota-se que, para cargas abaixo de $0,5P_y$ (valor aproximado da carga de serviço), nas vigas com $\rho = 0,238\%$ o aumento do teor de fibras de $0,764\%$ para $1,15\%$ não levou a mudança na abertura de fissura máxima. Para as vigas com $\rho = 0,512\%$, a figura 4.26 mostra maior redução da abertura máxima de fissura ao aumentar V_f de $0,382\%$ para $0,764\%$ do que ao aumentá-lo de $0,764\%$ para $1,15\%$.

Comparando as figuras 4.27 e 4.28, nota-se, para uma certa carga, maior redução da abertura máxima de fissura das vigas ao se mudar ρ de $0,238\%$ para $0,512\%$ nas vigas com $V_f = 1,15\%$ do que nas vigas com $0,764\%$.

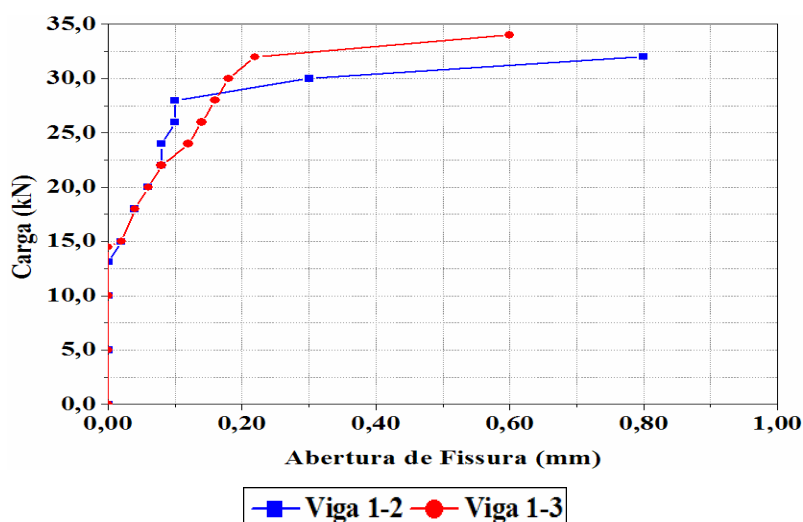


Figura 4.25 - Curvas carga-abertura de fissura das vigas 1-2, 1-3 ($\rho = 0,238\%$).

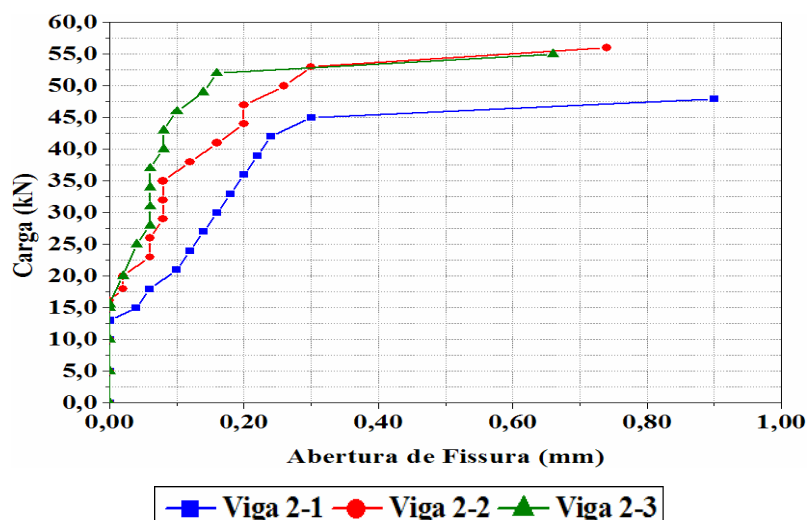


Figura 4.26 - Curvas carga-abertura de fissura das vigas 2-1, 2-2, 2-3 ($\rho = 0,512\%$).

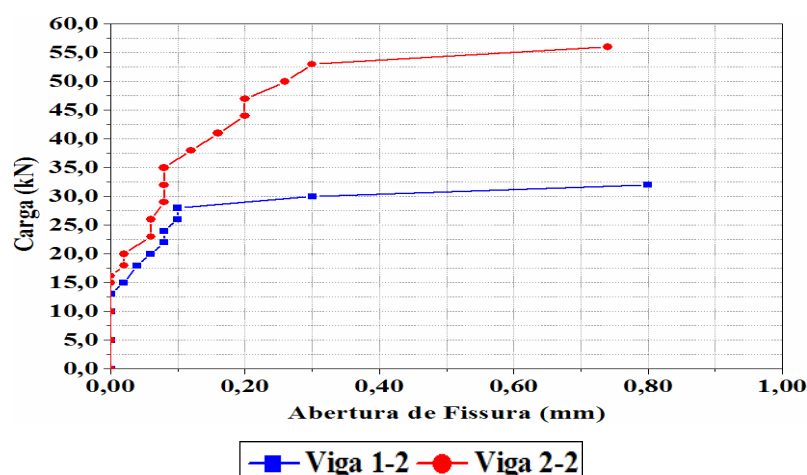


Figura 4.27 - Curvas carga-abertura de fissura das vigas 1-2, 2-2 ($V_f = 0,764\%$).

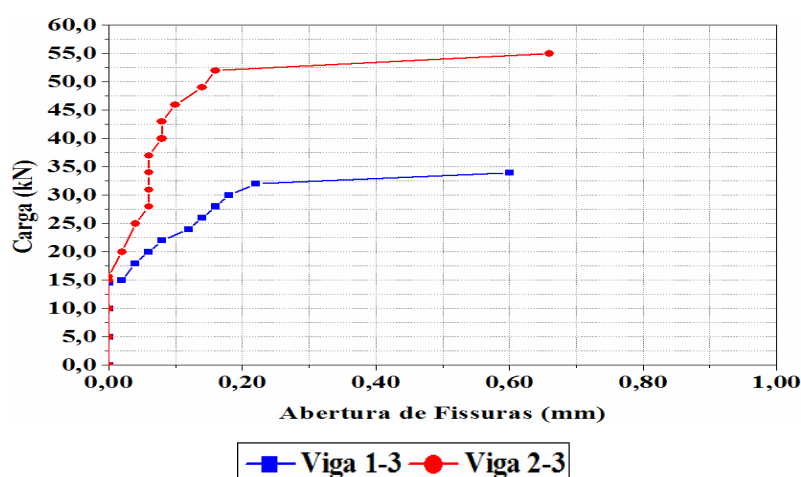


Figura 4.28 - Curvas carga-abertura de fissura das vigas 1-3, 2-3 ($V_f = 1,15\%$).

Na tabela 4.8, constata-se que $P_{0,30}$ é da ordem de $0,9P_u$, que os valores da abertura máxima de fissura para $0,5P_y$ não passa de cerca de $0,080$ mm e que, excetuando-se a viga 2-3, há tendência do aumento do número de fissuras apresentadas com o aumento de V_f .

Tabela 4.8 - Número de fissuras, cargas referentes à abertura de fissura de $0,30$ mm e abertura de fissura referente a $50\%P_y$ das vigas.

Viga	ρ (%)	V_f (%)	Número de Fissuras	$P_{0,30}$ (kN)	$W_{0,5P_y}$ (mm)
1-2	0,238	0,764	13	30,0 (89% P_u)	0,015
1-3	0,238	1,15	15	32,4 (87% P_u)	0,025
2-1	0,512	0,382	19	45,0 (87% P_u)	0,080
2-2	0,512	0,764	21	53,0 (86% P_u)	0,060
2-3	0,512	1,15	17	53,2 (95% P_u)	0,040

4.2.4 - Contribuição das Fibras na Resistência à Flexão

Na tabela 4.9 constam às cargas de ruptura teóricas das vigas desconsiderando-se as fibras. No cálculo dessas cargas, usou-se o diagrama retangular de tensões comumente adotado para o concreto de resistência até 50 MPa, limitou-se a tensão na armadura longitudinal de tração em f_y ($P_{ut,y}$) ou f_{su} ($P_{ut,u}$), sendo os valores de f_y e f_{su} os dados na tabela 3.5, e não limitou-se a deformação dessa armadura em 10%.

Na figura 4.29 comparam-se os valores de cargas últimas experimentais com os teóricos. Ela mostra que os valores de $P_{ut,y}$ são menores que os de P_u e, em geral, também menores que os de P_y . Mostra ainda que, enquanto para a viga sem fibras ensaiada por Agostini (2004) $P_{ut,u}$ é praticamente igual à P_u , para as vigas com fibras os valores de $P_{ut,u}$ também são menores que os de P_u . Isso evidencia a necessidade de considerar a contribuição das fibras para obter resistência à flexão teórica das vigas mais realista, principalmente para os casos de maiores teores de fibras.

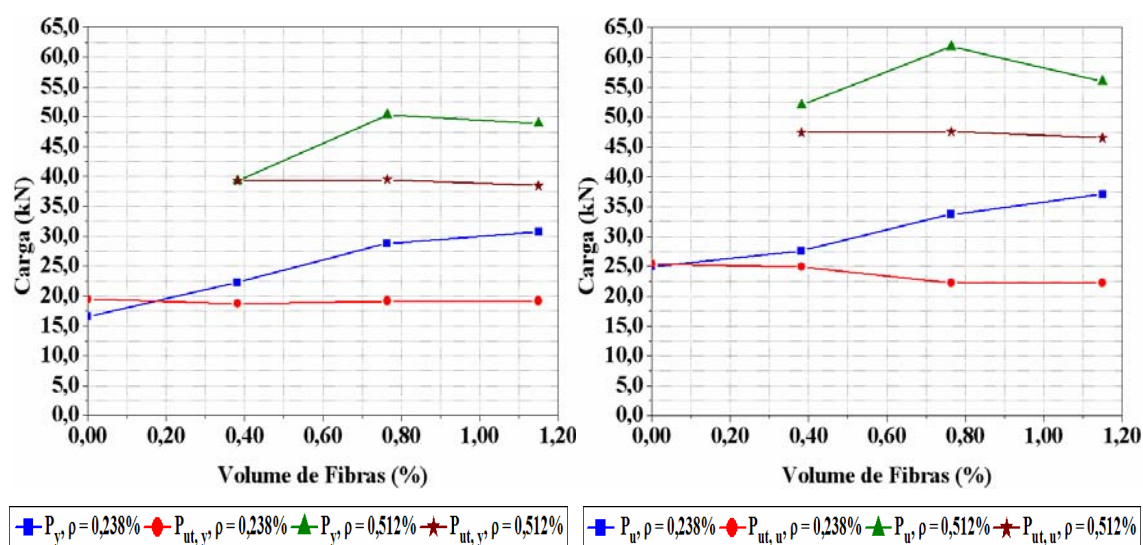


Figura 4.29 - Comparação das cargas últimas experimentais com as teóricas desconsiderando-se as fibras.

Para avaliar essa contribuição, admitiu-se diagrama de tensões uniforme com tensão σ_f ao longo da altura ($h-x$), como mostrado na figura 4.30, e, a partir das expressões 4.10 a 4.13, por tentativas, verificou-se que valor dessa tensão levaria a ter-se resistência calculada igual à obtida nos ensaios deste trabalho e de Lobão (2005). Os valores de σ_f e da altura da linha neutra correspondente obtidos estão na tabela 4.10 e são representados graficamente na figura 4.31.

Tabela 4.9 - Cargas de ruptura teóricas sem consideração da contribuição das fibras na resistência à flexão.

Viga	d (mm)	f _{cm} (MPa)	ρ (%)	ρ' (%)	f _y (MPa)	f _{su} (MPa)	V _f (%)	P _y (kN)	P _u (kN)	P _{ut, y} (kN)	x _{t, y} /d	P _{ut, u} (kN)	x _{t, u} /d
1 ⁺	262	39,3	0,238	0,159	577	779	0,00	16,6	25,0	19,5	0,083	25,4	0,093
1-1	266	42,6	0,238	0,159	535	732	0,382	22,3	27,6	18,8	0,072	24,9	0,088
1-2	266	46,1	0,238	0,159	546	635	0,764	28,8	33,7	19,2	0,068	22,2	0,079
1-3	266	46,0	0,238	0,159	546	635	1,15	30,8	37,1	19,2	0,068	22,2	0,079
2-1	263	45,9	0,512	0,256	570	700	0,382	39,3	52,0	39,3	0,113	47,4	0,126
2-2	264	46,1	0,512	0,256	570	700	0,764	50,3	61,8	39,5	0,113	47,6	0,126
2-3	259	46,0	0,512	0,256	570	700	1,15	48,9	56,0	38,5	0,110	46,5	0,124

⁺Viga sem fibras ensaiada por Agostini (2004).

Tabela 4.10 - Avaliação da tensão de tração uniforme referente à contribuição das fibras na resistência à flexão das vigas ensaiadas neste trabalho e por Lobão (2005).

Viga	d (mm)	f _{cm} (MPa)	ρ (%)	ρ' (%)	f _y (MPa)	V _f (%)	P _u (kN)	σ _f (MPa)	x _f /d	F _s + F' _s + F _f (kN)	F _f /(F _s + F' _s + F _f) (%)
V1L	—	35,6	0	0	—	0,382	11,3	1,31	0,051*	55,9	100
V2L	262	26,1	0,100	0,100	719	0,382	13,5	0,40	0,088	61,4	27,1
V3L	262	32,3	0,158	0,158	535	0,382	20,7	1,09	0,107	92,5	48,0
1-1	266	42,6	0,238	0,159	535	0,382	27,6	1,17	0,104	119,7	39,9
1-2	266	46,1	0,238	0,159	546	0,764	33,7	1,92	0,116	143,9	53,9
1-3	266	46,0	0,238	0,159	546	1,15	37,1	2,39	0,126	157,5	60,7
2-1	263	45,9	0,512	0,256	570	0,382	52,0	1,77	0,151	185,7	37,2
2-2	264	46,1	0,512	0,256	570	0,764	61,8	3,16	0,182	234,0 ⁺	51,0
2-3	259	46,0	0,512	0,256	570	1,15	56,0	2,42	0,164	208,1 ⁺	44,9

* x_f/h

⁺ força F'_s não incluída por ser de compressão

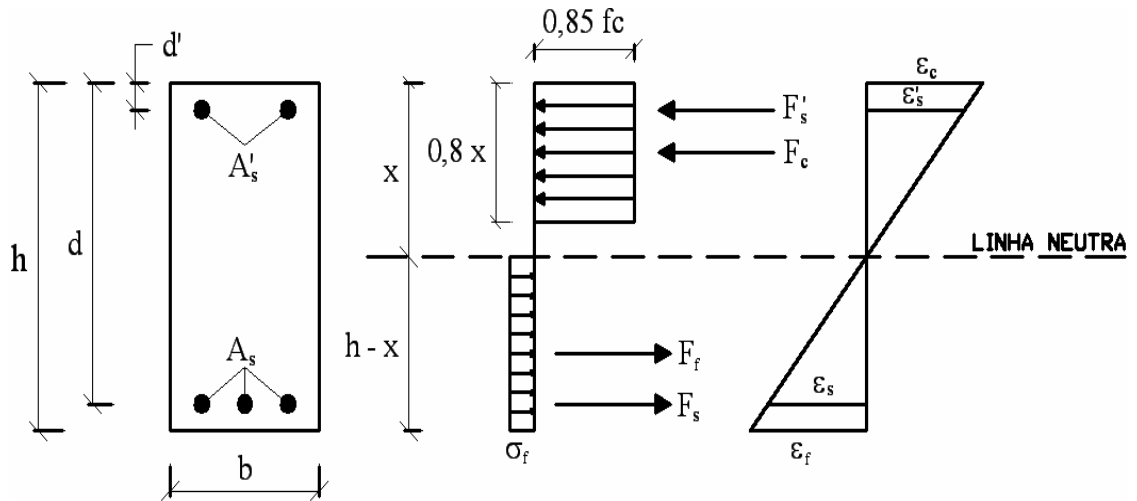


Figura 4.30 - Diagramas retangulares de tensão de compressão e de tração utilizados no cálculo da resistência à flexão considerando a contribuição das fibras.

✓ Cálculo da Altura da Linha Neutra

$$x = \frac{A_s f_y - A'_s f'_y + h b \sigma_f}{b \sigma_f + 0,68 b f_c} \quad \text{para } \sigma'_s = f'_y, \quad \varepsilon'_s \geq \varepsilon_y \quad (4.10)$$

$$(-0,68 b f_c - b \sigma_f) x^2 + (A_s f_y - 0,0035 A'_s E'_s + b h \sigma_f) x + 0,0035 A'_s E'_s d' = 0 \quad \text{para } \sigma'_s = 0,0035 \frac{x - d'}{x} E'_s \leq \varepsilon_y E'_s \quad (4.11)$$

✓ Cálculo do Momento Último

$$M_u = A_s f_y (d - 0,4 x) + A'_s f'_y (0,4 x - d') + \sigma_f b \left[\frac{(h - x)^2}{2} + 0,6 x (h - x) \right] \quad \text{para } \sigma'_s = f'_y, \quad \varepsilon'_s \geq \varepsilon_y \quad (4.12)$$

$$M_u = A_s f_y (d - 0,4 x) + 0,0035 A'_s E'_s \frac{x - d'}{x} (0,4 x - d') + \sigma_f b \left[\frac{(h - x)^2}{2} + 0,6 x (h - x) \right] \quad \text{para } \sigma'_s = 0,0035 \frac{x - d'}{x} E'_s \leq \varepsilon_y E'_s \quad (4.13)$$

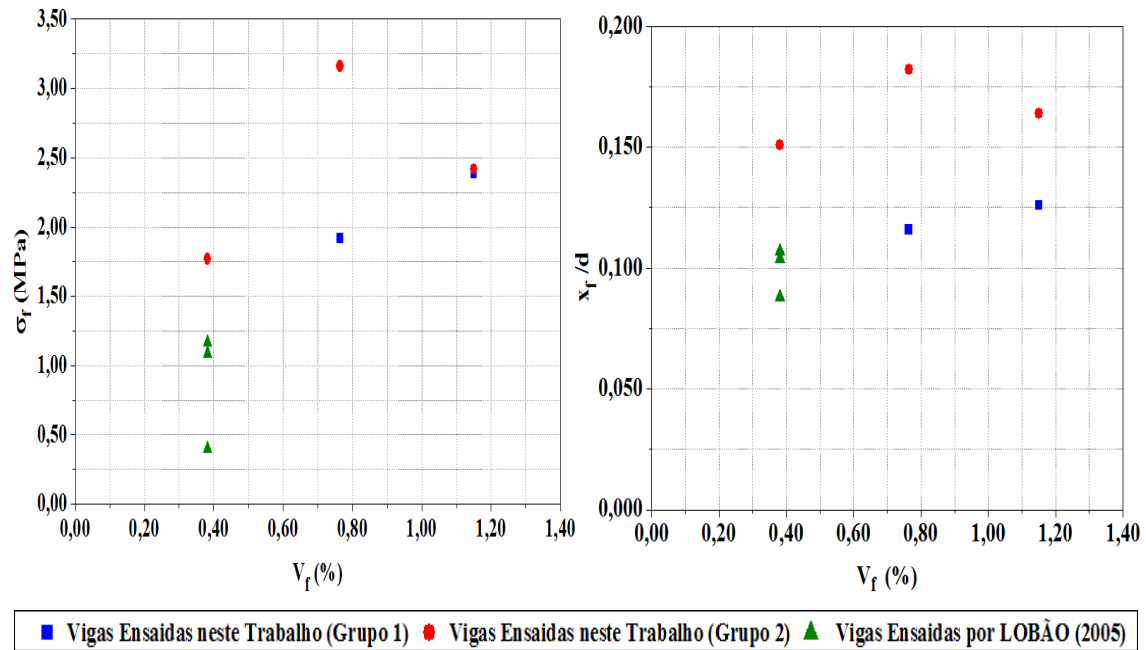


Figura 4.31 - Valores de σ_f e x_f/d em função de V_f para as vigas ensaiadas neste trabalho e por Lobão (2005).

Essa figura sugere que a contribuição das fibras a considerar não depende apenas do teor de fibras; ela depende também da taxa de armadura longitudinal. Isso fica também evidenciado ao analisar os valores de σ_f obtidos para as vigas de Lobão (2005) e de Oliveira (2005), que são mostrados na figura 4.32. As vigas de Oliveira (2005), cujos dados estão na tabela 4.11, tinham a mesma geometria e V_f que as de Lobão (2005) e a variável foi também a taxa de armadura longitudinal, mas tinham concreto com maior resistência à compressão. Note-se que, a menos da viga V2L, com aço da armadura longitudinal tendo $f_{su}/f_y = 1,10$, as vigas desses autores foram armadas com aço tendo $f_{su}/f_y = 1,37$.

Comparando os valores de σ_f e x_f/d das duas vigas de Lobão (2005) e Oliveira (2005) com mesma taxa de armadura longitudinal, constatam-se maiores valores dessas grandezas para as vigas de Lobão, com valor de f_c menor, particularmente em x_f/d .

Nas tabelas 4.10 e 4.11, além dos valores de σ_f e x_f/d determinados, constam os valores da resultante das forças de tração e a porcentagem dessa força relativa à contribuição das fibras. Note-se que, segundo a análise feita, a menos das vigas 2-2 e 2-3 a força F_s' é de tração.

Tabela 4.11 - Avaliação da tensão de tração uniforme referente à contribuição das fibras na resistência à flexão das vigas ensaiadas por Oliveira (2005).

Viga	d (mm)	f _{cm} (MPa)	ρ (%)	ρ' (%)	f _y (MPa)	V _f (%)	P _u (kN)	σ _f (MPa)	x _f /d	F _s + F' _s + F _f (kN)	F _f /(F _s + F' _s + F _f) (%)
V1	—	75,0	0	0	—	0,382	15,9	1,82	0,034*	79,1	100
V2	262	84,3	0,159	0,159	535	0,382	22,0	1,05	0,050	111,9	40,4
V3	262	78,1	0,238	0,159	535	0,382	27,4	1,04	0,061	127,7	34,7
V4	262	73,8	0,317	0,159	535	0,382	35,3	1,34	0,079	156,2	35,9

* x_f/h.

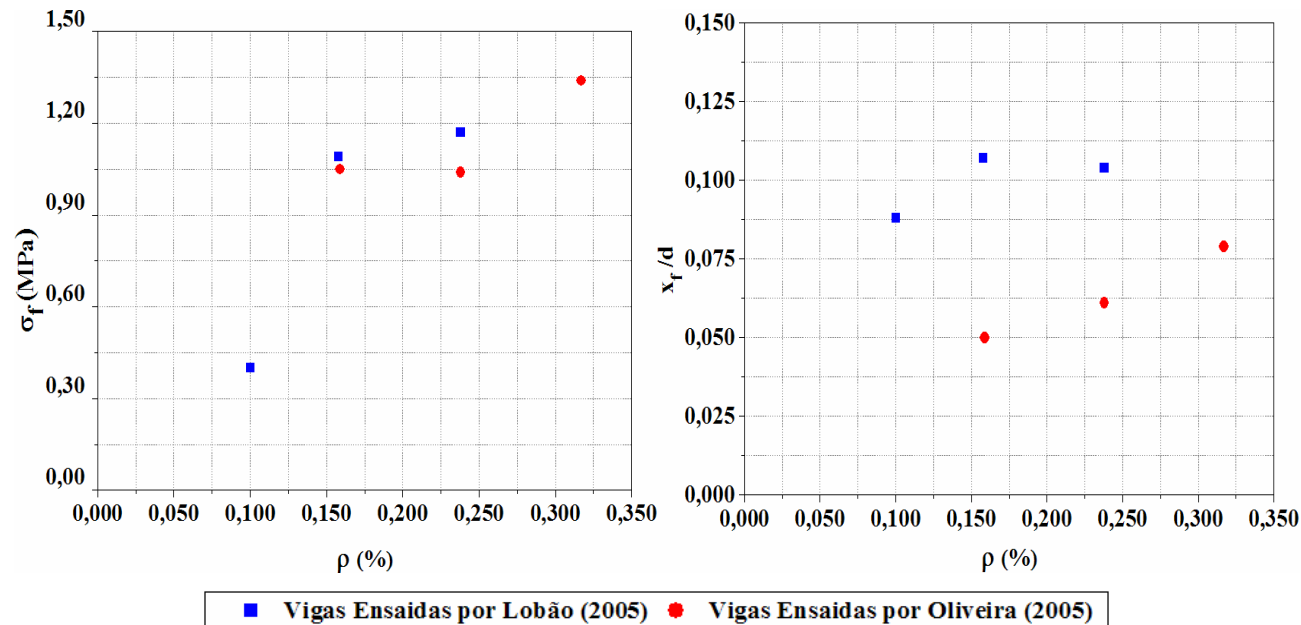


Figura 4.32 - Valores de σ_f e x_f/d em função de ρ para as vigas ensaiadas por Lobão (2005) e Oliveira (2005), todas com $V_f = 0,382\%$.

Essa resultante, bem como suas parcelas F_s , F'_s e F_f , são apresentadas graficamente nas figuras 4.33 (vigas deste trabalho e de LOBÃO, 2005, com f_c da ordem de 40 MPa) e 4.34 (vigas de OLIVEIRA, 2005, com f_c da ordem de 75 MPa). Nas vigas de concreto de menor resistência, o valor de F_f para as vigas com $V_f = 0,382\%$ e armaduras longitudinais é bem mais próximo daquele referente à viga sem essa armadura do que nas vigas de concreto de maior resistência.

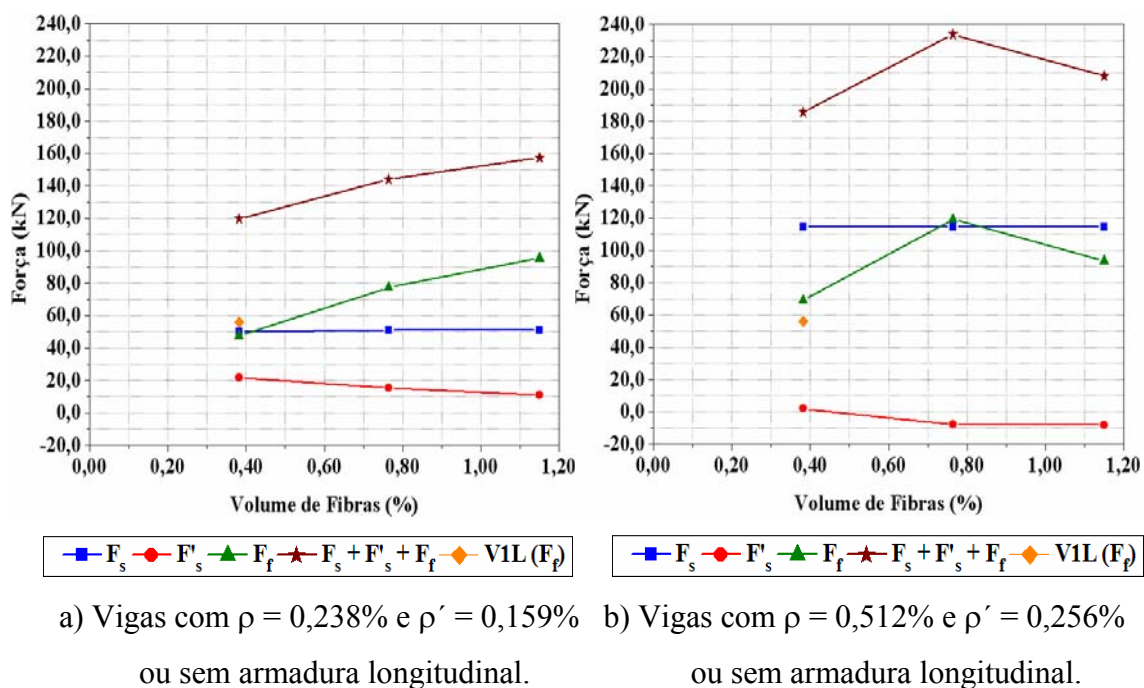


Figura 4.33 - Parcelas da força de tração resistidas pelas armaduras longitudinais e pelo concreto com fibras para as vigas deste trabalho e de Lobão (2005).

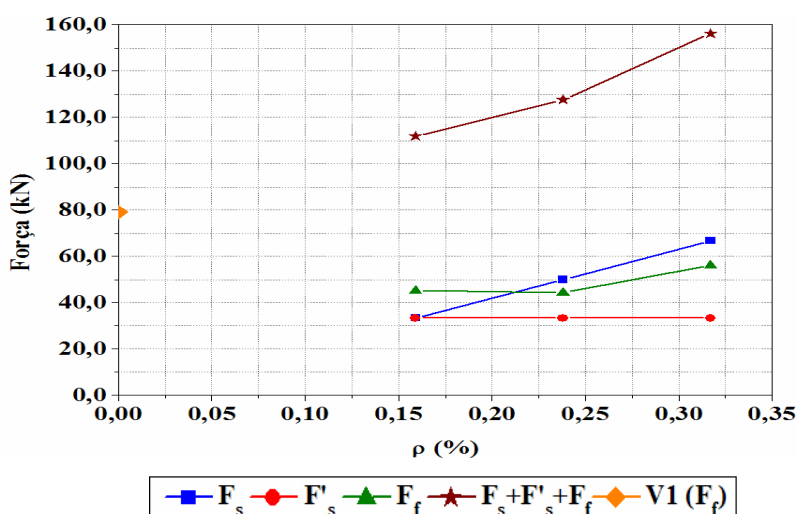


Figura 4.34 - Parcelas da força de tração resistidas pelas armaduras longitudinais e pelo concreto com fibras para as vigas de Oliveira (2005).

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A revisão bibliográfica realizada mostrou que ainda não há consenso quanto ao tipo de ensaio de flexão a realizar para caracterizar o concreto com fibras e nem quanto à definição do diagrama tensão normal de tração-deformação específica a adotar no dimensionamento de elementos desse tipo de concreto.

Mostrou também que poucos estudos investigaram o caso de vigas de concreto com fibras e baixa taxa de armadura longitudinal, sendo que dois deles mostraram que a adição de fibras nessas vigas, embora leve ao aumento da capacidade resistente, acarreta perda de ductilidade, o que parece não ocorrer nas vigas com maiores taxas de armadura. Ou seja, o aumento da ductilidade do concreto comprimido e tracionado advindo da inclusão de fibras no concreto não necessariamente leva a um comportamento mais dúctil de elementos com ruptura por flexão.

Na investigação realizada neste trabalho verificou-se, tanto nos ensaios de vigotas de concreto com fibras como nos de vigas com armadura convencional, maior diferença no comportamento pós-fissuração entre os elementos com V_f iguais a 0,382% e 0,764% do que entre os com V_f iguais a 0,764% e 1,15%. Nas vigas com mesmas taxas de armaduras longitudinais, constatou-se diminuição de P_u/P_y e de δ_u/δ_y com o aumento do teor de fibras, apesar de, com exceção da viga com maior teor de fibras e taxa de armadura longitudinal, P_u e P_y terem aumentado com o aumento de V_f . Verificou-se também que, embora nas vigas de concreto sem fibras apresentando ruptura da armadura longitudinal a ductilidade tenda a aumentar com o aumento de x/d , o aumento dessa relação decorrente da adição de fibras não implica em aumento de ductilidade.

É importante destacar que, a menos de um, todos os estudos sobre vigas de concreto com fibras e baixas taxas de armadura longitudinal de tração englobaram vigas com altura igual a 300 mm. Nas vigas de concreto sem fibras com baixa taxa de armadura longitudinal, em mantendo-se essa taxa fixa, a ductilidade diminui com o aumento da altura da viga (OŽBOLT E ELIGEHAUSEN, 1997). Se o mesmo ocorrer nos elementos de concreto com fibras, o problema detectado nas vigas com $h = 300$ mm será mais acentuado nas vigas de maior altura.

A ductilidade de elementos à flexão depende das características do aço e do concreto, geometria da seção transversal, taxas, diâmetro e arranjo das armaduras (distância entre as barras de aço), esbeltez, condições de bordo e tipo de carregamento do elemento estrutural. É uma característica difícil de analisar devido à interação entre os efeitos de diferentes parâmetros.

O parâmetro x/d pode representar razoavelmente bem o efeito combinado das relações tensão-deformação dos materiais, a geometria da seção e as taxas de armadura longitudinal, mas não todos os aspectos que afetam a ductilidade, sendo um deles a aderência aço-concreto. Ao aumentar-se essa aderência, diminui-se a ductilidade do elemento estrutural. Nas vigas com baixa taxa de armadura, usam-se barras de aço de menor diâmetro, o que favorece a aderência aço-concreto, que tendem a ter relações f_{su}/f_y e deformações específicas na ruptura menores que as barras de maior diâmetro. Nessas vigas, portanto, pode-se ter a associação de dois fatores de redução da ductilidade: maior aderência aço-concreto e menor ductilidade do aço.

A adição de fibras de aço leva também ao aumento da aderência aço-concreto (HARAJLI E MABSOUT, 2002), havendo, portanto, mais um fator redutor da ductilidade. Segundo Harajli, Hamad e Karam (2002), para $V_f l_f/d_f$ menor que cerca de 0,3 ou V_f menor que cerca de 0,5, as fibras não têm efeito substancial na resistência de aderência. Para maiores valores dessas grandezas, essa resistência aumenta com o aumento de $V_f l_f/d_f$. Em vigas de concreto com $f_c \sim 30$ MPa e $d_{max} = 10$ mm, verificou-se que a inclusão de fibras de aço com $l_f = 30$ mm e $d_f = 0,5$ mm nos teores de 0,50%, 1,0% e 2,0% levou ao aumento da tensão de aderência de cerca de 8%, 26% e 33%, respectivamente. Nessas vigas, usaram-se na armadura longitudinal de tração barras de aço com diâmetros variando de 16 mm a 32 mm e relações cobrimento/diâmetro das barras entre 0,56 e 2,00.

Os dados deste e de outros estudos levam à conclusão de que não é recomendável a substituição parcial da armadura mínima de flexão pela inclusão de fibras, pois elas, além de aumentarem o custo, não têm o mesmo efeito com relação à ductilidade.

As fibras podem ser uma solução interessante quando se objetiva melhorar o desempenho em serviço e/ou diminuir dimensões. A diminuição das flechas que as fibras acarretam pode, eventualmente, possibilitar elementos mais esbeltos e a armadura mínima para controle de fissuras, maior que aquela que visa evitar ruptura frágil quando da fissuração, talvez possa ser diminuída. De acordo com Dupont et Vandewalle (2002),

apud Özcan et al. (2009), V_f de 0,38% a 0,51% (30 kg/m^3 a 40 kg/m^3) é o mínimo para melhoria considerável na condição de fissuração.

Embora já haja recomendações para o projeto de elementos de concreto com fibras, parece haver ainda vários pontos a serem melhor esclarecidos, como a interação entre o concreto com fibras e as armaduras longitudinais de vigas, particularmente no caso de baixas taxas de armadura tracionada. Estudos sistemáticos envolvendo vigas com diferentes dimensões, diâmetros e taxas de armadura, tipos e teores de fibras e resistências do concreto possibilitarão compreender melhor essa interação e os parâmetros principais que definem a contribuição das fibras na resistência à flexão e a ductilidade das vigas. Essa compreensão também talvez possa, para os valores de teor de fibras na faixa abordada neste trabalho e tipos de fibras mais comumente usadas, definir diagrama tensão normal de tração-deformação específica a adotar no dimensionamento à flexão sem a necessidade da realização de ensaios, pelo menos o retangular, o que trará enorme vantagem de ordem prática.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDUL-AHAD, R. B., AZIZ, O. Q., 1999, “Flexural Strength of Reinforced Concrete T-Beams with Steel Fibers”, **Cement & Concrete Composites**, v. 21, n. 4, pp. 263-268.
- ACCETTI, K. M., PINHEIRO, L. M., 2000, “Tipos de Fibras e Propriedades do Concreto com Fibras”. In: **42º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON**, n. IIA-25, Agosto, Fortaleza, Brasil.
- AGOSTINI, B. M., 2004, **Armadura Longitudinal Mínima em Vigas de Concreto Armado**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- AGUADO, A., LARANJEIRA, F., 2007, “Presentación del Anejo de Hormigón com Fibras de la EHE y Ecuación Constitutiva del Hormigón con Fibras”. In: **Jornada sobre Aplicaciones Estructurales de Hormigón con Fibras**, pp. 1-32, Barcelona, España.
- ALSAYED, S. H., 1993, “Flexural Deflection of Reinforced Fibrous Concrete Beams”, **ACI Structural Journal**, vol. 90, n. 1, pp. 72-76.
- ALTUN, F., HAKTANIR, T., ARI, K., 2006, “Experimental Investigation of Steel Fiber Reinforced Concrete Box Beams under Bending” **Materials and Structures**, v. 39, n. 4, pp. 491-499.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), 2006, ACI 544.4R-88, “Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete”. In: **Manual of concrete Practice**, Detroit, United States of America.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), 2006, ACI 544.2R-89, “Measurement of properties of Fiber Reinforced Concrete”. In: **Manual of concrete Practice**, Detroit, United States of America.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), 2006, ACI 544.3R-93, “Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete”. In: **Manual of concrete Practice, Detroit**, United States of America.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), 2006, ACI 544.1R-96. “State-of-the-art Report on fiber reinforced concrete”. In: **Manual of concrete Practice**, Detroit, United States of America.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM), 2005, ASTM C 1609/C 1609 M - 05 “Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-

- Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)”. In: **Book of ASTM Standards**, pp. 827-834, West Conshohocken, United States of America.
- ARAÚJO, D. L., 2002, **Cisalhamento Entre Viga e Laje Pré-Moldadas Ligadas Mediante Nichos Preenchidos com Concreto de Alto Desempenho**. Tese de D.Sc, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, Brasil.
- ASHOUR, S. A., MAHMOOD, K., WAFA, F. F., 1997, “Influence of Steel Fibers and Compression Reinforcement on Deflection of High-Strength Concrete Beams”, **ACI Structural Journal**, v. 94, n. 6, pp. 611-624.
- ASHOUR, S. A., WAFA, F. F., 1993, “Flexural Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams”, **ACI Structural Journal**, v. 90, n. 3, pp. 279-287.
- ASHOUR, S. A., WAFA, F. F., KAMAL, M. I., 2000, “Effect of the Concrete Compressive Strength and Tensile Reinforcement Ratio on the Flexural Behavior of Fibrous Concrete Beams”, **Engineering Structures**, v. 22, n. 9, pp. 1145-1158.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), 1993, NBR-5738. **“Moldagem e Cura de Corpos-de-Prova de Concreto Cilíndricos ou Prismáticos - Método de ensaio”**. Rio de Janeiro, Brasil.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), 1994, NBR-7222. **“Argamassa e Concreto - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos”**. Rio de Janeiro, Brasil.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), 2002, NBR-6152. **“Materiais Metálicos - Determinação das Propriedades Mecânicas a Tração”**. Rio de Janeiro, Brasil.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), 2004, NBR-6118. **“Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento”**. Rio de Janeiro, Brasil.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), 2007, NBR-5739. **“Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos”**. Rio de Janeiro, Brasil.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), 2007, NBR-15530. **“Fibras de Aço para Concretos - Especificação”**. Rio de Janeiro, Brasil.
- BALAGURU, P. N., SHAH, S. P., 1992, **Fiber-Reinforced Cement Composites**. McGraw-Hill International Editions.

- BARROS, J. A. O., FIGUEIRAS, J. A., 1999, “Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling”, **ASCE Journal of Materials in Civil Engineering**, vol. 11, n. 4, pp. 331-339.
- BELGO BEKAERT ARAMES S.A., Disponível em: www.belgobekaert.com.br. Acesso em: 12 de Novembro de 2008.
- BELGO BEKAERT ARAMES S.A., Catálogo Dramix, Disponível em: www.rogertec.com.br. Acesso em: 16 de Março de 2009.
- BENCARDINO, F., *et al.*, 2008, “Stress-Strain Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression”, **ASCE Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 20, n. 3, pp. 255-263.
- BENTUR, A., MINDESS, S., 1990, **Fiber Reinforced Cementations Composites**. Elsevier Science publishers Ltd
- CHUNXIANG, Q., PATNAIKUNI, I., 1999, “Properties of High-Strength Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams in Bending”, **Cement & Concrete Composites**, v. 21, n. 1, pp. 73-81.
- CNR - Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction, 2006, “**Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures**, CNR-DT 204/2006, Rome, Italy.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, 1993, “**CEB-FIP Model Code 1990**”, London, Thomas Telford Services Ltd.
- DANCYGIER, A. N., SAVIR, Z., 2006, “Flexural Behavior of HSFRC with Low Reinforcement Ratios” **Engineering Structures**, v. 28, n.11, pp. 1503-1512.
- DUPONT, D., VANDEWALLE, L., 2003, “Calculation of Crack Widths with the σ - ε Method, Proceedings of the RILEM 162-TDF Workshop”, **RILEM PRO 31**, pp. 119-144.
- ESCAMILLA, M. M., 2007, **Análisis en Rotura de Placas de Hormigón Reforzado con Fibras de Acero**. Tesina de Especialidad, ETSECCPB - UPC, Barcelona, España.
- ERDEM, E., 2003 “The Flexural Behaviour of SFRC Beams and Slabs, Proceedings of the RILEM 162-TDF Workshop”, **RILEM PRO 31**, pp. 67-76.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004, EN 1992-1-1: Eurocode 2: “**Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**”, British Standards Institution, London, Great Britain.

- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2007, BS EN 14651:2005 +A1:2007, “**Test Method for Metallic Fibre Concrete - Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), residual)**”, British Standards Institution, London, Great Britain.
- EZELDIN, A. S., BALAGURU, P. N., 1992, “Normal and High-Strength Fiber-Reinforced Concrete under Compression”, **ASCE Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 4, n. 4, pp. 415-429.
- FIBRA STEEL INDÚSTRIA E COMÉRCIO DE ARTEFATOS DE ARAME LTDA, Disponível em: www.fibrasteel.com.br. Acesso em: 16 de Março de 2009.
- FIGUEIREDO, A. D., 2000, “Concreto com Fibras de Aço”. In: **Boletim Técnico - Série BT/PCC/260**, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- GIACCIO, G., TOBES, J. M., ZERBINO, R., 2008, “Use of Small Beam to Obtain Design Parameters of Fibre Reinforced Concrete”, **Cement & Concrete Composites**, v. 30, n. 4, pp. 297-306.
- GRANJU, J., BALOUCH, S. U., 2005, “Corrosion of Steel Fibre Reinforced Concrete from the Cracks”, **Cement and Concrete Research**, v. 35, n. 3, pp. 572-577.
- HARAJLI, M., HAMAD, B., KARAM, K., 2002, “Bond-slip Response of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete”, **ASCE Journal of Materials in Civil Engineering**, v.14, n. 6, pp. 503-511.
- HARAJLI, M., MABSOUT, M.E., 2002, “Evaluation of Bonds Strength of Steel Reinforcing Bars in Plain and Fiber-reinforced concrete, **ACI Structural Journal**, v.99, n.4, pp.509-517.
- HSU, L. S., HSU, C. T. T., 1994, “Stress-Strain Behavior of Steel-Fiber High-Strength Concrete under Compression”, **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 4, pp. 448-457.
- JONES, M., 1999, **Mechanics of Composite Materials**. Taylor & Francis, Lda, Philadelphia, pp 1-10.
- KOOIMANN, A. G., 2000, **Modeling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design**. PhD Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.
- LAMBRECHTS, A., VITT, G., 2007, “Anchura de Fisuras y Durabilidad Estructural”. In: **Jornada sobre Aplicaciones Estructurales de Hormigón con Fibras**, pp. 165-172, Barcelona, España.
- LOBÃO, L. M. M., 2005, **Taxa de Armadura Longitudinal de Tração Mínima em Vigas de Concreto de Resistência Normal com Fibras de Aço**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

- MANSUR, M. A., CHIN, M. S., WEE, T. H., 1999, “Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression”, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 1, pp. 21-29.
- MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M., 1994, **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 1ª ed., São Paulo, PINI.
- MILLER, K. P., 2007, **Estudo da Fluência em Vigas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço, com Aplicação de Conceitos da Mecânica da Fratura**. Tese de M.Sc em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, Brasil.
- NATARAJA, M. C., DHANG, N., GUPTA, A. P., 1999, “Stress-Strain Curves for Steel-Fiber Reinforced Concrete under Compression”, **Cement & Concrete Composites**, v. 21, n. 5-6, pp. 383-390.
- NAAMAN, A. E., FISCHER, G., KRSTULOVIC-OPARA, N., 2007, “Measurement of Tensile Properties of Fiber Reinforced Concrete: Draft Submitted to ACI Committee 544”. In: **High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC-5)**, July, Mainz, Germany.
- NAAMAN, A. E., REINHARDT, H. W., 2006, “Proposed Classification of HPFRC Composites Based on Their Tensile Response”, **Materials and Structures**, v. 39, n. 5, pp. 547-555.
- NEVES, R. D., ALMEIDA, J. C. O. F., 2005, “Compressive Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete”, **Structural Concrete**, v. 6, n. 1, pp. 1-8.
- NUNES, F. W. G., 2005, **Avaliação da Resistência e do Módulo de Elasticidade de Concretos Usados no Rio de Janeiro**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- NUNES, G. T. N., 2006, **Análise Experimental de Vigas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço Submetidas a Esforços de Cisalhamento**. Tese de M. Sc., Escola de Engenharia Civil, UFG, Goiás, Brasil.
- OLIVEIRA, C. A. S., 2007, **Avaliação da Redução de Armadura Mínima de Flexão em Vigas de Concreto Armado com Adição de Fibras de Aço**. Tese de M. Sc., Escola de Engenharia Civil, UFG, Goiás, Brasil.
- OLIVEIRA, S. L., 2005, **Taxa de Armadura Longitudinal Mínima em Vigas de Concreto de Alta Resistência com Fibras de Aço**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

- OLIVEIRA, S. L. *et al.*, 2005, “Taxa de Armadura Longitudinal Mínima em Vigas de Concreto de Baixa e de Alta Resistência com Fibras de Aço”. In: **47º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON**, Setembro, Recife, Brasil, pp. XII874-887.
- OŽBOLT, J., ELIGEHAUSEN, R., 1997, “Size Effects in Concrete and RC Structures - Diagonal Shear and Bending”, Bulletin 237, **Comité Euro-International Du Béton**, pp. 103-145.
- ÖZCAN, D. M., *et al.*, 2009, “Experimental and Finite Element Analysis on the Steel Fiber-Reinforced Concrete (SFRC) Beams Ultimate Behavior”, **Construction and Building Materials**, v. 23, n.2, pp. 1064-1077.
- PADMARAJAIAH, S. K., RAMASWAMY, A., 2004, “Flexural Strength Predictions of Steel Fiber Reinforced High-Strength Concrete in Fully/Partially Prestressed Beam Specimens”, **Cement & Concrete Composites**, v. 26, n. 4, pp. 275-290.
- RILEM TC 162-TDF, 2001, “Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete: Uni-Axial Tension Test for Steel Fiber Reinforced Concrete - Recommendation”, **Materials and Structures**, v. 34, n. 1, pp. 3-6.
- RILEM TC 162-TDF, 2002, “Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete: Bending Test - Final Recommendation”, **Materials and Structures**, v. 35, n. 9, pp. 579-582.
- RILEM TC162-TDF, 2003, “Round-Robin Analysis of the RILEM 162-TDF Beam Bending Test: Part 1 - Test Method Evaluation”, **Materials and Structures**, v. 36, n. 9, pp. 609-620.
- RILEM TC162-TDF, 2003, “Round-Robin Analysis of the RILEM 162-TDF Beam Bending Test: Part 3 - Fibre Distribution”, **Materials and Structures**, v. 36, n. 9, pp. 631-635.
- RILEM TC 162-TDF, 2003, “Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete: σ - ϵ Design Method - Recommendations”, **Materials and Structures**, v. 36, n. 8, pp 560-567.
- SAVIR, Z., DANCYGIER, A. N., 2005, “Minimum Flexure and Shear Reinforcement for HSFRC - Seventh International Symposium on the Utilization of High Strength High-Performance Concrete”, **ACI SP-228-43**, pp. 669-686.
- SCHUMAKER, P., 2006, **Rotation Capacity of Self-Compacting Steel Fiber Reinforced Concrete**. PhD Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

- SERNA, P., 2007, “Recientes Ejemplos Estructurales de Aplicación de Hormigón de Fibras”. In: **Jornada sobre Aplicaciones Estructurales de Hormigón con Fibras**, pp. 33-48, Barcelona, España.
- SHEHATA, I. A. E. M., SHEHATA, L. C. D., 1996, “Ductility of High Strength Concrete Beams in Flexure” In **4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance concrete**, pp 945-953, Paris, France.
- TAERWE, L., GYSEL, A. V., 1996, “Influence of Steel Fibers on Design Stress-Strain Curve for High-Strength Concrete”, **Journal of Engineering Mechanics**, v. 122, n. 8, pp. 695-704.
- TAN, K. H., PARAMASIVAM, P., TAN, K. C., 1994, “Instantaneous and Long-Term Deflections of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams”, **ACI Structural Journal**, v. 91, n. 4, pp. 384-393.
- TAN, K. H., PARAMASIVAM, P., TAN, K. C., 1995 “Cracking Characteristics of Reinforced Steel Fiber Concrete Beams under Short - and Long-Term Loadings”, **Advanced Cement Based Materials**, v. 2, n. 4, pp. 127-137.
- TAN, K. H., SAHA, M. K., 2005, “Ten-Year Study of Steel Fiber-Reinforced Beams under Sustained Loads”, **ACI Structural Journal**, v. 102, n. 3, pp. 472-480.
- THOMAS, J., RAMASWAMY, A., 2007, “Mechanical Properties of Steel Fiber-Reinforced Concrete”, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 19, n. 5, pp. 385-392.
- VULKAN DO BRASIL LTDA. Catálogos de produtos. Disponível em: www.vulkan-brasil.com.br. Acesso em: 16 de Março de 2009.
- YAZICI, S., INAN, G., TABAK, V., 2007, “Effect of Aspect Ratio and Volume Fraction of Steel Fiber on the Mechanical Properties of SFRC”, **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 6, pp. 1250-1253.

TABELAS DE RESULTADOS

Tabela 1 - Resultados da viga 1-2, curva carga-deslocamento vertical.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO VERTICAL NA SEÇÃO A 100 mm DO MEIO DO VÃO (mm)			
	Deflect. 1	Flecha 1	Deflect. 2	Flecha 2
0,0	97,71	0,00	96,33	0,00
5,0	97,42	0,29	96,07	0,26
10,0	97,02	0,69	95,69	0,64
15,0	96,42	1,30	95,08	1,25
17,9	95,64	2,08	94,31	2,02
20,0	94,67	3,04	93,36	2,97
22,0	93,57	4,14	92,27	4,06
24,0	92,66	5,06	91,41	4,92
26,0	91,78	5,93	90,53	5,80
28,0	90,45	7,26	89,19	7,14
30,0	89,30	8,42	88,08	8,25
32,0	86,73	10,98	85,76	10,57
33,7	82,09	15,62	81,30	15,03
33,1	79,60	18,11	78,72	17,61
32,0	76,32	21,39	75,46	20,87
30,0	69,74	27,97	68,75	27,58

Tabela 2 - Resultados da viga 1-2, curva carga-deformação específica do concreto.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE COMPRESSÃO DO CONCRETO (‰)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
0,0	0,000	0,000	0,000
5,0	-0,030	-0,020	-0,010
10,0	-0,100	-0,070	-0,050
15,0	-0,190	-0,160	-0,060
20,0	-0,350	-0,270	-0,140
22,0	-0,490	-0,340	-0,140
24,0	-0,530	-0,360	-0,130
26,0	-0,610	-0,410	-0,100
28,0	-0,670	-0,360	-0,060
30,0	-0,720	-0,420	-0,040
32,0	-0,880	-0,340	-0,010

Tabela 3 - Resultados da viga 1-2, curva carga-deformação específica do aço.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA ARMADURA LONGITUDINAL DE TRAÇÃO (‰)							
	E.E. 1	Deform. 1	E.E. 2	Deform. 2	E.E. 3	Deform. 3	E.E. 4	Deform. 4
0,0	1,805	0,000	1,824	0,000	2,062	0,000	3,666	0,000
5,0	1,855	0,050	1,885	0,060	2,130	0,067	3,731	0,065
10,0	1,983	0,178	2,017	0,192	2,255	0,192	3,842	0,175
15,0	2,321	0,516	2,335	0,511	2,593	0,531	4,128	0,462
17,9	2,849	1,044	2,831	1,007	3,135	1,072	4,586	0,920
20,0	3,155	1,350	3,136	1,312	3,450	1,388	4,856	1,190
22,0	3,556	1,751	3,560	1,735	3,859	1,797	5,199	1,532
24,0	3,922	2,117	3,963	2,138	4,245	2,183	5,525	1,859
26,0	4,265	2,460	4,327	2,503	4,598	2,535	5,817	2,151
28,0	4,629	2,824	4,711	2,887	4,943	2,881	6,116	2,450
30,0	4,995	3,190	5,084	3,259	5,298	3,236	6,410	2,743
32,0	5,333	3,529	5,433	3,608	5,647	3,585	6,688	3,022
33,7	36,896	35,091	38,236	36,411	39,786	37,724	24,133	20,467

Tabela 4 - Resultados da viga 1-2, curva carga-abertura de fissura.

CARGA (kN)	ABERTURA DE FISSURA (mm)
0,0	0,00
5,0	0,00
10,0	0,00
13,1	0,00
15,0	0,02
18,0	0,04
20,0	0,06
22,0	0,08
24,0	0,08
26,0	0,10
28,0	0,10
30,0	0,30
32,0	0,80

Tabela 5 - Resultados da viga 1-3, curva carga-deslocamento vertical.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO VERTICAL NA SEÇÃO A 100 mm DO MEIO DO VÃO (mm)			
	Deflect. 1	Flecha 1	Deflect. 2	Flecha 2
0,0	73,47	0,00	72,86	0,00
5,0	73,08	0,39	72,58	0,28
10,0	72,63	0,84	72,18	0,68
15,0	71,99	1,47	71,56	1,30
18,0	71,28	2,18	70,88	1,97
20,0	70,48	2,99	70,09	2,77
22,0	69,76	3,70	69,40	3,46
24,0	68,80	4,66	68,48	4,38
26,0	67,75	5,72	67,40	5,46
28,0	66,79	6,68	66,48	6,38
30,0	65,69	7,77	65,39	7,47
32,0	64,60	8,86	64,27	8,59
34,0	63,67	9,79	63,36	9,50
36,0	62,91	10,56	62,62	10,24
37,1	59,10	14,37	59,01	13,85
35,2	53,76	19,71	53,34	19,52
35,0	52,46	21,01	51,97	20,89

Tabela 6 - Resultados da viga 1-3, curva carga-deformação específica do concreto.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE COMPRESSÃO DO CONCRETO (‰)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
0,0	0,000	0,000	0,000
5,0	-0,090	-0,080	-0,070
10,0	-0,140	-0,120	-0,100
15,0	-0,240	-0,190	-0,170
18,0	-0,310	-0,260	-0,220
20,0	-0,400	-0,330	-0,250
22,0	-0,500	-0,410	-0,300
24,0	-0,550	-0,450	-0,320
26,0	-0,640	-0,490	-0,370
28,0	-0,710	-0,530	-0,400
30,0	-0,800	-0,580	-0,400
32,0	-0,830	-0,600	-0,350

Tabela 7 - Resultados da viga 1-3, curva carga-deformação específica do aço.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA ARMADURA LONGITUDINAL DE TRAÇÃO (‰)							
	E.E. 1	Deform. 1	E.E. 2	Deform. 2	E.E. 3	Deform. 3	E.E. 4	Deform. 4
0,0	1,996	0,000	2,076	0,000	2,977	0,000	2,782	0,000
5,0	2,061	0,066	2,134	0,058	3,040	0,062	2,853	0,071
10,0	2,176	0,181	2,247	0,171	3,158	0,180	2,979	0,197
15,0	2,522	0,526	2,597	0,520	3,520	0,542	3,357	0,576
18,0	2,953	0,958	2,971	0,894	3,881	0,904	3,728	0,946
20,0	3,143	1,147	3,170	1,094	4,050	1,073	3,908	1,126
22,0	3,418	1,422	3,449	1,372	4,327	1,350	4,185	1,403
24,0	3,829	1,834	3,840	1,763	4,767	1,789	4,601	1,820
26,0	4,153	2,158	4,155	2,079	5,098	2,120	4,918	2,136
28,0	4,461	2,466	4,443	2,366	5,377	2,400	5,206	2,425
30,0	4,802	2,807	4,775	2,699	5,703	2,726	5,549	2,767
32,0	5,181	3,185	5,111	3,035	6,046	3,069	5,906	3,124
34,0	5,510	3,514	5,393	3,316	6,343	3,366	6,216	3,434
36,0	5,559	3,564	8,616	6,540	6,630	3,653	6,539	3,758
37,1	35,150	33,154	35,150	33,073	26,684	23,706	29,418	26,636

Tabela 8 - Resultados da viga 1-3, curva carga-abertura de fissura.

CARGA (kN)	ABERTURA DE FISSURA (mm)
0,0	0,00
5,0	0,00
10,0	0,00
14,5	0,00
15,0	0,02
18,0	0,04
20,0	0,06
22,0	0,08
24,0	0,12
26,0	0,14
28,0	0,16
30,0	0,18
32,0	0,22
34,0	0,60

Tabela 9 - Resultados da viga 2-1, curva carga-deslocamento vertical.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO VERTICAL NA SEÇÃO A 100 mm DO MEIO DO VÃO (mm)			
	Deflect. 1	Flecha 1	Deflect. 2	Flecha 2
0,0	72,63	0,00	74,18	0,00
5,0	72,36	0,27	73,90	0,28
10,0	71,89	0,75	73,40	0,78
15,0	70,95	1,68	72,47	1,71
18,0	69,99	2,64	71,47	2,71
21,0	69,07	3,57	70,55	3,63
24,0	67,92	4,71	69,44	4,74
27,0	66,94	5,70	68,43	5,75
30,0	65,86	6,77	67,35	6,83
33,0	64,81	7,82	66,30	7,88
36,0	63,77	8,86	65,26	8,92
39,0	62,59	10,04	64,06	10,12
42,0	61,59	11,04	63,08	11,11
45,0	60,36	12,27	61,85	12,33
48,0	57,06	15,57	58,51	15,67
50,0	53,89	18,74	55,28	18,90
51,0	47,63	25,00	49,00	25,18
52,0	38,71	33,92	40,15	34,03
50,9	32,33	40,30	33,85	40,33
48,1	27,77	44,87	29,41	44,77
38,4	24,30	48,34	25,87	48,31

Tabela 10 - Resultados da viga 2-1, curva carga-deformação específica do concreto.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE COMPRESSÃO DO CONCRETO (‰)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
0,0	0,000	0,000	0,000
5,0	-0,070	-0,040	-0,030
10,0	-0,110	-0,100	-0,060
15,0	-0,250	-0,180	-0,110
18,0	-0,370	-0,260	-0,120
21,0	-0,400	-0,280	-0,130
24,0	-0,460	-0,320	-0,150
27,0	-0,530	-0,400	-
30,0	-0,650	-0,410	-
33,0	-0,660	-0,470	-
36,0	-0,740	-0,550	-
39,0	-0,830	-0,590	-
42,0	-0,920	-0,630	-
45,0	-1,010	-0,730	-
48,0	-1,130	-0,770	-

Tabela 11 - Resultados da viga 2-1, curva carga-deformação específica do aço.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA ARMADURA LONGITUDINAL DE TRAÇÃO (%)							
	E.E. 1	Deform. 1	E.E. 2	Deform. 2	E.E. 3	Deform. 3	E.E. 4	Deform. 4
0,0	2,072	0,000	2,397	0,000	2,359	0,000	2,441	0,000
5,0	2,115	0,043	2,441	0,044	2,413	0,054	2,495	0,053
10,0	2,275	0,203	2,588	0,192	2,540	0,180	2,602	0,160
15,0	2,686	0,614	2,994	0,597	2,788	0,428	2,777	0,336
18,0	3,221	1,149	3,461	1,064	3,600	1,241	3,595	1,154
21,0	3,495	1,423	3,685	1,289	3,963	1,604	3,950	1,509
24,0	3,768	1,696	3,930	1,533	4,302	1,942	4,255	1,814
27,0	4,019	1,947	4,160	1,763	4,610	2,251	4,527	2,085
30,0	4,300	2,228	4,415	2,018	4,941	2,582	4,820	2,379
33,0	4,566	2,494	4,659	2,262	5,250	2,891	5,085	2,644
36,0	4,832	2,760	4,913	2,516	5,565	3,206	5,357	2,915
39,0	5,136	3,064	5,225	2,829	5,915	3,556	5,654	3,212
42,0	5,509	3,437	5,577	3,180	6,245	3,885	5,959	3,518
45,0	6,341	4,269	6,348	3,951	20,194	17,835	11,579	9,137
48,0	19,564	17,492	17,457	15,060	—	—	34,857	32,416
50,0	—	—	26,436	24,039	—	—	—	—
51,0	—	—	46,127	43,731	—	—		

Tabela 12 - Resultados da viga 2-1, curva carga-abertura de fissura.

CARGA (kN)	ABERTURA DE FISSURA (mm)
0,0	0,00
5,0	0,00
10,0	0,00
13,0	0,00
15,0	0,04
18,0	0,06
21,0	0,10
24,0	0,12
27,0	0,14
30,0	0,16
33,0	0,18
36,0	0,20
39,0	0,22
42,0	0,24
45,0	0,30
48,0	0,90

Tabela 13 - Resultados da viga 2-2, curva carga-deslocamento vertical.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO VERTICAL NA SEÇÃO A 100 mm DO MEIO DO VÃO (mm)			
	Deflect. 1	Flecha 1	Deflect. 2	Flecha 2
0,0	79,04	0,00	78,27	0,00
5,0	78,39	0,65	77,58	0,69
10,0	78,10	0,94	77,29	0,98
15,0	77,77	1,27	76,96	1,31
20,0	77,02	2,02	76,22	2,05
23,0	76,33	2,71	75,54	2,73
26,0	75,54	3,50	74,74	3,53
29,0	74,57	4,47	73,76	4,51
32,0	73,62	5,42	72,83	5,44
35,0	72,68	6,36	71,91	6,36
38,0	71,80	7,24	71,00	7,28
41,0	70,97	8,07	70,17	8,10
44,0	70,04	9,00	69,24	9,03
47,0	69,02	10,02	68,21	10,06
50,0	67,95	11,09	67,16	11,11
53,0	67,13	11,90	66,33	11,94
56,0	66,04	12,99	65,24	13,04
59,0	63,60	15,43	62,89	15,38
61,0	59,14	19,89	58,52	19,75
61,8	51,38	27,66	50,65	27,62
61,4	43,70	35,34	42,80	35,47
60,7	36,80	42,24	35,32	42,95
58,1	24,35	54,69	22,85	55,42
40,8	18,93	60,10	16,59	61,68

Tabela 14 - Resultados da viga 2-2, curva carga-deformação específica do concreto.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE COMPRESSÃO DO CONCRETO (‰)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
0,0	0,000	0,000	0,000
5,0	-0,090	-0,060	-0,030
10,0	-0,200	-0,100	-0,060
15,0	-0,250	-0,140	-0,070
20,0	-0,290	-0,200	-0,100
23,0	-0,320	-0,240	-0,120
26,0	-0,410	-0,280	-0,130
29,0	-0,450	-0,330	-0,150
32,0	-0,510	-0,370	-0,140
35,0	-0,580	-0,400	-0,160
38,0	-0,630	-0,420	-0,150
41,0	-0,670	-0,490	-0,170
44,0	-0,730	-0,510	-0,190
47,0	-0,780	-0,540	-0,180
50,0	-0,880	-0,610	-0,210

Tabela 15 - Resultados da viga 2-2, curva carga-deformação específica do aço.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA ARMADURA LONGITUDINAL DE TRAÇÃO (%)							
	E.E. 1	Deform. 1	E.E. 2	Deform. 2	E.E. 3	Deform. 3	E.E. 4	Deform. 4
0,0	2,230	0,000	2,069	0,000	2,560	0,000	2,263	0,000
5,0	2,369	0,139	2,218	0,148	2,737	0,176	2,426	0,162
10,0	2,419	0,189	2,272	0,203	2,802	0,242	2,490	0,226
15,0	2,478	0,248	2,335	0,266	2,869	0,308	2,571	0,307
20,0	2,646	0,416	2,504	0,434	3,068	0,508	2,765	0,502
23,0	2,868	0,638	2,718	0,649	3,291	0,730	2,994	0,731
26,0	3,158	0,929	3,003	0,933	3,582	1,021	3,287	1,024
29,0	3,517	1,287	3,326	1,257	3,922	1,361	3,652	1,389
32,0	3,874	1,645	3,663	1,594	4,216	1,656	3,969	1,706
35,0	4,141	1,912	3,926	1,857	4,471	1,911	4,230	1,967
38,0	4,378	2,149	4,152	2,082	4,704	2,143	4,480	2,217
41,0	4,593	2,363	4,365	2,295	4,924	2,364	4,734	2,471
44,0	4,845	2,615	4,589	2,520	5,165	2,605	5,002	2,739
47,0	5,112	2,882	4,846	2,777	5,422	2,862	5,299	3,035
50,0	5,427	3,198	5,122	3,053	5,693	3,133	5,598	3,335
53,0	5,723	3,494	5,373	3,304	5,944	3,384	5,859	3,596
56,0	6,136	3,906	5,716	3,647	6,217	3,657	6,162	3,898
59,0	7,378	5,148	6,700	4,631	22,963	20,403	18,138	15,874
61,0	9,995	7,765	8,927	6,858	29,675	27,114	27,583	25,320
61,8	14,202	11,972	—	—	31,625	29,064	—	—
61,4	—	—	—	—	35,014	32,454	—	—

Tabela 16 - Resultados da viga 2-2, curva carga-abertura de fissura.

CARGA (kN)	ABERTURA DE FISSURA (mm)
0,0	0,00
5,0	0,00
10,0	0,00
15,0	0,00
16,2	0,00
18,0	0,02
20,0	0,02
23,0	0,06
26,0	0,06
29,0	0,08
32,0	0,08
35,0	0,08
38,0	0,12
41,0	0,16
44,0	0,20
47,0	0,20
50,0	0,26
53,0	0,30
56,0	0,74

Tabela 17 - Resultados da viga, 2-3 curva carga-deslocamento vertical.

CARGA (kN)	DESLOCAMENTO VERTICAL NA SEÇÃO A 100 mm DO MEIO DO VÃO (mm)			
	Deflect. 1	Flecha 1	Deflect. 2	Flecha 2
0,0	86,90	0,00	93,02	0,00
5,0	86,60	0,30	92,74	0,28
10,0	86,29	0,61	92,44	0,58
15,0	85,85	1,05	91,97	1,05
20,0	84,92	1,99	91,06	1,96
25,0	83,81	3,09	89,96	3,06
28,0	82,92	3,98	89,09	3,94
31,0	82,08	4,82	88,24	4,78
34,0	81,27	5,63	87,43	5,59
37,0	80,25	6,66	86,38	6,64
40,0	79,48	7,42	85,62	7,40
43,0	78,45	8,46	84,56	8,46
46,0	77,56	9,35	83,70	9,32
49,0	76,65	10,26	82,75	10,27
52,0	75,71	11,20	81,78	11,25
55,0	73,57	13,33	79,55	13,47
56,0	66,49	20,42	72,14	20,88
56,0	61,82	25,09	67,19	25,83
56,0	57,45	29,46	62,60	30,42
56,0	52,21	34,70	57,05	35,97
51,8	46,22	40,69	50,72	42,30
29,8	43,59	43,32	47,88	45,14

Tabela 18 - Resultados da viga 2-3, curva carga-deformação específica do concreto.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DE COMPRESSÃO DO CONCRETO (‰)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
0,0	0,000	0,000	0,000
5,0	-0,090	-0,060	-0,040
10,0	-0,110	-0,090	-0,060
15,0	-0,140	-0,110	-0,080
20,0	-0,200	-0,170	-0,130
25,0	-0,260	-0,210	-0,160
28,0	-0,300	-0,270	-0,200
31,0	-0,370	-0,270	-0,220
34,0	-0,460	-0,350	-0,240
37,0	-0,520	-0,380	-0,250
40,0	-0,640	-0,510	-0,270
43,0	-0,780	-0,630	-0,300
46,0	-0,890	-0,670	-0,350
49,0	-0,930	-0,710	-0,360

Tabela 19 - Resultados da viga 2-3, curva carga-deformação específica do aço.

CARGA (kN)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA ARMADURA LONGITUDINAL DE TRAÇÃO (‰)							
	E.E. 1	Deform. 1	E.E. 2	Deform. 2	E.E. 3	Deform. 3	E.E. 4	Deform. 4
0,0	2,043	0,000	2,449	0,000	2,639	0,000	2,703	0,000
5,0	2,113	0,070	2,511	0,062	2,716	0,077	2,769	0,066
10,0	2,189	0,147	2,588	0,139	2,803	0,165	2,853	0,150
15,0	2,383	0,340	2,779	0,329	2,987	0,348	3,034	0,331
20,0	2,836	0,793	3,227	0,777	3,466	0,827	3,496	0,793
25,0	3,236	1,193	3,601	1,151	3,896	1,257	3,907	1,204
28,0	3,494	1,451	3,836	1,386	4,160	1,522	4,176	1,474
31,0	3,754	1,712	4,073	1,624	4,430	1,791	4,442	1,740
34,0	4,004	1,961	4,317	1,867	4,673	2,034	4,693	1,991
37,0	4,277	2,235	4,582	2,132	4,944	2,305	4,971	2,268
40,0	4,496	2,453	4,790	2,340	5,166	2,527	5,196	2,494
43,0	4,762	2,719	5,048	2,599	5,445	2,806	5,481	2,778
46,0	4,992	2,950	5,270	2,821	5,681	3,043	5,722	3,020
49,0	5,235	3,192	5,513	3,063	5,928	3,289	5,975	3,273
52,0	5,540	3,497	5,824	3,375	12,653	10,014	13,955	11,252
55,0	29,727	27,684	26,995	24,546	30,425	27,786	32,094	29,392
56,0	49,558	47,515	—	—	—	—	—	—

Tabela 20 - Resultados da viga 2-3, curva carga-abertura de fissura.

CARGA (kN)	ABERTURA DE FISSURA (mm)
0,0	0,00
5,0	0,00
10,0	0,00
15,0	0,00
15,6	0,00
20,0	0,02
25,0	0,04
28,0	0,06
31,0	0,06
34,0	0,06
37,0	0,06
40,0	0,08
43,0	0,08
46,0	0,10
49,0	0,14
52,0	0,16
55,0	0,66

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)