



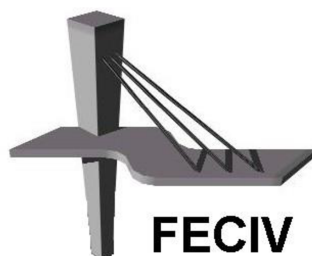
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DEFESA DE MESTRADO

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE
CONCRETO ARMADO SEM ARMADURA
TRANSVERSAL REFORÇADAS COM FIBRAS DE
AÇO**

PAULA DE CARVALHO PALMA VITOR

UBERLÂNDIA, 03 DE FEVEREIRO DE 2017



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



PAULA DE CARVALHO PALMA VITOR

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE
CONCRETO ARMADO SEM ARMADURA TRANSVERSAL
REFORÇADAS COM FIBRAS DE AÇO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos

Uberlândia, 03 de fevereiro de 2017.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

V845r
2017 Vitor, Paula de Carvalho Palma, 1979-
Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem
armadura transversal reforçadas com fibras de aço / Paula de Carvalho
Palma Vitor. - 2017.
217 f. : il.

Orientador: Antônio Carlos dos Santos.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Vigas - Teses. 3. Cisalhamento -
Teses. 4. Fibras - Teses. I. Santos, Antônio Carlos dos. II. Universidade
Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil. III. Título.

CDU: 624



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGE

ATA Nº: 174/2016

CANDIDATO: Paula de Carvalho Palma Vitor

Nº. Matrícula: 11422ECV011

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

TÍTULO: "Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal reforçadas com fibra de aço"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

PROJETO DE PESQUISA: Recuperação e Reforço de Elementos Estruturais

DATA DA DEFESA: 03 de fevereiro de 2017

LOCAL: Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y.

HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO: 14:35 - 16:40

Reuniu-se na **Sala de Projeções Prof. Marcio Antônio Ribeiro da Silva, bloco 1Y - Campus Santa Mônica** da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGE, assim composta: Professores Doutores: **Leila Aparecida de Castro Motta – FECIV/UFU; Leandro Mouta Trautwein – FEC/UNICAMP e Antonio Carlos dos Santos** orientador da candidata. Ressalta-se que todos os membros da banca e o aluno participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa **Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos** apresentou a Comissão Examinadora e concedeu à discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir a candidata. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou a candidata Aprovada. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.

Professor Orientador: **Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein – FEC/UNICAMP**

Membro interno: **Prof.^a Dr.^a Leila Aparecida de Castro Motta – FECIV/UFU**

Uberlândia, 03 de FEVEREIRO de 2017.

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus, por estar sempre presente na minha vida concedendo-me força para superar os obstáculos e mostrando-me o melhor caminho a tomar.

Ao meu esposo Eduardo por ser presente e me fazer acreditar que tudo sempre dará certo no final.

Aos meus filhos, Antônio e Helena, por iluminarem meus dias com sorrisos, beijos e abraços.

Aos meus pais pela dedicação e apoio. Meus sogros e Cida pela ajuda com meus filhos.

Meu irmão, sobrinhas, cunhado, cunhadas, primos e primas por tornarem minha vida muito mais divertida.

Ao meu orientador Professor Antônio Carlos dos Santos por sua colaboração, sabedoria e dedicação.

Aos professores da pós-graduação da faculdade de engenharia civil, por ampliarem a minha visão da engenharia, especialmente os professores Antônio Carlos, Turibio José da Silva e professora Leila Aparecida Castro Motta.

A Cristiane Pires, técnica do laboratório de estruturas, aos engenheiros Mario Samora e Mohammed Arif, pessoas cuja ajuda foi única e essencial para a execução desta pesquisa.

A professora Núbia e Karina da faculdade de engenharia mecânica e professora Raquel Fernandes da faculdade de engenharia civil, pelo apoio e amizade.

Aos meus colegas de mestrado pela força, horas de estudo, explicações e companheirismo.

Agradeço a toda a Universidade Federal de Uberlândia em especial aos departamentos de engenharia civil e engenharia mecânica e seus respectivos funcionários.

As empresas Belgo Bekaert Arames e Basf pelo incentivo a esta pesquisa com a doação das fibras de aço e do aditivo superplastificante.

A CAPES pelo apoio financeiro.

VITOR, P.C.P. *Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal reforçadas com fibras de aço*. 217 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

RESUMO

Neste trabalho foi desenvolvida uma pesquisa experimental para avaliar a influência da adição de fibras de aço na resistência ao cisalhamento e modo de ruptura de vigas de concreto armado. Os efeitos da adição de fibras na resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e tenacidade também foram analisados. O programa experimental consistiu na moldagem de 12 vigas de concreto armado sem estribos na região dos esforços cortantes. Para todas as vigas foram moldados seis corpos de prova cilíndricos e para as vigas com fibras foram moldados três corpos de prova prismáticos para realização do ensaio ASTM C1609. Foram consideradas duas classes de resistência à compressão do concreto (20 MPa e 40 MPa), duas taxas de armadura longitudinal de tração (1,32 % e 1,55 %) e três teores de fibras em volume (0 %; 0,64 % e 0,77 %). As vigas foram ensaiadas à flexão em quatro pontos. Os resultados experimentais encontrados indicaram que o uso de fibras de aço com ganchos nas extremidades aumenta a resistência ao cisalhamento das vigas e altera o padrão de fissuração proporcionando uma ruptura mais avisada. Os resultados de força cortante última foram comparados com os valores teóricos estimados pelo ACI 318, ABNT NBR 6118 e com cinco modelos existentes na literatura científica desenvolvidos para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas com fibras de aço. Enquanto o ACI 318 e a ABNT NBR 6118 subestimaram a resistência ao cisalhamento das vigas com fibras, o modelo de Kwak et al. (2002) que considera as propriedades mecânicas do concreto e as características das fibras apresentou resultados teóricos próximos aos resultados experimentais. Este resultado demonstrou a necessidade da utilização de outros parâmetros além da resistência à tração do concreto para prever a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto com fibras. A influência da adição de fibras na resistência à compressão foi insignificante. A magnitude do efeito da adição de fibras na resistência à tração por compressão diametral e tenacidade foi dependente da classe de resistência do concreto.

Palavras-chave: vigas, fibras de aço, cisalhamento, compósitos, tenacidade.

VITOR, P.C.P. Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup. 217 p. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2017.

ABSTRACT

In this work, an experimental research was developed to evaluate the influence of the addition of steel fibers on the shear strength and rupture mode of reinforced concrete beams. The effects of fiber addition on compressive strength, splitting tensile strength and toughness were also analyzed. The experimental program consisted of the cast of 12 reinforced concrete beams without stirrups in the region of the shear forces. Six cylindrical specimens were molded to all beams. For the beams with fibers, three prismatic specimens were casted to the ASTM C1609 test. Two classes of compressive strength of concrete (20 MPa and 40 MPa), two longitudinal tensile reinforcement ratio (1.32 % and 1.55 %) and three fiber contents in volume (0 % , 0.64 % And 0.77 %) were utilized. The four point bending tests were performed. The experimental results showed that the use of hooked steel fibers increases the shear strength of the beams and alters the cracking pattern providing some warning about the imminence of failure. The results of peak shear load were compared with the theoretical values estimated by the ACI 318, ABNT NBR 6118 and by five models published in the scientific literature developed to estimate the shear strength of beams with steel fibers. While the ACI 318 and ABNT NBR 6118 underestimated the shear strength of the beams with fibers, the Kwak et al. (2002) model that considered the mechanical properties of the concrete and the characteristics of the fibers presented theoretical results close to the experimental results of the beams. This result demonstrated the need for the use of parameters other than the tensile strength of concrete to predict the shear strength of concrete beams with fibers. The influence of the addition of fibers on the compressive strength was insignificant. The magnitude of the effect of the steel fibers on splitting tensile strength and toughness was dependent on the strength class of the concrete.

Keywords: beams, steel fiber, shear, composites, toughness.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Analogia de treliça clássica.....	16
Figura 2 – Variação da tensão na armadura transversal em uma viga de concreto armado	18
Figura 3 – Engrenamento dos agregados.....	19
Figura 4 – Efeito de pino	21
Figura 5 – Mecanismos do efeito de pino	21
Figura 6 – Mecanismos complementares de resistência ao cisalhamento.....	23
Figura 7 – Tensão de cisalhamento última com a variação da altura útil das vigas.....	25
Figura 8 – Resultados de resistência ao cisalhamento da pesquisa de Sneed e Ramirez (2010) com a variação da altura útil das vigas	26
Figura 9 – Detalhes do carregamento e seção transversal da pesquisa de Kani (1966)	27
Figura 10 – Variação da resistência ao cisalhamento com a variação da ρ	28
Figura 11 – Detalhes dos pórticos de Samora (2015) – Cotas em cm.....	29
Figura 12 – Esquema de carregamento de Samora (2015).....	30
Figura 13 – Vale da ruptura por tração diagonal de Kani (1966).....	33
Figura 14 – Gráfico de Kani	34
Figura 15 – Tipos de comportamento exibidos por vigas submetidas a <i>four bending test</i> ..	36
Figura 16 – Diagrama tensão-deformação elástica da matriz e fibra de alto e baixo módulo de elasticidade.....	43
Figura 17 – Propriedades desejáveis das fibras em relação às propriedades da matriz de concreto	44
Figura 18 – Descrição esquemática de uma fibra embebida numa matriz	46
Figura 19 - Configuração esquemática da distribuição de tensões de cisalhamento elástico e de atrito ao longo de uma fibra.....	47
Figura 20 – Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras	49
Figura 21 – Fibras de aço coladas em pente.....	54
Figura 22 – Ouriço formado no concreto pela adição de fibras de aço	54
Figura 23 – Tipos e classes das fibras de aço	56
Figura 24 – Flexão local da fibra ao redor da fissura	58
Figura 25 – Tensão ao longo da fibra em função do seu comprimento.....	61
Figura 26 – Estágios de fissuração do concreto	62

Figura 27 – Comportamento de matrizes cimentícias sem a adição de fibras e com adição de fibras de aço	63
Figura 28 – Resposta típica tensão-deformação do concreto reforçado com fibras de aço com comportamento de <i>strain-softening</i>	64
Figura 29 – Resposta típica tensão-deformação do concreto reforçado com fibras de aço com comportamento <i>strain-hardening</i>	65
Figura 30 – CRFA com teores abaixo, acima e igual ao $V_{f,crit}$ durante o ensaio de tração na flexão	66
Figura 31 – Padrão de fissuração no concreto armado e no CRFA submetidos à tração	67
Figura 32 – Resultados de tenacidade à flexão da pesquisa de Zhang et al. (2014).....	68
Figura 33 – Curva σ - ϵ com a variação de V_f em concretos dosados com a/c de 0,55	69
Figura 34 – Curva σ - ϵ para compósitos híbridos com diferentes proporções de fibras de aço longas e curtas	70
Figura 35 – Ganho de resistência à tração por compressão diametral do CRFA	75
Figura 36 – Resultados de resistência à tração da pesquisa de Köksal et al. (2007)	76
Figura 37 – Relação entre resistência ao cisalhamento e V_f da pesquisa de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)	83
Figura 38 – Influência do V_f na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA sem estribos	84
Figura 39 – Características geométricas das vigas e configuração do ensaio de Singh e Jain (2014)	86
Figura 40- Dimensões e detalhes das armaduras das vigas de Sahoo e Sharma (2014)- medidas em mm.....	89
Figura 41 – Relação entre V_f e V_u das vigas ensaiadas por Sahoo e Sharma (2014)	90
Figura 42 – Influência da taxa de armadura ρ na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA.....	93
Figura 43 – Influência da f_c na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA.....	94
Figura 44 – Padrão de fissuração.....	95
Figura 45 – Modos de ruptura diagonal das vigas ensaiadas por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)	95
Figura 46 – Modos de ruptura das vigas ensaiadas por Singh e Jain (2014).....	96
Figura 47 – Modos de ruptura das vigas ensaiadas por Sahoo e Sharma (2014)	97
Figura 48 – Alteração do padrão de fissuração com a adição de fibras de aço ao concreto	98

Figura 49 – Distribuição das tensões ao longo da fissura crítica do modelo de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011)	101
Figura 50 – Curvas granulométricas: agregado miúdo.....	112
Figura 51 – Curvas granulométricas: agregados graúdos.....	113
Figura 52 – Fibra de aço Dramix 65/60.....	114
Figura 53 – Lançamento das fibras de aço na betoneira.....	116
Figura 54 – Ensaio de abatimento de tronco de cone	116
Figura 55 – Fôrmas metálicas prismáticas	117
Figura 56 – Fôrmas metálicas cilíndricas	117
Figura 57 – Adensamento em mesa vibratória	118
Figura 58 – Proteção dos corpos de prova prismáticos contra secagem	119
Figura 59 – Esquema de ensaio ASTM C1609	120
Figura 60 – Posicionamento do dispositivo YOKE	120
Figura 61 – Curva de força \times deslocamento do ensaio de tração na flexão ASTM C1609	121
Figura 62 – Curvas força \times deslocamento vertical dos prismas série S20	124
Figura 63 – Curvas força \times deslocamento vertical dos prismas série S40	125
Figura 64 – Detalhamento das armaduras	127
Figura 65 – Posicionamento das armaduras nas fôrmas.....	129
Figura 66 –Proteção de plástico abaixo da betoneira para minimizar a perda de material	131
Figura 67 – Ensaio abatimento de tronco de cone do concreto da viga S20.B-0.64	132
Figura 68 – Lançamento e adensamento do concreto nas fôrmas	133
Figura 69 – Cura das vigas	134
Figura 70 – Corpos de prova cilíndricos e prismáticos	135
Figura 71 – Extensômetros elétricos colocados nas armaduras	136
Figura 72 – Posição geral dos extensômetros nas vigas	136
Figura 73– Esquema do ensaio à flexão em quatro pontos	138
Figura 74 – Detalhes de aplicação da força	138
Figura 75 – Análise de variância da resistência à compressão: série S20	142
Figura 76 – Análise de variância da resistência à compressão: série S40	142
Figura 77 – Análise de variância da resistência à tração: série S20	144
Figura 78 – Análise de variância da resistência à tração: série S40	145
Figura 79 – Comparação dos modelos de resistência à tração	146

Figura 80 – Influência da adição de fibras na resistência à tração e compressão do concreto	147
Figura 81 – Análise de variância da tenacidade série S20	150
Figura 82 – Análise de variância da tenacidade série S40	150
Figura 83 – Curvas força × deslocamento vertical ensaio ASTM C1609	151
Figura 84 – Ensaio ASTM C1609	152
Figura 85 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S20A	155
Figura 86 – Vigas da série S20A na ruptura	155
Figura 87 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S20B	157
Figura 88 – Vigas da série S20B na ruptura	157
Figura 89 – Curvas força × deslocamento vertical no meio do vão: vigas série S20	159
Figura 90 – Evolução das deformações nas armaduras extensômetro L0: vigas série S20	160
Figura 91 – Deformações na borda comprimida do concreto: vigas da série S20A	161
Figura 92 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S40A	163
Figura 93 – Vigas da série S40A na ruptura	163
Figura 94 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S40B	165
Figura 95 – Vigas da série S40B na ruptura	165
Figura 96 – Curva força × deslocamento vertical no meio do vão: vigas série S40	167
Figura 97 – Evolução das deformações nas armaduras extensômetro L0: vigas série S40	168
Figura 98 – Deformações na borda comprimida do concreto: vigas da série S40	169
Figura 99 – Relação M_{uexp}/M_{ft} para todas as séries	171
Figura 100 – Efeito do teor de fibras na resistência ao cisalhamento	172
Figura 101 – Efeito da taxa de armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento: série S20	174
Figura 102 – Efeito da taxa de armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento série S40	175
Figura 103 – Efeito da resistência à compressão na resistência ao cisalhamento	177
Figura 104 – Relação entre força cortante última e tenacidade	178
Figura 105 – Comparação entre valores experimentais V_{exp} e valores de V_c calculados pela norma ABNT NBR 6118	179

Figura 106 – Comparação entre os valores de resistência cisalhamento experimentais das vigas com fibras de aço e os valores previstos com a utilização dos modelos teóricos 181

Figura A. 1 – Diagrama do corpo de livre 198

Figura A. 2 – Diagrama dos momentos fletores 198

Figura A. 3 – Diagrama dos esforços cortantes 198

Figura B. 1– Diagrama tensão deformação aço $\phi 12.5$ mm 205

Figura B. 2 – Diagrama tensão deformação aço $\phi 16$ mm (Lote 1) 205

Figura B. 3 – Diagrama tensão deformação aço $\phi 16.0$ mm (Lote 2) 206

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características dos pórticos da pesquisa de Samora (2015)	29
Tabela 2 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da ρ	30
Tabela 3 – Características das vigas e resultados experimentais da pesquisa de Angelakos (1999)	31
Tabela 4 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da f_c	32
Tabela 5 – Tipos e propriedades das fibras	41
Tabela 6 – Faixa de proporções de misturas recomendadas para o concreto reforçado com fibras de aço.....	55
Tabela 7 – Características de cada tipo de fibra de aço.....	57
Tabela 8 – Estudos que verificaram ganhos f_c com a adição de fibras de aço ao concreto	73
Tabela 9 – Resultados experimentais de f_c de Sahoo e Sharma (2015).....	73
Tabela 10 – Propriedades das vigas ensaiadas por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)	80
Tabela 11 – Resultados experimentais de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010).....	82
Tabela 12 – Características de f_c , ρ e a/d dos estudos analisados por Yakoub (2011).....	84
Tabela 13 – Resultados experimentais da pesquisa de Singh e Jain (2014).....	87
Tabela 14 – Características das vigas e resultados experimentais da pesquisa de Sahoo e Sharma (2014)	90
Tabela 15 – Variação da resistência ao cisalhamento com a variação de ρ	91
Tabela 16 – Características de f_c , a/d e V_f dos estudos analisados por Yakoub (2011).....	92
Tabela 17 – Resumo dos modelos para previsão da resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA.....	104
Tabela 18 – Comparação dos valores de resistência ao cisalhamento previstos pelos modelos e os resultados experimentais presentes na literatura.....	105
Tabela 19 – Consumo de materiais e traço utilizado por Samora (2015).....	109
Tabela 20 – Consumo de materiais para as séries S20 e S40	110
Tabela 21 – Consumo de materiais utilizados para determinação do teor de fibras	110
Tabela 22 – Caracterização do cimento Portland CP III 40 RS	111
Tabela 23 – Caracterização do agregado miúdo (areia média)	111
Tabela 24 – Caracterização do agregado miúdo (areia fina)	112
Tabela 25 – Caracterização do agregado graúdo: Dmax 12,5 mm.....	112

Tabela 26 – Caracterização do agregado graúdo: Dmax 19,0 mm.....	113
Tabela 27 – Verificação dimensional da fibra de aço	114
Tabela 28 – Resultados do ensaio de abatimento de tronco de cone na etapa de estudo de traço	116
Tabela 29 – Resultados de resistência à compressão	119
Tabela 30 – Resultados do ensaio ASTM C1609 da série S20	123
Tabela 31 – Resultados do ensaio ASTM C1609 da série S40	124
Tabela 32 – Matriz de planejamento experimental para bloco f_c 20 MPa.....	126
Tabela 33 – Matriz de planejamento experimental para bloco f_c 40 MPa.....	126
Tabela 34 – Identificação e características das vigas	128
Tabela 35 – Resultados dos ensaios à tração das barras de aço	129
Tabela 36 – Consumo de materiais	130
Tabela 37 – Resultados do ensaio de abatimento de tronco de cone e massa específica do concreto das vigas.....	132
Tabela 38 – Valores teóricos previstos de resistência ao cisalhamento previstas pelo modelo de Singh e Jain (2014)	139
Tabela 39 – Resultados de resistência à compressão	141
Tabela 40 – Resultados de resistência à tração.....	143
Tabela 41 – Resultados da tenacidade do concreto das vigas da série S20.....	148
Tabela 42 – Resultados da tenacidade do concreto das vigas da série S40.....	148
Tabela 43 – Resultados experimentais dos materiais constituintes e das vigas: série S20	153
Tabela 44- Resultados experimentais dos materiais constituintes e das vigas: série S40 .	162
Tabela 45 – Valores teóricos de força cortante para escoamento da armadura longitudinal	170
Tabela 46 – Relação entre o momento fletor último experimental e momento fletor resistente teórico	170
Tabela 47 – Variação da resistência ao cisalhamento em função do teor de fibras de aço	172
Tabela 48 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da taxa de armadura longitudinal.....	173
Tabela 49 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da resistência à compressão do concreto.....	176
Tabela 50 – Relação entre os dados experimentais e os valores de V_c obtidos pela norma ABNT NBR 6118	178

Tabela 51 – Comparação entre os valores de resistência cisalhamento experimentais das vigas com fibras de aço e os valores previstos com a utilização dos modelos teóricos 180

Tabela A. 1 – Valores de β_x 197

Tabela A. 2 – Valores de M_u 197

Tabela A. 3 – Estimativa de V_u 197

Tabela C. 1 – Modelo de Singh e Jain (2014) 207

Tabela C. 2 – Dados das vigas..... 208

Tabela C. 3 – Previsão das forças de ruptura 209

Tabela D. 1 – Valores de R_c em função de a 211

Tabela D. 2 – Valores de a 211

Tabela D. 3 – Valores de β_1 212

Tabela D. 4 – Profundidade da linha neutra 212

Tabela D. 5 – Valores de ϵ_t 213

Tabela D. 6 – Valores de ϵ_y 213

Tabela D. 7 – Valores de M_u 214

Tabela D. 8 – Valores de V_c 215

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

Letras romanas

a – distância entre a carga aplicada e o apoio mais próximo ou vão de cisalhamento;

A_{sw} – área da armadura transversal;

A_s – área da armadura longitudinal;

b – largura total da seção transversal da peça de concreto;

b_w – largura da viga com seção retangular;

d – altura útil da seção transversal da peça de concreto;

d_f – diâmetro da fibra;

E_c – módulo de elasticidade do concreto;

E_{ci} – módulo de elasticidade tangente inicial;

E_f – módulo de elasticidade da fibra;

E_m – módulo de elasticidade da matriz;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

F – força externa;

f_c – resistência à compressão do concreto,

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;

f_{ct} – resistência à tração do concreto;

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

f_{ctk} – resistência característica à tração do concreto;

f_{ctm} – resistência média à tração do concreto;

$f_{ct,sp}$ – resistência à tração indireta do concreto pelo ensaio de compressão diametral;

$f_{ct,f}$ – resistência à tração indireta do concreto pelo ensaio na flexão;

f_1 – resistência de primeiro pico;

f_{600}^h – resistência residual para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for $L/600$;

f_{150}^h – resistência residual para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for $L/150$;

f_{yd} – resistência de cálculo do aço;

f_y – resistência de escoamento do aço;

h – altura total da seção transversal da peça de concreto;

l – vão teórico ou vão livre;

l_f – comprimento da fibra;

L_c – comprimento crítico da fibra;

M – momento Fletor;

M_{ft} – momento fletor correspondente à ruptura por flexão;

M_{cr} – momento fletor correspondente à ruptura pelo esforço cortante;

M_u – momento fletor último de M ;

p_{600}^h – força residual para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for $L/600$;

p_{150}^h – força residual para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for $L/150$;

$R_{T,150}^h$ – coeficiente da resistência à flexão equivalente para corpo de prova de altura d ;

R_{cc} – resultante das tensões de compressão;

R_{st} – resultante das tensões de tração;

V – força cortante;

V_a – parcela da força cortante resistida pelo efeito de arco;

V_c – parcela da força cortante resistida pelo concreto e mecanismos auxiliares;

V_d – valor de cálculo de V ;

V_e – parcela da força cortante resistida pelo engrenamento dos agregados;

V_f – teor de fibras adicionado ao concreto;

$V_{f,crit}$ – volume crítico de fibras;

V_r – parcela da força cortante resistida pelo efeito de pino da armadura longitudinal;

V_{sw} – parcela da força cortante resistida pela armadura transversal;

V_u – valor último de V ;

x – profundidade ou distância da linha neutra.

Letras gregas

δ – deslocamento vertical;

β – coeficiente de minoração;

θ – ângulo de inclinação das bielas de compressão;

\emptyset – coeficiente de redução de resistência;

α – ângulo de inclinação da armadura transversal;

ρ_{sw} – taxa geométrica da armadura transversal;

ρ – taxa geométrica da armadura longitudinal de tração;

τ – tensão de cisalhamento;

τ_{wu} – tensão de cisalhamento última experimental;

τ_{sd} – tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;

τ_u – tensão máxima de cisalhamento;

ν – tensão de cisalhamento;

σ – tensão;

σ_{cc} – tensão de fissuração;

σ_f – tensão de tração na fibra;

σ_{pc} – tensão máxima pós-fissuração;

ε – deformação.

Sub-índices gerais

c – concreto;

d – cálculo;

e – efetivo;

hor – horizontal;

k – valor característico;

s – aço solicitante;

u – última.

Siglas

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

ABECE – Associação Brasileira de Consultoria e Engenharia Estrutural;

ACI – *American Concrete Institute*;

ASTM - *American Society for Testing Materials*;

CEB – *Comité Euro-International Du Béton*;

EN – *European Standard*;

FIB – *Fédération Internationale Du Béton*;

IBRACON – Instituto Brasileiro de Concreto;

JSCE - *Japanese Society of Civil Engineers*;

NBR – Norma Brasileira.

Abreviaturas

CRF – concreto reforçado com fibras;

CRFA – concreto reforçado com fibras de aço;

LVDT - *linear variable differential transformers*.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA	12
1.2 OBJETIVO	12
1.2.1 Objetivos específicos	12
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	13
2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO	15
2.1 ANALOGIA DE TRELIÇA	16
2.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO	18
2.2.1 Engrenamento dos agregados (aggregate interlock)	19
2.2.2 Efeito de pino (dowel action)	20
2.2.3 Efeito de arco (arch action)	22
2.3 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS	23
2.3.1 Influência da altura útil da viga	24
2.3.2 Influência da taxa de armadura longitudinal	27
2.3.3 Influência da resistência do concreto	30
2.3.4 Influência da relação a/d	32
2.4 MODOS DE RUPTURA DIAGONAL EM VIGAS SEM ARMADURA DE CISALHAMENTO	35
2.5 MÉTODOS DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE SEGUNDO A ABNT NBR 6118: 2014	37
3 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS	40
3.1 A FASE FIBRA	40
3.2 A FASE MATRIZ	44
3.3 INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ	45
3.4 MECANISMO DE ATUAÇÃO DAS FIBRAS PÓS- FISSURAÇÃO DA MATRIZ	48
3.5 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO	50
3.5.1 Dosagem do concreto com fibras de aço	52
3.5.2 Fibra de aço	56
3.5.2.1 Orientação das fibras	57

3.5.2.2	Comprimento crítico	60
3.5.3	Tenacidade no concreto reforçado com fibras de aço.....	62
3.5.4	Comportamento mecânico do CRFA endurecido	71
3.5.4.1	Resistência à compressão.....	72
3.5.4.2	Resistência à tração.....	73
3.5.4.3	Comportamento na flexão.....	76
3.5.4.4	Resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA.....	78
3.5.4.4.1	Influência do volume de fibra na resistência à força cortante em vigas de CRFA.....	79
3.5.4.4.2	Influência da taxa de armadura na resistência à força cortante em vigas de CRFA	91
3.5.4.4.3	Influência da resistência à compressão na resistência à força cortante em vigas de CRFA	93
3.5.4.4.4	Modos de ruptura em vigas de CRFA	94
3.5.4.4.5	Modelos para previsão da resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA	98
3.5.4.4.6	Diretrizes sobre o uso do CRFA como reforço ao cisalhamento em vigas	105
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	108
4.1	ESTUDO DE TRAÇO.....	108
4.1.1	Traço base	109
4.1.1.1	Cimento Portland CP III 40 RS	111
4.1.1.2	Agregado miúdo	111
4.1.1.3	Agregado graúdo.....	112
4.1.1.4	Aditivo	113
4.1.1.5	Fibras de aço.	113
4.1.2	Produção do concreto e moldagem dos corpos de prova.....	115
4.1.3	Ensaio	118
4.1.4	Determinação dos níveis da variável teor de fibras de aço.....	123
4.2	PLANEJAMENTO PARA O ENSAIO DAS VIGAS	125
4.2.1	Descrição das vigas.....	127
4.2.2	Produção do concreto e moldagem das vigas	129
4.2.3	Ensaio de controle de resistência e tenacidade.....	134
4.2.4	Instrumentação	135
4.2.5	Esquemas de ensaio	137
4.2.6	Previsão das forças de ruptura	139

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	140
5.1 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO DAS VIGAS	140
5.1.1 Resistência à compressão.....	140
5.1.2 Resistência à tração.....	143
5.1.3 Tenacidade	147
5.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS VIGAS	153
5.2.1 Série S20.....	153
5.2.1.1 Padrão de fissuração e ruptura: vigas série S20.....	154
5.2.1.2 Deslocamentos verticais: série S20.....	158
5.2.1.3 Deformações nas armaduras longitudinais de tração: série S20.....	159
5.2.1.4 Deformações na borda comprimida do concreto: série S20	160
5.2.2 Série S40.....	161
5.2.2.1 Padrão de fissuração e ruptura: vigas série S40.....	162
5.2.2.2 Deslocamentos verticais: série S40.....	166
5.2.2.3 Deformações nas armaduras longitudinais de tração: série S40.....	167
5.2.2.4 Deformações na borda comprimida do concreto: série S40	168
5.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A CAPACIDADE RESISTENTE DAS VIGAS	169
6 CONCLUSÕES.....	183
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	186
REFERÊNCIAS	187
APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DA VIGA.....	196
APÊNDICE B – DIAGRAMAS TENSÃO DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO.....	205
APÊNDICE C – PREVISÃO DAS FORÇAS DE RUPTURA PELO MODELO DE SINGH E JAIN (2014)	207
APÊNDICE D – VERIFICAÇÃO DAS VIGAS CONFORME ACI 318 (2014).....	210

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

De acordo com a teoria de treliça generalizada, o esforço cortante em vigas de concreto armado é resistido em grande parte pela armadura transversal, pelas bielas de concreto comprimidas e pelo banzo comprimido inclinado, restando uma parcela do esforço cortante absorvida pelos esquemas resistentes alternativos, que são formados principalmente pelo engrenamento dos agregados, efeito de pino da armadura longitudinal e efeito de arco.

Desta forma, a resistência de uma viga de concreto armado ao cisalhamento é considerada a partir de duas parcelas, a parcela de contribuição da armadura transversal (V_{sw}) e a parcela de contribuição do concreto e seus mecanismos auxiliares (V_c).

Em vigas sem armadura transversal, os parâmetros que influenciam a parcela V_c são os parâmetros fundamentais na resistência ao cisalhamento. Sendo eles a altura útil da viga d , taxa de armadura longitudinal ρ , resistência do concreto à compressão f_c e relação entre o vão de cisalhamento a e a altura útil (a/d). Neste tipo de vigas a ruptura por cisalhamento ocorre com o aparecimento de uma primeira fissura diagonal crítica ou imediatamente após a sua formação.

A ruptura por cisalhamento de vigas de concreto armado é uma preocupação comum para os engenheiros estruturais uma vez que ocorre com pouco ou nenhum aviso em virtude da fragilidade do concreto. Neste sentido o uso de fibras de aço dispersas na massa de concreto desempenha um importante papel.

A incorporação de fibras de aço ao concreto permite controlar a propagação das fissuras, pela criação de pontes de transferência de tensões. Isto ocorre porque as fibras atuam

“costurando as fissuras”, o que sem dúvida, altera os mecanismos de transferência de esforços cortantes nas vigas e promove uma ruptura mais progressiva de maneira a eliminar ou minimizar a possibilidade de ruptura súbita.

Nos concretos reforçados com fibras de aço (CRFA) com aumento da resistência residual à tração após a fissuração da matriz no ensaio à flexão, ou seja, com comportamento *deflectin-hardening* também chamado de comportamento de enrijecimento, as microfissuras são substituídas por um denso sistema de microfissuras favoráveis para a segurança (BRANDT, 2008). A rede de microfissuração caracteriza a maior capacidade de deformação e maior tenacidade do concreto com consequente modo de ruptura menos frágil.

O uso de fibras de aço aumenta substancialmente a capacidade de resistência ao esforço cortante de vigas, podendo as fibras serem utilizadas como complemento ou como substituição da armadura de cisalhamento convencional (ACI 544.4R, 2009). Entretanto, a eficiência da fibra em aumentar a resistência ao cisalhamento é dependente de vários fatores, incluindo as propriedades das fibras, teor de fibras adicionado ao concreto, propriedades da matriz e características dos ensaios.

Apesar das fibras de aço serem reconhecidas como material estrutural desde 2016 pela Prática Recomendada do Instituto Brasileiro de Concreto (IBRACON) e Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE) e pelos códigos internacionais ACI 318 (2014) e Fib Model Code (2010), ainda há uma carência de diretrizes com orientações para cálculo da resistência ao cisalhamento de elementos de CRFA submetidos à flexão. De acordo com Sahoo e Sharma (2014), pesquisas ainda são necessárias para entender o comportamento de vigas de CRFA submetidas à flexão e assim ser possível validar as equações propostas pelos pesquisadores e desenvolver ferramentas numéricas mais precisas.

Diante disso, investigações experimentais ainda são necessárias para identificar como alguns parâmetros afetam a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA. Nesta pesquisa, os principais parâmetros influenciadores da resistência ao cisalhamento em vigas de concreto CRFA foram: a f_c , ρ e o teor de fibras de aço adicionado ao concreto (V_f).

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

O uso de fibras de aço como reforço ao cisalhamento em vigas foi abordado recentemente na prática recomendada Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras (2016) do comitê IBRACON/ABECE. Em período anterior esse assunto foi abordado nos códigos internacionais *Building Code Requirements for Structural Concrete* (2014) da *American Concrete Institute* (ACI) e o *Fib Model Code* (2010) da *Federation Internationale du Beton* (FIB). Entretanto há uma dificuldade de prever com precisão o aumento da resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA devido ao já complexo mecanismo de transferência da força cortante nestes elementos submetidos à flexão.

Deste modo, o desenvolvimento de pesquisas com CRFA são necessários para identificar os parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA e assim ser possível criar e validar procedimentos normativos.

Neste trabalho enfoca-se apenas a determinação experimental da parcela de contribuição do concreto com fibras de aço ao cisalhamento em vigas de concreto armado, sem o uso de armadura transversal como continuidade do trabalho desenvolvido por Samora (2015). Samora (2015) determinou experimentalmente a parcela V_c em vigas de concreto armado sem armadura transversal e sem fibras de aço variando a taxa de armadura longitudinal e a resistência do concreto à compressão.

É esperado que após a análise do comportamento estrutural realizado com a execução dos ensaios e as variáveis do estudo, este trabalho contribua com parâmetros e informações importantes ao meio técnico para assim tornar o uso do CRFA uma técnica mais explorada no país.

1.2 OBJETIVO

Avaliar a influência da adição da fibra de aço na parcela da força cortante resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares, parcela V_c , em vigas de concreto armado.

1.2.1 Objetivos específicos

— Desenvolver revisão teórica sobre a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA;

- Determinar os níveis da variável teor de fibras pela análise do comportamento à flexão de prismas de CRFA;
- Analisar modelos de previsão de resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA existentes na literatura;
- Analisar o comportamento estrutural de vigas bi apoiadas, sem armadura transversal, moldadas com concreto com fibras de aço, quanto à resistência ao cisalhamento, com a variação da resistência do concreto, taxa de armadura longitudinal e volume de fibras;
- Verificar a influência da adição de fibras de aço na resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos de concreto;
- Verificar a influência do teor de fibras de aço na tenacidade à flexão de prismas de CRFA.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação é dividida em capítulos, sendo o Capítulo 1 relativo à introdução da pesquisa, justificativa e apresentação dos objetivos. Os demais capítulos foram desenvolvidos como se segue:

- O capítulo 2 constitui uma revisão bibliográfica que contempla aspectos relativos à resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado,
- O capítulo 3 constitui uma revisão bibliográfica geral do concreto reforçado com fibras contemplando aspectos relativos à fase fibra, fase matriz e interação fibra-matriz deste tipo de compósito. Neste capítulo também foi abordado o concreto reforçado com fibras de aço em relação ao seu comportamento mecânico no estado endurecido como resistência à tração, resistência à compressão, comportamento à flexão e resistência ao cisalhamento.

— No capítulo 4 apresentam-se os materiais utilizados, o programa experimental, o dimensionamento das vigas, a dosagem do concreto, a produção do concreto, a moldagem e os procedimentos de monitoramento das vigas e aplicações das cargas.

— No Capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios, a análise e comparação dos resultados investigados.

— No Capítulo 6 foram elencadas as conclusões resultantes do presente estudo e sugestões para trabalhos subsequentes.

CAPÍTULO 2

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Vigas são elementos estruturais que suportam carregamentos perpendiculares ao seu eixo longitudinal. Em resposta a essas solicitações, as vigas respondem com uma força cortante e momento fletor. As consequentes tensões normais de flexão e tensões de cisalhamento atuantes na peça compõem-se de tal forma a dar origem a um estado biaxial de tensões.

O mecanismo de transferência do esforço cortante de uma seção à outra de vigas de concreto armado são complexos. Existem dois modelos simultâneos de comportamento da peça, o comportamento de viga e de treliça (FUSCO, 2008).

O comportamento de viga ocorre quando as tensões de tração provenientes de um carregamento qualquer são inferiores à resistência à tração do concreto. Nesse caso a viga se encontra no Estágio I e a análise das tensões pode ser realizada pelas expressões clássicas da resistência dos materiais.

O comportamento de treliça se dá quando as tensões de tração no concreto ultrapassam sua capacidade resistente e as primeiras fissuras aparecem, correspondendo ao Estágio II de carregamento da peça. Este comportamento é de grande interesse ao estudo do cisalhamento.

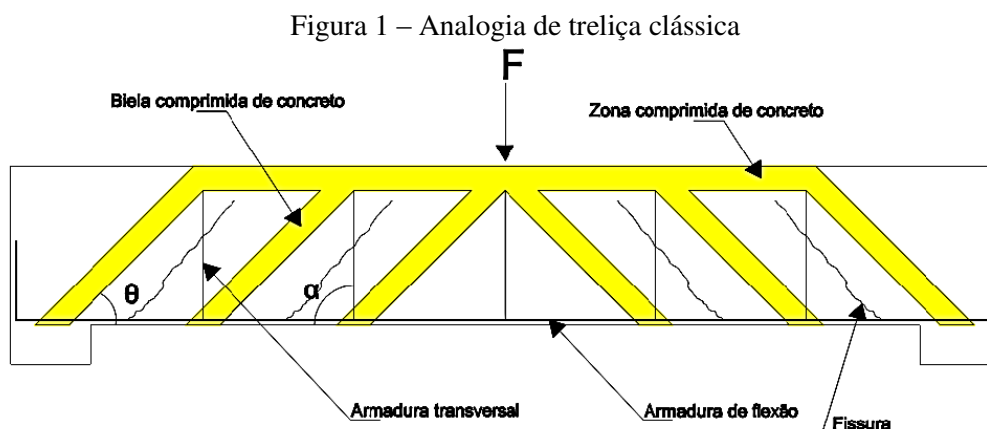
Quando a viga de concreto entra em regime de trabalho no Estágio II ocorre uma redistribuição de tensões de difícil determinação teórica. Em virtude desta dificuldade, surgiu a necessidade de se fazer uso de soluções simplificadas sendo geralmente aceito o modelo de treliça como um método mais promissor de tratar o problema. Não somente por providenciar um conceito claro de como as vigas de concreto armado resistem ao

cisalhamento após fissuração, mas também porque os efeitos de várias condições de carregamento podem ser incluídos de uma maneira lógica (JEONG; KIM, 2014).

2.1 ANALOGIA DE TRELIÇA

A analogia clássica de treliça foi idealizada por Ritter no final do século XIX e aprimorada por Morsch no início do século XX para a determinação da armadura de cisalhamento necessária ao equilíbrio de uma viga de concreto armado (SPAGNOLO JUNIOR, 2008).

Morsch, baseando no aspecto de fissuração de uma viga isostática submetida à flexão, fez analogia com uma treliça de banzos paralelos com diagonais comprimidas a 45° e diagonais de tração com ângulo α qualquer entre 45° e 90° (Figura 1).



Fonte: Samora (2015)

Na Figura 1, o banzo superior comprimido da treliça é formado pela região comprimida do concreto acima da linha neutra; o banzo inferior tracionado é formado pelas barras da armadura longitudinal de tração; as diagonais tracionadas são formadas pela união dos estribos que cruzam certas fissuras, e que podem ter inclinação α em relação ao eixo longitudinal da viga entre 45° (barras dobradas) e 90° (estribos); as diagonais comprimidas são formadas pelas bielas de compressão (concreto íntegro entre as fissuras) que colaboram na resistência e apresentam inclinação θ de 45° em relação ao eixo da viga.

Os ensaios realizados posteriormente com o objetivo de obter a distribuição dos esforços resistentes mediante a consideração das deformações do concreto e das armaduras mostraram que o modelo de treliça clássica não era consistente. Nos resultados destes ensaios foi visto que a tensão nas bielas era cerca de 10 % superior e a tensão na armadura

transversal era menor que a prevista pelo modelo clássico, o que conduzia a execução de uma armadura transversal exagerada. Esse fato ocorreu porque a inclinação das fissuras (e, portanto, das bielas) é inferior à 45° , diferentemente do fixado pela teoria clássica (SPAGNOLO JUNIOR, 2008; NOGUEIRA, 2010).

O modelo de treliça generalizada distingue-se da teoria clássica pelas seguintes características:

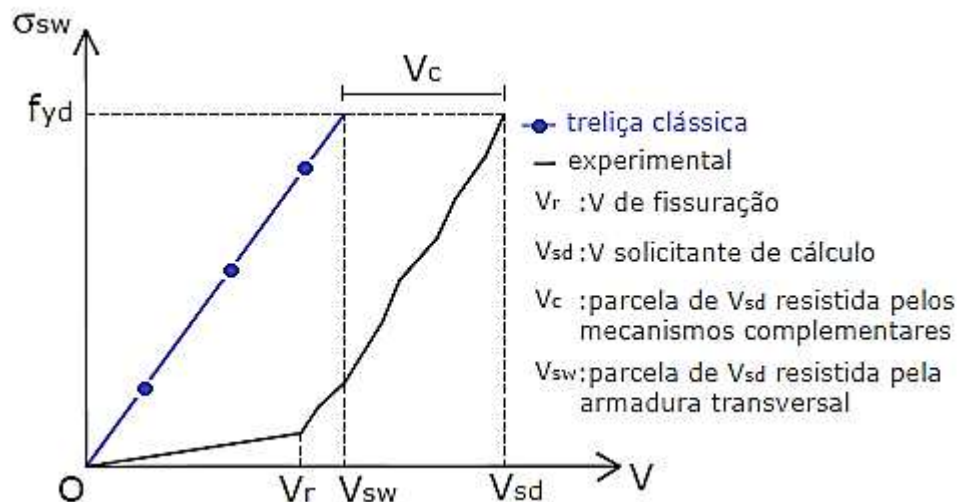
- A treliça é hiperestática, pelo fato dos nós não poderem ser considerados articulações perfeitas;
- Nas regiões mais solicitadas por forças cortantes, as fissuras (e, portanto, as bielas) tem inclinação Θ menor que 45° . Em peças com seção transversal retangular verificou-se Θ entre 30° e 40° e nas de seção transversal em T, Θ entre 40° e 45° (ARAUZ, 2002);
- O banzo comprimido somente é horizontal na parte central da viga e inclina-se na direção dos apoios, e conseqüentemente, equilibra uma parcela da força cortante que atua na seção;
- A zona comprimida do concreto também colabora na resistência ao cisalhamento devido à flexão. Essa colaboração é maior próxima aos apoios onde a resultante de compressão é mais inclinada;
- As bielas de concreto estão parcialmente engastadas na ligação com o banzo comprimido e, assim, é submetida à flexo-compressão, aliviando os momentos nas diagonais tracionadas;
- As bielas são mais rígidas que os montantes ou diagonais tracionados e absorvem uma parcela maior do esforço cortante que àquela determinada pela treliça clássica;
- A taxa de armadura longitudinal influi no esforço da armadura transversal.

Na teoria de treliça generalizada, além das tensões na armadura transversal serem menores que as obtidas com o esquema de treliça clássica, existe uma parcela da força cortante que não é absorvida pelo banzo comprimido nem pela armadura transversal e sim por

mecanismos secundários complementares à treliça como o engrenamento dos agregados ao longo das fissuras, efeito de pino da armadura longitudinal e o efeito de arco (NOGUEIRA, 2010).

Conforme pode ser visto na Figura 2, a armadura transversal é solicitada mais intensamente a partir do instante em que uma fissura de cisalhamento, correspondente a tensão de cisalhamento última a intercepte, momento no qual se ultrapassa a capacidade absorção da força cortante pelo concreto comprimido. A tensão na armadura cresce a partir desse instante paralelamente a reta correspondente à analogia da treliça clássica e as duas linhas mantêm equidistância até a ruptura. Concluiu-se que a diferença entre a curva obtida pela teoria clássica e a obtida experimentalmente seria correspondente à parcela de força cortante resistida pelo somatório das contribuições do banzo comprimido, do efeito de pino da armadura longitudinal e do engrenamento dos agregados, também chamada de parcela V_c .

Figura 2 – Variação da tensão na armadura transversal em uma viga de concreto armado



Fonte: Nogueira (2010)

2.2 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO

A capacidade de resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas, uma resistida pelo concreto e seus mecanismos auxiliares, parcela V_c e outra resistida pela armadura transversal, parcela V_{sw} .

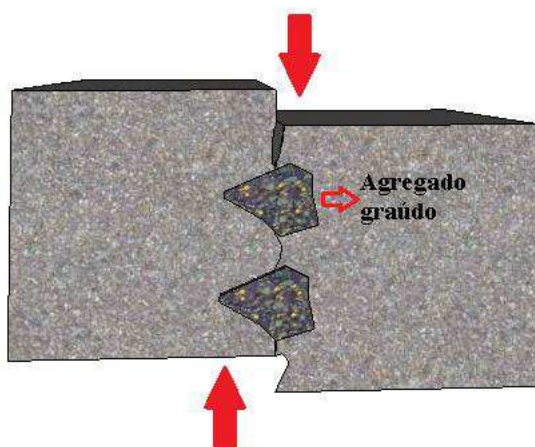
De acordo com o ACI-ASCE Comitê 426 *Shear Strength of Reinforced Concrete Members* (1973 apud BRANCO, 2011), para estruturas de concreto armado submetidas às forças cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de esquemas capazes de transmitir esforços entre as seções como o engrenamento dos agregados, efeito de pino e efeito de arco.

2.2.1 Engrenamento dos agregados (aggregate interlock)

Vários modelos já foram propostos na tentativa de explicar e prever o comportamento do engrenamento dos agregados. Nogueira (2010) cita em sua tese de doutorado o de Laible et al. (1977), Fardis e Buyukozturk (1979), Walraven (1981), Dei Poli et al. (1990), dentre outros. Uma vez que o mecanismo de engrenamento dos agregados varia muito em função das características dos materiais, a análise teórica do assunto é de difícil determinação.

Basicamente, o mecanismo de engrenamento dos agregados ocorre entre as duas superfícies originadas de uma fissura. A transferência do esforço de cisalhamento é feita pelo bloqueio mecânico das partículas de agregado que sobressaem de uma das faces da fissura (Figura 3).

Figura 3 – Engrenamento dos agregados



Fonte: Autor

As superfícies opostas das fissuras contêm rugosidades que entram em contato pelas ações combinadas de cisalhamento e deslocamentos mesmo quando as fissuras apresentam aberturas significativas (JEFFERSON; MIHAI, 2015). Os deslocamentos e deslizamentos entre as faces de contatos vão depender da composição do concreto e da largura das fissuras (FRÉNAIJ, 1989).

Segundo ACI-ASCE Committee 426 (1973 apud JEFFERSON; MIHAI, 2015) o mecanismo de engrenamento dos agregados pode corresponder entre 35 % e 50 % da capacidade de carga última de alguns elementos estruturais de concreto armado. Yang e Ashour (2011) relatam que 50 % da força de cisalhamento aplicada podem ser transferidas pelas bordas das fissuras pelo engrenamento dos agregados em vigas esbeltas. Segundo os mesmos autores, no caso de vigas sem armadura transversal, a contribuição do engrenamento dos agregados na resistência ao cisalhamento também é influenciada pela relação a/d (relação entre a distância da força aplicada e o apoio mais próximo também chamado de vão de cisalhamento a e a altura útil da seção d igual a distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração). Quanto menor o valor de a/d , maior a contribuição do engrenamento dos agregados em virtude do ângulo de inclinação das fissuras diagonais.

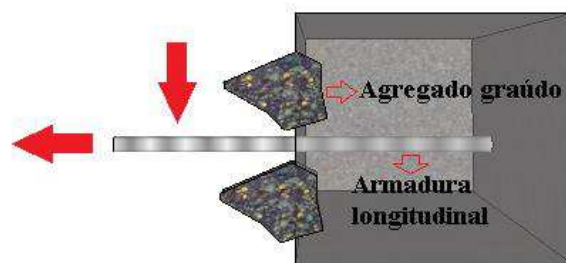
A contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento de vigas também é significativamente dependente da forma, tamanho e resistência do agregado graúdo e f_c (YANG; ASHOUR, 2011).

Na superfície da fissura, a força de cisalhamento externa é transferida somente em parte pelo engrenamento dos agregados. Outra porção da força é transferida pela armadura longitudinal embebida no concreto sendo esse mecanismo chamado de efeito de pino (FRENAIJ, 1989; MARTÍN-PEREZ; PANTAZOPOULOU, 2001). No concreto armado fissurado é importante considerar a interação entre esses dois mecanismos. De acordo com Martín-Perez e Pantazopoulou (2001), o principal mecanismo de resistência após falha do engrenamento dos agregados é o efeito de pino da armadura longitudinal.

2.2.2 Efeito de pino (dowel action)

Conceitualmente, o efeito de pino é definido como a capacidade da armadura longitudinal de transferir forças perpendiculares ao seu eixo (SINGH; CHINTAKINDI, 2013) conforme ilustrado na Figura 4.

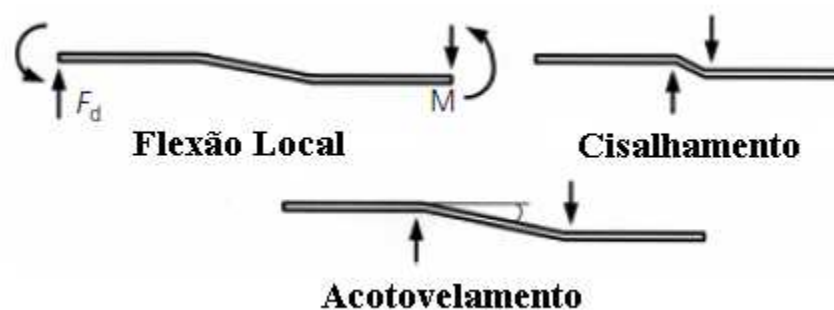
Figura 4 – Efeito de pino



Fonte: Autor

É visto na Figura 5, que o efeito de pino é induzido pela oposição da armadura longitudinal que cruza a fissura ao deslizamento relativo entre as faces da fissura por meio da interação de mecanismos de flexão local, cisalhamento e acotovelamento (MARTÍN-PEREZ; PANTAZOPOULOU, 2001; SINGH; CHINTAKINDI, 2013).

Figura 5 – Mecanismos do efeito de pino



Fonte: Adaptado de Singh e Chintakindi (2013)

De acordo com Millard e Johnson (1984), se o concreto que envolve a barra for rígido predominam os mecanismos de cisalhamento e acotovelamento. Entretanto, quando existe uma quantidade significativa de deformações na cobertura de concreto subjacente, o mecanismo de flexão local é o mecanismo principal do efeito de pino.

Quando visto no contexto de outros mecanismos, a contribuição do efeito de pino para a resistência ao cisalhamento pode ser relativamente pequena (SINGH; CHINTAKINDI, 2013). O efeito de pino em vigas de concreto armado sem armadura transversal é limitado a cerca de 20 % a 25 % da força cortante última (NOGUEIRA, 2010).

No entanto, o efeito de pino pode desempenhar um importante papel se os outros mecanismos de resistência ao cisalhamento se tornarem insignificantes. Isto pode acontecer, por exemplo, nos estágios pós-pico de carregamento quando, devido ao alargamento das fissuras, a contribuição do engrenamento dos agregados diminui rapidamente (SINGH; CHINTAKINDI, 2013).

A contribuição do efeito de pino depende da qualidade do concreto da região de cobrimento das barras de aço da armadura longitudinal. De acordo com Vintzeleou e Tassios (1986 apud SINGH; CHINTAKINDI, 2013), o cobrimento do concreto é o parâmetro principal que influencia os dois mecanismos de ruptura associado ao efeito de pino, sendo eles o escoamento da armadura de tração associado ao esmagamento do concreto de cobrimento; e a ruptura do concreto.

Associado a qualidade do concreto de cobrimento, Da Silva (2003) inclui a rigidez das barras longitudinais como fator influente da contribuição do efeito de pino na resistência ao cisalhamento.

2.2.3 Efeito de arco (arch action)

Conforme descrito na teoria de treliça generalizada, o banzo comprimido inclina-se na direção dos apoios podendo transmitir diretamente para estas partes do carregamento. A inclinação da resultante das tensões no banzo comprimido equilibra a força cortante com sua componente transversal. Desta forma, existe uma absorção direta de uma parcela da força cortante pelo chamado efeito de arco. Esse efeito é significativo em vigas altas e peças curtas, com altura relativamente grande em comparação com o vão (FUSCO, 2008).

O efeito de arco também é mobilizado em peças que recebem cargas concentradas relativamente próximas aos apoios e os valores de Θ são superiores à 30° .

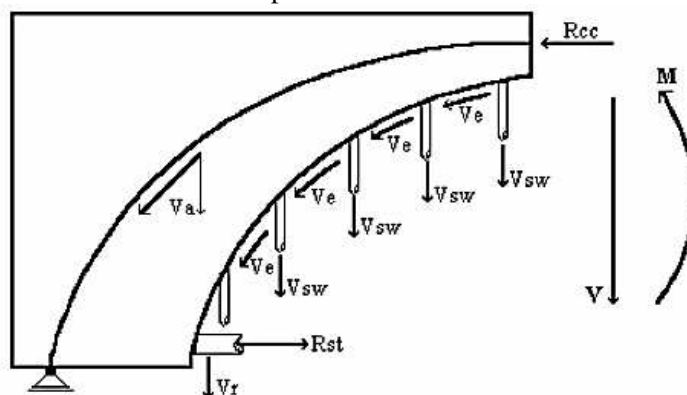
Para o caso de vigas submetidas a carregamentos concentrados, a intensidade do efeito de arco está relacionada com a relação a/d da viga. Segundo ACI-ASCE committee 426 (1973 apud BRANCO, 2011), vigas que apresentam relação a/d entre 1,0 e 2,5, desenvolvem fissuras inclinadas e, depois de uma redistribuição interna de forças, são capazes de ainda suportar acréscimos de carregamento. Este comportamento deve-se em

parte ao efeito de arco. Para vigas com a/d acima de 2,5 o efeito de arco torna-se desprezível.

O efeito de arco também ocorre em vigas não esbeltas aonde a relação entre o vão teórico da viga l pela a altura h se encontra no intervalo entre 2 e 8 (ARAUZ, 2002). Nestes casos as cargas externas são transmitidas diretamente aos apoios pelo efeito de arco independente da eventual fissuração da alma da viga (FUSCO, 2008).

Na Figura 6 são visto os três mecanismos complementares de resistência ao cisalhamento: efeito de arco, V_a , engrenamento dos agregados, V_e , e efeito de pino da armadura longitudinal, V_r . Nesta figura V_{sw} é o esforço cortante absorvido pela armadura transversal, R_{cc} é a resultante das tensões de compressão e R_{st} é a resultante das tensões de tração.

Figura 6 – Mecanismos complementares de resistência ao cisalhamento



Fonte: Camacho (2004)

2.3 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS

A resistência ao cisalhamento das vigas de concreto sem armadura transversal pode ser afetada por fatores que influenciem a eficiência de um dos mecanismos de transferência de esforço cortante de uma seção a outra da viga, ou seja, sua resistência interna ao cisalhamento.

Esses fatores são numerosos, complexos e muitas vezes inter-relacionados (MARINHO, 1999). Kim, Park e Lee (1993) relatam que a resistência ao cisalhamento de vigas sem

estribos é principalmente dependente da altura útil (d), taxa de armadura longitudinal de tração (ρ), resistência à compressão do concreto (f_c) e da relação a/d . Outros fatores como tamanho do agregado graúdo, diâmetro das barras e espaçamento entre as fissuras de flexão teriam uma influência pouco significativa.

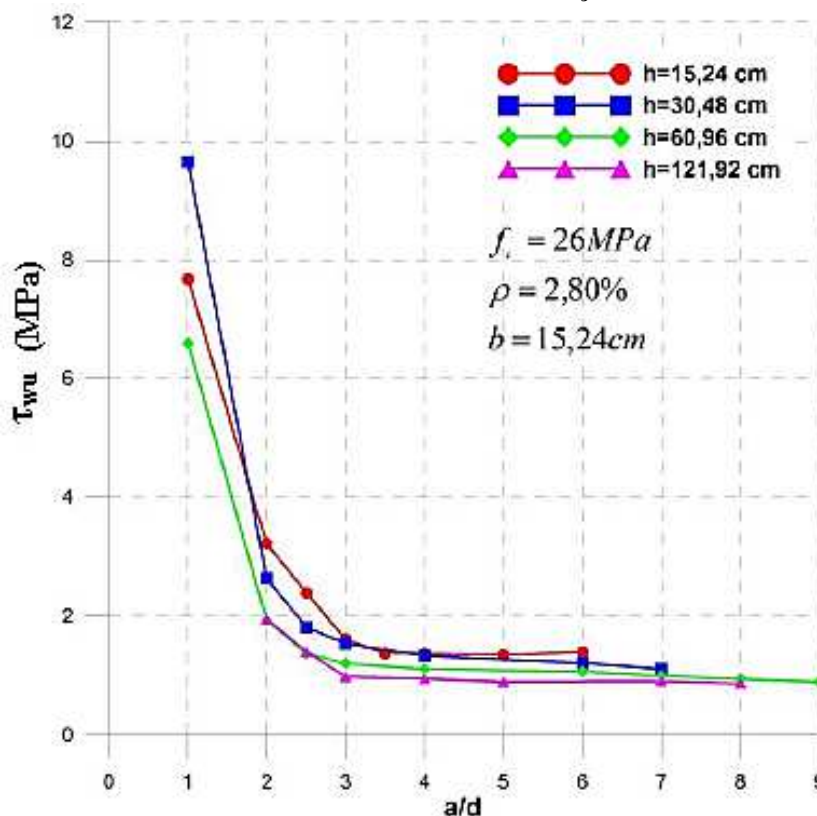
2.3.1 Influência da altura útil da viga

Pesquisadores, como Kani (1967), Kim, Park e Lee (1993), Sneed e Ramirez (2010) obtiveram resultados indicativos da influência da altura útil d , na capacidade ao cisalhamento de vigas. Esta influência é suficientemente significativa para ser considerada durante o dimensionamento de vigas com maiores valores de d .

Kani (1967) estudou a influência da altura útil das de vigas de concreto armado sob efeito do cisalhamento. O programa experimental de Kani (1967) consistiu em ensaiar quatro séries de vigas, com diferentes alturas concebidas h (15,24 cm, 30,48 cm, 60,96 cm e 121,92 cm), com ρ e f_c constantes nos valores de 2,80 % e 26 MPa, respectivamente. Foi utilizado o mesmo traço de concreto para todos os tamanhos de vigas ensaiadas. Desta maneira, a variação do efeito do engrenamento dos agregados entre as amostras foi insignificante, pois o incremento da altura da viga não foi acompanhado pelo aumento da rugosidade da superfície das fissuras.

Os resultados da pesquisa de Kani (1967) demonstraram uma redução da resistência da viga com o aumento da altura útil quando mantidas constantes ρ e f_c . Com o aumento da altura h de 15,24 cm para 121,92 cm foi observada uma redução relativa da resistência ao cisalhamento acima de 40 %. Na Figura 7 é vista a variação da tensão de cisalhamento última, τ_{wu} , com a variação da altura útil d do estudo de Kani (1967). Nesta figura também é observado uma forte variação da tensão de cisalhamento em função da relação a/d . Esta questão será discutida mais adiante na seção 2.3.4.

Figura 7 – Tensão de cisalhamento última com a variação da altura útil das vigas



Fonte: Adaptado de Kani (1967) por Samora (2015)

Resultados semelhantes foram encontrados por Kim, Park e Lee (1993). Os autores ensaiaram 20 vigas sem armadura transversal para determinar a capacidade ao cisalhamento última. As variáveis do estudo foram ρ (1,90 % a 4,60 %), a relação a/d (1,5 a 6,0) e altura útil d (14,2 cm a 91,5 cm). Assim como encontrado por Kani (1967), os resultados do estudo de Kim, Park e Lee (1993) também mostraram uma redução da resistência ao cisalhamento com o aumento da altura útil das vigas. Com o aumento da d de 14,2 cm para 91,5 cm, houve uma redução relativa da resistência ao cisalhamento em aproximadamente 60 % quando mantido constante ρ em 1,9 % e a relação a/d em 3.

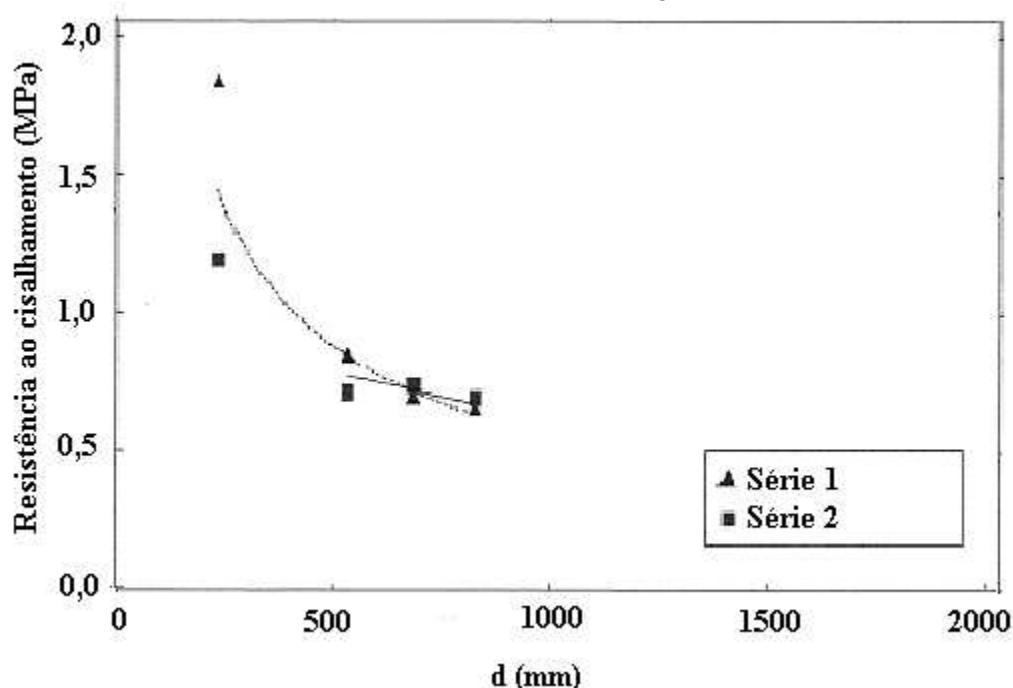
Sneed e Ramirez (2010) realizaram estudo experimental em 8 vigas a fim de verificar a influência da d na resistência ao esforço cortante de vigas sem armadura de cisalhamento e sem armadura de pele. A armadura de pele no contexto dos autores correspondia à armadura horizontalmente distribuída requerida pela norma americana ACI 318 em vigas com alturas superiores a 91,44 cm. As vigas foram executadas com quatro diferentes alturas (30,48 cm, 60,96 cm, 76,20 cm e 91,44 cm) e foram divididas em duas séries. Na série 1, a

altura variou entre 30,48 cm e 91,44 cm e a largura foi mantida constante em 30,48 cm. A série 2 apresentou a mesma variação da altura da série 1 com a largura variando em quatro níveis (20,32 cm, 40,64 cm, 50,80 cm e 60,96 cm).

O carregamento consistia na aplicação de uma força no meio do vão. Os demais parâmetros que tendem a influenciar a resistência ao cisalhamento foram mantidos constantes. Tais como relação a/d (3), f_c (70 MPa), ρ (1,25 %) e tamanho do agregado graúdo (9,5 mm).

Na Figura 8 é vista a média da resistência ao cisalhamento na ruptura versus a altura de cada viga ensaiada por Sneed e Ramirez (2010). Observa-se que houve uma redução da resistência ao cisalhamento com o aumento da d . Para o intervalo de altura da viga entre 60,96 cm e 91,44 cm, um aumento de 55 % na d correspondeu a uma redução de 14 % na resistência ao cisalhamento. No intervalo de altura da viga entre 30,48 cm e 91,44 cm, a redução na resistência ao cisalhamento foi mais significativa, 64 % para as vigas da série 1 e 44 % para as vigas da série 2.

Figura 8 – Resultados de resistência ao cisalhamento da pesquisa de Sneed e Ramirez (2010) com a variação da altura útil das vigas



Fonte: Adaptado de Sneed e Ramirez (2010)

Segundo Sneed e Ramirez (2014), as razões do efeito da altura da viga sobre a resistência ao cisalhamento não estão totalmente compreendidas. Uma das explicações é que com o

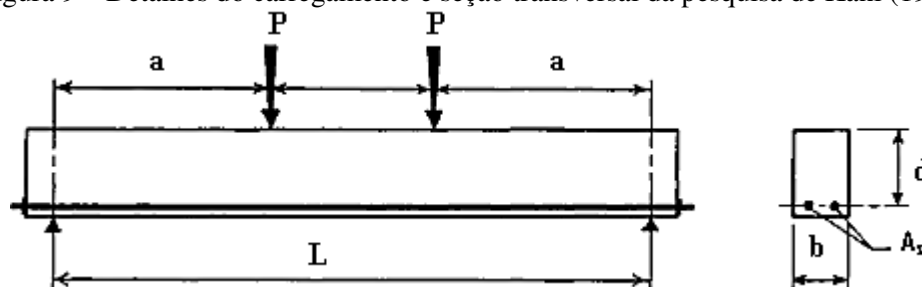
aumento da altura, as fissuras tendem a se distanciarem nos pontos acima da armadura principal, reduzindo o engrenamento dos agregados (RIBEIRO, 2012).

2.3.2 Influência da taxa de armadura longitudinal

Ensaio de Kani (1966) mostraram que a resistência ao cisalhamento reduz significativamente se ρ for mantida abaixo de um valor limite, valor este entre 1,2 % a 1,5 %.

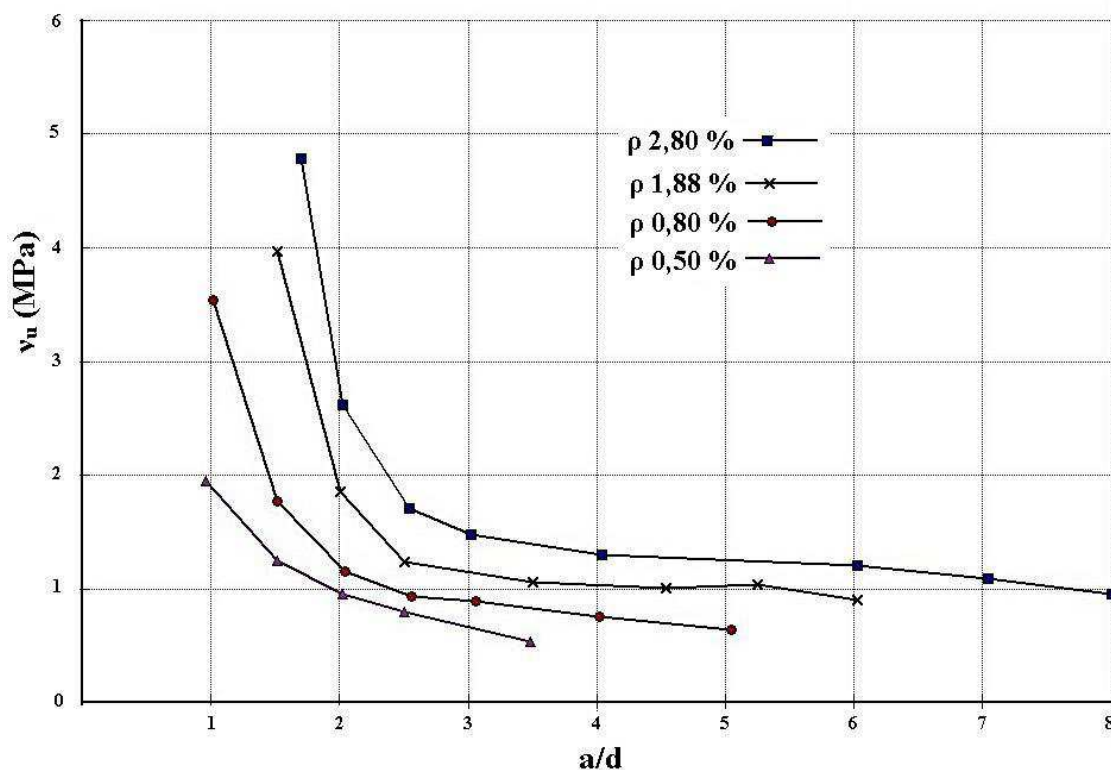
Kani (1966) ensaiou 133 vigas divididas em 11 séries cujas variáveis foram ρ (0,5 %, 0,8 %, 1,88 % e 2,8 %), f_c (17,24 MPa, 26 MPa, 20 MPa e 34,47 MPa) e a relação a/d . Todas as vigas apresentavam a mesma seção transversal (15,24 cm \times 30,40 cm), não possuíam estribos e foram carregadas com a aplicação de forças equidistantes dos apoios (*four point bending test* ou ensaio de flexão em quatro pontos) conforme Figura 9.

Figura 9 – Detalhes do carregamento e seção transversal da pesquisa de Kani (1966)



Fonte: Adaptado de kani (1966)

Os resultados do estudo de Kani (1966) para as vigas com f_c de 26 MPa são vistos na Figura 10, onde observa-se acréscimos na resistência ao cisalhamento com o aumento da ρ de 0,5 % para 2,8 % quando mantida constante a relação a/d .

Figura 10 – Variação da resistência ao cisalhamento com a variação da ρ 

Fonte: Adaptado de Kani (1966)

Ahamad, Khaloo e Poveda (1986) ensaiaram 36 vigas de concreto variando a relação a/d (1 a 4) e a ρ (1,77 % a 6,64 %). Mantida constante a f_c e a relação a/d , os autores observaram um aumento da resistência última ao cisalhamento v_u com o aumento de ρ . Para relação a/d igual a 3 e f_c de 61 MPa, a v_u foi de 2,67 MPa para ρ igual a 3,93 %, e 1,85 MPa para ρ igual a 1,77 %.

Samora (2015) analisou os mecanismos complementares ao de treliça na resistência ao cisalhamento em vigas de pórticos de concreto armado sem armadura transversal na região dos esforços cortantes. O programa experimental consistiu no ensaio de oito pórticos e os modelos foram submetidos à flexão simples. Foram consideradas duas classes de resistências à compressão do concreto f_c (20 MPa e 40 MPa), duas ρ (1,32 % e 1,55 %) e dois diâmetros de armaduras longitudinais de tração (12,5 mm e 16,0 mm). As amostras foram divididas nas quatro séries descritas na Tabela 1. A divisão das amostras era dependente da f_c e do diâmetro das barras longitudinais de tração.

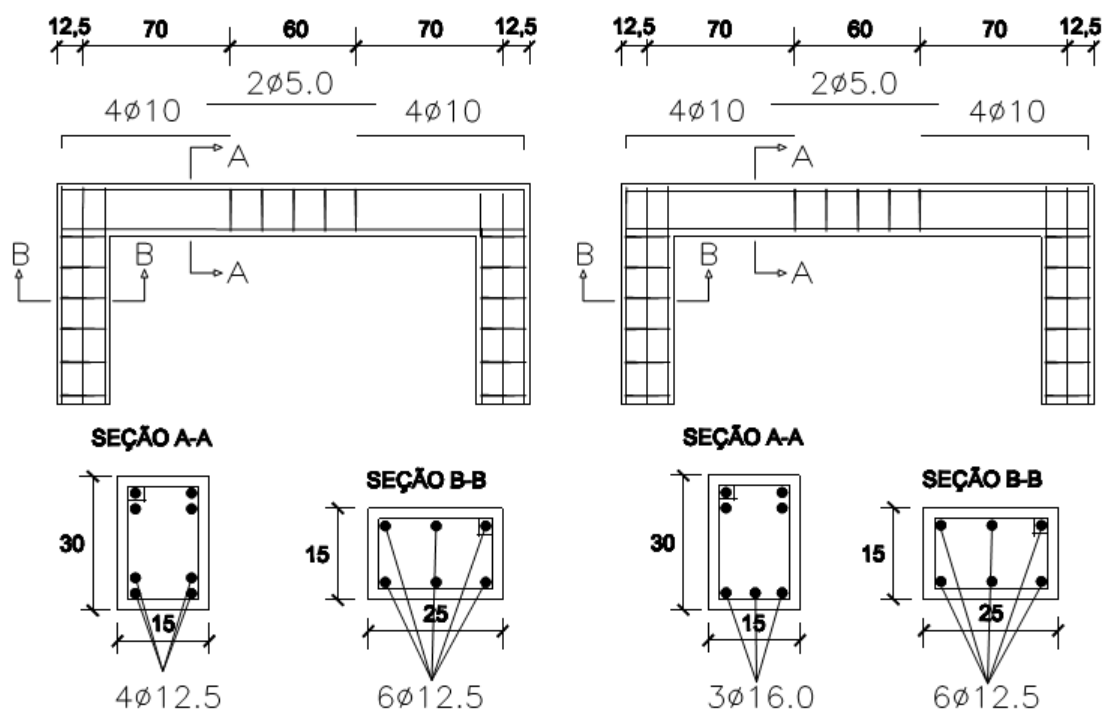
Tabela 1 – Características dos pórticos da pesquisa de Samora (2015)

Série	Tipo	f_c (MPa)	Armadura longitudinal de tração	A_s (cm ²)	ρ (%)	a/d
P1	A	20	4 ϕ 12,5 mm	4,90	1,32	2,83
P2	B		3 ϕ 16,0 mm	6,03	1,55	2,67
P3	A	40	4 ϕ 12,5 mm	4,90	1,32	2,83
P4	B		3 ϕ 16,0 mm	6,03	1,55	2,67

Fonte: Adaptado de Samora (2015)

Conforme Figura 11, a série A consistia nos pórticos cujas vigas apresentavam armadura longitudinal positiva com 4 ϕ 12,5 em duas camadas. A série do B foi concebida com armadura longitudinal positiva com 3 ϕ 16,0 em uma única camada.

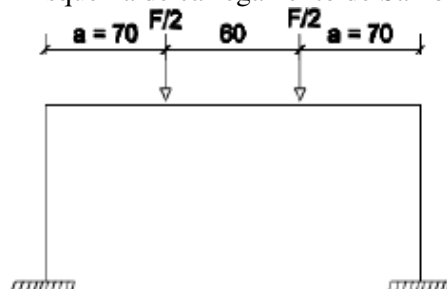
Figura 11 – Detalhes dos pórticos de Samora (2015) – Cotas em cm



Fonte: Samora (2015)

O carregamento foi aplicado conforme Figura 12.

Figura 12 – Esquema de carregamento de Samora (2015)



Fonte: Samora (2015)

Samora (2015), para as classes de resistência de 20 MPa e 40 MPa, observou uma redução da resistência à força cortante com o aumento da ρ . Conforme é visto na Tabela 2, com menor ρ (1,32 %), mantidas constantes f_c , houve um aumento da resistência ao cisalhamento. Esse resultado foi explicado pela maior rigidez das barras de aço nesta taxa de armadura em virtude da disposição em duas camadas proporcionar o maior efeito de pino e assim permitir a transferência de esforços diagonais através das fissuras pelo engrenamento dos agregados.

Tabela 2 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da ρ

Pórticos	$F/2=V_u$ (kN)	Δ (%)
21,60 MPa -1,32%	67,80	15,05
21,60 MPa -1,55%	58,93	
40,50 MPa -1,32%	101,32	21,91
40,50 MPa -1,55%	83,11	

Fonte: Adaptado de Samora (2015)

Marinho (1999) considera a maior abertura de fissuras o fator contribuinte para a redução da resistência ao cisalhamento da viga, com a diminuição da ρ . A armadura longitudinal define a rigidez do banzo tracionado que controla a abertura das fissuras de flexão e garante a transferência dos esforços diagonais por meio do engrenamento dos agregados graúdos ao longo da espessura da viga, e proporciona o efeito de pino (FUSCO, 2008).

2.3.3 Influência da resistência do concreto

De acordo com os estudos de Kani (1966), a influência da f_c sobre a resistência ao cisalhamento é insignificante e pode ser ignorada na análise de carga de ruptura diagonal ou

tensão de cisalhamento admissível em vigas com f_c entre 17,24 MPa e 34,47 MPa e ρ entre 0,5 % e 2,8 %.

Observação similar foi feita por Angelakos (1999). Ele ensaiou sete vigas de concreto armado bi apoiadas, sem armadura transversal, com a aplicação de uma força no meio do vão. As variáveis chaves do estudo eram ρ e a f_c . As dimensões das vigas eram 600 cm de comprimento, 100 cm de altura e 30 cm de largura. Detalhes das vigas assim como os valores de força cortante última V_u podem ser vistos na Tabela 3.

Tabela 3 – Características das vigas e resultados experimentais da pesquisa de Angelakos (1999)

Viga	f_c na data do ensaio (MPa)	ρ (%)	V_u (kN)
DB130	32	1,01	185,1
DB230	32	2,09	272,1
DB120	21	1,01	179,1
DB.530	32	0,50	165,1
DB140	38	1,01	180,1
DB165	65	1,01	185,1
DB180	80	1,01	172,1

Fonte: Adaptado de Angelakos (1999)

Observa-se na Tabela 3 que nas cinco vigas com ρ de 1 % (DB120, DB130, DB140, DB165 e DB180), f_c não apresentou influência significativa na capacidade de resistência ao esforço cortante. Inclusive a viga DB180 com resistência à compressão de 80 MPa apresentou a menor força cortante última.

De acordo com a norma japonesa JSCE 15 *Standard specifications for concrete structures* (2007), quando a resistência do concreto à compressão excede 80 MPa seu efeito sobre a resistência ao esforço cortante passa a ser insignificante.

Já Samora (2015) observou para as vigas dos pórticos com a mesma ρ um aumento na resistência ao cisalhamento com o acréscimo da f_c . Estes resultados podem ser visualizados Tabela 4.

Tabela 4 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da f_c

Pórticos	$F/2=V_u$ (kN)	Δ (%)
21,60 MPa -1,32%	67,80	49,44
40,50 MPa -1,32%	101,32	
21,60 MPa -1,55%	58,93	41,03
40,50 MPa -1,55%	83,11	

Fonte: Adaptado de Samora (2015)

A resistência do concreto influi principalmente na transferência de forças por atrito pelo engrenamento dos agregados e na capacidade de absorção das forças devido à ação de pino na região da armadura longitudinal. Para Angelakos (1999), as superfícies lisas observadas na fratura frágil do concreto de alta resistência minimizou a ação do mecanismo de engrenamento dos agregados e assim reduziu a resistência ao cisalhamento da viga DB180. No entanto, com o aumento da resistência à tração do concreto, o efeito de pino é maior, o que retarda a fissuração e a ruptura. Observa-se que os mecanismos de resistência ao cisalhamento são interdependentes e não são fáceis de separar.

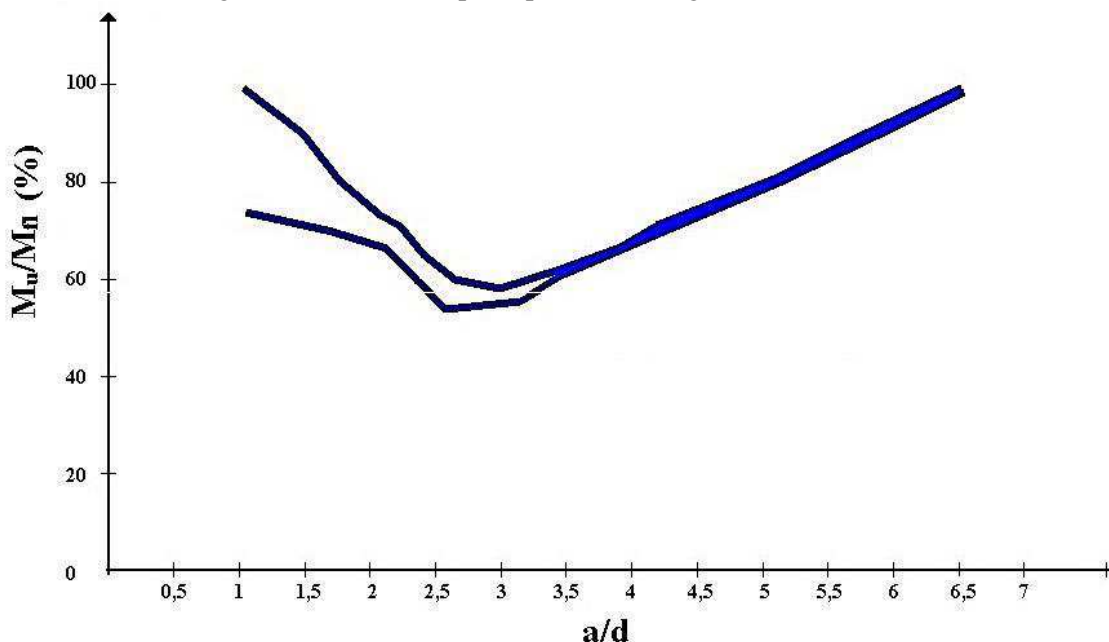
2.3.4 Influência da relação a/d

O fato da resistência ao cisalhamento em vigas variar consideravelmente com a mudança da relação a/d é conhecida há muito tempo. Em 1907, Talbot apud Kani (1966) já havia relatado a influência do vão de cisalhamento a na força cortante última.

Kani (1966) depois de ensaiar 133 vigas sem armadura transversal observou que existia um intervalo de valores a/d denominado “Vale de ruptura por tração diagonal”, para os quais a carga de ruptura é governada pela força de cisalhamento. Para valores de a/d fora desta faixa, o comportamento da viga era regido pela flexão.

Na Figura 13 é visto o “Vale de ruptura por tração diagonal” de Kani (1966), onde a capacidade resistente da viga é influenciada pelo cortante dentro de uma zona em que o momento correspondente à ruptura por cortante (M_u) é inferior ao momento fletor resistente (M_R).

Figura 13 – Vale da ruptura por tração diagonal de Kani (1966)

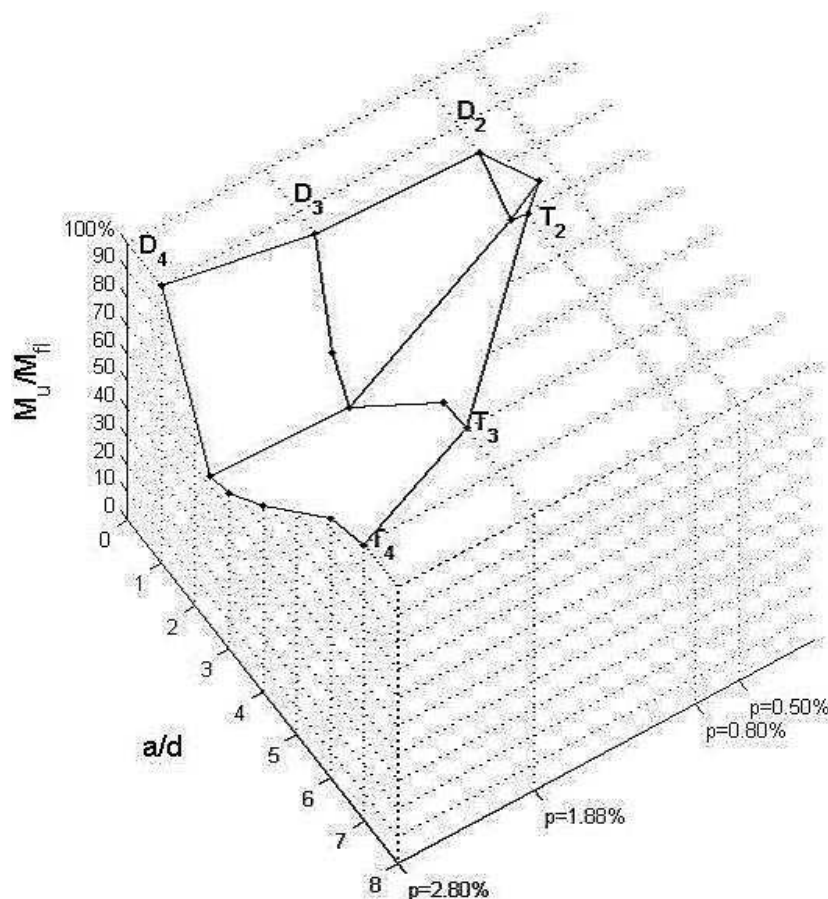


Fonte: Adaptado de Kani (1966)

Observa-se na Figura 13 que para relação a/d igual a 1 toda a capacidade à flexão da viga é atingida. Com o aumento de a/d , a resistência da viga cai nitidamente até um valor mínimo de aproximadamente 2,5. Com o aumento da relação a/d acima de 2,5, ocorre um aumento da resistência da viga até a capacidade à flexão total da viga ser novamente atingida, em uma relação a/d de aproximadamente 7.

A pesquisa de Kani (1966) também concluiu que o comportamento das vigas sem armadura transversal era depende essencialmente da relação a/d e da p . Com base nos ensaios das vigas, Kani (1966) elaborou o gráfico da Figura 14 onde é visto a variação de M_u/M_{fl} com a/d para diferentes valores de p . Observa-se que quanto maior p mais profundo é o vale, pois maior é a probabilidade de uma ruptura regida pelo cortante. O incremento da armadura de tração origina um aumento da resistência à flexão superior ao da resistência ao cortante e assim a ruptura por cortante é mais provável de ocorrer (GARCIA, 2002). Para p menores 0,5 %, não existe falha por cisalhamento.

Figura 14 – Gráfico de Kani



Fonte: Adaptado de Kani (1966) por Samora (2015)

A finalidade da armadura de cisalhamento é exatamente compensar a deficiência da capacidade resistente à força cortante, demonstrada pelo vale do diagrama, de modo a aumentar a resistência da viga para M_u/M_{fi} igual a 100 % (KANI, 1966).

Garcia (2002) relata que quando os valores a/d são maiores que aproximadamente 2,5 a ruptura é súbita e ocorre logo após o aparecimento de fissuras críticas inclinadas. Isso mostra um comportamento de arco atirantado com menos fissuras de flexão. Já em valores de a/d menores que 2,5, há significativa reserva de resistência após o aparecimento dessas fissuras devido ao efeito de arco, sendo ela maior nas vigas com maior resistência. Neste caso as fissuras de cortante formam-se a partir das fissuras de flexão indicando um comportamento predominantemente de flexão em vigas não protendidas.

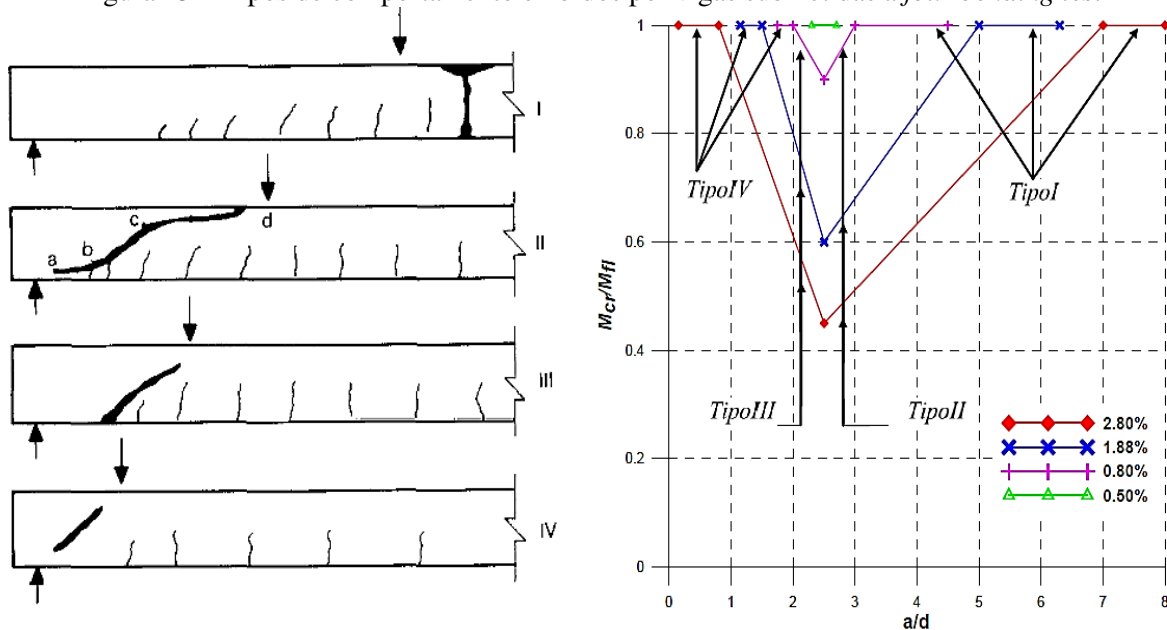
2.4 MODOS DE RUPTURA DIAGONAL EM VIGAS SEM ARMADURA DE CISALHAMENTO

Vigas sem armadura transversal rompem-se quando ocorre o aparecimento da primeira fissura ou imediatamente após a sua formação. Essa primeira fissura que é oblíqua, e não perpendicular ao eixo da peça, é chamada de fissura crítica.

De acordo com o código ACI 318 (2014), dois tipos de fissura inclinada ocorrem em vigas de concreto: fissura cortante e fissura cortante-flexão. As fissuras cortantes ocorrem em um ponto interior na viga quando os esforços de tração ultrapassam a resistência à tração do concreto. Fissuras cortante-flexão se iniciam a partir da fissura de flexão. Quando a fissura de flexão ocorre, a tensão de cisalhamento do concreto acima da fissura é aumentada. A fissura cortante-flexão se desenvolve quando a combinação de tensão de cisalhamento e tensão de tração na flexão excede a resistência à tração do concreto.

A ruptura diagonal normalmente é investigada com a realização de ensaios com a aplicação de dois pontos de forças (*four bending test* ou ensaio à flexão de quatro pontos), em vigas de concreto armado de seção retangular e sem armadura de cisalhamento (KOTSOVOS, 1983). Este tipo de ensaio possui a vantagem de combinar duas condições, flexão pura entre os dois pontos de aplicação da força e força cortante constante entre o ponto de aplicação da força e o apoio mais próximo.

Os trabalhos de pesquisa utilizando este arranjo demonstraram que para seção transversal e taxa de armadura longitudinal de tração constante, a capacidade de resistência à flexão das vigas e seus modos de ruptura são dependentes da relação a/d . Kotsovos (1983) com base nesta dependência e baseado no gráfico de Kani (1966) da Figura 14 identificou as causas e classificou o comportamento de elementos de concreto sem armadura transversal em quatro tipos em função da relação a/d , conforme é ilustrado na Figura 15.

Figura 15 – Tipos de comportamento exibidos por vigas submetidas a *four bending test*

Fonte: Adaptado de Kotsovos (1983) por Samora (2015)

O comportamento do tipo I é caracterizado por ruptura à flexão. A viga desenvolve toda a sua capacidade à flexão, ou seja, a relação entre o momento de ruptura pelo esforço cortante (M_{cr}) e o momento fletor resistente (M_{fl}) é igual a 1. Este tipo de comportamento ocorre em vigas com valores elevados de relação a/d , com fissuras perpendiculares ao eixo do elemento estrutural (GARCIA, 2002).

Os outros tipos de comportamento (II, III e IV) se relacionam com modos de ruptura influenciados pela força cortante.

No comportamento tipo II, a ruptura ocorre por uma ação combinada de momento fletor e força cortante (GARCIA, 2002). Este modo de ruptura é causado por fissura diagonal a qual se inicia na extremidade da fissura de flexão próxima ao apoio. A ruptura pode ocorrer de duas maneiras. Ruptura brusca, com propagação da fissura em direção à zona comprimida e ao apoio ao longo da armadura longitudinal, ou a ruptura ocasionada pelo prolongamento da fissura inclinada em direção ao banzo comprimido, na direção do ponto de aplicação da carga e que pode conduzir ao esmagamento do concreto (SAMORA, 2015).

Neste tipo de comportamento, conforme se verifica na Figura 15, ocorre uma redução da capacidade à flexão (diminuição da relação M_{cr}/M_{fl}) com o decréscimo da relação a/d e

com o incremento da ρ , sendo o valor limite superior de a/d aquele que separa este comportamento do tipo I.

A ruptura no comportamento do tipo III ocorre com a propagação de uma fissura diagonal que se forma independente da fissura de flexão. Conforme Figura 15, a capacidade à flexão é dependente da ρ e aumenta com a redução da relação a/d .

Para o comportamento do tipo III, os dois modos de ruptura mais característicos são a ruptura brusca logo após a formação da fissura diagonal, e a ruptura por esmagamento do concreto da zona de compressão devido à propagação desta fissura até o banzo comprimido (GARCIA, 2002).

O comportamento do tipo IV é caracterizado por fissura diagonal que une o apoio ao ponto de aplicação da força. A ruptura ocorre por esmagamento do concreto da alma nas proximidades do apoio (GARCIA, 2002). A viga desenvolve toda a sua capacidade à flexão conforme é visto na Figura 15.

2.5 MÉTODOS DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE SEGUNDO A ABNT NBR 6118: 2014

Desde o século passado extensivos debates sobre as variáveis de importância, mecanismos que governam, e qual a melhor forma de verificar a resistência ao cisalhamento de vigas vem sendo realizados (SIGRIST et al., 2013).

Atualmente, as disposições das normas para a resistência ao cisalhamento são baseadas em relações empíricas em vigas sem armadura de cisalhamento. No caso de vigas com armadura de cisalhamento, as normas baseiam-se no modelo de treliça, em modelos empíricos ou em uma combinação dos dois.

A norma brasileira ABNT NBR 6118: 2014 na seção 17.4 “Elementos lineares sujeitos à força cortante” prescreve as condições de elementos lineares armados ou protendidos, submetidos a forças cortantes, eventualmente combinadas com outros esforços solicitantes. São admitidos dois modelos de cálculo, modelo I e modelo II, que pressupõem a analogia com modelo em treliça, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes

complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c .

A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas as condições das Formulações 1 e 2.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (1)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2)$$

Onde:

V_{sd} : é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} : força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} : força cortante resistente de cálculo, relacionada à ruptura por tração diagonal;

V_c : parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} : parcela da força cortante resistida pela armadura transversal.

O modelo I de cálculo dita as verificações e os cálculos baseados na teoria de treliça clássica. Neste modelo são admitidas diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e, admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} .

A verificação da compressão diagonal do concreto é dada pela Equação 3.

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad (3)$$

$$\alpha_{v2} = \frac{1 - f_{ck}}{250} \quad (4)$$

Onde:

b_w : largura da seção, em mm;

d : altura útil da seção, em mm;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto em MPa;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto em MPa.

No caso de elementos sem armadura transversal. Vale a Equação 5.

$$V_{Rd3} = V_c \quad (5)$$

Na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção, V_c é igual V_{c0} , cujo valor é dado pela Equação 6.

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad (6)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (7)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (8)$$

Onde:

V_{c0} : valor de referência V_c quando $\theta = 45^\circ$;

f_{ctd} : resistência de cálculo do concreto à tração, em MPa;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$f_{ctk,inf}$: é dado pela Equação 8, em MPa;

$f_{ct,m}$: é a resistência média à tração do concreto, em MPa.

Na falta de ensaios para a obtenção da resistência à tração indireta $f_{ct,sp}$ pelo ensaio de tração por compressão diametral e a resistência à tração indireta $f_{ct,f}$ pelo ensaio na flexão, a resistência média à tração $f_{ct,m}$, pode ser obtida pela Equação 9 no caso de classe do concreto até C50 e pela Equação 10 para concretos de classe até C90.

$$f_{ct,m} = 0,7 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (9)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \times \ln \times (1 + 0,11 \times f_{ck}) \quad (10)$$

Considerando γ_c igual a 1. A Equação 7 e a Equação 6 podem ser rescritas na forma da Equação 11 e Equação 12, respectivamente.

$$f_{ctd} = 0,21 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (11)$$

$$V_c = V_{c0} = 0,126 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \times b_w \times d \quad (12)$$

O modelo II de cálculo admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural diferente de 45° . θ varia livremente entre 30° e 45° e a parcela V_c sofre redução com o aumento de V_{sd} .

A verificação da compressão diagonal do concreto é dada pela Equação 13.

$$V_{Rd2} = 0,54 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \sin^2 \theta \times (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (13)$$

Para elementos sem armadura transversal, também vale a Equação 5 no modelo II. No caso de flexão simples e flexo-tração com a linha neutra cortando a seção, V_c é igual V_{c1} , cujo valor é igual a V_{c0} quando $V_{sd} \leq V_{c0}$.

CAPÍTULO 3

CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

O concreto reforçado com fibras (CRF) é um tipo de material compósito produzido com cimento hidráulico, agregados de vários tamanhos e adição de fibras discretas e descontínuas de forma a ser composto basicamente de duas fases: a matriz, que mesmo multifásica é considerada como uma fase única, e as fibras (BENTUR; MINDESS, 2007).

Os materiais compósitos exibem uma proporção significativa das propriedades das fases constituintes e são fabricados com o propósito de melhorar as propriedades que seus componentes apresentam em separado, exibindo ainda uma interface entre eles.

Nas duas ou mais fases presentes nos materiais compósitos é possível distinguir uma fase de reforço e outra aglutinante, chamada de matriz, a qual permite que os reforços transfiram esforços mecânicos entre si e trabalhem de forma integrada. A matriz tem a função de manter os reforçantes unidos, transmitindo a estes os carregamentos. E os reforçantes por sua vez devem suportar os carregamentos transmitidos.

A interação matriz-reforço permite que o desempenho do compósito seja superior ao daqueles materiais que lhe deram origem. Desta forma, algumas das limitações das matrizes frágeis como o concreto podem ser compensadas pelo material que é utilizado para seu reforço (FIGUEIREDO, 2011). Tecnicamente, os compósitos mais importantes são aqueles em que a fase reforço está na forma de fibras.

Atualmente, uma ampla variedade de fibras com diferentes propriedades físicas, químicas e mecânicas tem sido considerada como reforço de matrizes cimentícias. As mais utilizadas no CRF são produzidas a partir do aço, plástico, vidro e materiais naturais e podem ter uma variedade de formas e tamanhos (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

3.1 A FASE FIBRA

As fibras são elementos descontínuos, cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal.

As fibras utilizadas em compósitos cimentícios podem ser classificadas em: macrofibras quando o comprimento da fibra excede duas vezes o tamanho máximo do agregado graúdo e seu diâmetro é muito maior que o diâmetro dos grãos de cimento; e microfibras quando o diâmetro da fibra é o mesmo dos grãos de cimento e seu comprimento é menor que o tamanho máximo do agregado. Segundo Figueiredo (2011), as macrofibras são destinadas ao reforço do concreto e podem ser de aço ou poliméricas. O emprego das microfibras, poliméricas no geral, não enfoca o reforço do concreto, uma das suas aplicações é na proteção do concreto contra incêndio (TAMAKI, 2011) e na redução da fissuração, especialmente as oriundas de retração.

As fibras ainda podem ser classificadas de outras formas. Segundo Naaman (2003), a classificação pode ser baseada no material da fibra (natural orgânica, natural mineral e sintética), nas propriedades químicas e físicas (densidade, rugosidade superficial, estabilidade química, reatividade com a matriz e resistência ao fogo) e nas propriedades mecânicas (resistência à tração, módulo de elasticidade, rigidez e ductilidade).

Na Tabela 5 são descritos alguns tipos de fibras com suas respectivas propriedades.

Tabela 5 – Tipos e propriedades das fibras

Fibra		Diâmetro (μm)	Peso específico (g/cm^3)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (GPa)	Alongamento na ruptura (%)
Aço		5-500	7,84	200	0,5-2,0	0,5-3,5
Vidro		9-15	2,6	70-80	2-4	2-3,5
Asbesto	Crocidolita	0,02-0,04	3,4	196	3,5	2,0-3
	Crisolita	0,02-0,04	2,6	164	3,1	2,0-3
Polipropileno		20-400	0,9-0,95	3,5-10	0,45-0,76	15-25
Aramida		10-12	1,44	63-120	2,3-3,5	2-4,5
Carbono		8-9	1,6-1,7	230-380	2,5-4	0,5-1,5
Nylon		23-400	1,14	4,1-5,2	0,75-1	16-20
Celulose		—	1,2	10	0,3-0,5	—
Acrílica		18	1,18	14-19,5	0,4-1	3
Polietileno		25-1000	0,92-0,96	5	0,08-0,6	3-100
Fibra de madeira		—	1,5	71	0,9	—
Sisal		10-50	1,5	—	0,8	3
Matriz de cimento (para comparação)		—	1,5-2,5	10-45	0,003-0,007	0,02

Fonte: Adaptado de Bentur e Mindess (2007)

As propriedades do CRF são dependentes do tipo e das propriedades de fibra adicionada. Para Figueiredo (2011) duas propriedades das fibras são mais relevantes para aumentar a capacidade de reforço do concreto: o módulo de elasticidade (E_f) e a resistência à tração. Isso pode ser explicado pela regra das misturas que dita que cada fase constituinte do compósito contribui para as propriedades efetivas do material sendo essa contribuição dependente da fração volumétrica dos constituintes (CAMPELLO, 2013).

A regra das misturas descreve que a tensão unidirecional no compósito (σ_c) é descrita pela Equação 14 em termos das tensões atuantes na matriz (σ_m) e na fibra (σ_f) e suas respectivas frações volumétricas, V_m e V_f .

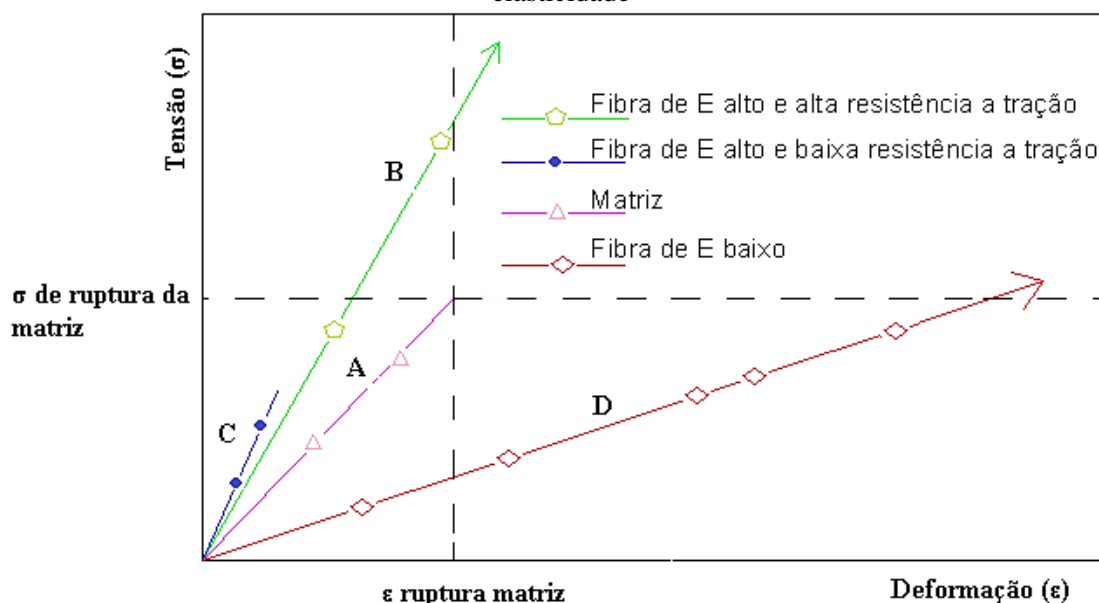
$$\sigma_c = \sigma_f \times V_f + \sigma_m \times V_m \quad (14)$$

O módulo de elasticidade do compósito E_c pode ser obtido através da condição de isodeformação, o que permite diferenciar a Equação 14 na Equação 15. Onde E_f e E_m são os módulos de elasticidade longitudinal da fibra e da matriz, respectivamente.

$$E_c = E_f \times V_f + E_m \times V_m \quad (15)$$

Na Figura 16 é observada a representação proposta por Figueiredo (2011), cujo objetivo foi elucidar o efeito do E_f e da resistência da fibra na capacidade de reforço de uma matriz hipotética de comportamento elástico perfeito. No gráfico representado nesta figura, é suposto que as fibras estão perfeitamente embutidas na matriz e existe uma aderência fibra-matriz perfeita. A curva tensão-deformação (σ - ε) da matriz está representada pela linha A. A linha B representa a curva σ - ε da fibra de alto E_f e alta resistência à tração, a linha C representa a curva da fibra de alto E_f e baixa resistência à tração, e a linha D a curva da fibra com baixo E_f .

Figura 16 – Diagrama tensão-deformação elástica da matriz e fibra de alto e baixo módulo de elasticidade



Fonte: Adaptado de Figueiredo (2011)

Conforme pode ser visto, no momento em que a matriz está sendo carregada e se aproxima da tensão de ruptura o nível de tensão da fibra de baixo E_f é inferior a tensão da matriz (FIGUEIREDO, 2011). Baseando na Equação 14 e Equação 15, é possível perceber a necessidade de alto teor de fibras de baixo E_f e baixa resistência à tração para que a mesma apresente capacidade de reforço.

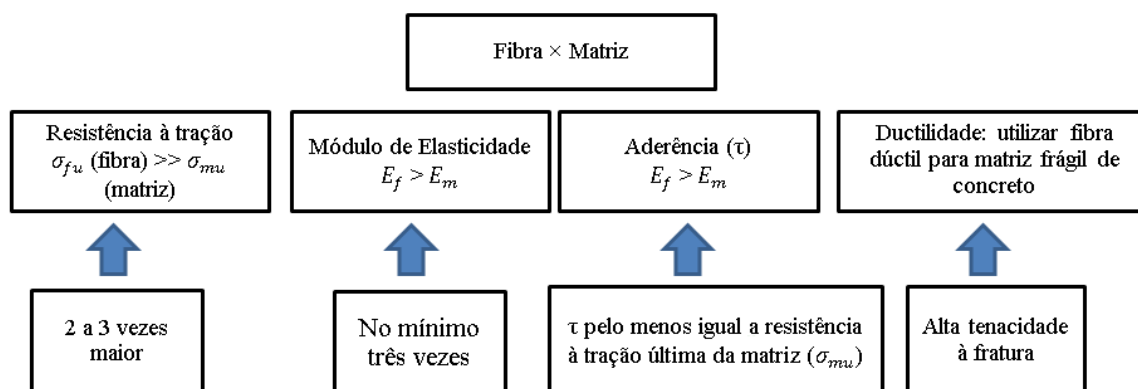
Já a fibra de alto E_f e alta resistência (linha B) apresentará um elevado nível de tensão no momento de deformação crítica da matriz permitindo uma elevada capacidade de reforço da matriz quando esta se romper mesmo com baixos teores de fibras. Por outro lado, caso a fibra apresente uma baixa resistência à tração e ao cisalhamento, sua capacidade de reforço pós-fissuração estará reduzida. Neste tipo de situação, no momento em que ocorre a ruptura da matriz, o limite último de deformação da fibra já estará ultrapassado inviabilizando sua utilização como reforço (FIGUEIREDO, 2011).

O efeito do valor do E_f sobre a matriz classifica as fibras em dois grupos: as que possuem E_f menor do que o da matriz de cimento, como a celulose, o nylon e o polipropileno; e as que possuem E_f maior, como o amianto, o vidro, o aço, o carbono e o Kevlar® (MONTEDOR, 2004). As fibras com maiores valores de E_f e resistência à tração são as

mais indicadas para reforço de compósitos cimentícios estruturais, pois apresentam maior capacidade de absorção de cargas dinâmicas. Além disso, fibras com maiores E_f possuem elevada tendência de apresentarem boa aderência à matriz.

Segundo Callister e Rethwisch (2012), o E_f deve ser muito maior que o da matriz. Naaman (2003) determina para o melhor desempenho do CRF, uma fibra com valor de E_f pelo menos três vezes o valor do E_m . Esse mesmo autor ainda adiciona outras características das fibras para o sucesso do compósito como a resistência à tração, aderência e ductilidade (Figura 17).

Figura 17 – Propriedades desejáveis das fibras em relação às propriedades da matriz de concreto



Fonte: Adaptado de Naaman (2003)

Dentre os diferentes tipos de fibras existentes com alto E_f e alta resistência, as de aço são as mais utilizadas para aplicações estruturais (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

3.2 A FASE MATRIZ

Nos CRF a fase matriz tem diversas funções. A matriz une as fibras umas às outras e funciona como o meio pelo qual ocorre a distribuição ou transferência das tensões aplicadas ao compósito para as fibras (PARDINI; LEVY NETO, 2006; CALLISTER; RETHWISCH, 2012). Outra função da matriz é proteger as fibras individuais contra danos superficiais causados por abrasão mecânica ou reações químicas com o ambiente (PARDINI; LEVY NETO, 2006).

No CRF a matriz apresenta, além da zona de transição na região entre os agregados graúdos e a pasta, outra região onde a microestrutura é diferente do restante da pasta. Essa região,

também chamada de zona de transição interfacial, é localizada na vizinhança das fibras (BENTUR; MINDESS, 2007).

Assim como a zona de transição formada na periferia dos agregados graúdos, a microestrutura da zona de transição da interface das fibras é muito mais porosa e sua resistência depende do volume e tamanho dos vazios existentes. Essa microestrutura especial da zona de transição na vizinhança das fibras tem duas consequências: redução global na ligação entre a fibra e a matriz e localização da parte mais fraca da ligação na camada porosa da zona de transição, um pouco afastada da superfície da fibra (BENTUR; MINDESS, 2007).

A ligação fibra-matriz é um fator importante para prever o comportamento do CRF (LARANJEIRA; AGUADO; MOLINS, 2010) sendo sua resistência um dos principais fatores que controlam o desempenho de compósitos fibrosos (HANNANT, 1978). Logo, é necessário compreender as características da interação entre as fibras e a matriz para entender as propriedades mecânicas do CRF.

3.3 INTERAÇÃO FIBRA-MATRIZ

As características mecânicas de um CRF dependem do modo segundo o qual uma carga aplicada é transmitida para as fibras pela fase matriz (ASLANI; NEJADI, 2012; CALLISTER; RETHWISCH, 2012). A interação fibra-matriz é responsável por governar esse processo de transferência de tensões num volume relativamente pequeno da matriz em torno da fibra (ARAUZ, 2002; BENTUR; MINDESS, 2007).

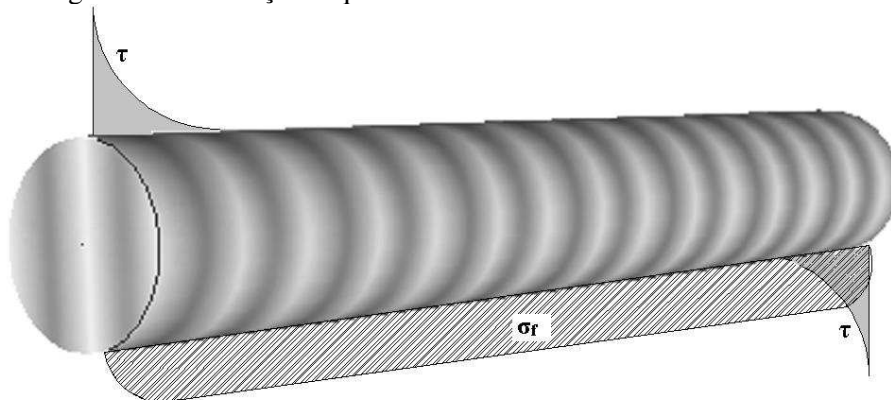
A interação fibra-matriz é influenciada pelo fator de forma ou de aspecto das fibras (relação entre o comprimento da fibra l_f e seu diâmetro $d_f, l_f/d_f$), ancoragem das fibras na matriz, resistência à tração das fibras, resistência da ligação entre as fibras e a matriz, teor de fibras incorporado e o comprimento da fibra embebido na matriz de concreto quando a matriz se encontra fissurada (ARAUZ, 2002; FIGUEIREDO, 2011; ASLANI; NEJADI, 2012).

O entendimento dos mecanismos responsáveis por transferir as tensões entre a matriz e as fibras fornece a base para prever o comportamento da curva σ - ϵ do CRF e consequentemente seu modo de fratura, dúctil ou frágil. No caso de compósitos com

matrizes frágeis como o concreto, esses mecanismos de transferência de tensões devem ser considerados de maneira distinta para os estágios pré-fissuração e pós- fissuração.

Na matriz não fissurada, a transferência de tensão elástica é o mecanismo dominante. A tensão desenvolvida na interface é uma tensão de cisalhamento paralela ao eixo longitudinal do reforço que distribui o carregamento externo entre as fibras e matriz (BENTUR; MINDESS, 2007). Na Figura 18 é possível visualizar as tensões de cisalhamento (τ) por aderência elástica desenvolvidas de maneira não uniforme na interface entre a fibra e a matriz e a distribuição da tensão de tração na fibra (σ_f).

Figura 18 – Descrição esquemática de uma fibra embebida numa matriz



Fonte: Autor

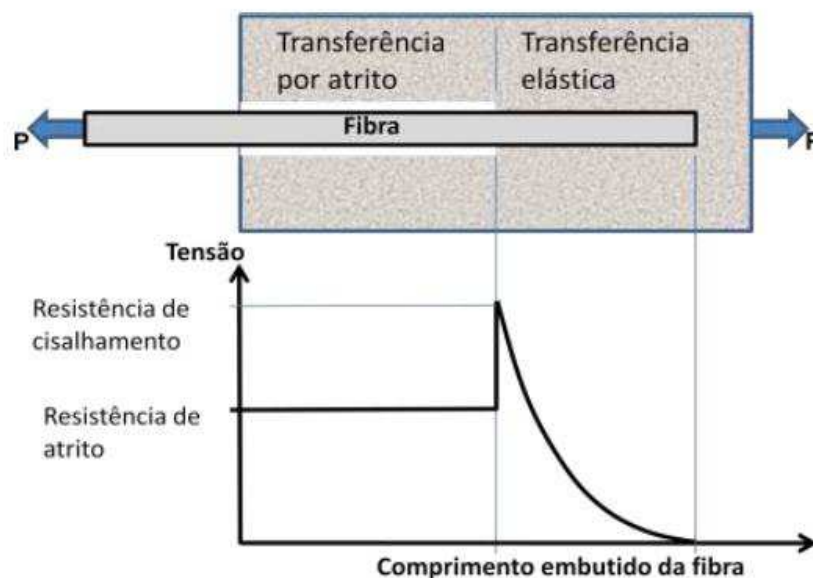
A σ_f aumenta a partir da extremidade da fibra alcançando um máximo no centro e a τ tem um valor máximo nas extremidades da fibra e cai para zero no centro, local da interface onde a tensão é transferida da matriz para a fibra.

Na fase pré-fissuração, a transição de transferência de tensão elástica para transferência por atrito ocorre por processo gradual durante o quais ambos os mecanismos de transferência de tensão atuam (BENTUR; MINDESS, 2007). O início desta transição ocorre quando as tensões interfaciais de cisalhamento devido a uma carga excedem a resistência ao cisalhamento da interface fibra-matriz, em seguida é iniciado o descolamento da interface e as tensões de atrito começam a agir na interface da zona descolada.

Na Figura 19 é visto o deslocamento da interface nos estágios mais avançados de carregamento quando a tensão de cisalhamento por aderência elástica excede a resistência ao cisalhamento entre a fibra e a matriz na interface. Nesta etapa, o mecanismo de

transferência de tensão por atrito governa a transferência de tensões na interface (BENTUR; MINDESS, 2007; ASLANI; NEJADI, 2012). Na Figura 19 também é visto que diferentemente da tensão elástica, a tensão de atrito desenvolvida é uniforme ao longo da fibra.

Figura 19 - Configuração esquemática da distribuição de tensões de cisalhamento elástico e de atrito ao longo de uma fibra



Fonte: Adaptado de Bentur e Mindess (2007) por Figueiredo (2011)

Esses modelos de transferência de tensões na matriz não fissurada foram desenvolvidos para fibras retas, lisas e geralmente com seção transversal circular (BENTUR, MINDESS, 2007). No entanto, as fibras utilizadas na prática possuem formas mais complexas com mecanismos de ancoragem mecânica que tornam a aplicação qualitativa e quantitativa dos modelos limitadas.

No estágio pós-fissuração, os mecanismos de transferência de tensão são os mesmos descritos para a matriz não fissurada sendo constituídos por uma parcela elástica e outra parcela de atrito. A principal diferença é que na matriz fissurada as fibras que cruzam as superfícies das fissuras são tracionadas para fora da matriz e a máxima τ ocorre no ponto onde a fibra entra na matriz (BARTOS, 1981, BENTUR; MINDESS, 2007).

Em materiais compósitos como o concreto com matrizes de baixa resistência à tração, a fissuração da matriz pode preceder o descolamento. Neste caso, o descolamento da fibra,

resultado de uma fissura em avanço e a fibra colocado no seu caminho assume uma natureza diferente (BENTUR; MINDESS, 2006). Neste caso, o tratamento analítico é baseado em conceitos da mecânica da fratura conforme será descrito a seguir.

3.4 MECANISMO DE ATUAÇÃO DAS FIBRAS PÓS- FISSURAÇÃO DA MATRIZ

No concreto, a zona de transição na interface é susceptível à fissuração mesmo antes da estrutura ser carregada tornando o material frágil e pouco resistente às tensões de tração.

As fissuras presentes na zona de transição do concreto funcionam como defeitos concentradores de tensões que amplificam ou concentram as tensões na sua extremidade. Desta forma, quando o concreto se encontra submetido à tração ou a flexão, as tensões se concentram na extremidade das fissuras, e caso a tensão supere o valor da tensão crítica, ocorre a propagação incontrolável dessas fissuras e consequente ruína de forma frágil (PASA, 2007; FIGUEIREDO, 2011).

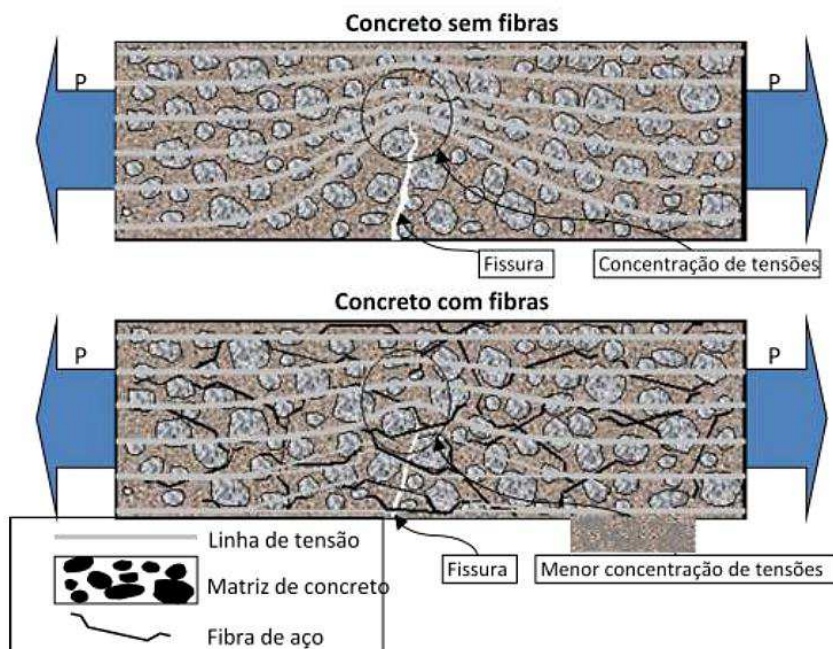
Na fratura frágil, as fissuras são consideradas instáveis, pois uma vez iniciadas se propagam mesmo sem aumento da tensão aplicada. A fim de explicar o mecanismo de propagação dessas fissuras, Griffith desenvolveu um critério para prever a fratura de materiais frágeis considerando um modelo de balanço de energia baseado na energia potencial de cargas externas, energia de deformação elástica acumulada e energia de superfície (PASA, 2007).

A teoria de Griffith considera que quando uma fissura se expande para uma fratura frágil, ela produz um aumento da área superficial associado às faces da fissura, o que causa um aumento de energia superficial. A origem do aumento de energia superficial está na energia elástica de deformação que é liberada quando a fissura se propaga.

Na matriz fissurada do CRF, as pontes de transferência de tensões criadas pelas fibras minimizam a concentração de tensões nas extremidades das fissuras (SUDANO, 2010; FIGUEIREDO 2011). Consequentemente, tem-se uma grande redução da velocidade de propagação das fissuras no compósito e o concreto passa a apresentar um comportamento pseudo-dúctil (FIGUEIREDO, 2011).

Na Figura 20 é visto a barreira criada pelas fissuras à propagação das tensões de tração no concreto simples e o efeito de ponte de transferência de tensões das fibras no caso do CRFA.

Figura 20 – Esquema de concentração de tensões para um concreto sem e com reforço de fibras



Fonte: Adaptado de Figueiredo (2000)

Conforme elucidado, observa-se o papel duplo de reforço das fibras em matrizes frágeis como o concreto. Primeiramente, elas suprimem a iniciação e propagação das fissuras aumentando a tensão de fissuração da matriz. Posteriormente, uma vez ocorra o avanço das fissuras, as pontes criadas pelas fibras através das faces das fissuras evitam a fratura frágil do concreto (BENTUR; MINDESS, 2007).

De acordo com Callister e Rethwisch (2012), a fratura dúctil é na maioria das vezes preferível à frágil por duas razões. Primeiro, a presença da deformação plástica nas fraturas dúcteis informa sobre o risco iminente permitindo a ação de medidas preventivas e segundo, mais energia de deformação é necessária para induzir a fratura dúctil, uma vez que os materiais dúcteis são em geral mais tenazes. Esse efeito é particularmente importante em CRF para fins estruturais, cujo tipo mais comum é o CRFA.

3.5 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

Os estudos teóricos sobre o comportamento do CRFA foram iniciados na década de 1960. Durante as décadas seguintes, quantidades significativas de pesquisas e aplicações do CRFA foram desenvolvidas (BENTUR; DIAMOND; MINDESS, 1984; ARAUZ, 2002; ARQUEZ, 2010; DINH; PARRA-MONTESINOS; WIGHT, 2010; SALVADOR; FIGUEIREDO, 2013; KANG et al., 2012; ABBAS, 2013; ARIF, 2014, dentre outros) permitindo uma maior popularidade deste compósito nas práticas da engenharia.

O CRFA é definido pelo ACI 314 (2014) como um concreto contendo uma quantidade prescrita de fibras de aço descontínuas, dispersas e aleatoriamente orientadas. Primeiramente, este compósito foi utilizado para controle da fissuração e como reforço secundário em lajes, pavimentos e revestimentos de túneis (BENTUR; MINDESS, 2007). Atualmente, o uso do CRFA vem sendo cada vez maior em aplicações estruturais devido ao seu alto desempenho.

O primeiro uso estrutural do CRFA foi em 1971 para a produção de painéis desmontáveis para uma garagem de estacionamento do aeroporto de Heathrow de Londres onde foram utilizadas fibras de fator de forma de 100 na dosagem de 3 % por volume de concreto.

De acordo com Kang et al. (2012), a aplicação de fibras de aço no concreto tem sido identificada como uma opção viável para substituição do reforço do aço convencional permitindo a redução da congestão de armaduras em alguns elementos estruturais. Mesmo que não seja possível a substituição, as fibras também podem atuar como reforço complementar das armaduras de aço convencionais do concreto armado.

Segundo o comitê ACI 544.4R (2009), situações onde as fibras de aço trabalham como reforço complementar são mais comuns para aplicações estruturais. Porém, o comitê relata estudos que demonstraram a eficiência da aplicação de fibras de aço em lajes elevadas de pequenos vãos sem barras de aço longitudinais e em vigas como substituição dos estribos. Nestes casos a confiabilidade dos elementos deve ser confirmada em testes de carga.

As aplicações do CRFA são em estruturas hidráulicas (barragens, vertedouros), revestimento de túneis, estabilização de taludes, elementos pré-moldados, pisos industriais

e pavimentos de aeroportos e portos (BITTENCOURT JUNIOR, 2009; SLATER, MONI, ALAM; 2012). Outra aplicação descrita por Slater, Moni e Alam (2012) é o reforço de ligações viga-pilar em regiões de sismos. Segundo Ferreira (2008), as fibras de aço podem melhorar o comportamento de vigas e lajes tanto em estado de serviço quanto no estado limite último.

Em aplicações onde a presença de armadura convencional não é essencial para a segurança e integridade da estrutura, como por exemplo, em pavimentos, recobrimentos, revestimentos de túneis, o acréscimo da resistência à flexão, ao impacto e à fadiga associado com a presença de fibras de aço pode ser usado para a redução da espessura da seção, ou para melhoria do desempenho ou ambos.

Há mais de 20 anos no Reino Unido, a gaiola de reforço tradicional de um túnel do metrô foi totalmente substituída pelas fibras de aço. Através da utilização da capacidade de suporte de carga adicional proporcionado pelo CRFA, a espessura do revestimento foi reduzida, minimizando o volume de concreto necessário (GREENHALGH, 2010). Segundo Greenhalgh (2010), mais de 100 km de túneis no Reino Unido foram executados com CRFA entre 1995 e 2010 e a expectativa é dobrar este valor até 2020.

O mercado de fibras de aço no Brasil tem como principal aplicação os pavimentos industriais, em segundo lugar o concreto projetado e, em terceiro, os pré-moldados (FIGUEIREDO, 2011). Segundo o mesmo autor, o uso do CRFA para fins estruturais encontra-se concentrado à Europa e Estados Unidos, devido à falta de normas e recomendações nacionais para este material.

No entanto, em 2007o Brasil deu um importante salto para que o uso do CRFA seja uma técnica amadurecida no país com a publicação da norma brasileira ABNT NBR 15530-Fibra de aço para concreto-especificação. Essa norma trouxe contribuições relacionadas à tipologia, classificação e controle de qualidade das fibras de aço.

Mais recentemente, o uso de fibras de aço em elementos estruturais de concreto foi abordado na prática recomendada Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras (2016) do Instituto Brasileiro de Concreto (IBRACON) e Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE).

3.5.1 *Dosagem do concreto com fibras de aço*

A adição de fibras ao concreto tem um impacto importante na definição do seu custo. Segundo Figueiredo, Nunes e Tanesi (2000), um consumo de fibras de aço de 50 kg/m^3 de concreto pode dobrar o preço do material. Desta forma, a dosagem do CRFA deve ser realizada de maneira precisa, a fim que o consumo das fibras seja o mínimo possível para atender as características de desempenho requeridas. Neste sentido o atendimento aos requisitos especificados é o alvo fundamental (FIGUEIREDO, 2011).

Assim como o concreto convencional, na dosagem do CRFA podem-se utilizar várias proporções de mistura considerando atender as características de trabalhabilidade, resistência, durabilidade dentre outras exigidas para o alcance do objetivo de aplicação.

Quando são utilizados teores de fibras (V_f) baixos ou moderados não é necessário realizar mudanças nos procedimentos de dosagens convencionais (BENTUR; MINDESS, 2007; ACI 544.3R, 2008). Segundo o ACI 544.3R (2008), a adição de V_f inferiores a 0,25 % (20 kg/m^3 de concreto) tipicamente não requer ajustes no teor de materiais cimentícios e fração de agregados miúdos e graúdos.

Entretanto, para V_f maiores os procedimentos de dosagem devem enfatizar a trabalhabilidade do CRFA, uma vez que a adição de fibras ao concreto tende a reduzir a trabalhabilidade do compósito (BENTUR; MINDESS, 2007; MEHTA; MONTEIRO, 2014). Dependendo da quantidade de fibras, pode ser necessário ajustar o teor de água, ou de preferência, adicionar ou aumentar a quantidade de aditivos plastificantes para manter a trabalhabilidade.

As alterações na trabalhabilidade do concreto, consequente da adição de fibras, ocorrem por dois fatores principais segundo Figueiredo (2011). Primeiramente, é preconizado para maximizar o desempenho do CRFA o uso de fibras com dimensões superiores a cerca de duas vezes a máxima dimensão do agregado. Assim, elas acabam proporcionando um bloqueio à sua mobilidade relativa, dificultando a fluidez da mistura.

O segundo fator para a redução da trabalhabilidade está associado à área superficial das fibras. Quanto maior a área superficial da fibra, maior quantidade de água de molhagem

necessária, produzindo aumento de coesão e perda de mobilidade do compósito no estado fresco. Portanto, para se fluidificar a mistura é necessário realizar artifícios como aumento da relação água/cimento e uso de superplastificante (ARQUEZ, 2010; CARVALHO, 2012).

A introdução de 1,5 % de fibras de aço por volume de concreto com abatimento de 200 mm provavelmente reduzirá o abatimento da mistura para em torno de 25 mm, mas o lançamento do concreto e seu adensamento por vibração poderão ainda ser considerados satisfatórios (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Sob vibração o efeito das fibras na trabalhabilidade do concreto tende a desaparecer (BENTUR; MINDESS, 2007). Por isso alguns autores (BENTUR; MINDESS, 2007; MEHTA; MONTEIRO, 2014) consideram as medidas de trabalhabilidade estáticas, como o teste de abatimento de tronco de cone, pouco aplicáveis ao CRFA.

Segundo esses autores, o ensaio de VeBe é mais adequado para a caracterização da trabalhabilidade do CRFA, uma vez que o mesmo avalia a resposta do concreto sob vibração. Neste ensaio, é moldado um cone padrão do ensaio de abatimento de tronco de cone, posteriormente o molde é removido e um disco transparente é colocado sob a superfície do cone recém-moldado. Em seguida, o disco é vibrado sob frequência controlada até que toda a superfície do disco esteja coberta por argamassa. O tempo em segundos para que este processo ocorra é chamado de tempo de VeBe.

No entanto, Ceccato, Nunes e Figueiredo (1997) já demonstraram que, para teores de fibra de aço inferiores a 100 kg/m^3 , o ensaio do abatimento do tronco de cone mostrou-se adequado para a medida da consistência.

De acordo com o comitê ACI 544.3R (2008), a avaliação da consistência do CRFA pode ser realizada pelo ensaio de abatimento de tronco de cone, onde o valor observado no ensaio deve estar no intervalo entre 25 mm e 175 mm. Ainda segundo o mesmo comitê, os fatores que influenciam o resultado do ensaio são o teor de cimento, teor de agregado miúdo, forma e granulometria do agregado graúdo e o tipo da fibra com suas respectivas características dimensionais e de rigidez. Sendo este último fator considerado por Figueiredo (2011), o principal fator a influir na trabalhabilidade do concreto. Portanto, para

cada tipo de fibra devem ser adotadas algumas considerações durante o procedimento de dosagem da mistura. Uso de ar incorporado, maior quantidade de pasta de cimento com ou sem pozolana, uso de cinza volante, escória de alto forno ou sílica como materiais cimentícios complementares, aditivos plastificantes e uso de fibras coladas em pente são algumas recomendações.

As fibras de aço coladas em pente (Figura 21) são fibras agrupadas por meio químico. Quando elas são misturadas ao concreto, os pentes têm as suas colas dissolvidas, permitindo uma homogeneização facilitada para o compósito (FIGUEIREDO, 2011; ACI 544.1R, 2009).

Figura 21 – Fibras de aço coladas em pente



Fonte: Autor

A dimensão máxima do agregado também deve ser considerada na dosagem do CRFA, para evitar a formação de ouriços, bolas formadas por fibras aglomeradas (Figura 22).

Figura 22 – Ouriço formado no concreto pela adição de fibras de aço



Fonte: Figueiredo (2000)

A introdução dessas bolas de fibras no concreto reduz o teor de fibra homogeneamente distribuído e cria um ponto muito poroso e consequentemente muito fraco no concreto alterando o desempenho do compósito (FIGUEIREDO, 2011).

Uma vez que a tendência a formação de ouriços aumenta com o a elevação da dimensão do agregado, o ACI 544.3R (2008) recomenda o uso de agregados com dimensão máxima inferior à 19 mm. Outros fatores que facilitam a formação dos ouriços no concreto reforçado com fibras de aço são o fator de forma das fibras e a taxa de adição das fibras na betoneira (ACI 544.3R, 2008).

Segundo Bentur e Mindess (2007), os ouriços ocorrem mais comumente quando as fibras são adicionadas antes dos outros componentes, ou muito rapidamente à mistura. Para esses autores o uso de equipamento desgastado e misturas por tempo prolongado também são causas de formação de ouriços.

Bentur e Mindess e o ACI 544.3R (2008) recomendam para uma boa trabalhabilidade do CRFA as proporções de materiais da Tabela 6. Essas proporções são recomendações típicas sendo que a proporção ideal deve ser avaliada para cada tipo de fibra.

Tabela 6 – Faixa de proporções de misturas recomendadas para o concreto reforçado com fibras de aço

Parâmetros de mistura		Diâmetro máximo do agregado (mm)		
		9,5	19	38
Cimento (kg/m ³)		355-600	300-535	280-415
a/c		0,35-0,45	0,35-0,50	0,35-0,55
Agregado miúdo/agregado graúdo (%)		45-60	45-55	40-55
ar incorporado (%)		4-8	4-6	4-5
Quantidade de fibras (%) / volume de concreto ¹	fibras lisas	0,8-2,0	0,6-1,6	0,4-1,4
	fibras deformadas	0,4-1,0	0,3-0,8	0,2-0,7

¹ 1 % de fibra de aço por volume de concreto tem um peso de 78,5 kg/m³

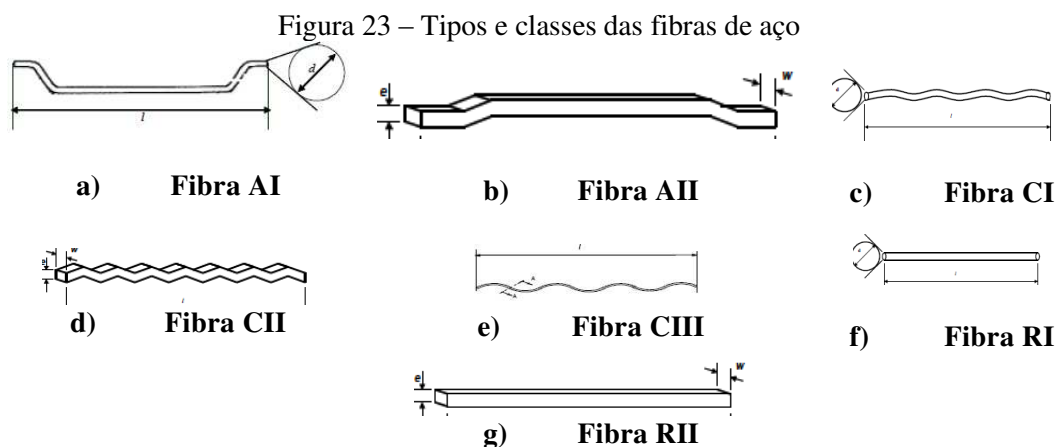
Fonte: Adaptado de Bentur e Mindess (2007) e ACI 544.3R (2008)

Vale ressaltar que o controle da trabalhabilidade do CRFA é de fundamental importância para a definição do seu comportamento mecânico. Concretos mal adensados causam perda de homogeneidade na distribuição da fibra, o que faz com que as fibras não atuem de maneira otimizada como ponte de transferência de tensões ao longo da fissura (Figueiredo, 2011). Esse efeito negativo é particularmente importante em CRFA para fins estruturais.

3.5.2 Fibra de aço

O desempenho do CRFA é influenciado pelo tipo de fibra de aço. Segundo Naaman (2003), para desenvolver uma melhor aderência entre as fibras e a matriz e consequentemente alterar o desempenho do compósito, as fibras podem ser modificadas ao longo do seu comprimento. Essa alteração pode ser uma alteração da rugosidade da superfície da fibra ou a indução de deformações mecânicas.

Basicamente, segundo a ABNT NBR 15530: 2007, norma brasileira que dita às especificações e recomendações sobre o controle de qualidade das fibras de aço, existem três tipos e três classes de fibras. Os tipos, A, C e R, são determinados em função da conformação da fibra e as três classes, I, II e III são divididas de acordo com o processo de produção. Cada fibra de aço tem uma denominação baseada no seu tipo e classe. Sendo a letra o tipo da fibra e o numeral romano a classe ao qual ela pertence (Figura 23a-g).



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15530: 2007

As fibras do tipo A, C e R são, respectivamente, fibras com ancoragem na extremidade, fibra corrugada e fibra reta. As classes I, II e III compõem respectivamente, fibras oriundas de arame trefilado frio, chapa laminada cortada a frio e, arame trefilado e escarificado.

As características pertencentes a cada tipo e classe de fibra podem ser visualizadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Características de cada tipo de fibra de aço			
Tipo	Classe	Fator de forma λ mínimo	Limite de resistência à tração do aço f_u (MPa)
A	I	40	1.000
	II	30	500
B	I	40	800
	II	30	500
	III	30	800
R	I	40	1.000
	II	30	500

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 15530: 2007

O fator de forma, λ , descrito na Tabela 7 é a relação geométrica obtida a partir da divisão do comprimento da fibra (l_f), não alongado, pelo diâmetro do círculo com área equivalente à sua seção transversal denominado d_f . Ainda na Tabela 7, o valor da resistência à tração da fibra é determinado a partir do ensaio do aço que lhe deu origem.

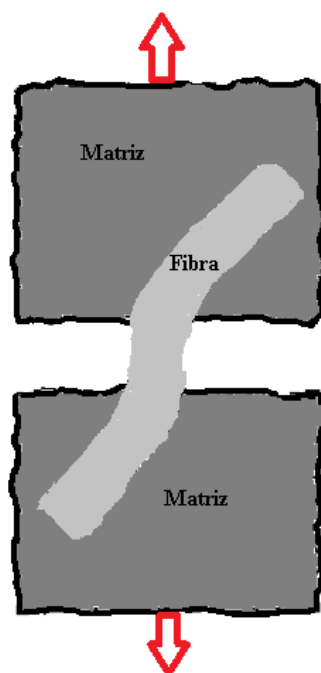
Para as fibras atuarem com sucesso no mecanismo de ponte de transferência de tensões através das bordas das fissuras elas devem estar presentes em V_f superior ao $V_{f,crit}$, teor de fibras necessário para manter a mesma capacidade resistente a partir da ruptura da matriz, e ter comprimento adequado. Essas características são influenciadas pela orientação das fibras. Figueiredo (2011) relata que devem ser utilizados coeficientes de correção ou fatores de eficiência para o $V_{f,crit}$ que são função da inclinação da fibra em relação à direção ortogonal à fissura e ao comprimento da fibra. Estes fatores permitem uma maior aproximação do $V_{f,crit}$ teórico daquele obtido experimentalmente.

3.5.2.1 Orientação das fibras

O ângulo de orientação das fibras em relação à direção da carga é um aspecto fundamental que determina se o CRFA pode ser uma alternativa possível e viável para reforço principalmente nos estados pós-fissuração da matriz (LARAJEIRA et al., 2011).

O efeito da orientação da fibra sobre o mecanismo de reforço do CRFA pode ser observado na contribuição individual de uma fibra que cruza a fissura. Essa fibra pode sofrer uma flexão local ao redor da fissura em virtude de suas considerações geométricas e do ângulo de aplicação da carga (BENTUR; MINDESS, 2007). Na Figura 24 é visto a flexão local da fibra ao redor da fissura. Essa deformação da fibra induz tensões de flexão na fibra ao mesmo tempo em que causa tensões de compressão na matriz (BENTUR; MINDESS, 2007).

Figura 24 – Flexão local da fibra ao redor da fissura



Fonte: Adaptado de Bentur e Mindess (2007)

Quando se analisa as propriedades do CRFA é assumido implicitamente que as fibras tem uma distribuição uniforme e uma orientação aleatória na matriz. Porém, na realidade dependendo do método de adensamento, direção de moldagem e tamanho das amostras, as fibras podem se alinhar seguindo uma direção preferencial (BARNETT et al., 2010).

A capacidade da fibra de transferir tensão através da fissura está diretamente relacionada com a sua inclinação em relação ao esforço aplicado. A máxima eficiência ocorre quando a fibra se encontra perfeitamente alinhada em relação a direção da força e a mínima eficiência quando a mesma esta perpendicular à força (CARVALHO, 2012).

Quando o adensamento do CRFA é realizado com mesa vibratória, as fibras tendem a se alinhar em planos horizontais. A vibração interna exerce uma menor influência sobre o alinhamento das fibras, porém quando realizada em excesso também causa alinhamento preferencial horizontal das fibras (BENTUR, MINDESS, 2007).

O tamanho da amostra afeta indiretamente a orientação das fibras. As fibras localizadas próximas ao fundo e lados das fôrmas apresentam alinhamento preferencial paralelo às paredes das fôrmas. Uma consequência desse “efeito de parede” é que diferentes tipos de estrutura tendem a ter distribuição de orientações de fibras distintos. A orientação das fibras em uma laje pode ser muito diferente em relação a uma viga, onde a influência do efeito de parede é mais pronunciada (SUURONEN et al., 2013). No entanto, essa tendência de alinhamento pode ser evitada quando utilizadas fibras com comprimento duas a três vezes menores que a menor dimensão do corpo de prova (OLIVEIRA JUNIOR, 2012).

A direção da moldagem do concreto fresco também influencia a orientação das fibras. Barnett et al. (2010) buscaram avaliar o efeito da orientação das fibras de aço na resistência à flexão do CRFA. Para isso os autores moldaram painéis circulares variando a direção de moldagem do concreto fresco, espessura da amostra e V_f . A moldagem variou em três níveis: vertida em um único ponto no centro do painel, em vários pontos em torno do perímetro e aleatoriamente. Os autores verificaram que os painéis moldados a partir do centro apresentaram maior resistência à flexão. Medidas de resistividade elétrica e análises de imagem de tomografia computadorizada realizadas verificaram que na moldagem a partir do centro as fibras tenderam a se alinhar perpendicular à direção do fluxo do concreto fresco e ao raio do painel, orientação mais favorável para as fibras trabalharem como ponte de transferência de tensão durante o ensaio mecânico.

Abrishambaf, Cunha e Barros (2015) avaliaram o efeito da distribuição e orientação das fibras de aço no comportamento à tração do CRFA. Os autores fizeram entalhes perpendicularmente e paralelamente a direção do fluxo do concreto fresco em 46 corpos de prova extraídos de várias localizações de dois painéis moldados com CRFA. As amostras foram submetidas à tração direta e tração indireta pelo ensaio de tração por compressão diametral. Para análise da distribuição das fibras foi realizado procedimento de imagem com fotos de alta resolução. Os autores observaram que o número de fibras eficientes foi

maior em planos de fissuras paralelos ao fluxo de concreto quando comparado com o plano da fissura ortogonal ao fluxo de concreto fresco durante a moldagem. A orientação das fibras influenciou o comportamento a tração de modo significativo. As amostras com entalhe paralelo ao fluxo de moldagem do concreto apresentaram resistência residual pós-fissuração maior quando comparada com as amostras com entalhe perpendicular.

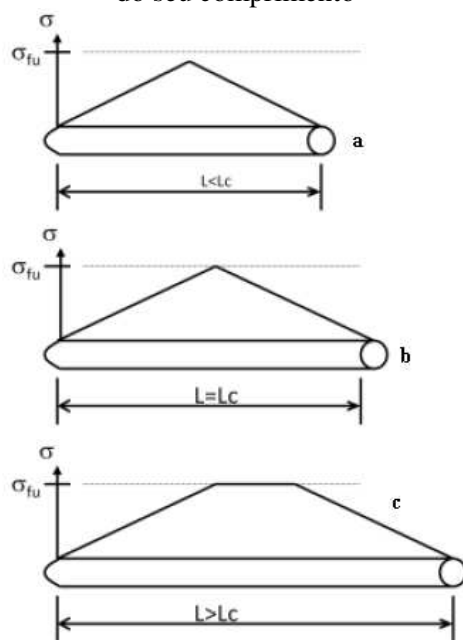
Observa-se que a direção de alinhamento das fibras de aço tem uma influência importante no comportamento do compósito sendo, portanto, um importante fator a ser considerado para considerar o CRFA como alternativa estrutural.

3.5.2.2 *Comprimento crítico*

A magnitude da ligação interfacial entre as fases fibra e matriz é importante para a transferência de força da matriz para as fibras. Sob a aplicação de carga, essa ligação fibra-matriz cessa na extremidade da fibra (CALLISTER; RETHWISCH, 2012). Uma vez que não existe transmissão de força pela matriz em cada uma das extremidades das fibras, certo comprimento crítico da fibra (L_c) é necessário para melhora do desempenho pós-fissuração do CRFA. Segundo Carvalho (2012), L_c pode ser definido como o comprimento mínimo da fibra que fornece uma resistência igual a carga de ruptura.

Na Figura 25 é visto o aumento linear da tensão entre a matriz e a fibra dos extremos para o centro da fibra e a representação da tensão ao longo da fibra na matriz em função da relação $L_c/\text{comprimento da fibra } L$. Quando a fibra tem um L menor que L_c (Figura 25a), a matriz deforma-se ao redor da fibra e a transferência de tensão da matriz para a fibra é pequena e insuficiente para produzir uma tensão que supere a resistência da fibra. Nesta situação, com o aumento da deformação e conseqüentemente da abertura da fissura, a fibra que está atuando como ponte de transferência de tensões será arrancada do lado que possuir menor comprimento embutido. Este é o caso normalmente encontrado para as fibras de aço no concreto de baixa e moderada resistência mecânica (FIGUEIREDO, 2011).

Figura 25 – Tensão ao longo da fibra em função do seu comprimento



Fonte: Adaptado de Bentur e Mindess (2007)

A partir do comprimento crítico (Figura 25b e Figura 25c), a resistência à tração da fibra é alcançada aumentando a eficiência do reforço. Deste modo, as fibras são rompidas e não arrancadas. Na situação b, o L da fibra é igual ao L_c e a tensão máxima é atingida no ponto médio da fibra. Na situação c, o L da fibra ultrapassou o L_c causando melhor aderência e reforço mais efetivo. Este é caso do CRFA de elevada resistência mecânica.

Nem sempre é adequado o aumento do L da fibra para atingir maior capacidade resistente pós-fissuração. Elevados comprimentos de fibras podem produzir dois grandes inconvenientes. O primeiro é a redução da trabalhabilidade em virtude do aumento da área superficial da fibra e da redução da mobilidade do agregado graúdo. O segundo é que a energia consumida na fratura da fibra é pequena quando comparada com a energia para seu arrancamento (CARVALHO, 2012). Assim, a fibra acabará por se romper no momento em que a fissura surge, o que reduz a resistência residual e torna o material mais frágil. Essa é a razão das fibras normalmente disponibilizadas no mercado para o reforço do concreto de resistência convencional possuírem comprimentos menores que o crítico. Desta maneira, o mecanismo de reforço é governado pelo processo de arrancamento da fibra garantindo assim a tenacidade do compósito (FIGUEIREDO, 2011).

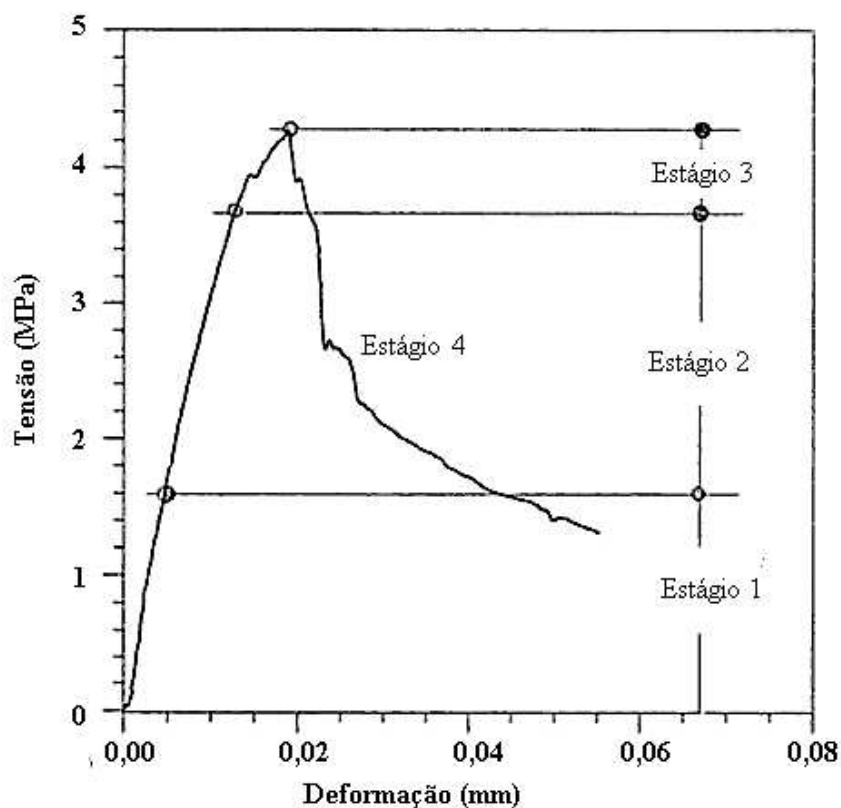
3.5.3 Tenacidade no concreto reforçado com fibras de aço

O concreto é um material frágil, ou seja, rompe-se com pequenas deformações. A adição de fibras de aço ao concreto altera seu comportamento mecânico melhorando a sua capacidade de absorção de energia, ou seja, sua tenacidade.

A definição mais aceita atualmente para a tenacidade do CRF é a energia absorvida pelo compósito quando carregado, abrangendo a energia absorvida antes e após a fissuração da matriz, quando as fibras passam a atuar de maneira mais efetiva (FIGUEIREDO, 2011).

A ruptura das estruturas do concreto é usualmente causada pela propagação de fissuras de tração. Baseada nesta propagação de fissuras, a curva σ - ϵ (tensão-deformação) do concreto simples pode ser dividida em quatro estágios conforme Figura 26.

Figura 26 – Estágios de fissuração do concreto



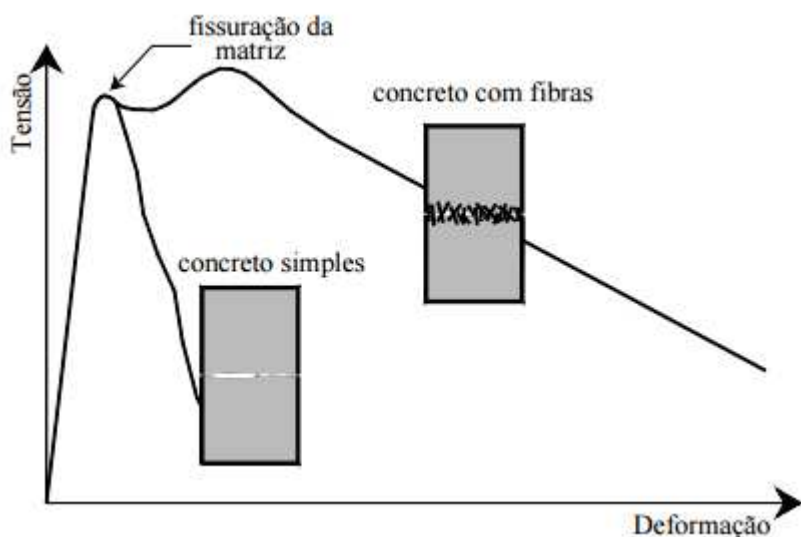
Fonte: Adaptado de Naaman e Reinhardt (1995)

De acordo com Naaman e Reinhardt (1995), até 30 % da tensão de pico o concreto é considerado teoricamente não fissurado correspondendo ao Estágio 1 de fissuração. No Estágio 2, cerca de 80 % da carga de ruptura, a resistência da matriz é alcançada e são

desenvolvidas microfissuras internas que se propagam. Neste segundo estágio, as microfissuras são isoladas e distribuídas aleatoriamente no elemento de concreto. No Estágio 3, as fissuras internas começam a se localizar em uma grande fissura que se propaga com o aumento da carga. O comprimento desta grande fissura na carga de pico é referido como comprimento crítico de fissura. O quarto estágio ocorre após a tensão de pico, onde uma grande fissura se propaga de maneira frágil, ou seja, mesmo que não exista aumento da tensão.

A adição de fibras de aço ao concreto não influencia o comportamento do compósito no Estágio 1 uma vez que teoricamente a matriz não se encontra fissurada. Neste estágio inicial, tanto o concreto simples como o CRFA tendem a responder quase que linearmente até o primeiro ponto de fratura (Figura 27).

Figura 27 – Comportamento de matrizes cimentícias sem a adição de fibras e com adição de fibras de aço



Fonte: Ferrari (2007)

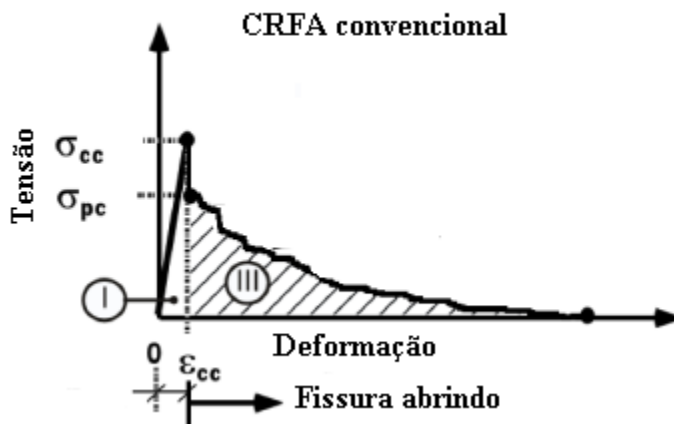
Conforme é visto na Figura 27, após a fissuração da matriz, a capacidade de carga do concreto não reforçado diminui rapidamente e o CRFA apresenta uma tenacidade considerável. A presença das fibras retarda a abertura das fissuras até que haja o arrancamento ou a ruptura da fibra que a intercepta.

Segundo Naanam (2003), a típica resposta tensão-alongamento do CRFA indica duas propriedades de interesse, a tensão de fissuração (σ_{cc}) e a tensão máxima pós-fissuração

(σ_{pc}). A resistência à fissuração do compósito é primariamente influenciada pela resistência da matriz enquanto a resistência pós-fissuração depende dos parâmetros de reforço proporcionados pelas fibras.

Na grande maioria dos CRFA, a σ_{pc} é menor que a σ_{cc} e a ruptura se desenvolve por meio da abertura de uma única macrofissura com consequente redução da tenacidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Esta classe de compósito representada na Figura 28 apresenta comportamento *strain-softening* à tração ou *deflection softening* na flexão (NAAMAN, 2003, BENTUR; MINDESS, 2007).

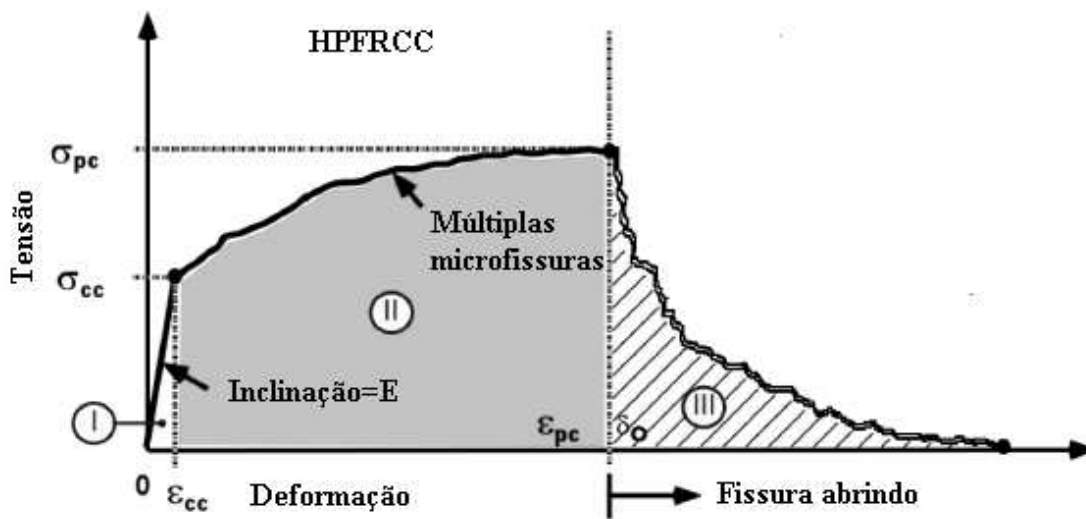
Figura 28 – Resposta típica tensão-deformação do concreto reforçado com fibras de aço com comportamento de *strain-softening*



Fonte: Adaptado de Naaman (2003)

Quando a resistência pós-fissuração é maior que a resistência à primeira fissura, ocorre um endurecimento à tração causado pela formação de múltiplas fissuras e aumento da tenacidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014). CRFA com este tipo de comportamento *strain-hardening* à tração, ou *deflectin-hardening* à flexão (Figura 29) também são chamados de HPFRCC, *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites* (NAAMAN, 2003).

Figura 29 – Resposta típica tensão-deformação do concreto reforçado com fibras de aço com comportamento *strain-hardening*



Fonte: Adaptado de Naaman (2003)

Os números romanos I, II e III presentes nas Figura 28 e Figura 29 indicam estágios de fissuração no CRFA. No estágio I a matriz não se encontra fissurada. Quando σ_{pc} é maior que a σ_{cc} , é identificado um segundo estágio de comportamento (II) onde microfissuras são desenvolvidas. Nas situações onde σ_{cc} é maior que a σ_{pc} , o segundo estágio de fissuração desaparece e a resposta tensão-deformação do compósito fica reduzida ao estágio I e III.

Esse processo de formação de múltiplas fissuras continua até que o carregamento alcance a resistência ao arrancamento das fibras que costuram a fissura crítica. Neste ponto se inicia o Estágio III. Em alguns casos, o arrancamento da fibra pode ser precedido pela sua ruptura, sendo este mecanismo de colapso menos desejável devido à sua natureza frágil (MEHTA, MONTEIRO, 2014). Independente do mecanismo, o trabalho necessário para realizá-lo causa um aumento da tenacidade do compósito.

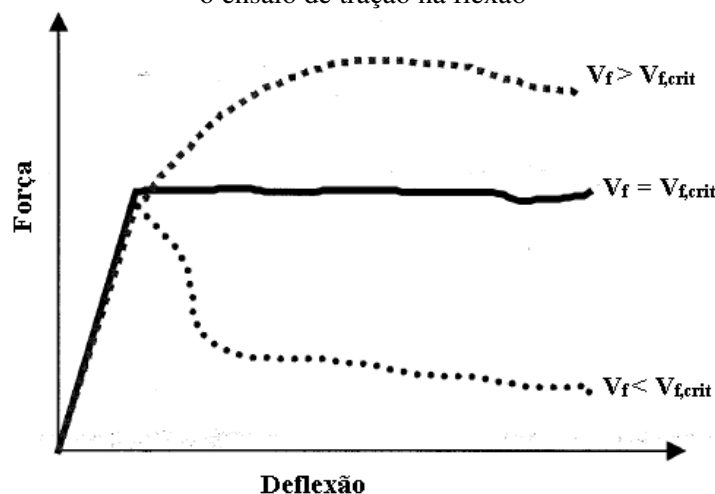
Recentemente, a prática recomendada Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras do comitê IBRACON/ABECE (2016) caracterizou o comportamento *strain-softening* como um abrandamento do CRFA e o comportamento *strain-hardening* como um enrijecimento do CRFA

A curva representada na Figura 28 (CRFA convencional) é típica de CRFA dosados com baixos V_f . O princípio básico para a obtenção de um comportamento do CRFA *strain-*

hardening à tração, ou *deflectin-hardening* à flexão é a concepção de um compósito onde o teor de fibras excede o $V_{f,crit}$ (NAAAMAN, 2003; BENTUR; MINDESS, 2007).

Concretos dosados com V_f inferiores ao $V_{f,crit}$ apresentam uma redução da resistência após a fissuração da matriz apresentando o comportamento *deflectin-softening*. Ao contrário, concretos dosados com V_f superiores ao $V_{f,crit}$ continuam aceitando níveis de carregamentos crescentes após a fissuração da matriz apresentando o comportamento *deflectin-hardening* (Figura 30).

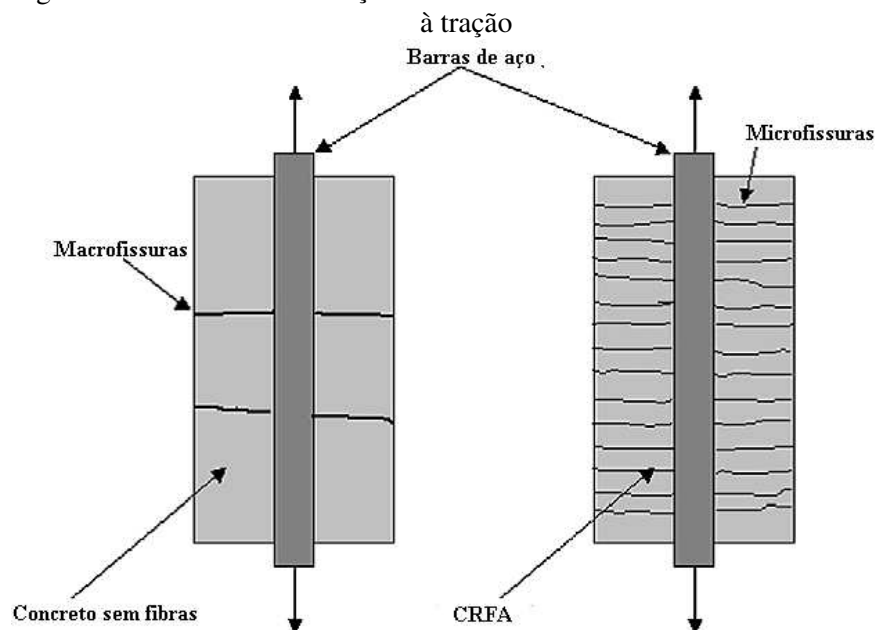
Figura 30 – CRFA com teores abaixo, acima e igual ao $V_{f,crit}$ durante o ensaio de tração na flexão



Fonte: Figueiredo (2000)

Na Figura 31 é visto a faixa de microfissuração do CRFA com comportamento *strain-hardening*. Observa-se que microfissuras são substituídas por um denso sistema de microfissuras favoráveis tanto para a segurança como para a durabilidade (BRANDT, 2008).

Figura 31 – Padrão de fissuração no concreto armado e no CRFA submetidos



Fonte: Adaptado de Brandt (2008)

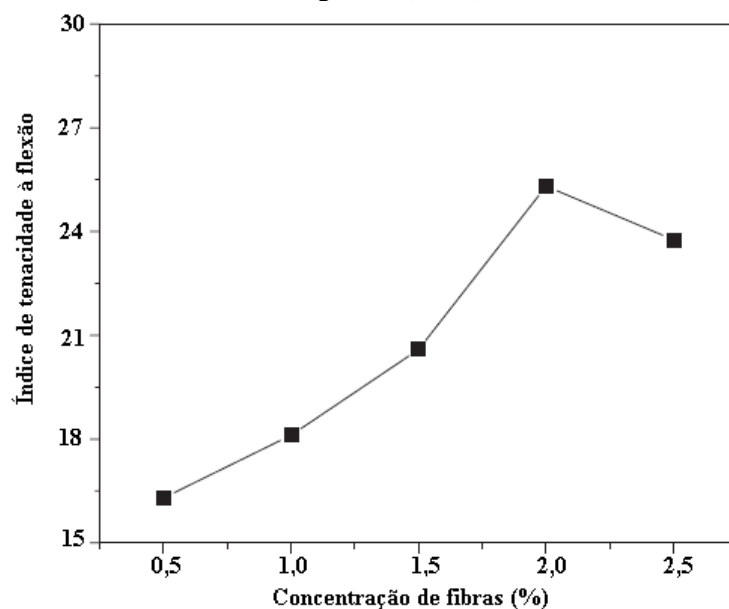
A rede de microfissuração caracteriza a maior capacidade de deformação e maior tenacidade do CRFA com consequente ruptura menos frágil. Além disso, a formação de múltiplas microfissuras é melhor do ponto de vista da durabilidade, já que a abertura de fissura afeta fortemente a permeabilidade do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A magnitude da melhoria da tenacidade é influenciada pela concentração, tipo, geometria e orientação das fibras, pela aderência fibra-matriz e pelas características da matriz (FIGUEIREDO, 2011; MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Song e Hwang (2004) observaram aumento da tenacidade à flexão com a elevação do V_f em 15 amostras prismáticas. Neste estudo foram utilizadas fibras de aço com fator de aspecto de 64 em dosagens entre 40 kg/m^3 e 157 kg/m^3 de concreto. Observação similar foi obtida por Koksall et al. (2008) em estudo da análise do efeito combinado da adição de fibras de aço e sílica nas propriedades do concreto de alta resistência. Köksall et al. (2008) ensaiou 40 amostras prismáticas de concretos reforçados com dois níveis de fibras de aço, 40 kg/m^3 e $78,5 \text{ kg/m}^3$ de concreto.

Na Figura 32 é observado o aumento da tenacidade à flexão com a elevação da concentração de fibras do estudo de Zhang et al. (2014), cujo objetivo foi avaliar a tenacidade de concretos de alto desempenho reforçados com fibras de aço.

Figura 32 – Resultados de tenacidade à flexão da pesquisa de Zhang et al. (2014)

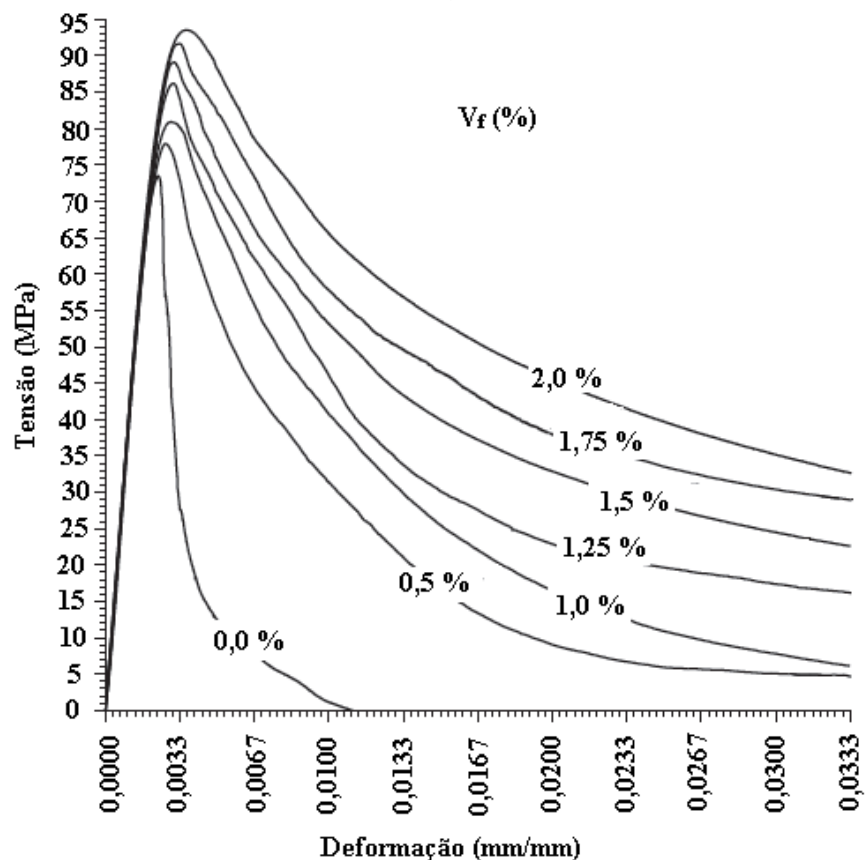


Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2014)

Na Figura 32 a tenacidade é caracterizada como índice de tenacidade à flexão conforme orientação do método ASTM C1018 atualmente substituído pelo ensaio ASTM C1609. Conforme é visto, valores de V_f entre 2 % e 2,5 % por volume de concreto (157 kg/m^3 e 196 kg/m^3) apresentaram queda da tenacidade à flexão. Segundo Zhang et al. (2014), estas regras de variação de tenacidade à flexão indicam que a contribuição das fibras de aço para a tenacidade à flexão do concreto ocorre somente quando o V_f não ultrapassa 2 %.

Mesmo para baixas frações volumétricas de fibras, se observam aumentos bastante significativos na tenacidade do concreto, tanto à flexão quanto à compressão (OLIVEIRA JUNIOR, 2012). Na pesquisa de Marar, Eren e Yitmen (2011) foram ensaiados corpos de prova cilíndricos de concreto com diferentes quantidades de adição de fibras de aço, entre 0 % e 2 % por volume de concreto. Na Figura 33 é possível observar uma elevação do ramo descendente da curva em todas as curvas com adição de fibra de aço quando comparadas a curva com 0 % de fibra, indicando o aumento da tenacidade.

Figura 33 – Curva σ - ϵ com a variação de V_f em concretos dosados com a/c de 0,55



Fonte: Adaptado de Marar, Eren e Yitmen (2011)

Um determinado tipo de fibra pode ser apenas eficaz em uma gama limitada de abertura de fissuras. Para explorar o benefício de cada fibra para melhora da tenacidade foram desenvolvidos compósitos produzidos com a associação de fibras com diferentes características. Este tipo de reforço é denominado híbrido.

De acordo com Banthia e Sappakittipakorn (2007), o compósito híbrido pode ser baseado em duas características: constituição da fibra e dimensões da fibra. No primeiro, o CRF é produzido com um tipo de fibra mais rígido responsável pelo aumento da tensão de fissuração e resistência última, enquanto a outra fibra é relativamente flexível melhorando a tenacidade e a capacidade de deformação pós-fissuração.

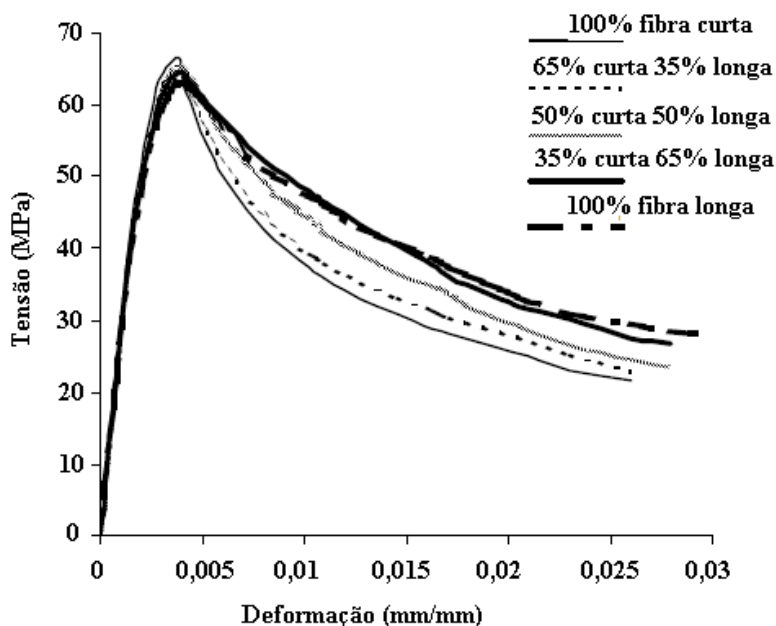
O segundo tipo de compósito híbrido é baseado nas dimensões das fibras. Neste compósito são misturadas microfibras com macrofibras para melhorar o desempenho do material. Microfibras tem a função de cruzar as microfissuras e, por conseguinte controlar o seu

crescimento com consequente elevação da resistência à tração do compósito. Naaman e Reinhardt (1995) e Brandt (2008) relatam que a adição de fibras com menores valores de l_f/d_f (curtas) permite o controle da abertura e propagação das microfissuras no Estágio 2 aumentando a tensão de pico do compósito e formando uma faixa de microfissuras na matriz de concreto. As macrofibras destinam-se a retardar a propagação das macrofissuras e, por conseguinte, resultar numa melhora substancial da tenacidade à fratura do compósito.

A fim de analisar o efeito da mistura de fibras de aço com diferentes fatores de aspecto, Bhargava, Sharma e Kaushik (2006) misturaram fibras longas (comprimento de 50 mm e fator de aspecto de 40) e curtas (comprimento de 25 mm e fator de aspecto de 20) em diferentes proporções e com mesmo volume total.

Na Figura 34 é visto o aspecto da curva σ - ϵ para as diferentes misturas, sendo possível observar um aumento relativo da tensão de pico acompanhado de uma redução da tenacidade pós-pico quando o volume total de fibras curtas na mistura foi aumentando. Ao contrário, o aumento de fibras longas foi acompanhado por uma elevação relativa da tenacidade pós-pico e uma redução da tensão de pico.

Figura 34 – Curva σ - ϵ para compósitos híbridos com diferentes proporções de fibras de aço longas e curtas



Fonte: Adaptado de Bhargava, Sharma e Kaushik (2006)

A tenacidade pode ser estimada pela área sob a curva σ - ε ou força-deslocamento (ACI 544.4R, 2009; MEHTA; MONTEIRO, 2014) produzida pelo ensaio de tração uniaxial direta ou ensaios de flexão. Essa área representa o trabalho dissipado no material. O comportamento força-deslocamento na flexão assemelha-se ao observado na tração e possui a desvantagem básica de depender das dimensões dos corpos-de-prova utilizados, bem como do sistema de aplicação dos esforços (Figueiredo, 2011).

Devido às dificuldades de realização dos ensaios de tração uniaxial, ensaios à flexão de elementos prismáticos de concreto são mais utilizados para a determinação da tenacidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Acréscimos na tenacidade também podem ser obtidos através do proporcionamento adequado de agregados, da relação água/cimento e de outras adições uma vez que as características das fibras não são as únicas responsáveis pelo melhor desempenho dos compósitos. Desta forma é necessário considerar as características da matriz na metodologia de dosagem tanto no que se refere à sua trabalhabilidade como quanto à sua resistência mecânica (FIGUEIREDO, 2011).

3.5.4 Comportamento mecânico do CRFA endurecido

A adição de fibras de aço ao concreto influencia certas características mecânicas do material em maior ou menor grau dependendo de vários fatores. Esses fatores estão ligados as fibras (tipo, geometria, fator de aspecto, volume, orientação e distribuição), à matriz (resistência e diâmetro máximo do agregado) e as características do corpo de prova como tamanho, geometria, método de preparação e taxa de carregamento (BENTUR; MINDESS, 2007).

Segundo Salvador e Figueiredo (2013), o tipo da fibra (geometria e propriedades da interface com a matriz) e sua fração volumétrica são os parâmetros fundamentais que influenciam as propriedades do CRFA sob qualquer tipo de carregamento. Porém, esta influência é particularmente mais efetiva sob ações de tração direta, flexão, cisalhamento e impacto e menos efetiva sob ações de compressão (BENTUR; MINDESS, 2007; CARVALHO, 2012).

3.5.4.1 Resistência à compressão

Embora o objetivo da adição das fibras não seja o aumento da resistência à compressão e sim o aumento da tenacidade, estudos atuais não entram em consenso sobre o assunto.

Arauz (2002) afirma que, devido à má compactação do concreto, a resistência à compressão pode diminuir. Oliveira Junior (2012) credits a diminuição da resistência à compressão do CRFA em algumas situações ao aumento do teor de ar incorporado que provocaria uma redução da resistência superior ao aumento da resistência produzido pelas fibras. Por outro lado, as fibras dificultam a abertura de fissuras que se iniciam devido aos esforços de tração e cisalhamento presentes nos ensaios de compressão reduzindo a fragilidade do material.

Segundo Bentur e Mindess (2007) e Mehta e Monteiro (2014), o acréscimo de fibras de aço no concreto em teores inferiores a 2 % por volume exerce influência desprezível na resistência à compressão. Carvalho (2012) afirma que somente com altas taxas de fibras é observado um melhor desempenho do concreto referente à sua resistência à compressão. Além disso, o ganho de resistência não cresce à mesma medida que o V_f é aumentado porque a resistência à compressão de CRFA é mais dependente das propriedades das fibras e da matriz do que do V_f (SLATER; MONI; ALAM, 2012).

Para um V_f de 1,5 % foram observados aumentos entre 0 % e 15 % na f_c do CRFA quando comparado com o concreto sem fibras (ACI 544.1R, 2009). Arif (2014) obteve ganhos de f_c de 14 % e 18 % para dosagens de fibras de 0,38 % e 0,77 % por volume de concreto, respectivamente.

Perumal (2015) obteve um ganho máximo de 12,4 % na f_c no concreto de alta resistência reforçado com fibra de aço para um V_f de 1,5 %.

Mohammadi, Singh e Kaushik (2008), obtiveram resultados de resistência à compressão relativos variando entre 3 % à 26 % com uma variação do V_f de 1 % á 2 %. O ganho máximo de resistência relativa de 26 % ocorreu com a adição de 2 % de fibras curtas por volume. Bhargava, Sharma e Kaushik (2006), apresentaram resultados semelhantes com um aumento relativo máximo de f_c de 17,41 % para as amostras com 2 % de volume de fibras curtas.

Na Tabela 8 estão compilados os resultados dos estudos supracitados que verificaram ganhos na f_c com a adição de fibras de aço ao concreto.

Tabela 8 – Estudos que verificaram ganhos f_c com a adição de fibras de aço ao concreto

Estudos	V_f (%)	Ganho de f_c em relação ao concreto sem fibras de aço (%)
Bhargava, Sharma e Kauskik (2006)	2,0	17,4
Mohammadi, Sigh e Kaushik (2008)	1,0	3,0
	2,0	26,0
Arif (2014)	0,38	14,0
	0,77	18,0
Perumal (2015)	1,5	12,4

Fonte: Autor

Sahoo e Sharma (2015) não observaram diferenças significativas na f_c com a adição de fibras de aço. Conforme pode ser visto na Tabela 9, em alguns casos a resistência à compressão foi ligeiramente menor com adição de certo V_f .

Tabela 9 – Resultados experimentais de f_c de Sahoo e Sharma (2015)

Viga	f_c (MPa)	V_f (%)
M20-F-0.00	21,3	0,0
M20-F-0.50	19,1	0,5
M20-F-1.00	21,9	1,0
M20-F-1.50	21,8	1,5
M25-F-0.00	29,0	0,0
M25-F-0.50	28,7	0,5
M25-F-1.00	27,9	1,0
M25-F-1.50	27,3	1,5
M20-S-0.00	28,4	0,0
M20-S-0.75	32,9	0,75
M20-S-1.00	23,8	1,0
M20-S-1.25	24,1	1,25

Fonte: Adaptado de Sahoo e Sharma (2015)

3.5.4.2 Resistência à tração

O concreto apresenta resistência à tração bem inferior à resistência à compressão. Quando submetido a tensões de tração, o concreto convencional rompe, repentinamente, no

momento em que a deformação correspondente à sua resistência for superada devido à dificuldade que o mesmo apresenta de interromper a propagação das fissuras.

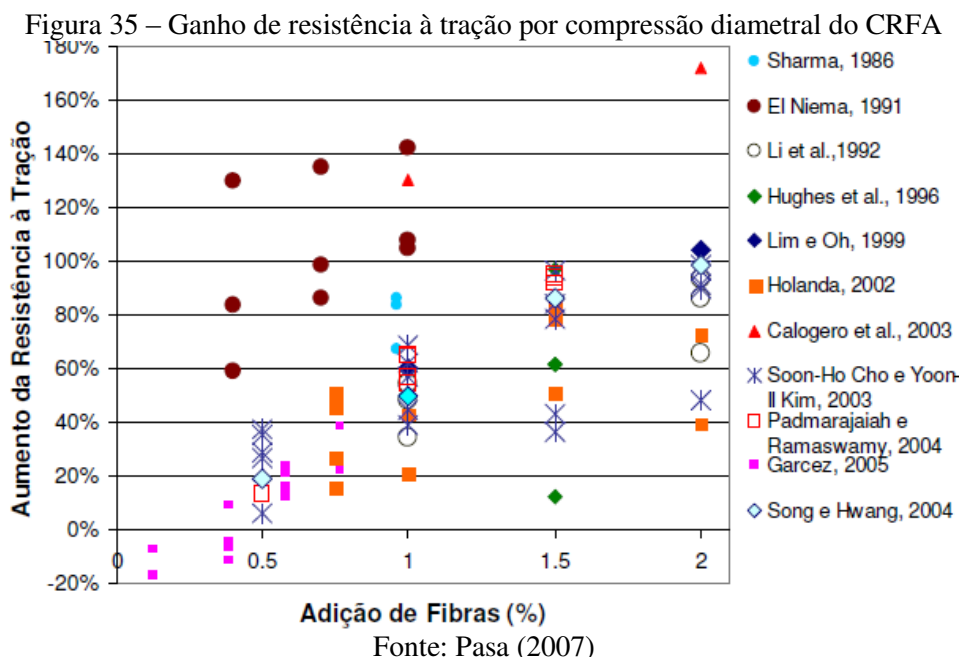
As fibras de aço inibem a formação e a propagação dessas fissuras na matriz proporcionando um aumento de sua resistência à tração e uma deformação bastante superior às deformações do concreto convencional. Conforme já explicado, dependendo do comportamento à tração, o comportamento do CRFA pode ser dividido em *strain-softening* ou comportamento *strain-hardening*. Esse comportamento vai depender do V_f .

Com a adição no concreto de fibras com propriedades apropriadas de resistência e módulo de elasticidade e em concentrações suficientes, é necessária uma maior mobilização de energia para ocasionar a formação e propagação de fissuras. Portanto, ocorre um aumento na resistência do concreto à tração possibilitando a aplicação de maior carregamento externo (SUDANO, 2010).

Além do V_f , a influência das fibras de aço sob a resistência à tração do compósito também é dependente da disposição das fibras em relação à direção da tensão, da geometria da fibra, da capacidade de fixação da fibra à matriz e do método de ensaio.

Assim como para o concreto convencional, o ensaio de tração direta é de difícil realização, pois requer equipamentos e dispositivos que nem sempre estão disponíveis (OLIVEIRA JUNIOR, 2012). Além disso, os dispositivos de fixação dos corpos de prova podem introduzir tensões secundárias que não podem ser ignoradas (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Por esses motivos é padrão determinar a resistência à tração do concreto de maneira indireta pelo ensaio de tração por compressão diametral ou na flexão.

A adição de fibras de aço aumenta a resistência à tração por compressão diametral conforme resultados obtidos por vários autores e apresentados por Pasa (2007) em sua dissertação (Figura 35).



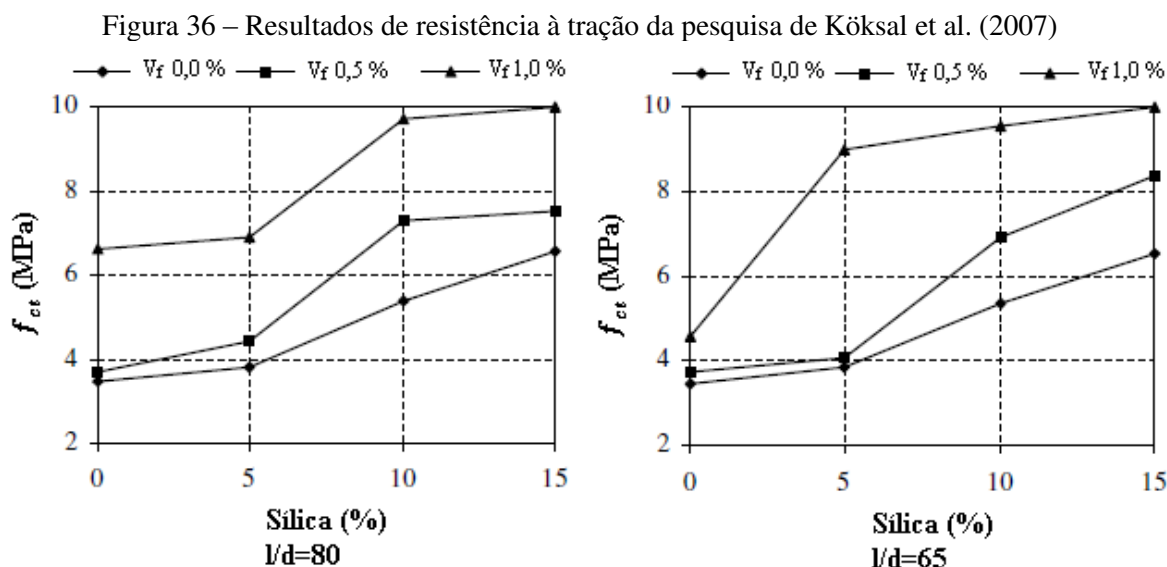
Fibras descontínuas e alinhadas na direção da tensão de tração podem causar aumentos na resistência de até 133 % (BENTUR, MINDESS, 2007). No entanto, fibras descontínuas e orientadas aleatoriamente causam menores ganhos de resistência, entre 30 % e 40 % (ACI 544.1R, 2009). Esta variação ocorre, pois as fibras dispostas na direção da carga são mais eficientes do que as posicionadas perpendicularmente em relação à mesma (CARVALHO, 2012). Barros (1996) relata a interdependência entre o método de produção do compósito e a resistência à tração. Quanto mais eficiente o método em dispor a maior porcentagem de fibras segundo a direção das tensões de tração, maior será a resistência.

Arif (2014) observou, quando comparado com o traço sem fibras, ganho de resistência à tração por compressão diametral de 40,86 % para f_c de 40 MPa e teor de fibras de 60 kg/m³ de concreto com gancho nas extremidades e fator de forma de 65.

Mohammadi, Singh e Kaushik (2008) observaram aumentos de resistência à tração (f_{ct}) do CRFA quando o V_f foi aumentado de 1 % para 2 % de fibras. O ganho máximo de f_{ct} (59 %) foi obtido no compósito híbrido com 65 % de fibras longas (comprimento 50 mm) e 35 % de fibras curtas (comprimento 25 mm) de um V_f total de 2 %.

Köksal et al. (2008) pesquisaram o efeito combinado da adição de sílica e fibras de aço nas propriedades mecânicas do CRFA. Para avaliar a resistência à tração, ensaios de resistência

à tração por compressão diametral foram realizados em corpos de prova contendo diferentes V_f (0,5 % e 1,0 %), diferentes concentrações de sílica e diferentes fatores de forma (65 e 80). Os autores observaram um considerável aumento da f_{ct} quando da utilização conjunta de fibras de aço e sílica ativa. O aumento do teor de fibras e o aumento do fator de forma também causaram aumento na f_{ct} quando não houve adição de sílica, porém esse efeito foi de menor magnitude (Figura 36).



Fonte: Adaptado de Köksal et al. (2008)

Em pesquisa mais recente, Perumal (2015) obteve um ganho máximo de 56 % na resistência à tração por compressão diametral no concreto de alta resistência reforçado com fibra de aço para um V_f de 1,5.

Apesar das pesquisas demonstrarem o efeito positivo da adição das fibras de aço na f_{ct} , diretrizes internacionais como o ACI 318 (2014) não preveem o uso dessa resistência à tração adicional do CRFA nos procedimentos de dimensionamento e cálculo, e o reforço do concreto ainda deve ser realizado da maneira convencional.

3.5.4.3 Comportamento na flexão

A influência da adição de fibras de aço na resistência à flexão do concreto é muito maior que sua influência sobre as propriedades de resistência à tração direta e compressão (ACI 544.4R, 2009). Maalej e Li (1994) encontraram aumentos relativos na resistência à flexão cerca de duas vezes superiores à melhora da resistência à tração.

Dois valores de resistência são comumente reportados: a resistência à flexão de primeira fissura, correspondente à carga para a qual a curva força-deslocamento se afasta da linearidade e a resistência à flexão última (ou módulo de ruptura, MOR) correspondente a máxima carga encontrada.

Carvalho (2012) afirma que as fibras de aço podem causar tanto acréscimos importantes como acréscimos desprezíveis na resistência de primeira fissura e na resistência última do compósito. Isso ocorre em virtude da teoria da flexão simples não ser totalmente aplicável ao CRFA, consequência do seu comportamento pós-fissuração.

Segundo Bentur e Mindess (2007), a resistência à flexão nos CRFA não corresponde à resistência à tração e tende a ser maior. Quando o limite de elasticidade à flexão de um material idealmente elástico é atingido ocorre o colapso. Ao contrário, o material elástico-plástico como o CRFA pode continuar a suportar cargas adicionais.

Para o material elástico ideal, a resistência à flexão corresponde à resistência à tração última. Entretanto, para o material pseudo-plástico como o CRFA, a resistência à flexão não representa a resistência à tração. Assim, a ductilidade associada ao comportamento pseudo-plástico leva a um aumento na capacidade de suporte de carga à flexão apesar da sua resistência à tração não ser muito maior que o material elástico ideal.

As variabilidades dos valores absolutos de resistência à flexão encontrados na literatura ocorrem possivelmente devido as diferenças do volume e fator de forma das fibras e da resistência da matriz e da ligação fibra matriz. Sendo os dois primeiros os principais fatores que afetam a resistência à flexão do CRFA (HANNANT, 1978). O aumento de ambos causariam aumentos da resistência à flexão. Assim, a resistência à flexão é muitas vezes relacionada ao termo índice de reforço F , produto do V_f pelo $\frac{l_f}{d_f}$.

Ramana e Singdhura (2012) realizaram estudo analítico da resistência à flexão de concretos reforçados com fibras de aço, polipropileno e vidro. Os dados coletados de estudos prévios para análise das fibras de aço apresentavam fibras com fator de forma variando entre 20 e 120 e V_f entre 0 % e 3 % por volume de concreto. A partir dos resultados dos estudos, Ramana e Singdhura (2012) observaram que a resistência à flexão do CRFA aumenta com

o aumento do V_f até 3 %. Valores superiores tendem a manter a resistência à flexão constante.

Yoo, Yoon e Banthia (2015) investigaram o comportamento à flexão de vigas de CRFA com diferentes f_c (49 MPa, 90 MPa e 180 MPa) e quatro V_f (0, 0,5 %, 1,0 % e 2,0 % por volume de concreto). Os autores observaram aumentos da resistência à flexão com o aumento da f_c e do teor de fibras. Comparando com o concreto sem fibras, quando adicionadas fibras ao concreto com f_c de 90 MPa foram observados aumentos de resistência à flexão de 8 %, 13 % e 29 % com a adição de fibras em volumes de 0,5 %, 1,0 % e 2,0 %, respectivamente. As amostras com f_c de 180 MPa e V_f de 2 % apresentaram aumentos na deformação no pico três vezes superiores ao concreto de mesma resistência sem fibras. Este aumento da deformação na força de pico foi causado pela capacidade das fibras de cruzarem as fissuras e trabalharem como pontes de transferência de tensão entre as bordas da fissura aumentando a capacidade de carga após a primeira fissura.

O comportamento à flexão do CRFA também é fortemente afetado pela direção do ensaio. Quando a direção do ensaio é perpendicular à direção da concretagem, os corpos de prova apresentam redução da resistência à flexão se comparado quando as direções de ensaio são paralelas. O efeito da direção do ensaio aumenta com a fluidez da mistura, pois favorece o assentamento da fibra na parte inferior do corpo de prova.

A melhora relativa na resistência à flexão do CRFA pode ser explicada pelo marcado aumento da tenacidade. Os ensaios de flexão são recomendados para se quantificar a tenacidade do CRFA. Dentre eles cita-se o procedimento publicado pela ASTM C1609 (2012).

3.5.4.4 Resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA

O uso de fibras de aço aumenta substancialmente a capacidade de resistência ao esforço cortante de vigas, podendo as fibras ser utilizadas como complemento ou como substituição da armadura de cisalhamento convencional (ACI 544.4R, 2009).

De acordo com o comitê ACI 544.4R (2009), o uso das fibras de aço como mecanismo de resistência ao cisalhamento apresentaria as seguintes vantagens: aleatoriedade da

distribuição das fibras, com pequeno espaço entre as mesmas por todo o volume do concreto, o que não pode ser obtido pela armadura convencional e, acréscimos na resistência à tração para a primeira fissura e na resistência a tração do concreto.

A finalidade das fibras de aço assim como da armadura de cisalhamento é exatamente compensar a deficiência da capacidade resistente à força cortante, demonstrada pelo vale do diagrama de Kani (1966), de modo a aumentar a resistência da viga para M_u/M_{fl} o mais próximo de 1.

Slater, Moni e Alam (2012) relatam aumento da resistência ao esforço cortante de até 258 % quando adicionado fibras ao concreto de resistência normal. No entanto, essa percentagem de ganho de resistência ao esforço cortante pode variar bastante dependendo de características do ensaio e de propriedades das vigas.

Segundo Barros (1996), o aumento na resistência ao cisalhamento proporcionado pelas fibras de aço se deve fundamentalmente à maior resistência à tração residual do CRFA fissurado. O reforço das fibras transfere as tensões de tração através das fissuras, reduz o espaçamento e largura da fissura diagonal crítica, o que aumenta o mecanismo de engrenamento dos agregados (DINH, PARRA-MONTESINOS, WIGHT; 2010). Entretanto, a eficiência da fibra em aumentar a resistência ao cisalhamento é dependente de vários fatores, incluindo as propriedades das fibras, V_f e propriedades da matriz.

Numerosos estudos (KWAK et al., 2002; DINH, PARRA-MONTESINOS, WIGHT; 2010; YAKOUB, 2011; SINGH; JAIN, 2014; SAHOO; SHARMA, 2014, AMIN, FOSTER; 2016, HUSSEIN, AMLEH; 2016, dentre outros) foram realizados para analisar o comportamento ao cisalhamento de vigas de CRFA. Os pesquisadores justificam o interesse em estudar a influência da fibra sob este tipo de solicitação devido à ruptura causada por este esforço ser frágil e súbita. Nestes estudos o efeito de vários parâmetros como a relação a/d , ρ , V_f e f_c na resistência ao cisalhamento das vigas foram considerados.

3.5.4.4.1 Influência do volume de fibra na resistência à força cortante em vigas de CRFA

Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) observaram aumento na resistência ao esforço cortante com a elevação do V_f durante pesquisa do comportamento de vigas CRFA ao

cisalhamento. Os autores analisaram o padrão de fissuração das vigas, tensão média de cisalhamento e modo de ruptura com a variação da altura das vigas (455 mm e 685 mm), comprimento da fibra de aço (30 mm e 60 mm), l_f/d_f (55 e 80), resistência da fibra (1100 MPa e 2300 MPa), V_f (0,75 %, 1,0 % e 1,5 %) e ρ (1,6 %, 2,0 % e 2,7 %). Todas as fibras eram do tipo com gancho nas extremidades.

O programa experimental de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) consistiu no ensaio de 28 vigas simplesmente apoiadas de relação a/d de aproximadamente 3,5 e f_{ck} de 41 MPa. As vigas foram divididas em duas séries. A série B18 consistia em vigas com altura de 455 mm e largura de 152 mm e a série B27 vigas com altura de 685 mm e largura de 205 mm. Na Tabela 10 são listadas as propriedades das vigas ensaiadas.

Todas as vigas (exceto B27-8) não possuíam estribos no maior vão de cisalhamento (2136 mm) e foram projetadas para romper neste vão. O menor vão (1422 mm) foi concebido com uma quantidade de estribos suficientes para prevenir a ruptura por cisalhamento neste vão. A Viga B27-8 foi projetada com quantidade mínima de estribos no vão testado e o menor vão também foi concebido com quantidade de estribos suficiente para prevenir a ocorrência de ruptura neste vão

Tabela 10 – Propriedades das vigas ensaiadas por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

Viga	d (mm)	a/d	ρ (%)	Tipo de fibra	V_f (%)
B18-0a	381	3,43	2,7	NA	NA
B18-0b	381	3,43	2,7	NA	NA
B18-1a	381	3,43	2,0	1	0,75
B18-1b	381	3,43	2,0	1	0,75
B18-2a	381	3,50	2,0	1	1,00
B18-2b	381	3,50	2,0	1	1,00
B18-2c	381	3,50	2,7	1	1,00
B18-2d	381	3,50	2,7	1	1,00
B18-3a	381	3,43	2,7	1	1,50
B18-3b	381	3,43	2,7	1	1,50
B18-3c	381	3,43	2,7	1	1,50
B18-3d	381	3,43	2,7	1	1,50
B18-5a	610	3,43	2,7	2	1,00
B18-5b	610	3,43	2,7	2	1,00
B18-7a	610	3,43	2,0	3	0,75

Tabela 10 – Propriedades das vigas ensaiadas por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) – continuação

Viga	d (mm)	a/d	ρ (%)	Tipo de fibra	V_f (%)
B18-7b	610	3,43	2,0	3	0,75
B27-1a	610	3,50	2,0	1	0,75
B27-1b	610	3,50	2,0	1	0,75
B27-2a	610	3,50	2,0	2	0,75
B27-2b	610	3,50	2,0	2	0,75
B27-3a	610	3,50	1,6	1	0,75
B27-3b	610	3,50	1,6	1	0,75
B27-4a	610	3,50	1,6	2	0,75
B27-4b	610	3,50	1,6	2	0,75
B27-5	610	3,50	2,1	1	1,50
B27-6	610	3,50	2,1	2	1,50
B27-7	610	3,50	1,6	NA	NA
B27-8	610	3,50	1,6	NA	NA

NA: não se aplica

Fibra tipo 1: 30 mm de comprimento, fator de forma 55, resistência à tração 1100 MPa
 Fibra Tipo 2: 60 mm de comprimento, fator de forma de 80, resistência à tração 1100 MPa

Fibra tipo 3: comprimento 30 mm, fator de forma de 80, resistência à tração 2300 MPa

Fonte: Adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

Os resultados obtidos por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) de força cortante de pico P_u , f_c , tensão de cisalhamento última v_u , tensão de cisalhamento padronizada em função de f_c , $\frac{v_u}{(f_c)^{0,5}}$ e modo de ruptura podem ser vistos na Tabela 11. Conforme é visto, as vigas de CRFA apresentaram maior v_u quando comparadas as vigas de concreto armado sem armadura transversal em ambas as séries. Analisando do ponto de vista de $v_u/(f_c)^{0,5}$ as vigas B18-5b (V_f 1,0% e ρ 2,7%) e B27-5 (V_f 1,50% e ρ 2,1%) apresentaram v_u normalizada superior em aproximadamente três vezes o v_u normalizado das vigas controle sem fibras, B18-0a e B27-7.

Tabela 11 – Resultados experimentais de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

Viga	f_c (MPa)	P_u (kN)	v_u (MPa)	$\frac{v_u}{(f'_c)^{0,5}}$	Modo de ruptura
B18-0a	42,8	168	1,1	0,17	DT
B18-0b	42,8	162	1,1	0,17	DT
B18-1a	44,8	441	2,9	0,44	SC + ST
B18-1b	44,8	413	2,8	0,41	ST + DT
B18-2a	38,1	437	3,0	0,49	ST +DT
B18-2b	38,1	445	3,1	0,50	ST +DT
B18-2c	38,1	503	3,5	0,57	NA
B18-2d	38,1	367	2,6	0,41	NA
B18-3a	31,0	384	2,6	0,46	ST +DT
B18-3b	31,0	507	3,4	0,61	SC +DT
B18-3c	44,9	464	3,3	0,49	ST +DT
B18-3d	44,9	490	3,3	0,49	DT
B18-5a	49,2	445	3	0,43	DT
B18-5b	49,2	565	3,8	0,54	ST +DT
B18-7a	43,3	498	3,3	0,50	ST +DT
B18-7b	43,3	490	3,3	0,50	ST +DT
B27-1a	50,8	908	2,9	0,41	ST +DT
B27-1b	50,8	837	2,7	0,38	DT
B27-2a	28,7	872	2,8	0,53	SC + ST
B27-2b	28,7	854	2,8	0,52	DT
B27-3a	42,3	846	2,7	0,42	F
B27-3b	42,3	863	2,8	0,43	SC + ST
B27-4a	29,6	663	2,1	0,40	ST +DT
B27-4b	29,6	556	1,8	0,33	ST +DT
B27-5	44,4	1081	3,5	0,53	SC + ST
B27-6	42,8	1046	3,4	0,52	ST +DT
B27-7	37,0	402	1,3	0,21	DT
B27-8	37,0	570	1,8	0,30	DT

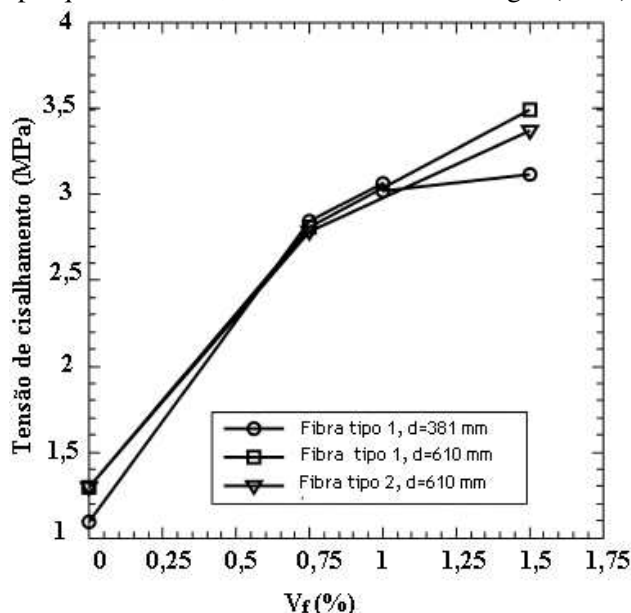
Modos de ruptura: ST- ruptura cortante-tração; DT- ruptura por tração diagonal; SC - ruptura por cortante-compressão; F- flexão; NA - não disponível.

Fonte: Adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

O efeito do V_f sobre v_u das vigas ensaiadas por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) pode ser visto no gráfico da Figura 37 que indica um aumento de v_u com o aumento de V_f . O aumento de v_u foi significativo quando V_f foi aumentado de 0 % a 0,75 %. A eficiência do reforço de fibra em aumentar a capacidade de resistência ao esforço cortante, no entanto,

tendeu a diminuir com o uso de V_f mais elevados, particularmente para além 1 % nas fibras do tipo 1 em vigas de d 381 mm.

Figura 37 – Relação entre resistência ao cisalhamento e V_f da pesquisa de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)



Fonte: Adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

A partir da análise dos resultados, Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) concluíram que o uso de fibras com gancho nas extremidades com V_f maior ou igual a 0,75 % (60 kg/m³ de concreto) aumenta a resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal podendo estas ser utilizadas como armadura mínima de cisalhamento. O efeito da altura útil sobre a resistência ao cisalhamento foi insignificante.

Yakoub (2011) verificou elevação na tensão de ruptura por cisalhamento com aumento do V_f em estudo analítico de 218 ensaios de ruptura por cortante em vigas de CRFA sem estribos. O autor utilizou como fonte de dados estudos realizados previamente e registrados na literatura que utilizaram o esquema de ensaio *four bending test* (ensaio a flexão em quatro pontos). As variáveis entre as vigas foram ρ (0,79 % a 5,72 %), relação a/d (1 a 5), f_c (20,6 MPa a 110 MPa), geometria da fibra (corrugada e com gancho nas extremidades), l_f/d_f (45 à 133) e V_f (0,22 % à 2,60 % por volume de concreto).

A relação entre V_f e a resistência ao cisalhamento da pesquisa de Yakoub (2011) é representado na Figura 38 onde cada curva representa um diferente conjunto de ensaio. As

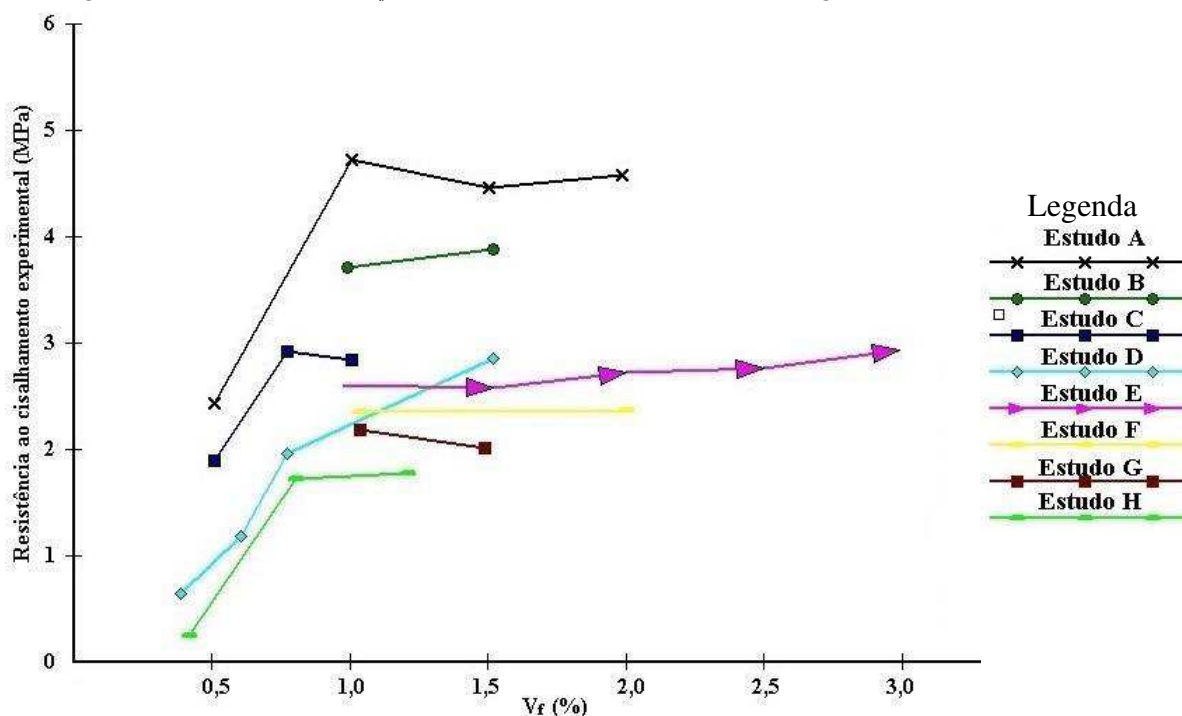
características de f_c , ρ e a/d de cada estudo representado na Figura 38 podem ser vistas na Tabela 12.

Tabela 12 – Características de f_c , ρ e a/d dos estudos analisados por Yakoub (2011)

Estudo	f_c (MPa)	a/d	ρ (%)
A	54	3,1	5,72
B	60	1,6	3,69
C	80	2,9	3,00
D	50	1,6	2,12
E	63	3	2,00
F	42	2	1,92
G	47	3,4	2,67
H	37	4,5	4,00

Fonte: Yakoub (2011)

Figura 38 – Influência do V_f na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA sem estribos



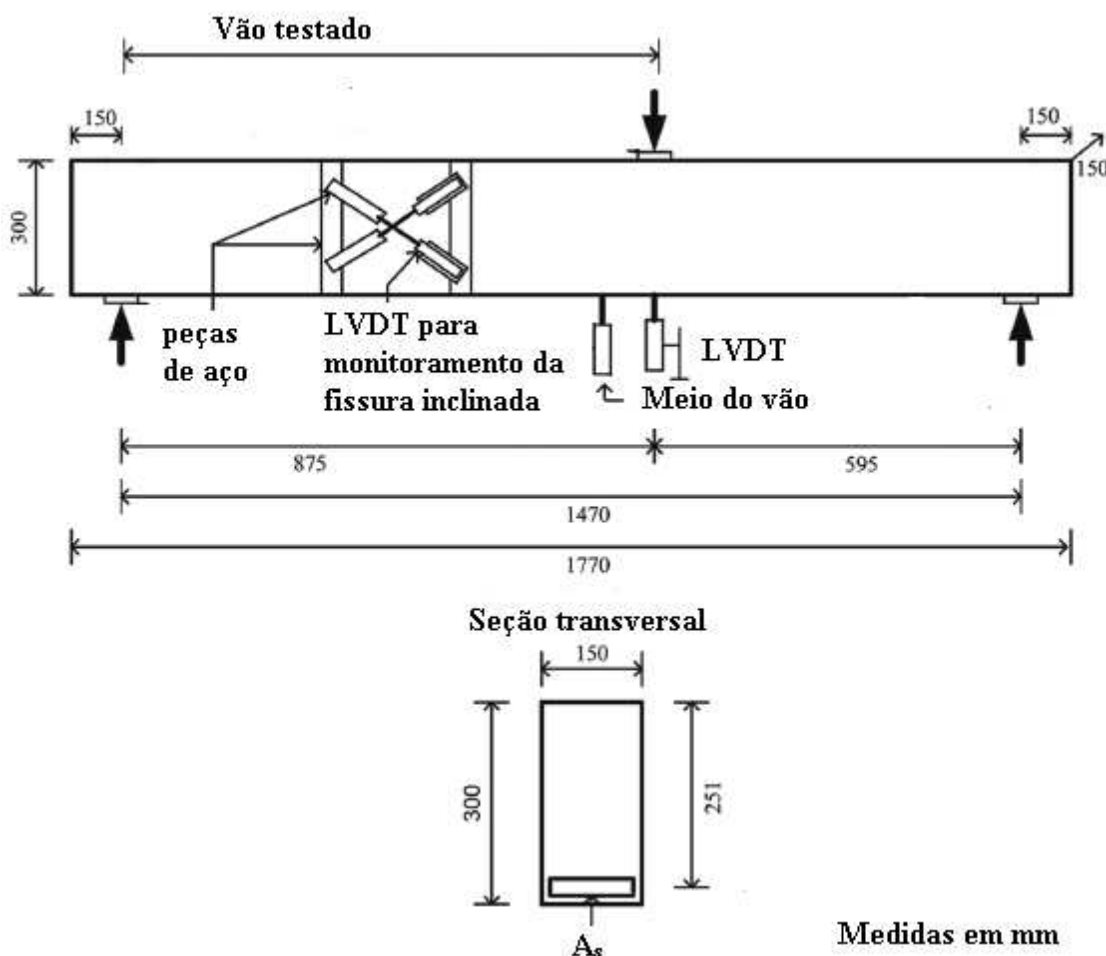
Fonte: Adaptado de Yakoub (2011)

Assim como observado por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010), é visto na Figura 38 que as taxas de aumento na resistência ao cisalhamento foram maiores para V_f inferiores à 1 % se tornando moderada, baixa ou mesmo em declínio para V_f acima de 1 %.

Singh e Jain (2014) verificaram aumento na resistência ao cisalhamento com o aumento do V_f durante a avaliação da resistência ao cisalhamento de 43 vigas de concreto armado de resistência normal e de alta resistência contendo fibras de aço, como proposta de armadura mínima de cisalhamento. Nesta pesquisa, foram utilizados dois tipos de fibras, com gancho nas extremidades e corrugada, com volumes adicionados variáveis. Os V_f utilizados para as fibras com gancho nas extremidades e comprimento de 35 mm (fator de forma 65) foram de 0,75 %, 1 % e 1,5 % e para as fibras de mesmo tipo, mas com comprimento de 60 mm (fator de forma 80) foram utilizados V_f de 0,50 %, 0,75 % e 1 %. Para as fibras corrugadas de 30 mm e 60 mm de comprimento (fator de forma de 50 e 85, respectivamente) foi utilizado apenas V_f de 1 %.

A geometria das vigas da pesquisa de Singh e Jain (2014) assim como a configuração do ensaio são vistas na Figura 39. O ponto de aplicação da força foi localizado de maneira a dividir o comprimento da viga em um vão de cisalhamento mais curto do lado direito (595 mm) e um mais longo do lado esquerdo (875 mm). Sendo este último, o vão efetivamente testado. A ρ foi mantida constante em 2,80 %. O vão mais curto foi armado com uma quantidade suficiente de armadura transversal de forma que a ruptura por cisalhamento sempre ocorresse no maior vão. A relação a/d foi de aproximadamente 3,5 com o objetivo de reduzir a contribuição do efeito de arco na resistência ao cisalhamento.

Figura 39 – Características geométricas das vigas e configuração do ensaio de Singh e Jain (2014)



Fonte: Adaptado de Singh e Jain (2014)

Os resultados de força cortante última, V_u , tensão de cisalhamento v_u , resistência ao cisalhamento padronizada pela resistência a compressão do concreto, $v_u/(f_c)^{0,5}$ e o modo de ruptura das vigas podem ser vistos na Tabela 13. Dependendo dos detalhes da armadura transversal, as vigas da pesquisa de Singh e Jain (2014) foram classificadas em quatro categorias. Vigas sem armadura transversal no maior vão, vigas com armadura transversal mínima projetada de acordo com a diretriz americana ACI 318 (2011), vigas com armadura transversal mínima projetada de acordo com a norma indiana IS 456, *Plain and Reinforced Concrete—Code of Practice* (2000) e vigas com fibras de aço como armadura mínima ao cisalhamento.

Tabela 13 – Resultados experimentais da pesquisa de Singh e Jain (2014)

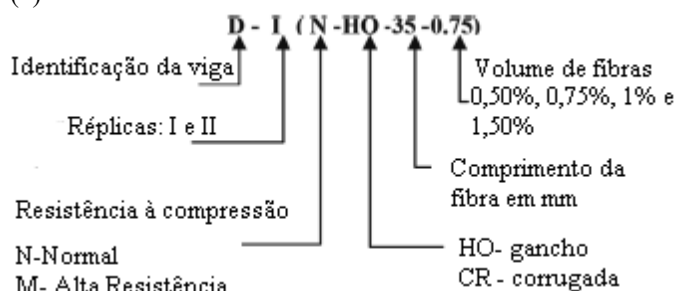
Viga	(*) Dosagem do concreto e detalhes da armadura transversal	f_c (MPa)	V_u (kN)	v_u (MPa)	$v_u/(f_c)^{0,5}$	Modo de ruptura
A-I	N, sem armadura transversal	24,5	125	1,35	0,27	DT + ST
A-II		25,5	185	1,99	0,39	DT + ST
B-I	N, armadura transversal conforme ACI 318	28,1	395	4,24	0,80	Flexão
B-II		25,4	374	4,02	0,80	Flexão
C-I	N, armadura transversal conforme IS 456	28,2	402	4,32	0,81	Flexão
C-II		26,1	379	4,07	0,8	Flexão
D-I	N-HO-35-0,75	28,1	279	3,00	0,57	DT+ST+SC
D-II		25,3	196	2,1	0,42	DT+ST+SC
E-I	N-HO-35-1,00	27,9	270	2,90	0,55	DT+ST+SC
E-II		26,2	305	3,28	0,64	DT+ST+SC
F-I	N-HO-35-1,50	28,1	274	2,95	0,56	DT+ST+SC
F-II		27,3	323	3,78	0,66	DT+ST+SC
G-I	N-HO-60-0,50	27,5	160	1,72	0,33	DT+ST+SC
G-II		24,9	191	2,05	0,41	DT+ST+SC
H-I	N-HO-60-0,75	27,8	225	2,42	0,46	DT+ST+SC
H-II		27,3	252	2,7	0,52	DT+ST+SC
I-I	N-HO-60-1,00	26,3	287	3,08	0,60	DT+ST+SC
I-II		27,1	259	2,78	0,53	DT+ST+SC
J-I	M, sem armadura transversal	45,9	266	2,86	0,42	DT+ST+SC
J-II		47,3	206	2,22	0,32	DT+ST+SC
O-I	M, armadura transversal conforme ACI 318	43,9	416	4,47	0,67	Flexão
O-II		40,5	439	4,72	0,74	Flexão
K-I	M-HO-35-0,75	53,4	279	3,00	0,41	DT+ST
K-II		54,1	310	3,34	0,45	DT+ST
L-I	M-HO-35-1,00	53,2	356	3,83	0,52	DT+ST
L-II		55,3	409	4,40	0,59	DT+ST+SC
P-I	M-HO-35-1,50	64,5	483	5,19	0,65	DT+ST
P-II		59,9	395	4,25	0,55	DT+ST+SC
AA-I	M-HO-60-0,50	47,8	316	3,39	0,49	DT+ST+SC
AA-II		49,5	376	4,04	0,57	DT+ST+SC
M-I	M-HO-60-0,75	55,3	362	3,89	0,52	DT+ST+SC
M-II		56,4	440	4,73	0,63	DT+ST
N-I	M-HO-60-1,00	53,4	316	3,40	0,47	DT+ST+SC
N-II		51,0	388	4,17	0,58	DT+ST
R-I	N-CR-30-1,00	27,8	194	2,09	0,40	DT+ST+SC
R-II		27,2	192	2,07	0,40	DT+ST+SC

Tabela 13 – Resultados experimentais da pesquisa de Singh e Jain (2014)- continuação

Viga	(*) Dosagem do concreto e detalhes da armadura transversal	f_c (MPa)	V_u (kN)	v_u (MPa)	$v_u/(f_c)^{0,5}$	Modo de ruptura
U-I	N-CR-60-1,00	27,6	244	2,62	0,50	DT+ST+SC
U-II		27,9	201	2,16	0,41	DT+ST+SC
W-I	M-CR-30-1,00	34,7	246	2,64	0,45	DT+ST+SC
W-II		36,2	247	2,66	0,44	DT+ST
Z-I	M-CR-60-1,00	37,0	272	2,93	0,48	DT+ST
Z-II		38,3	257	2,76	0,45	DT+ST

Modos de ruptura: ST- ruptura cortante-tração; DT- ruptura por tração diagonal; SC - ruptura por cortante-compressão.

(*)

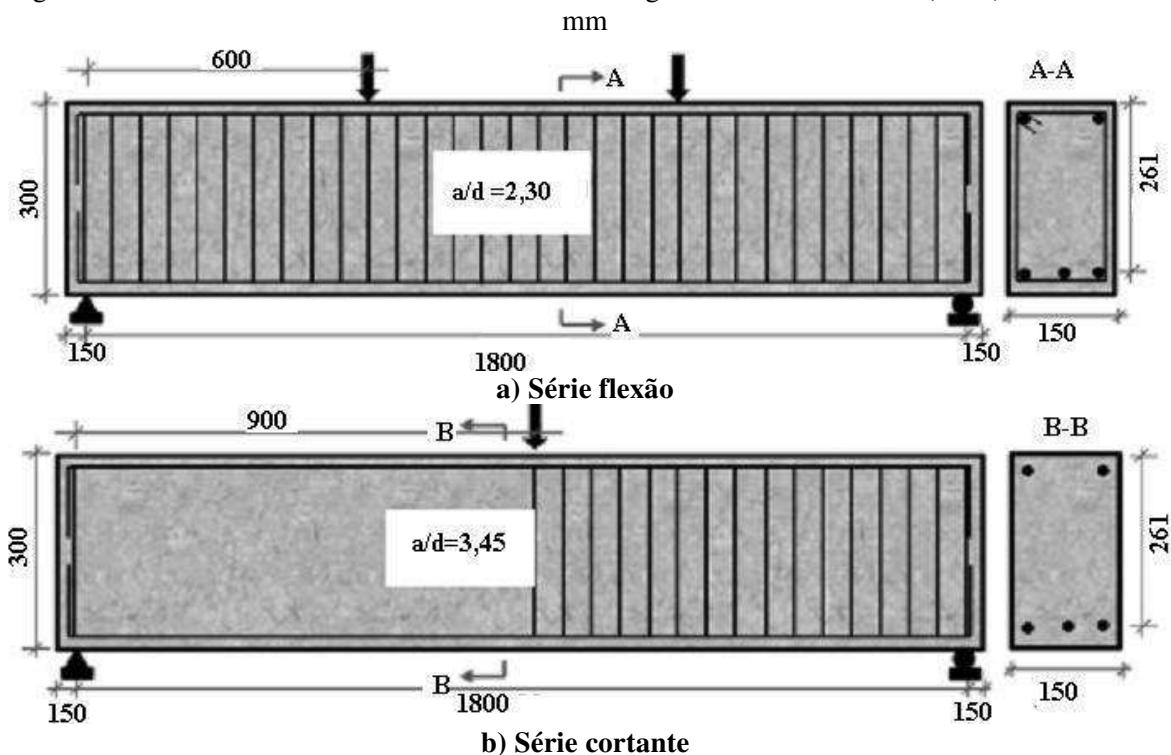


Fonte: Adaptado de Singh e Jain (2014)

A partir da análise dos resultados experimentais de Singh e Jain (2014) vistos na Tabela 13 observa-se que a relação $v_u/(f_c)^{0,5}$ aumentou quando houve incrementos no V_f e no fator de forma das fibras. A exceção para este resultado foram as vigas com concreto de alta resistência, V_f de 1 % e fibras com extremidades em gancho e 60 mm de comprimento. Esse achado foi justificado à dificuldade de moldagem das vigas para este traço.

Sahoo e Sharma (2014) avaliaram o efeito da f_c , de ρ , do V_f , da relação a/d e da quantidade de estribos na resistência ao cisalhamento, resistência à flexão e mecanismo de ruptura em vigas de CRFA. O programa experimental consistiu no ensaio de 12 vigas divididas em duas séries denominadas flexão (8 vigas) e cortante (4 vigas). A série flexão possuía armadura transversal convencional e a série cortante não possuía armadura transversal no vão testado conforme Figura 40.

Figura 40- Dimensões e detalhes das armaduras das vigas de Sahoo e Sharma (2014)- medidas em



Fonte: Adaptado de Sahoo e Sharma (2014)

Sahoo e Sharma (2014) realizaram duas configurações de ensaio. A configuração de ensaio de flexão em quatro pontos foi utilizada para o ensaio da série flexão na qual as forças foram aplicadas em dois pontos localizados a uma distância do apoio de $1/3$ do comprimento do vão. *Three point bending* ou ensaio de flexão em três pontos foi utilizado para o ensaio da série cortante na qual a força foi aplicada no meio do vão.

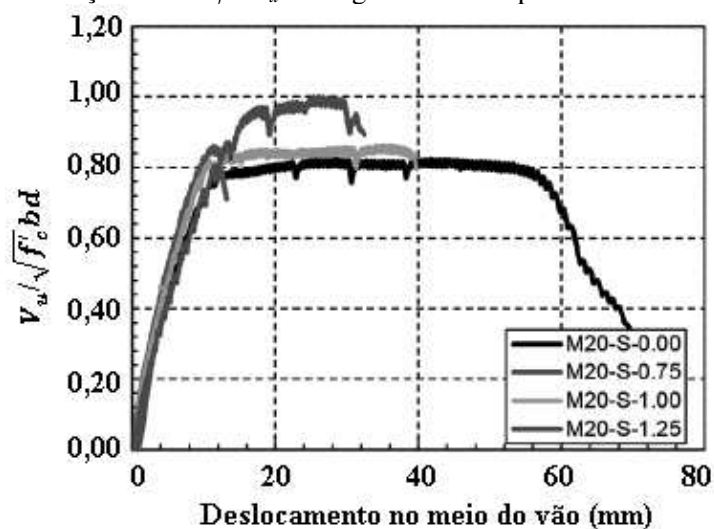
As fibras utilizadas por Sahoo e Sharma (2014) eram do tipo com ganchos nas extremidades, comprimento de 60 mm e fator de forma 80. Na Tabela 14 são resumidas as características das vigas (f_c , V_f , relação a/d e ρ) assim como os resultados experimentais de força cortante última P_u , resistência ao cisalhamento padronizada $v_u/(f_c)^{0,5}$ e modos de ruptura. Observa-se que a adição de fibras aumentou a resistência das vigas ao esforço cortante.

Tabela 14 – Características das vigas e resultados experimentais da pesquisa de Sahoo e Sharma (2014)

Viga	f_c (MPa)	V_f (%)	a/d	ρ (%)	P_u (kN)	$\frac{v_u}{\sqrt{f_c}}$	Modo de ruptura
M20-F-0.00	21,3	0,00	2,3	0,87	176,0	0,487	Flexão
M20-F-0.50	19,1	0,50	2,3	0,87	188,3	0,545	Flexão
M20-F-1.00	21,9	1,00	2,3	0,87	192,0	0,524	Flexão
M20-F-1.50	21,8	1,50	2,3	0,87	188,7	0,517	Flexão
M25-F-0.00	29	0,00	2,3	1,15	273,1	0,648	Cortante
M25-F-0.50	28,7	0,50	2,3	1,15	286,1	0,682	Cortante-flexão
M25-F-1.00	27,9	1,00	2,3	1,15	294,5	0,712	Flexão
M25-F-1.50	27,3	1,50	2,3	1,15	286,4	0,700	Flexão
M20-S-0.00	28,4	0,00	3,45	1,95	192,2	0,461	Flexão
M20-S-0.75	32,9	0,75	3,45	1,95	218,0	0,483	Cortante
M20-S-1.00	23,8	1,00	3,45	1,95	191,8	0,488	Cortante
M20-S-1.25	24,1	1,25	3,45	1,95	207,7	0,591	Cortante

Fonte: Adaptado de Sahoo e Sharma (2014)

Para as vigas da série cortante (denominação S) foi plotado o gráfico da Figura 41 que relaciona a força cortante resistente de cada viga (V_u) padronizada pelo fator $\sqrt{f_c}bd$ com o deslocamento no meio do vão.

Figura 41 – Relação entre V_f e V_u das vigas ensaiadas por Sahoo e Sharma (2014)

Fonte: Adaptado de Sahoo e Sharma (2014)

Conforme é visto na Figura 41, o valor máximo de $V_u/\sqrt{f_c}bd$ aumentou com o aumento do V_f , assim como a resistência residual pós-pico. A viga M-20-S-00 mostrou o melhor comportamento dúctil pós-pico devido à presença de estribos em quantidade adequada. Embora as vigas M20-S-0.75, M20-S-1.00 e M20-S-1.25 não apresentassem estribos, os valores de $V_u/\sqrt{f_c}bd$ foram iguais ou maiores que a viga controle sem fibras de concreto armado.

Estudos recentes como o de Amin e Foster (2016) também verificaram influência do V_f na resistência ao cisalhamento. Amin e Foster (2016) analisaram a resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA e verificaram um ganho de resistência ao cisalhamento de 25 % com o aumento do teor de fibras de 25 kg/m³ para 50 kg/m³ nas vigas de referência sem armadura transversal.

3.5.4.4.2 Influência da taxa de armadura na resistência à força cortante em vigas de CRFA

O estudo de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) investigou a influência da variação da ρ na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA. Os autores variaram ρ em dois níveis para as vigas da série B18 (2,7 % e 2,0 %) e dois níveis para as vigas B27 (1,6 % e 2,1 %).

De acordo com os resultados encontrados por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010), quando mantido constante V_f , tipo de fibra e altura das vigas, as mudanças de ρ não causaram mudanças significativas na resistência ao cisalhamento, conforme pode ser visto na Tabela 15.

Tabela 15 – Variação da resistência ao cisalhamento com a variação de ρ

Viga	d (mm)	ρ (%)	Tipo de fibra	V_f (%)	f_c (MPa)	P_u (kN)	v_u (MPa)	$\frac{v_u}{(f_c)^{0.5}}$
B18-2a	381	2,0	1	1,00	38,1	437,00	3,0	0,49
B18-2b	381	2,0	1	1,00	38,1	445,00	3,1	0,50
B18-2c	381	2,7	1	1,00	38,1	503,00	3,5	0,57
B18-2d	381	2,7	1	1,00	38,1	367,00	2,6	0,41
B27-1a	610	2,0	1	0,75	50,8	908,00	2,9	0,41
B27-1b	610	2,0	1	0,75	50,8	837,00	2,7	0,38
B27-3a	610	1,6	1	0,75	42,3	846,00	2,7	0,42
B27-3b	610	1,6	1	0,75	42,3	863,00	2,8	0,43

Fonte: Adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

Segundo Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010), o principal efeito da ρ foi sobre a ductilidade das vigas. Escoamento da armadura de flexão foi observado em várias vigas com ρ de 2,0 %, enquanto para as vigas com ρ de 2,7 %, o escoamento ocorreu somente na viga B18-2c. A ocorrência do escoamento das armaduras das vigas com ρ de 2,0 % foi principalmente associado com V_f . Enquanto não foi observado escoamento da armadura de flexão para as vigas B27-1 e B27-2 com um V_f de 0,75 %, as vigas B27-5 e B27-6, com V_f de 1,5 % apresentaram significativo escoamento da armadura de flexão antes da ruptura por cortante.

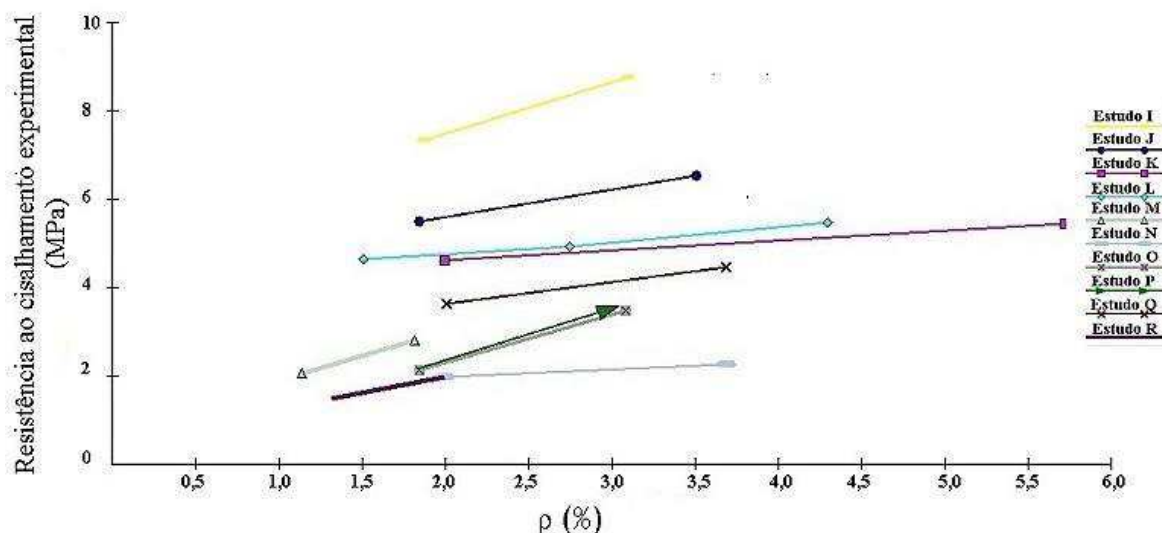
Yakoub (2011) verificou elevação na v_u com aumento de ρ durante a análise de 218 ensaios de ruptura por cortante em vigas de CRFA sem estribos. A ρ das vigas variou entre 0,79 % e 5,72 %. Na Tabela 16 segue as características de f_c , a/d e V_f dos estudos analisados.

Tabela 16 – Características de f_c , a/d e V_f dos estudos analisados por Yakoub (2011)

Estudo	f_c (MPa)	a/d	V_f (%)
I	110	1,75	0,75
J	50	1,50	1,50
K	60	2,00	0,50
L	36	2,00	1,00
M	38,7	2,50	0,76
N	36	3,00	0,50
O	110	3,50	0,75
P	110	4,50	0,75
Q	61	3,00	1,50
R	2,8	2,80	0,75

Fonte: Yakoub (2011)

A relação entre ρ e a resistência ao cisalhamento das vigas para cada estudo da Tabela 16 analisado por Yakoub (2011) pode ser visto na Figura 42.

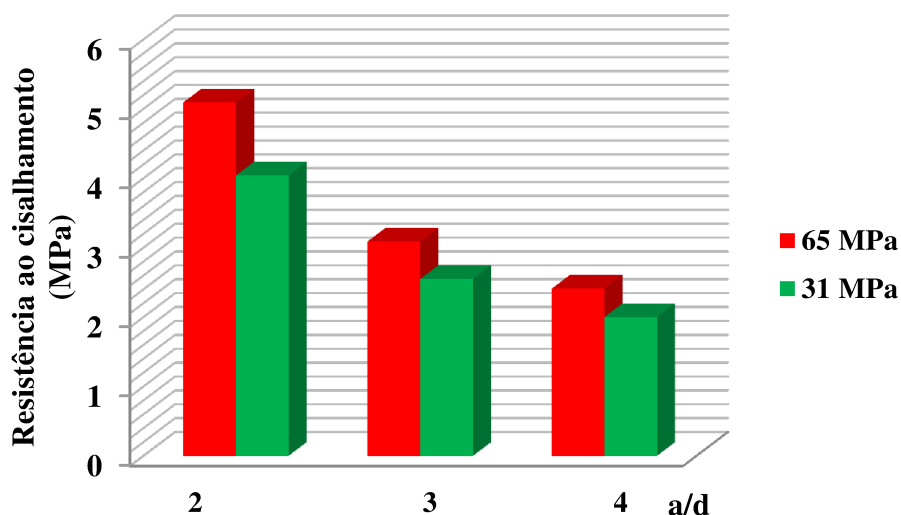
Figura 42 – Influência da taxa de armadura ρ na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA

De acordo com Sahoo e Sharma (2014), V_f tem uma influência mais importante na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA quando comparada com ρ .

3.5.4.4.3 Influência da resistência à compressão na resistência à força cortante em vigas de CRFA

O aumento da resistência à compressão do concreto aumenta a resistência à força cortante em vigas de CRFA uma vez que aumenta a aderência entre a fibra e a matriz (SLATER, MONI, ALAM, 2012).

Kwak et al. (2002) analisaram a resistência ao cisalhamento de 12 vigas de CRFA sem estribos com a variação da f_c (31 MPa e 65 MPa), V_f (0 %, 0,5 % e 0,75 %) e a relação a/d (2, 3 e 4). A partir da análise dos resultados, os autores observaram que a resistência ao cisalhamento aumentou com a elevação de V_f , redução da relação a/d e com o aumento da f_c . A influência da f_c foi avaliada comparando as vigas com V_f de 0,5 %. Na Figura 43 é visto um aumento entre 21 % e 26 % da resistência ao cisalhamento das vigas com a elevação da f_c de 31 MPa para 65 MPa e relação a/d entre 2 e 4. Observa-se que com o aumento da relação a/d o ganho da resistência ao esforço cortante foi reduzido com a elevação de f_c .

Figura 43 – Influência da f_c na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA

Fonte: Adaptado de Kwak et al. (2002)

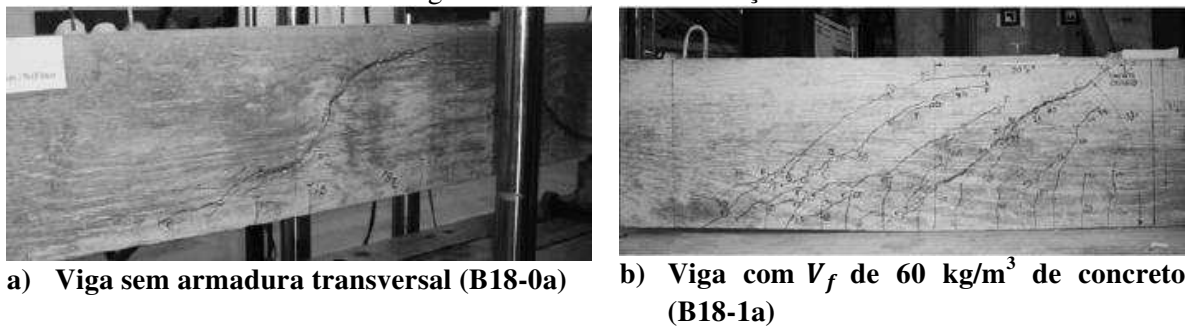
Yakoub (2011) verificou elevação na resistência ao cisalhamento com aumento da f_c na análise de um banco de dados de 218 ensaios de ruptura por cortante em vigas de CRFA sem estribos. Esse aumento foi maior para menores relações a/d assim como verificado por Kwak et al. (2002).

O aumento da relação a/d provoca uma diminuição exponencial da resistência à força cortante de vigas de CRFA (SLATER; MONI; ALAM, 2012). Vigas com valores de a/d menores que 2,5 apresentam uma significativa reserva de resistência devido ao efeito de arco, sendo esse efeito maior nas vigas com maior resistência.

3.5.4.4.4 Modos de ruptura em vigas de CRFA

Na pesquisa de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010), o padrão de fissuração das vigas de concreto armado e das vigas de CRFA foi distintamente diferente. Enquanto as vigas de concreto armado sem armadura transversal no vão testado apresentaram uma fissura diagonal única seguida por uma ruptura frágil (Figura 44a), todas as vigas de CRFA apresentaram pelo menos duas fissuras (Figura 44b) e o alargamento de pelo uma delas antes da ruptura proporcionou algum aviso sobre a ruptura eminente. Vigas com armadura de cisalhamento mínima apresentaram uma pequena melhora no padrão de fissuração comparada com as vigas de concreto armado sem estribos.

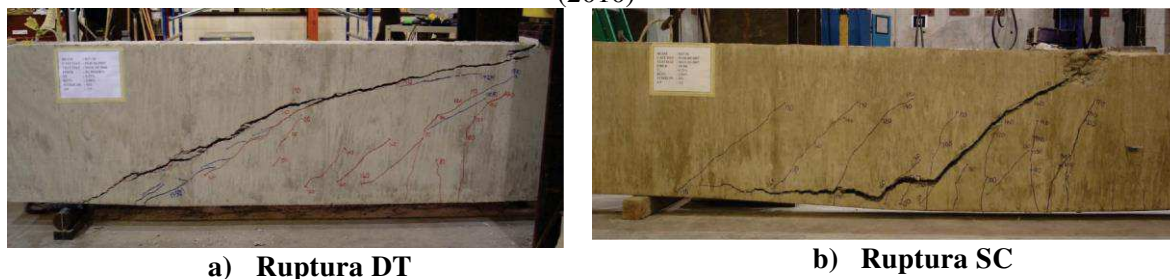
Figura 44 – Padrão de fissuração



Fonte: Adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)

Conforme pode ser visto na Tabela 11, três tipos de ruptura ao cisalhamento foram observados na pesquisa de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010): ruptura por tração diagonal (DT), combinação de ruptura por tração diagonal e ruptura cortante-tração (ST) e combinação de ruptura cortante-compressão (SC) com cortante-tração. A ruptura DT foi caracterizada pela abertura da fissura crítica diagonal na altura média da viga e sua propagação em direção à armadura longitudinal e a região de compressão sem causar esmagamento do concreto (Figura 45a). Quando o modo de ruptura DT foi combinado com o modo ST, a fissura diagonal crítica propagou-se ao longo da armadura longitudinal em direção ao apoio. Para o modo DT associado ao modo SC, o alargamento da fissura crítica começou no nível da armadura longitudinal e estendeu até o ponto de aplicação da força. A ruptura ocorreu pelo esmagamento do concreto da zona de compressão adjacente ao carregamento acompanhada de separação ao longo da camada superior da armadura longitudinal (Figura 45b).

Figura 45 – Modos de ruptura diagonal das vigas ensaiadas por Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010)



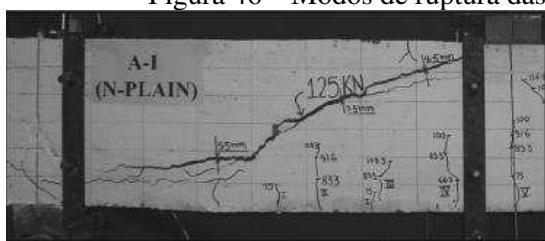
Fonte: Adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011)

Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) também observaram melhor capacidade de resistência ao esforço cortante com a utilização de fibras longas (maior fator de forma). O

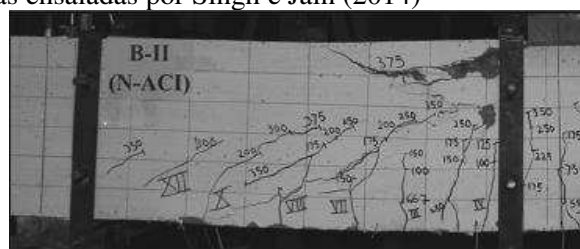
uso de fibras longas permitiu uma maior abertura da fissura inclinada antes da ruptura, porém foram mais propensas a problema de congestão ao longo da armadura longitudinal.

Singh e Jain (2014) observaram dois modos de falha associados com a ruptura por cortante, DT, ST, nas vigas sem armadura transversal no vão teste e sem a adição de fibras (Figura 46a). Em contraste, as outras vigas, Figura 46b e Figura 46c, apresentaram múltiplas fissuras diagonais quando o vão testado foi reforçado com armadura transversal mínima e com fibras de aço, respectivamente. Ao contrário das outras amostras, as vigas de CRFA apresentaram um maior alargamento da fissura inclinada que fornecia algum aviso sobre o colapso eminente, Figura 46c.

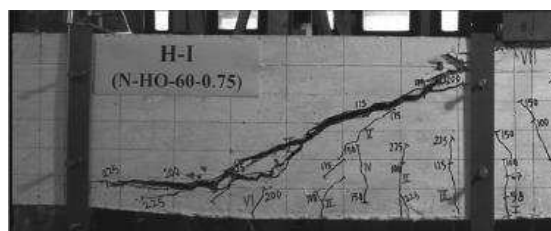
Figura 46 – Modos de ruptura das vigas ensaiadas por Singh e Jain (2014)



a) Viga sem armadura transversal (Ruptura por DT, ST)



b) Viga com armadura transversal mínima (Ruptura por flexão)



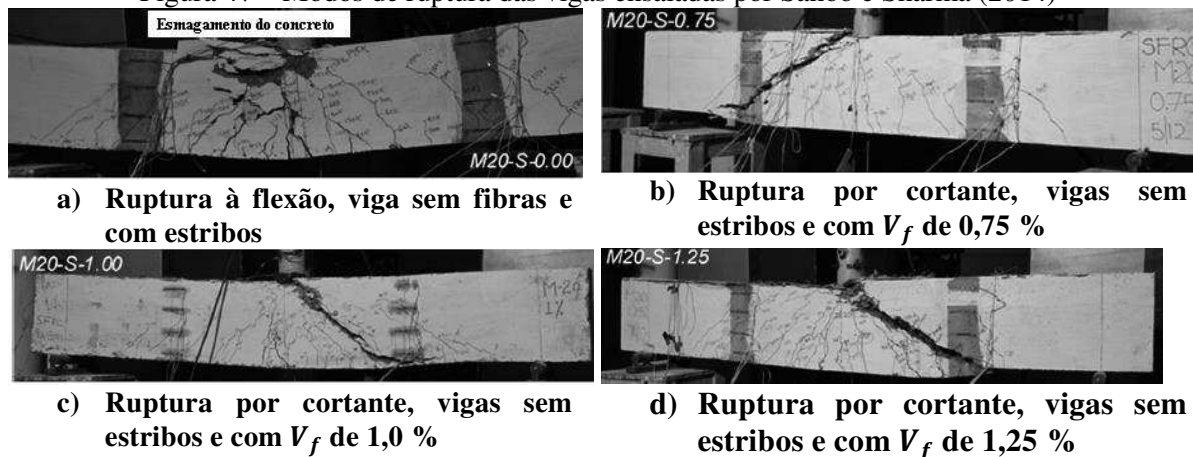
c) Viga de CRFA dosada com V_f de 60 kg/m³ de concreto (Ruptura por DT, ST E SC)

Fonte: Adaptado de Singh e Jain (2014)

Segundo os resultados experimentais de Sahoo e Sharma (2014), a adição de no mínimo 1,0 % (78,5 kg/m³ de concreto) muda o modo de ruptura das vigas sem armadura transversal de cortante (frágil) para flexão (dúctil). Na viga controle com armadura transversal e sem a adição de fibras, a ruptura ocorreu devido à formação de uma fissura de flexão crítica e esmagamento do concreto sob o ponto de aplicação do carregamento (Figura 47a). As vigas sem armadura transversal e V_f entre 0,5 % e 1,25 % (Figura 47b, Figura 47c e, Figura 47d) romperam por cortante devido à formação de uma fissura diagonal crítica. Conforme pode

ser visto na Figura 47, com a elevação do V_f houve um aumento do mapa de fissuras de flexão e de cisalhamento.

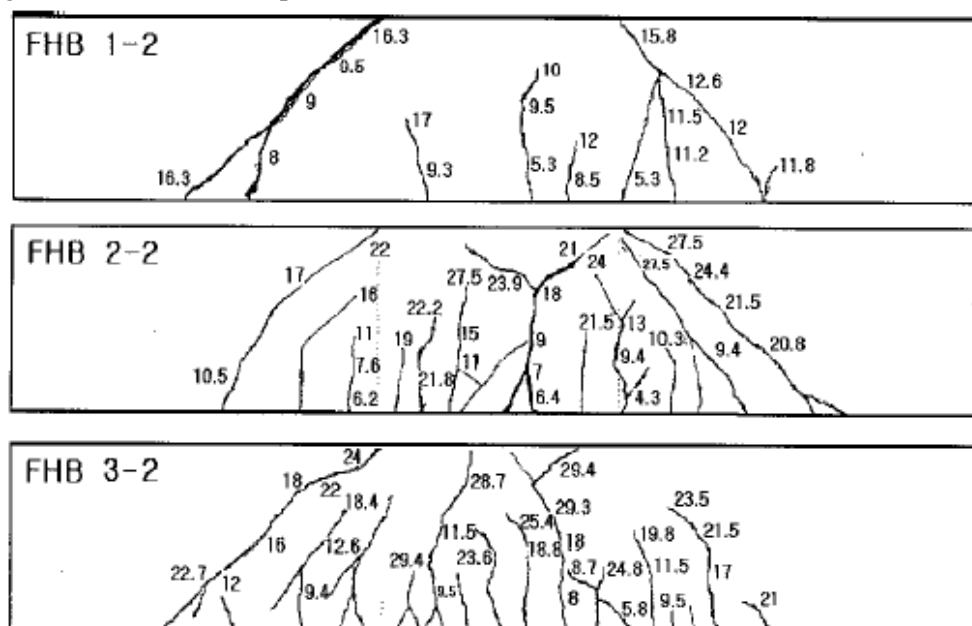
Figura 47 – Modos de ruptura das vigas ensaiadas por Sahoo e Sharma (2014)



Fonte: Adaptado de Sahoo e Sharma (2014)

Na Figura 48 segue o padrão de fissuração encontrado por Kwak et al. (2002) para três vigas sem armadura transversal idênticas, exceto no V_f adicionado. A relação a/d foi de 2 e o ensaio foi de flexão em quatro pontos. Os números ao lado das fissuras se referem às forças nas quais as fissuras foram primeiramente observadas. Na viga FHB1-2, sem fibras, as fissuras de flexão foram formadas na região de momento constante e posteriormente duas fissuras diagonais (uma em cada região de esforço cortante constante) foram formadas. A ruptura ocorreu de forma súbita ao longo de uma única fissura diagonal. Com o aumento do V_f adicionado de 0,50 % para 0,75 % (vigas FHB2-2 e FHB3-2, respectivamente), o modo de ruptura foi alterado para uma combinação de ruptura por cortante e ruptura por flexão. Houve um aumento do número de fissuras diagonais e de flexão que interagiram para causar a ruptura. O espaçamento das fissuras reduziu com o aumento do V_f .

Figura 48 – Alteração do padrão de fissuração com a adição de fibras de aço ao concreto



Fonte: Adaptado de Kwak et al. (2002)

Observa-se que a presença de fibras de aço altera o padrão de fissuração das vigas. Nas vigas de CRFA são formadas várias fissuras diagonais enquanto nas vigas sem fibras e sem armadura de cisalhamento a ruptura ocorre logo após a formação da primeira fissura diagonal. As fibras de aço permitem a transferência de tensão através das fissuras, controlando sua abertura e permitindo maior eficiência dos mecanismos de transferência do esforço pelo engrenamento de agregados e efeito de pino.

Porém, é impossível prever um tipo de ruptura nas vigas de CRFA (DINH, PARRA-MONTESINOS E WIGHT, 2010; KANG et al., 2012). Todos os tipos de ruptura devem ser agrupados na avaliação do comportamento e resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA.

3.5.4.4.5 Modelos para previsão da resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA

Para o desenvolvimento de modelos exatos do comportamento de vigas de CRFA, os principais parâmetros que afetam a resistência ao cisalhamento destes compósitos devem ser investigados, como f_c , f_{ct} , ρ , relação a/d , fator de forma das fibras e o V_f .

Sahoo e Sharma (2014) dividiram os modelos para estimativa da capacidade cortante de vigas de CRFA em dois tipos, Tipo 1 e Tipo 2. Os modelos Tipo 1 consideram

independentes as contribuições da fibra e do concreto na resistência ao cisalhamento. Os modelos Tipo 2 assumem que a adição de fibras de aço modifica diretamente a resistência do concreto à flexão, ao cisalhamento e à tração. Ambos os tipos incluem diversos parâmetros como a f_c , relação a/d , ρ , tipo de fibras e V_f .

Sharma (1986 apud ARAUZ, 2002) estabeleceu uma relação semi-empírica do Tipo 2 para prever a força cortante última em vigas de CRFA após o ensaio de 7 vigas divididas em dois grupos, S e D. O grupo S consistia em três vigas sem estribos, das quais uma possuía fibras de aço e o grupo D consistia em quatro vigas com estribos, duas delas com fibras de aço. Todas as vigas foram dimensionadas para atingir a ruptura por força cortante.

A parcela V_c que representa a contribuição do concreto com fibras na resistência ao cisalhamento em termo de tensão estimada do modelo de Sharma (1986 apud ARAUZ, 2002) e dada pela Equação 16.

$$v_u = k \times f_{ct} \times \left(\frac{d}{a}\right)^{0,25} \quad (16)$$

Onde:

v_u : resistência ao cisalhamento média na ruptura por cortante, em MPa;

k : 1 se f_{ct} for obtida por tração direta e 2/3 se f_{ct} for obtida por tração indireta

a/d : relação entre vão de cisalhamento a e altura útil d ;

f_{ct} : resistência à tração do concreto, caso não disponível adotar valor igual $0,79\sqrt{f_c}$, em MPa.

De acordo com Kwak et al. (2002), a Equação 16 proposta por Sharma (1986 apud ARAUZ, 2002) não considerou a influência de fatores importantes na resistência ao cisalhamento como o volume de fibras, a forma das fibras e a taxa de armadura longitudinal de tração.

Kwak et al. (2002) utilizaram 139 resultados de ensaios de vigas de CRFA sem estribos para avaliar os modelos disponíveis e propor a Equação 17, empírica, na estimativa da resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA.

$$v_u = 3,7 \times e \times f_{ct,sp}^{2/3} \times \left(\rho \times \frac{d}{a}\right)^{1/3} + 0,8 \times v_b \quad (17)$$

$$v_b = 0,41 \times \tau \times F \quad (18)$$

$$F = \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \times V_f \times \beta \quad (19)$$

Onde:

e : fator adimensional que leva em consideração o efeito de arco. Para $\frac{a}{d} > 3,4$, $e = 1$ e para $a/d \leq 3,4$, $e = 3,4 \frac{d}{a}$.

$f_{ct,sp}$: resistência do concreto à tração obtida por compressão diametral, em MPa;

ρ : taxa de armadura longitudinal de tração;

ν_b : tensão de aderência fibra-matriz;

τ : tensão de aderência interfacial fibra-matriz. Na indisponibilidade de dados pode ser adotado 4,15 MPa;

F : fator da fibra;

V_f : volume de fibras;

β : fator de aderência, para fibras circulares $\beta = 0,5$, para fibras corrugadas, $\beta = 0,75$ e para fibras recortadas e com ganchos nas extremidades $\beta = 1$.

O modelo de Kwak et al. (2002) considera vários parâmetros na estimativa de resistência à força cortante, como a tensão de aderência fibra-matriz, relação a/d e a ρ . Kwak et al. (2002) não informa os limites de aplicação da Equação 17. Segundo o autor, a acurácia do modelo em estimar a resistência ao cisalhamento não variou com a altura útil possivelmente devido a duas causas. A ausência da influência da altura útil pode ter ocorrido devido ao aumento da ductilidade do CRFA quando comparado com o concreto convencional ou ter sido consequência da amostra de vigas testadas ter predominância de vigas com menor d .

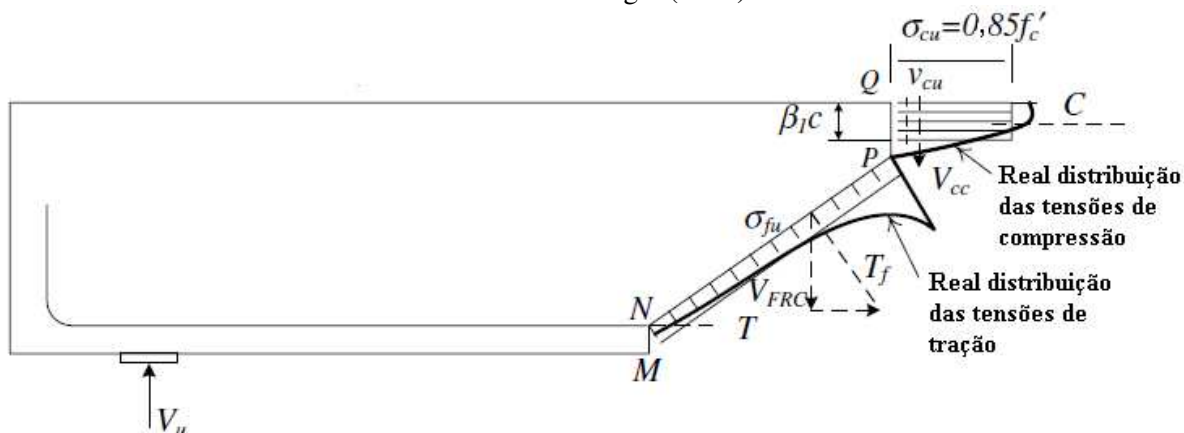
Sahoo e Sharma (2014), na análise dos modelos disponíveis de estimativa na resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA observaram que o modelo de Kwak et al. (2002) apresentou estimativas mais próximas dos resultados experimentais encontrados para três vigas sem armadura de cisalhamento com volumes de fibras de 0,75 %, 1,00 % e 1,25 %. O modelo de Sharma (1986 apud ARAUZ, 2002) apresentou resultados mais conservadores.

Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011) propuseram um modelo semi-empírico do Tipo 1 para resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA sem armadura transversal a partir dos resultados da pesquisa de Dinh (2009).

No modelo de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011) é suposto para uma viga de CRFA sem armadura transversal uma ruptura na fissura idealizada MNP sob o concreto comprimido PQ (Figura 49). A real distribuição de tração representada na curva NP é substituída por uma tensão de tração uniforme com a mesma força resultante. Para

simplificação os autores desconsideraram qualquer tensão abaixo do centroide da armadura longitudinal de tração.

Figura 49 – Distribuição das tensões ao longo da fissura crítica do modelo de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011)



Fonte: Adaptado de Diniz, Parra-Montesinos e Wight (2011)

Baseado nas considerações da Figura 49, a resistência ao cisalhamento das vigas de CRFA pode ser calculado pela Equação 20.

$$V_u = V_{cc} + V_{FRC} \quad (20)$$

$$V_{cc} = 0,13 \times A_s \times f_y \quad (21)$$

$$V_{FRC} = T_f \times \cos \alpha = \left[(\sigma_t)_{avg} \times b \times \left(\frac{d-c}{\sin \alpha} \right) \right] \times \cos \alpha = (\sigma_t)_{avg} \times b \times (d-c) \times \cot \alpha \quad (22)$$

$$(\sigma_t)_{avg} = 0,8 \times 1,5 \times \left(\frac{V_f}{0.0075} \right)^{1/4} \quad (23)$$

Onde:

V_{cc} : resistência ao esforço cortante providenciada pelo concreto, em kN. Quando a área, A_s , e a tensão de escoamento da armadura longitudinal de tração f_y são conhecidas, V_{cc} é obtido pela Equação 21;

V_{FRC} : resistência ao esforço cortante providenciada pela fibra, em kN;

T_f : resultante de tração na fibra ao longo da fissura diagonal;

α : inclinação horizontal da fissura diagonal crítica, para simplificação deve ser adotada $\alpha=45^\circ$.

$(\sigma_t)_{avg}$: tensão média resistida pelas fibras que cruzam a fissura. De acordo com os autores Diniz, Parra-Montesinos e Wight (2011), seu valor deve ser obtido pelo ensaio ASTM C1609 com o uso da resistência à flexão no deslocamento vertical $l_f/24$, sendo l_f o comprimento da fibra. Caso o ensaio não esteja disponível pode ser obtida pela Equação 23;

c : altura da linha neutra, em mm;

V_f : volume de fibras.

No modelo de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011), a resistência ao cisalhamento das vigas de CRFA esta diretamente ligada ao desempenho do material obtido com a realização

do ensaio da ASTM C1609 e seu valor pode ser estimado assumindo que a resistência à força cortante da viga é providenciada pelo concreto comprimido e pelas fibras que cruzam as fissuras, desconsiderando qualquer contribuição dos mecanismos de engrenamento dos agregados e efeito de pino. O modelo é limitado a vigas de CRFA com fibras do tipo ganchos nas extremidades de comprimento entre 30 mm e 60 mm, fator de forma entre 55 e 100, concreto com resistência mínima à tração de 1,030 MPa e V_f entre 0,50 % (39 kg/m³ de concreto) e 1,5 % (118 kg/m³ de concreto).

Singh e Jain (2014) propuseram um modelo adaptado de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011) para previsão da resistência ao cisalhamento em vigas sem armadura transversal falhando em ruptura diagonal e de altura máxima de 500 mm. Os mecanismos de resistência considerados foram à força cortante resistida pelo concreto e a força cortante resistida pelas fibras que cruzam a fissura diagonal crítica. De acordo com esse modelo, a resistência ao cisalhamento das vigas de CRFA, V_u , é dada pela Equação 24, cuja dedução está descrita nas Equações 25 à 32.

$$V_u = 0,13 \times A_s \times f_y + \left[0,5 \times \tau \times D_f \times V_f \times \frac{l_f}{d_f} \times b \times (d - c) \times \cot \alpha \right] \quad (24)$$

$$V_u = V_{cc} + V_{FRC} \quad (25)$$

$$V_{cc} = 0,13 \times A_s \times f_y \quad (26)$$

$$V_{FRC} = \sigma_{fu} \times b \times (d - c) \times \cot \alpha \quad (27)$$

$$\sigma_{fu} = N \times f \quad (28)$$

$$N = 0,5 \times \frac{V_f}{\pi r_f^2} \quad (29)$$

$$f = \tau \times \pi \times D_f \times d_f \times \frac{l_f}{a} \quad (30)$$

$$V_{FRC} = \left[0,5 \times \tau \times D_f \times \frac{l_f}{d_f} \times b \times (d - c) \times \cot \alpha \right] \quad (31)$$

$$\tau = 0,85\sqrt{f_c} \text{ Fibras com gancho na extremidade} \quad (32)$$

$$\tau = 0,75\sqrt{f_c} \text{ Fibras corrugadas}$$

Onde:

V_{cc} : resistência ao esforço cortante providenciada pelo concreto. Quando a área, A_s , e a tensão de escoamento da armadura longitudinal de tração, f_y são conhecidas, V_{cc} é obtido pela Equação 26, em kN;

V_{FRC} : resistência ao esforço cortante providenciada pela fibra, em kN;

σ_{fu} : tensão resistida pelas fibras que cruzam a fissura crítica, em MPa;

N : número de fibras que cruzam a fissura diagonal crítica estimada pela Equação 29 desenvolvida por Hannant (1978);

f : média de força por fibra pelo ensaio de arrancamento, em kN;

τ : média da resistência da ligação interfacial entre as fibras e a matriz, em MPa;

D_f : fator de eficiência das fibras, sendo 1 para fibras com gancho nas extremidades e 0,75 para as fibras corrugadas;

l_f : comprimento da fibra de aço, em mm;

d_f : diâmetro equivalente da fibra de aço, em mm;

d : altura útil, em mm;

c : altura da linha neutra, em mm;

r_f : raio de um círculo com a mesma área da seção transversal da fibra, em mm;

α : inclinação da fissura diagonal crítica em relação ao eixo horizontal da viga. Pode ser adotado um valor médio de 30° .

Observa-se que no modelo de Singh e Jain (2014), a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA é estimada a partir das características das fibras e de propriedades mecânicas do concreto.

Sahoo e Sharma (2014), considerando a grande variação de equações existentes na literatura para prever a resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA, analisaram 84 resultados de ensaios realizados em vigas de concreto armado sem fibras e sem estribos e concreto sem estribos e com diferentes volumes de fibras. Os ensaios foram selecionados adotando a/d menor 2,5, ρ entre 1,2 % e 4,5 %, f_c entre 20 MPa e 60 MPa, uso de fibras em gancho nas extremidades, l_f/d_f entre 55 e 100 e V_f entre 0 % e 1,5 % por volume de concreto. As vigas foram divididas em duas categorias dependendo da altura útil d : categoria escala média ($d < 300 \text{ mm}$) e categoria grande escala ($d \geq 300 \text{ mm}$).

Sahoo e Sharma (2014) utilizando método de ajuste de curva com os dados dos ensaios disponíveis derivaram as Equação 33 para $d < 300 \text{ mm}$ e a Equação 34 para $d \geq 300 \text{ mm}$ na estimativa na resistência ao cisalhamento das vigas de CRFA com teores de fibras diferentes. O fator de correlação R^2 foi maior que 95 % em ambos os casos.

$$V_u = (0,251 + 0,173V_f + 0,069V_f^2) \times \sqrt{f_c} \times b \times d \quad (33)$$

$d < 300 \text{ mm}$

$$V_u = (0,202 + 0,377V_f - 0,113V_f^2) \times \sqrt{f_c} \times b \times d \quad (34)$$

$d \geq 300 \text{ mm}$

Onde:

V_u : força cortante resistente, kN.

V_f : volume de fibras;

f_c : resistência à compressão do concreto, em MPa;

b : largura, em mm;

d : altura útil, em mm.

O uso das Equações propostas por Sahoo e Sharma (2014) é limitado ao volume fibras de até 1,5 % e resistência à compressão menor que 60 MPa.

Observa-se que várias equações foram propostas por pesquisadores para prever a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA. No estudo de Slater, Moni e Alam (2012) são citadas mais de 12 equações presentes na literatura. Kang et al. (2012) afirma que os modelos podem não representar adequadamente a interação flexão-cortante. As variações nas deformações e tensões devem ser consideradas em todos os estágios de deformação, não somente no estágio último.

Zhang et al. (2016) afirma que a maioria dos modelos para prever a resistência ao cisalhamento concorda bem com os resultados experimentais dos quais o modelo foi derivado e não apresentam concordância adequada com outros resultados experimentais. Isto ocorre, pois a maioria dos modelos é baseada em fórmulas empíricas ou semi empíricas devido o complexo mecanismo de transferência do esforço cortante.

Na Tabela 17 segue um resumo das equações descritas nesta seção para estimativa da resistência ao esforço cortante em vigas de CRFA.

Tabela 17 – Resumo dos modelos para previsão da resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA

Modelo	Expressões para estimativa de resistência ao esforço cortante
Sharma (1986)	$v_u = k \times f_{ct} \times \left(\frac{d}{a}\right)^{0,25}$
Kwak et al. (2002)	$v_u = 3,7 \times e \times f_{ct,sp} \times \left(\rho \times \frac{d}{a}\right)^{1/3} + 0,8 \times v_b$
Dinh, Parra-Montesinos e Wigh (2011)	$v_u = 0,13 \times A_s \times f_y + \left[(\sigma_t)_{avg} \times b \left(\frac{d-c}{\sin \alpha}\right)\right] \cos \alpha = (\sigma_t)_{avg} b(d-c) \cot \alpha$
Singh e Jain (2014)	$V_u = 0,13 \times A_s \times f_y + \left[0,5 \times \tau \times D_f \times V_f \times \frac{l_f}{d_f} \times b \times (d-c) \cot \alpha\right]$
Sahoo e Sharma (2014)	$V_u = (0,251 + 0,173V_f + 0,069V_f^2)\sqrt{f_c} \times b \times d$
	$d < 300 \text{ mm}$
	$V_u = (0,202 + 0,377V_f - 0,113V_f^2)\sqrt{f_c} \times b \times d$
	$d \geq 300 \text{ mm}$

Fonte: Autor

Os valores previstos pelos modelos citados na Tabela 17 foram relacionados com os resultados experimentais obtidos nos estudos de Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011),

Singh e Jain (2014) e Sahoo e Sharma (2014). Conforme observado na Tabela 18, os valores previstos pelo modelo de Singh e Jain (2014) se aproximaram mais dos resultados experimentais.

Tabela 18 – Comparação dos valores de resistência ao cisalhamento previstos pelos modelos e os resultados experimentais presentes na literatura

Resultados experimentais	Modelos														
	Kwak et al. (2002)			Sharma (1986)			Singh e Jain (2014)			Sahoo e Sharma (2014)			Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011)		
	Média V_t/V_{exp}	1S_d	2COV (%)	Média V_t/V_{exp}	S_d	COV (%)	Média V_t/V_{exp}	S_d	COV (%)	Média V_t/V_{exp}	S_d	COV (%)	Média V_t/V_{exp}	S_d	COV (%)
Dinh, Parra Montesinos e Wight (2011)	0,89	0,13	14,54	0,84	0,12	14,80	1,02	0,15	14,50	0,49	0,07	15,06	0,71	0,09	13,02
Singh e Jain (2014)	0,85	0,21	24,64	0,76	0,20	25,91	0,95	0,22	23,32	0,50	0,13	25,85	0,74	0,22	29,39
Sahoo e Sharma (2014)	0,96	0,10	10,34	0,75	0,08	11,15	1,02	0,06	5,51	0,49	0,05	11,00	0,78	0,07	9,43
Média	0,90	0,15	16,51	0,78	0,13	17,29	1,00	0,14	14,44	0,49	0,09	17,30	0,74	0,13	17,28

1S_d : desvio padrão 2COV : coeficiente de variação

Fonte: Autor

3.5.4.4.6 Diretrizes sobre o uso do CRFA como reforço ao cisalhamento em vigas

Nesta seção serão descritas as recomendações de duas diretrizes internacionais ACI 318 (2014) e Fib Model Code (2010) para o uso de fibras de aço como mecanismo de reforço ao esforço cortante em vigas.

No Brasil, em 2016 foi publicada a prática recomendada Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com fibras do comitê IBRACON/ABECE que aborda o dimensionamento de elementos lineares sujeitos a força cortante. Esta prática não será comentada nesta seção, uma vez que a mesma foi baseada nas recomendações da Fib Model Code (2010).

A diretriz americana ACI 318 (2014), autoriza dispensar o uso de armadura transversal mínima em vigas de CRFA com armadura longitudinal de flexão, concreto de peso normal, altura $h \leq 610$ mm, resistência à compressão $f_c \leq 41$ MPa, desde que, a cortante última V_u atenda os limites da Formulação 35.

$$V_u \leq \phi \times 0,17 \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \quad (35)$$

Onde

ϕ : coeficiente redutor da resistência, dado na Tabela 21.2.1 do ACI 318 (2014). Adota-se 0,75 para ações de força cortante;

f_c : resistência à compressão do concreto, em MPa;

b_w : largura em mm;

d : altura útil em mm.

A diretriz também recomenda que a dosagem do concreto atenda a certos requisitos de conformidade, como uso de fibras com valores de l_f/d_f de no mínimo 50 e no máximo 100 e dosagem mínima de fibra de 60 kg/m³ de concreto. Outros requisitos de conformidade exigidos pela norma para o uso de fibras de aço para resistência ao cisalhamento são:

- A resistência residual obtida no ensaio à flexão da norma ASTM C1609 para deslocamento vertical no meio do vão de $L/300$ deve ser maior que 90 % da resistência de primeiro pico e 90 % da resistência correspondente a $0,6227\sqrt{f_c}$, em MPa;
- A resistência residual obtida no ensaio à flexão da norma ASTM C1609 para deslocamento vertical no meio do vão de $L/150$ deve ser maior que 75 % da resistência de primeiro pico e 75 % da resistência correspondente a $0,6227\sqrt{f_c}$, em MPa.

A diretriz Fib Model Code (2010) permite dispensar a armadura de cisalhamento mínima quando a condição da Formulação 36 é atendida.

$$f_{Ftuk} \geq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{20} \quad (36)$$

Onde:

f_{Ftuk} : valor característico da resistência residual última obtida pelo ensaio da norma EN 14651 (2007), considerando uma abertura máxima de fissura de 1,5 mm;

f_{ck} : resistência à compressão característica do concreto.

A Fib Model Code (2010) também incorpora a Equação 37 que estima a resistência ao esforço cortante de vigas de CRFA, $V_{c,Fib}$, com armadura longitudinal de tração, sem armadura transversal e sem força axial significativa.

$$V_{c,Fib} = \frac{0,18}{\gamma_c} \times k \times \left[100 \times \rho \left(1 + 7,5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ct}} \right) \times f_c \right]^{1/3} \times b_w \times d \quad (37)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (38)$$

$$f_{Ftu} = 0,06 f_{R1} + 0,3 f_{R3} \quad (39)$$

$$f_{ct} = 0,3(f_c)^{2/3} \quad \text{Se } f_c \leq 50 \text{ MPa} \quad (40)$$

$$f_{ct} = 2,12 \ln(1,8 + f_c) \quad \text{Se } f_c > 50 \text{ MPa} \quad (41)$$

Onde:

γ_c : coeficiente de segurança do concreto sem fibras;

k : fator que considera o efeito do tamanho do elemento;

ρ : taxa de armadura longitudinal;

f_{Ftu} : resistência residual à tração do concreto, considerando abertura máxima de fissura de projeto de 1,5 mm, em MPa;

f_{R1} : resistência à tração residual para abertura de fissura de 0,5 mm no ensaio EN 14651, em MPa;

f_{R3} : resistência à tração residual para abertura de fissura de 2,5 mm no ensaio EN 14651, em MPa;

f_{ct} : resistência à tração do concreto, em MPa;

f_c : resistência à compressão do concreto, em MPa.

b_w : largura da viga, em mm;

d : altura útil, em mm.

O valor de $V_{c,Fib}$ não pode ser menor que $V_{Rd,Fmin}$ dado pela Equação 42 .

$$V_{Rd,Fmin} = (0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}) \times b_w \times d \quad (42)$$

Apesar das fibras de aço serem reconhecidas como material estrutural pelas diretrizes ACI 318 e pela Fib Model Code (2010), existe uma carência de normas com orientações para cálculo da resistência ao cisalhamento de elementos de CRFA submetidos à flexão. De acordo com Sahoo e Sharma (2014), mais pesquisas são necessárias para entender o comportamento de vigas de CRFA submetidas à flexão e assim ser possível validar as equações propostas pelos pesquisadores.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

Nesta pesquisa, foi necessário definir os níveis do volume de fibras de aço que seriam utilizados nas vigas. A base para essa definição foram os resultados de tenacidade à flexão e comportamento *deflection-hardening* obtidos pelo método ASTM C1609 (2012). Portanto, o programa experimental realizado neste trabalho foi dividido em dois planejamentos distintos: planejamento experimental para determinação dos níveis da variável teor de fibras V_f ou estudo de traço e planejamento experimental para o ensaio das vigas propriamente ditas.

Na abordagem do planejamento experimental para o ensaio das vigas é importante informar que este trabalho é uma continuidade do trabalho desenvolvido por Samora (2015) que determinou experimentalmente a parcela V_c em vigas de concreto armado sem armadura transversal e sem fibras de aço. A fim de manter esta continuidade algumas características das vigas e o método de ensaio realizado foram semelhantes ao de Samora (2015).

4.1 ESTUDO DE TRAÇO

Para a realização do ensaio conforme ASTM C1609 (2012) foram utilizados três teores de fibras 40 kg/m³, 50 kg/m³ e 60 kg/m³ para duas classes de concreto com resistência a compressão próximas de 20 MPa e 40 MPa. Os valores do V_f foram baseados no estudo de Arif (2014) que avaliou a medida de tenacidade do CRFA variando o consumo de fibras em dois níveis, 30 kg/m³ e 60 kg/m³ (0,38 % e 0,77 % em volume).

Arif (2014) observou que 95,46 % das curvas força × deslocamento segundo ASTM C1609 para o teor de fibra de 60 kg/m³ estavam acima do $V_{f,crit}$, teor de fibras necessário para manter a mesma capacidade resistente após fissuração da matriz. Para teor de fibra de 30 kg/m³, todas as

curvas estavam abaixo do $V_{f,crit}$, o que indicava que o $V_{f,crit}$ do tipo de fibra de aço utilizado, para as resistências do concreto de 30 MPa e 40 MPa, ficava entre 30 kg/m³ e 60 kg/m³.

Apesar de Arif (2014) ter utilizado valores de f_{cm} 30 MPa e 40 MPa, os valores de resistência à compressão alvo adotados nesta pesquisa foram, 20 MPa e 40 MPa, uma vez que foram os mesmos utilizados nas vigas ensaiadas por Samora (2015).

Nesta etapa, foram moldados 16 corpos de prova prismáticos, divididos em duas séries. Série de resistência à compressão alvo de 20 MPa denominada S20 e série de f_{cm} alvo de 40 MPa denominada S40. Em cada série, para cada nível de fibra, 0 kg/m³, 40 kg/m³, 50 kg/m³ e 60 kg/m³ foram moldados apenas dois corpos de prova prismáticos, apesar da recomendação da norma ASTM C1609 (2012) para moldagem de no mínimo três.

Também foram moldados quatro corpos de prova cilíndricos das amostras de concretos sem fibras das séries S20 e S40 para a verificação da f_c segundo a norma ABNT NBR 5739: 2007.

4.1.1 Traço base

O traço do concreto simples procurado foi aquele que resultasse em uma f_{cm} aos 28 dias de idade em torno de 20 MPa para a série S20 e 40 MPa para série S40 e que fosse próximo do traço usinado utilizado por Samora (2015) visualizado na Tabela 19.

Tabela 19 – Consumo de materiais e traço utilizado por Samora (2015)

Materiais	f_{cm} 20 MPa	f_{cm} 40 MPa
Cimento CP II 40 (kg/m ³)	240,00	400,00
Areia média e fina (kg/m ³)	881,00	709,00
Agregado graúdo - dimensão máxima 20 mm (kg/m ³)	1005,00	1038,00
Água (l/m ³)	168,00	171,00
Aditivo superplastificante (l/m ³)	1,70	2,80
Fator a/c	0,70	0,43
Proporção aglomerado/agregado em massa	1:7,85	1:4,04

Fonte: Adaptado de Samora (2015)

O consumo de materiais por m³ de concreto para as séries S20 e S40 utilizados nesta etapa da pesquisa podem ser vistos na Tabela 20.

Tabela 20 – Consumo de materiais para as séries S20 e S40

Materiais	Série S20 f_c 20 MPa	Série S40 f_c 40 MPa
Cimento CP III 40 (kg/m ³)	300,30	447,00
Agregado miúdo – módulo de finura 1,59 (kg/m ³)	276,28	250,32
Agregado miúdo – módulo de finura 3,15 (kg/m ³)	516,52	464,88
Agregado graúdo - dimensão máxima 12,5 mm (kg/m ³)	252,25	268,20
Agregado graúdo - dimensão máxima 19 mm (kg/m ³)	757,76	804,60
Água (l/m ³)	198,20	179,80
Aditivo superplastificante (l/m ³)	0,86	2,34
Fator a/c	0,66	0,40
Proporção aglomerado/agregado em massa	1:6	1:4

Fonte: Autor

A partir dos traços de referência para o concreto simples das séries S20 e S40 foram formados seis traços de concretos reforçados com fibras de aço, três para cada série. O consumo de materiais para cada traço pode ser visto na Tabela 21.

Tabela 21 – Consumo de materiais utilizados para determinação do teor de fibras

Componentes	Série S20			Série S40		
	Teor de fibra			Teor de fibra		
	40 kg/m³	50 kg/m³	60 kg/m³	40 kg/m³	50 kg/m³	60 kg/m³
Cimento (kg/m ³)	300,30	300,30	300,30	447,00	447,00	447,00
Agregado miúdo – módulo de finura 1,59 (kg/m ³)	276,28	276,28	276,28	250,32	250,32	250,32
Agregado miúdo – módulo de finura 3,15 (kg/m ³)	516,52	516,52	516,52	464,88	464,88	464,88
Agregado graúdo - dimensão máxima 12,5 mm (kg/m ³)	252,25	252,25	252,25	268,20	268,20	268,20
Agregado graúdo - dimensão máxima 19 mm (kg/m ³)	757,76	757,76	757,76	804,60	804,60	804,60
Água (l/m ³)	198,20	198,20	198,20	179,80	179,80	179,80
Aditivo (l/m ³)	0,86	1,06	1,14	2,77	2,98	3,41
Teor de ar (%)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Teor de fibra (kg/m ³)	40	50	60	40	50	60
Teor de fibras em volume (%)	0,50	0,64	0,77	0,50	0,64	0,77

Fonte: Autor

A norma ABNT NBR 12655: 2006 fazia a recomendação de considerar o conteúdo de água do aditivo no cálculo da relação água/cimento quando o total líquido contido no aditivo excedesse 3 dm³/m³ de concreto. Porém, a versão da mesma norma de 2015 retirou essa recomendação na seção 5.3.4. Portanto, para o traço VI não foi necessário considerar a quantidade de água do aditivo na relação água/cimento.

Apesar da diretriz americana ACI 318 (2014) recomendar uma dosagem mínima de fibra de 60 kg/m³ de concreto quando o uso do CRFA é destinado para a resistência ao cisalhamento este trabalho utilizou níveis inferiores ao recomendado pela diretriz americana a fim de verificar se um limite inferior também poderia ser utilizado.

4.1.1.1 Cimento Portland CP III 40 RS

Para a produção do concreto foi utilizado cimento Portland CP III 40-RS. A Tabela 22 apresenta as características físicas do CP III 40-RS utilizado.

Tabela 22 – Caracterização do cimento Portland CP III 40 RS

Propriedades físicas e mecânicas	CP III 40 RS	Limites	Norma ABNT
Massa específica (kg/cm ³)	3,01	–	NBR NM 23 (2001)
Finura – Resíduo na peneira 200 mm (%)	0,86	< 8	NBR 11579 (2012)

Fonte: Autor

4.1.1.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado foi areia lavada de rio retirada na região do triângulo mineiro do tipo média e fina. As caracterizações de ambos os tipos de areia foram realizadas de acordo com as normas ABNT NBR NM 52: 2009 e ABNT NBR NM 248: 2003, cujos resultados para a areia média e areia fina podem ser vistos nas Tabela 23 e Tabela 24, respectivamente.

Tabela 23 – Caracterização do agregado miúdo (areia média)

Ensaio realizado	Resultados	Métodos de ensaio
Massa específica (g/cm ³)	2,61	NBR NM 52 (2009)
Dimensão máxima (mm)	4,75	NBR NM 248 (2003)
Módulo de finura	3,15	NBR NM 248 (2003)
Granulometria	Areia média	NBR NM 248 (2003)

Fonte: Autor

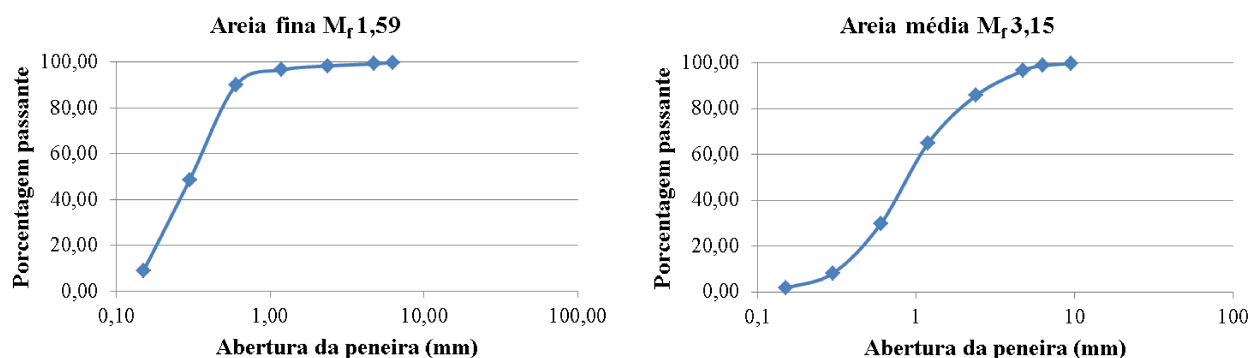
Tabela 24 – Caracterização do agregado miúdo (areia fina)

Ensaio realizado	Resultados	Métodos de ensaio
Massa específica (g/cm^3)	2,63	NBR NB 52 (2009)
Dimensão máxima (mm)	1,19	NBR NM 248 (2003)
Módulo de finura	1,59	NBR NM 248 (2003)
Granulometria	Areia fina	NBR NM 248 (2003)

Fonte: Autor

As curvas granulométricas dos agregados miúdos, areia fina (módulo de finura M_f de 1,59) e areia média (M_f de 3,15), podem ser visualizados na Figura 50.

Figura 50 – Curvas granulométricas: agregado miúdo



Fonte: Autor

4.1.1.3 Agregado graúdo

Foi utilizado agregado graúdo de pedra britada de rocha basalto de dois tipos, dimensão máxima (D_{max}) de 12,5 mm e 19 mm.

A caracterização de ambos os tipos de brita foram realizados de acordo com as normas ABNT NBR NM 53: 2009 e ABNT NBR NM 248: 2003, cujos resultados podem ser vistos nas Tabela 25 e Tabela 26, respectivamente. As curvas granulométricas dos agregados graúdos utilizados podem ser visualizadas na Figura 51.

Tabela 25 – Caracterização do agregado graúdo: D_{max} 12,5 mm

Ensaio realizado	Resultados	Métodos de ensaio
Massa específica (g/cm^3)	2,70	NBR NM 53 (2009)
Dimensão máxima (mm)	12,5	NBR NM 248 (2003)
Módulo de finura	6,22	NBR NM 248 (2003)

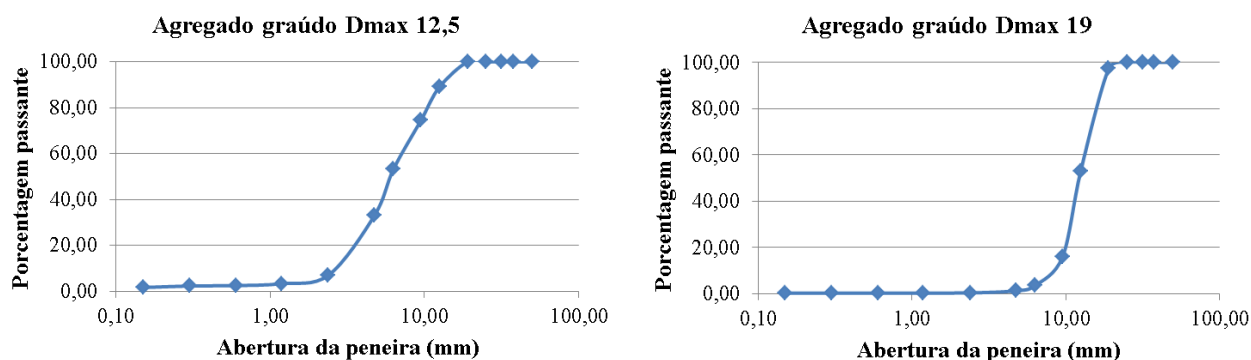
Fonte: Autor

Tabela 26 – Caracterização do agregado graúdo: Dmax 19,0 mm

Ensaio realizado	Resultados	Métodos de ensaio
Massa específica (g/cm^3)	2,79	NBR NM 53 (2009)
Dimensão máxima (mm)	19	NBR NM 248 (2003)
Módulo de finura	7,81	NBR NM 248 (2003)

Fonte: Autor

Figura 51 – Curvas granulométricas: agregados graúdos



Fonte: Autor

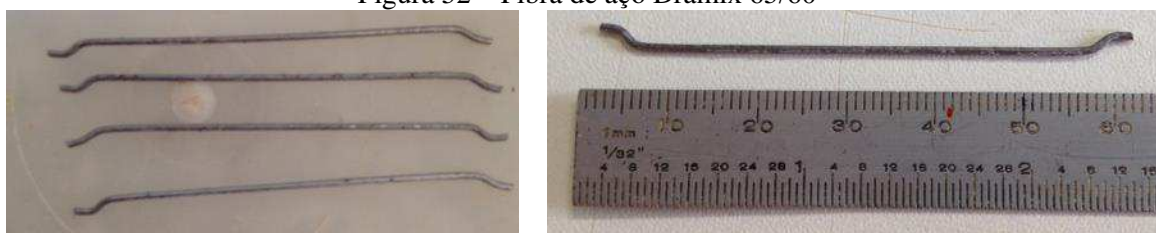
4.1.1.4 Aditivo

O aditivo superplastificante utilizado para atingir a trabalhabilidade foi o GLENIUM 3400NV®. O aditivo apresentava aspecto líquido de cor marrom e conforme descrição do fabricante pH aproximado de 7,8 e densidade de $1,05 \text{ g/cm}^3$.

4.1.1.5 Fibras de aço.

A fibra de aço utilizada na matriz de concreto (Figura 52) foi a DRAMIX 65/60 (fator de forma de 65, comprimento de 60 mm e diâmetro de 0,90 mm), resistência à tração de 1160 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa, segundo especificações do fabricante. As fibras foram fornecidas coladas em pente e conforme classificação da norma ABNT NBR 15530: 2007, a fibra DRAMIX 65/60 é classificada como Tipo A (fibra de aço com ancoragens nas extremidades) e classe 1 (oriunda de arame trefilado a frio).

Figura 52 – Fibra de aço Dramix 65/60



Fonte: Autor

O tipo da fibra de aço utilizada atendeu a diretriz americana ACI 318 (2014) que recomenda o uso de fibras com valores de l_f/d_f entre 50 e 100 para fim estrutural de resistência ao cisalhamento.

Foi realizado o controle no recebimento das fibras quanto à tolerância dimensional, resistência ao dobramento e verificação de defeitos seguindo os valores de amostragem mínima de fibras exigidas pela ABNT NBR 15530: 2007.

O ensaio de dobramento foi realizado sobre um pino de 3,2 mm de diâmetro em uma temperatura acima de 16° C. Foram retiradas 10 fibras aleatoriamente do único lote de dez embalagens de 20 kg utilizado.

Para a verificação dimensional foram analisadas 60 fibras de aço, cujas dimensões foram medidas um paquímetro digital com precisão de 0,01 mm. Os resultados são vistos na Tabela 27.

Tabela 27 – Verificação dimensional da fibra de aço

Fibras de aço	Dimensão média (mm)	Variação encontrada relativa ao valor especificado pelo fabricante em %	Variação permitida pela ABNT NBR 15530 ao valor especificado em %
Comprimento	59,40	1,00	± 5
Diâmetro da fibra	0,87	3,33	± 5
Fator de forma	68,70	4,61	± 5

Fonte: Autor

Para a verificação de defeitos foram utilizadas 200 g de fibras de aço do único lote utilizado. Não foram encontrados os defeitos descritos na ABNT NBR 15530: 2007 como fibras emendadas no topo ou fibras sem ancoragem.

Conforme os resultados de verificação, o lote de fibra analisado atendeu as exigências da ABNT NBR 15530: 2007.

4.1.2 *Produção do concreto e moldagem dos corpos de prova*

Vinte e quatro horas antes da mistura do concreto foram retiradas seis amostras de 100 g (massa úmida, M_u) de areia fina e seis amostras de areia média para correção da quantidade de água em função da umidade do agregado miúdo. As amostras foram colocadas em estufa com temperatura de 100 °C. Após o período de 24 horas, as massas foram novamente medidas em balança de precisão de 0,01 g (massa seca, M_s). A umidade, U , em % foi calculada pela Equação 43.

$$U = \frac{M_u - M_s}{M_s} \times 100 \quad (43)$$

O volume de concreto para cada traço foi de 0,048 m³. Na produção do concreto foi utilizada uma betoneira de capacidade de 200 l e os materiais foram medidos em balança com precisão de 0,01 kg.

A mistura do concreto seguiu a seguinte sequência para a execução de todos os traços:

- Imprimação da betoneira com a finalidade de reduzir a perda de água e finos da mistura;
- Colocação na betoneira do agregado graúdo, do cimento e metade da água de amassamento que permaneceram em mistura por um tempo de 1 min;
- Posteriormente, foi colocado a areia e os materiais foram misturados por mais 1 min;
- Em seguida foi colocado o restante da água de amassamento onde estava disperso o aditivo superplastificante e a mistura foi mantida por mais 1 min.
- Por último, para os traços que possuíam fibra em sua composição, foram adicionadas as fibras de aço de maneira lenta (Figura 53) para que não houvesse a formação de ouriços. A mistura foi mantida por mais 5 min.

Figura 53 – Lançamento das fibras de aço na betoneira



Fonte: Autor

Após a execução de cada traço, era realizada a limpeza da betoneira antes da execução da próxima mistura.

Para avaliar a consistência do concreto, retirou-se uma parte da mistura para a realização do ensaio de abatimento de tronco de cone segundo a ABNT NBR NM 67: 1998 (Figura 54).

Figura 54 – Ensaio de abatimento de tronco de cone



Fonte: Autor

Os resultados obtidos para o abatimento de tronco de cone podem ser vistos na Tabela 28

Tabela 28 – Resultados do ensaio de abatimento de tronco de cone na etapa de estudo de traço

Ensaio	Série S20				Série S40			
	sem fibras	40 kg/m ³	50 kg/m ³	60 kg/m ³	sem fibras	40 kg/m ³	50 kg/m ³	60 kg/m ³
Abatimento de tronco de cone (mm)	112,5	60,0	60,0	60,0	90,0	110,0	35,0	150,0

Fonte: Autor

Os resultados de abatimento de tronco de cone obtidos se mantiveram dentro do intervalo recomendado pelo comitê ACI 544.3R (2008), entre 25 mm e 175 mm. Segundo Mehta e Monteiro (2014), mesmo com a redução do abatimento para 25 mm o lançamento e adensamento do concreto com fibras por vibração podem ainda ser considerados satisfatórios, pois sob vibração o efeito das fibras sobre a trabalhabilidade do concreto tende a desaparecer.

Para a moldagem dos prismas foram utilizadas fôrmas metálicas de seção transversal 150 mm × 150 mm e comprimento de 500 mm conforme é visto na Figura 55. Essas dimensões são as recomendadas pela norma ASTM C1609 (2012).

Figura 55 – Fôrmas metálicas prismáticas



Fonte: Autor

Para a moldagem dos corpos de prova cilíndricos foram utilizadas fôrmas metálicas cilíndricas de diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm que podem ser vistas na Figura 56.

Figura 56 – Fôrmas metálicas cilíndricas



Fonte: Autor

Ambos os tipos de formas foram previamente untados com óleo mineral, a fim de facilitar a desmoldagem.

Os corpos de prova cilíndricos foram moldados somente para os traços referência sem fibras e foram realizados em duas camadas, conforme ABNT NBR 5738: 2015. O adensamento foi manual com a aplicação de 12 golpes com haste após o lançamento de cada camada.

Os corpos de prova prismáticos foram moldados conforme ABNT NBR 5738: 2015 e ASTM C1609 (2012). A moldagem foi iniciada no terço médio das formas prismáticas e, em seguida, foram preenchidos os outros terços. O adensamento foi realizado em mesa vibratória (Figura 57) e foi seguida a recomendação da norma ASTM C1609 (2012) em manter o adensamento até que os vazios de ar aprisionado não fossem mais visualizados na superfície do corpo de prova.

Figura 57 – Adensamento em mesa vibratória



Fonte: Autor

Após a moldagem, adensamento e acabamento os corpos de prova foram colocados em câmara úmida. O tempo em câmara úmida foi de vinte e quatro horas para os corpos de prova cilíndricos e quarenta e oito horas para os corpos de prova prismáticos. Após estes períodos, as amostras foram desinformadas e colocadas em cura submersa em água com cal até a data dos ensaios.

4.1.3 Ensaios

O ensaio de resistência à compressão foi realizado aos 28 dias de cura conforme norma ABNT NBR 5739: 2007. A máquina utilizada foi a servo eletromecânica EMIC DL 600 kN.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão do concreto na idade de vinte e oito dias podem ser vistos na Tabela 29, onde f_{cm} corresponde à resistência média à compressão.

Tabela 29 – Resultados de resistência à compressão

Idade	S20 f_c 20 MPa	f_{cm} (MPa)	S_d (MPa)	S40 f_c 40 MPa	f_{cm} (MPa)	S_d (MPa)
$f_{c,28 \text{ dias}}$	24,05	24,40	0,52	48,46	42,43	4,74
	24,86			37,73		
	24,83			41,16		
	23,85			42,36		

Fonte: Autor

Foi realizado o ensaio de tenacidade à flexão segundo a norma ASTM C1609 (2012). Os ensaios foram realizados aos 43 dias de cura para os corpos de prova da série S20 e 36 dias para os corpos de prova da série S40. Não foi possível realizar os ensaios aos 28 dias para ambas as séries, pois a máquina MTS servo hidráulica não estava disponível. Porém, uma vez que a comparação dos resultados foi realizada somente entre os traços de cada série não houve problema na diferença de idade de ensaio entre S20 e S40.

Os corpos de prova foram retirados da cura submersa na data do ensaio e conforme orientação da norma ASTM C1609 (2012) foram mantidos cobertos com pano úmido para minimizar a secagem (Figura 58).

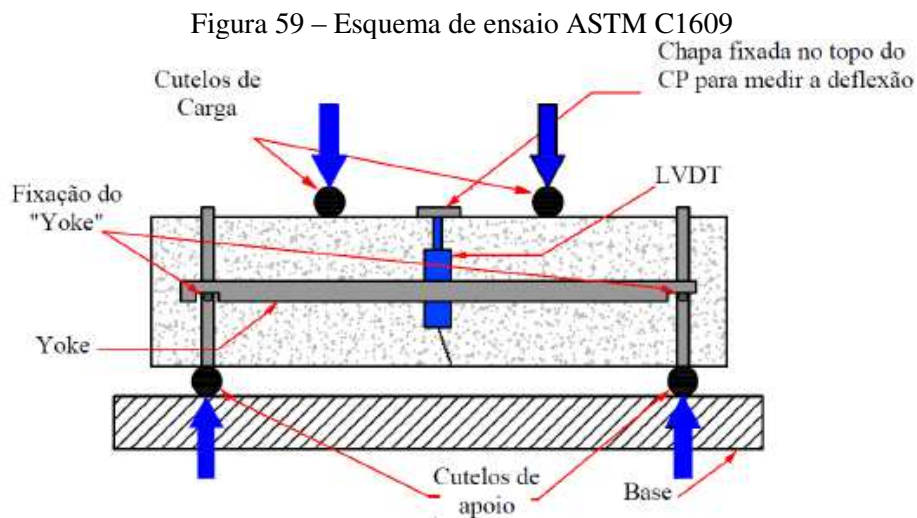
Figura 58 – Proteção dos corpos de prova prismáticos contra secagem



Fonte: Autor

Os corpos de prova prismáticos foram medidos, marcados e numerados para todos os traços. Essas marcações facilitaram o alinhamento e a colocação do corpo de prova sobre a base da máquina de ensaio e facilitaram também a aplicação do dispositivo YOKE no corpo de prova.

O dispositivo YOKE de fixação é um gabarito retangular feito de pinos e barras metálicas e sua função é fixar o *Linear Variable Differential Transformers* (LVDT), equipamento responsável por medir o deslocamento no meio do vão, no centro de ambas as faces laterais do corpo de prova prismático (Figura 59).



Fonte: Arif (2014)

Os suportes do dispositivo YOKE foram colocados sobre os cutelos da base da máquina de ensaio, como se observa na Figura 60, para que não ocorresse rotação.



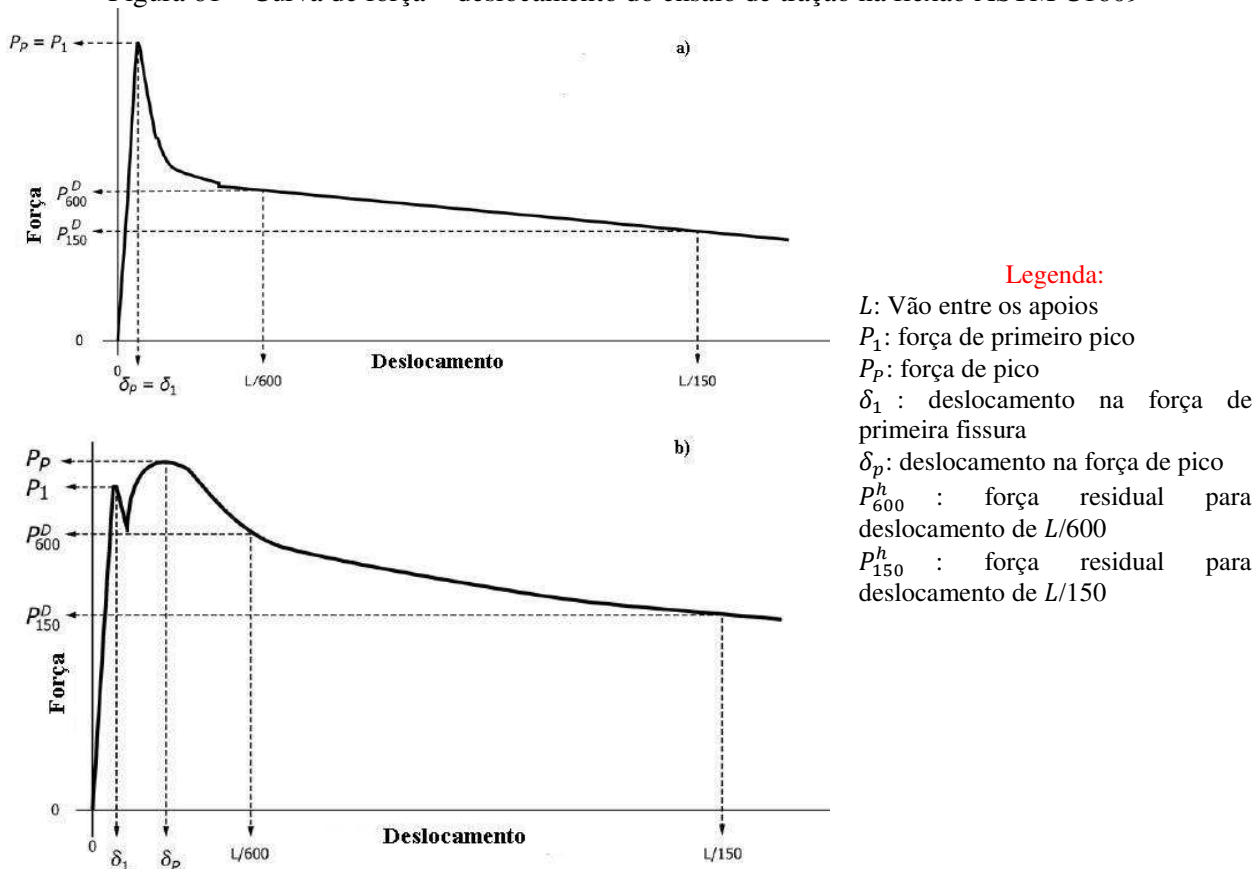
Fonte: Autor

Dois LVDTs, um em cada face, foram fixados no dispositivo YOKE. Uma barra de aço maciça retangular foi posicionada sobre os LVDTs para que os mesmos pudessem mensurar o deslocamento no meio do vão.

Um lado do dispositivo YOKE foi colocado no parafuso soldado no suporte e fixado com porca borboleta. Essa fixação permitiu somente a movimentação vertical gerada na outra extremidade. O outro lado do dispositivo YOKE foi livre para o deslocamento horizontal.

Na Figura 61 são vistas as típicas curvas força-deslocamento no meio do vão obtidas com os resultados do ensaio de tração na flexão para CRFA com comportamento *deflection-softening* (Figura 61a) e *deflection-hardening* (Figura 61b). Na Figura 61 também são vistas as forças em deslocamentos específicos para o cálculo das resistências residuais exigidas pela norma ASTM C1609 (2012). A área sob a curva no intervalo de deslocamento de 0 a $L/150$ (T_{150}^h) também deve ser determinada.

Figura 61 – Curva de força × deslocamento do ensaio de tração na flexão ASTM C1609



Fonte: Adaptado de ASTM C1609 (2012)

Os cálculos de resistência à flexão de primeira fissura ou primeiro pico (f_1), resistência de pico (f_p) e as resistências residuais no deslocamento vertical de $L/600$ (f_{600}^h) e no deslocamento

vertical de $L/150$ (f_{150}^h) são calculadas a partir da Equação 44, Equação 45, Equação 46 e Equação 47, respectivamente.

$$f_1 = P_1 \times \frac{L}{b \times h^2} \quad (44)$$

$$f_p = P_p \times \frac{L}{b \times h^2} \quad (45)$$

$$f_{600}^h = P_{600}^h \times \frac{L}{b \times h^2} \quad (46)$$

$$f_{150}^h = P_{150}^h \times \frac{L}{b \times h^2} \quad (47)$$

Onde:

L : Vão entre os apoios;

P_1 : força de primeiro pico, correspondente ao primeiro ponto na curva força-deslocamento onde a inclinação é igual a zero;

P_p : força de pico, correspondente ao ponto antes da deslocamento final com maior valor de força na curva força-deslocamento;

P_{600}^h : força residual para deslocamento de $L/600$;

P_{150}^h : força residual para deslocamento de $L/150$;

b : largura do corpo de prova;

h : altura do corpo de prova.

A ordem de execução dos ensaios foi determinada mediante sorteio aleatório para cada série.

Segundo ASTM C1609 (2012), para as amostras de dimensões $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$, a taxa de aumento do deslocamento deve ser de $0,035 \text{ mm/min}$ a $0,10 \text{ mm/min}$ até um deslocamento máximo de $L/900$, sendo L o vão entre os apoios. Para deslocamentos verticais acima de $L/900$, a velocidade de aumento do deslocamento pode ser elevada e seus valores devem estar compreendidos entre $0,05 \text{ mm/min}$ a $0,3 \text{ mm/min}$. A fim de simplificar a execução do ensaio, a velocidade de carregamento foi de $0,08 \text{ mm/min}$ durante todo o procedimento. O ensaio foi finalizado quando o deslocamento vertical atingiu 3 mm .

Para a coleta de dados de força e de deslocamento foi utilizado o equipamento Spider[®]. Conforme orientação da norma ASTM C1609 (2012), a frequência de aquisição dos dados foi de $2,5 \text{ Hz}$.

Apesar de terem sido moldados corpos de prova prismáticos de concreto sem fibras, os mesmos não foram utilizados para a execução dos ensaios de tenacidade à flexão devido ao risco de danificação das peças da MTS e dos LVDT em virtude da ruptura frágil do material.

4.1.4 Determinação dos níveis da variável teor de fibras de aço

Na Tabela 30 são vistos os resultados do ensaio de tenacidade à flexão dos corpos de prova da série S20. O corpo de prova CP 8 foi excluído, pois a ruptura ocorreu fora do terço médio. Os CP 1 e CP 2 não estão na tabela, pois correspondiam aos corpos de prova sem fibras cujo ensaio não foi realizado pelo motivo já explicado anteriormente.

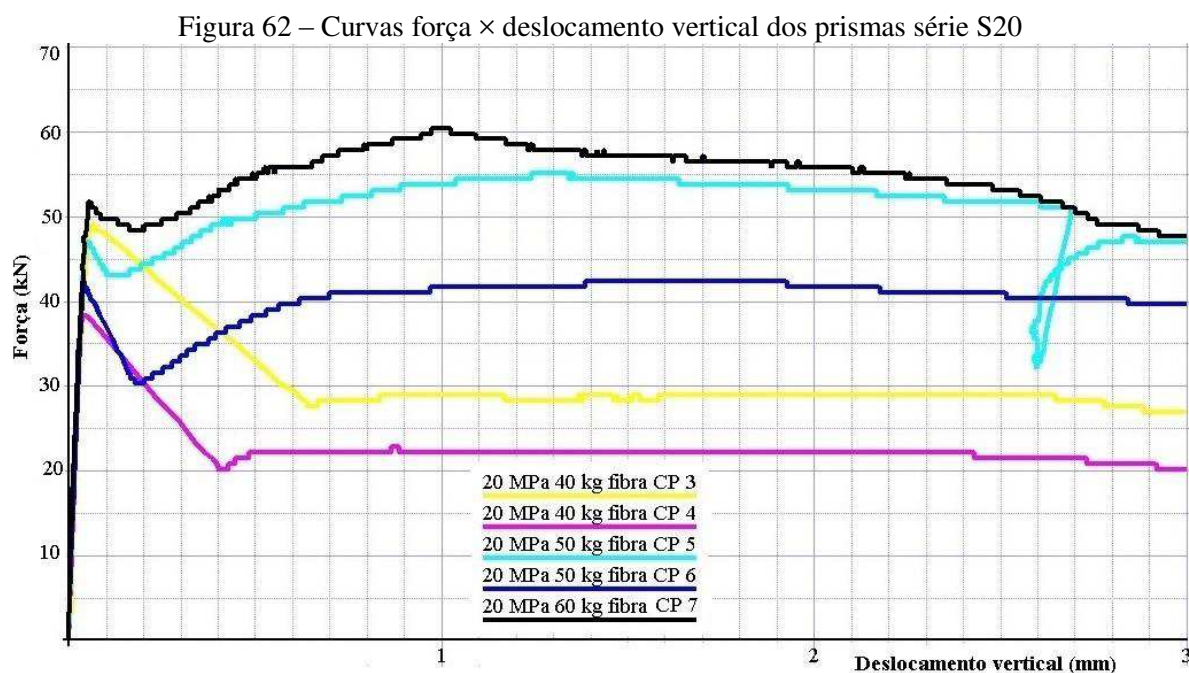
Tabela 30 – Resultados do ensaio ASTM C1609 da série S20

Corpos de prova		Tenacidade até o limite de deslocamento $L/150=3$ mm (kN × mm)		Módulo de ruptura (MOR) ou resistência no primeiro pico f_1 (MPa)		Resistência até o limite de deslocamento $L/600=0,75$ mm (MPa)		Resistência até o limite de deslocamento $L/150=3$ mm (MPa)	
		Valores	Média	Valores	Média	Valores	Média	Valores	Média
40 kg/m ³	CP 3	91,533	80,019	6,568	5,827	3,746	3,346	3,622	3,161
	CP 4	68,506		5,085		2,945		2,700	
50 kg/m ³	CP 5	153,305	136,622	6,117	5,804	6,989	6,164	6,102	5,631
	CP 6	119,940		5,491		5,340		5,160	
60 kg/m ³	CP 7	163,139	163,139	6,625	6,625	7,395	7,395	6,120	6,120
	CP 8	Excluído		Excluído		Excluído		Excluído	

Fonte: Autor

Na Tabela 30 é possível verificar que os CP 5, CP 6 e CP 7 apresentaram os maiores valores de tenacidade e de resistência residual no deslocamento vertical de 3 mm. Observa-se que os valores foram crescentes com o aumento do V_f .

Na Figura 62 são visualizadas as curvas força versus deslocamento vertical no meio do vão para os corpos de prova da S20 (exceto do corpo de prova CP 8 cujo ensaio foi excluído). Observa-se que somente os traços dosados com 50 kg/m³ de fibra e 60 kg/m³ de fibra apresentaram comportamento *deflection-hardening* (força de pico P_p superior a força de primeiro pico P_1). Analisando a Tabela 30 e Figura 62 foi definido a utilização de dois níveis de fibras para a moldagem das vigas da S20, 50 kg/m³ e 60 kg/m³.



Na Tabela 30 são vistos os resultados do ensaio de tenacidade à flexão dos corpos de prova da série S40. Os CP 1 e CP 2 não estão na tabela, pois correspondiam aos corpos de prova sem fibras cujo ensaio não foi realizado pelo motivo já explicado anteriormente.

Tabela 31 – Resultados do ensaio ASTM C1609 da série S40

Corpos de prova		Tenacidade até o limite de deslocamento $L/150=3$ mm (kN × mm)		Módulo de ruptura (MOR) resistência no primeiro pico f_1 (MPa)		Resistência até o limite de deslocamento $L/600=0,75$ mm (MPa)		Resistência até o limite de deslocamento $L/150=3$ mm (MPa)	
		Valores		Valores		Valores		Valores	
		Média		Média		Média		Média	
40 kg/m ³	CP 3	99,893	110,209	6,946	6,007	4,495	4,799	3,363	4,178
	CP 4	120,525		5,068		5,103		4,993	
50 kg/m ³	CP 5	149,426	140,737	6,620	6,825	6,802	6,329	5,945	5,462
	CP 6	132,047		7,030		5,855		4,979	
60 kg/m ³	CP 7	168,610	152,215	5,953	6,036	6,867	6,540	7,520	5,976
	CP 8	135,821		6,120		6,213		4,432	

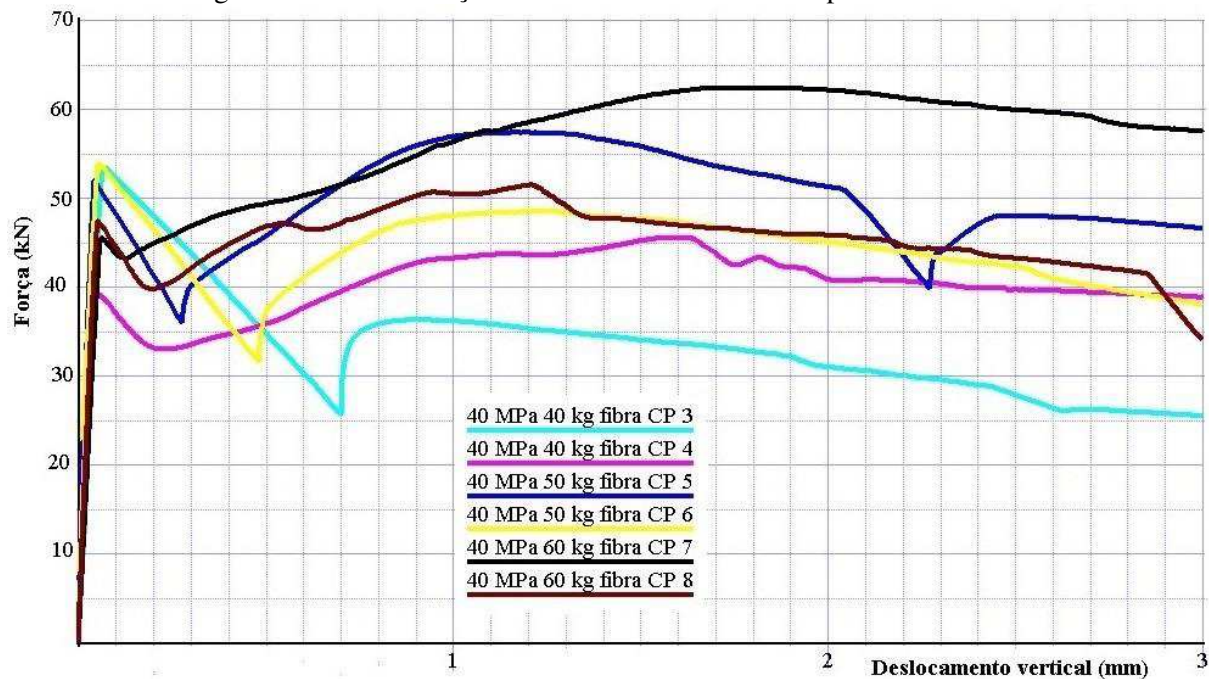
Fonte: Autor

Na Tabela 31 é possível verificar que os valores médios de tenacidade e resistência residual até deslocamento de 3 mm foram crescentes com o aumento do V_f .

Na Figura 63 são visualizadas as curvas força versus deslocamento no meio do vão para os corpos de prova da S40. Observa-se que todos os corpos de prova dos traços dosados 60 kg/m³ de fibra apresentaram comportamento *deflection-hardening*. Para a dosagem com 50 kg/m³ e 40

kg/m³ de fibra, os CP 6 e CP 3, respectivamente, não apresentaram comportamento *deflection-hardening*. Essa dispersão dos resultados para os traços dosados com 40 kg/m³ e 50 kg/m³ é consequência da elevada variabilidade do ensaio de flexão de prismas de CRFA. Figueiredo (2011) relata coeficiente de variação entre 25 % e 30 % no ensaio de tenacidade de prismas de CRFA.

Figura 63 – Curvas força × deslocamento vertical dos prismas série S40



Fonte: Autor

Analisando a Tabela 31 e o gráfico da Figura 63 foi definido a utilização de dois níveis de fibras para a moldagem das vigas da S40, 50 kg/m³ e 60 kg/m³.

4.2 PLANEJAMENTO PARA O ENSAIO DAS VIGAS

O planejamento experimental para ensaio das vigas foi montado em dois blocos, um para cada fator de resistência à compressão do concreto, 20 MPa e 40 MPa. Em cada bloco os fatores são a taxa de armadura longitudinal da viga e teor de fibras de aço na matriz de concreto. O interesse na variação dos fatores de entrada é a resistência do concreto ao cisalhamento na ruptura.

Na Tabela 32 e Tabela 33 seguem as matrizes de planejamento para o experimento fatorial para cada bloco de resistência à compressão.

Tabela 32 – Matriz de planejamento experimental para bloco f_c 20 MPa

		Taxa de armadura longitudinal	
		Níveis	
		1,32 %	1,55 %
Teor de fibras em volume	0 %	V1	V2
	0,64 %	V3	V4
	0,77 %	V5	V6

Fonte: Autor

Tabela 33 – Matriz de planejamento experimental para bloco f_c 40 MPa

		Taxa de armadura longitudinal	
		Níveis	
		1,32 %	1,55 %
Teor de fibras em volume	0 %	V7	V8
	0,64 %	V9	V10
	0,77 %	V11	V12

Fonte: Autor

Pode-se observar que o número de amostras ensaiadas com as variáveis de entrada estabelecidas ficou em 12 unidades. Essas unidades foram divididas em duas séries: série f_c 20 MPa denominada S20 e série f_c 40 MPa denominada S40.

A fim de realizar um ensaio preliminar para um primeiro contato com a forma de carregamento, a aquisição dos dados, e também verificar o tipo de ruptura foi moldado uma viga adicional na série S40 com 50 kg/m^3 de fibra de aço.

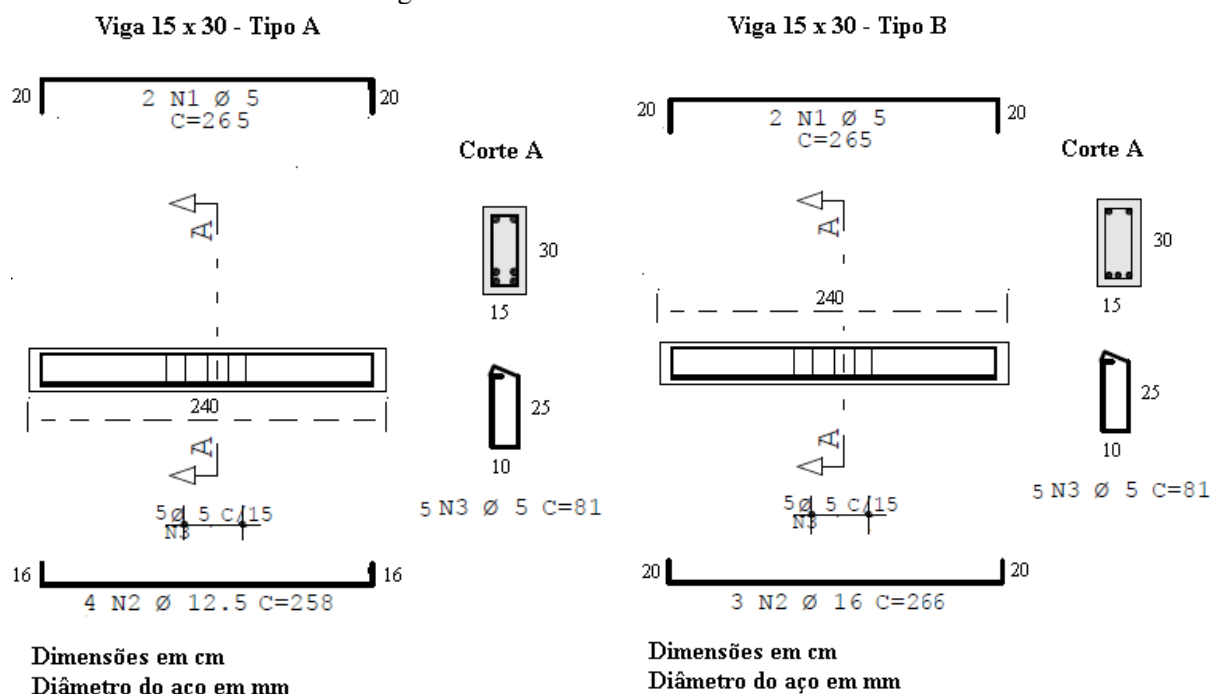
4.2.1 Descrição das vigas

Uma vez que este trabalho foi realizado como seguimento da pesquisa de Samora (2015), foi utilizada a mesma seção transversal das vigas, 150 mm de largura e 300 mm de altura.

O comprimento da viga ficou por último a ser fixado, em função do vão teórico adotado de 2,0 m e comprimento de ancoragem necessária das barras longitudinais conforme apresentado no Apêndice A. Contemplando estas condições, o comprimento total da viga do pórtico foi de 2,40 m.

Para garantir que a ruptura ocorresse por cisalhamento, a armadura longitudinal tracionada das vigas foi composta por quatro barras nervuradas de aço CA 50 com 12,5 mm de diâmetro (ρ 1,32 %) e três barras de aço CA 50 de 16,0 mm de diâmetro (ρ 1,55 %) cujas denominações foram A e B respectivamente. A verificação e dimensionamento da viga são descritos no Apêndice A. O detalhamento das vigas tipo A e tipo B podem ser vistos na Figura 64.

Figura 64 – Detalhamento das armaduras



Fonte: Autor

Para as armaduras com 4 Ø12,5 mm, a altura útil é de 24,75 cm e 26,20 cm para as armaduras com 3 Ø16 mm. O cobrimento das armaduras foi de 2,5 cm, exceto na região normal aos ganchos que o cobrimento foi de 7 cm.

As ancoragens das armaduras longitudinais de tração nas extremidades das vigas foram realizadas por meio do cálculo do comprimento reto das armaduras e do gancho de ancoragem (visto no Apêndice A) correspondente a 16 cm para as barras de 12,5 mm e 20 cm para as barras de 16,0 mm.

Uma vez que o momento negativo nas vigas é nulo, foram utilizadas apenas para efeitos construtivos 2 barras de aço CA 60 de 5 mm como armadura longitudinal superior.

Em todas as vigas não foram utilizadas armaduras transversais no vão de cisalhamento que compreende o trecho entre o ponto de aplicação da força e os apoios. Por não haver armadura transversal no vão de cisalhamento, uma peça de estribo fechado de dois ramos de aço CA 60 com 5,0 mm foi colocada junto a extremidades das vigas, cuja função foi realizar a amarração das barras da armadura longitudinal tracionada e barras longitudinais superiores.

A denominação adotada para as vigas foi baseada no f_c S20 ou S40, tipo de armadura A ou B e teor de fibras de aço no concreto 0, 0,64 ou 0,77 (0 %, 0,64 % ou 0,77 %). Por exemplo, a viga S20A-0.64, corresponde a viga com f_c de 20 MPa, ρ de 1,32 % e teor de fibras de 0,64 %. Na Tabela 34 são vistas as identificações e as características de todas as vigas.

Tabela 34 – Identificação e características das vigas

Vigas	f_c (MPa)	ρ (%)	Teor de fibras de aço	
			%	kg/m ³
S20A-0	20	1,32	0	0
S20B-0		1,55	0	0
S20A-0.64		1,32	0,64	50
S20B-0.64		1,55	0,64	50
S20A-0.77		1,32	0,77	60
S20B-0.77		1,55	0,77	60
S40A-0	40	1,32	0	0
S40B-0		1,55	0	0
S40A-0.64		1,32	0,64	50
S40B-0.64		1,55	0,64	50
S40A-0.77		1,32	0,77	60
S40B-0.77		1,55	0,77	60
S40A-0.64-P ¹		1,32	0,64	50

¹ Viga adicional para ensaio piloto

Fonte: Autor

As armaduras, após montadas, foram posicionadas dentro das fôrmas com a utilização de espaçadores plásticos a fim de atender o cobrimento nominal estabelecido pela ABNT NBR 6118: 2014. Na Figura 65 são vistas as armaduras posicionadas nas fôrmas com os espaçadores laterais.

Figura 65 – Posicionamento das armaduras nas fôrmas



Fonte: Autor

Dos lotes das barras de aço utilizadas como armadura longitudinal de tração com diâmetros de 12,5 mm e 16 mm foram retiradas 6 amostras de 1,5 metros para a realização dos ensaios à tração conforme norma ABNT NBR 7480: 2007, cujos resultados podem ser vistos na Tabela 35. O diagrama tensão deformação dos três lotes ensaiados segue no Apêndice B.

Tabela 35 – Resultados dos ensaios à tração das barras de aço

\varnothing (mm)	Lote	f_y (MPa)	E_s^1 (MPa)	ε^2 (%)
12,5	único	581,12	210	2,77
16,0	1	606,65	210	2,89
	2	595,98	210	2,84

¹Valor do módulo de elasticidade E_s fornecido pelo fabricante

²A deformação para f_y foi obtida pela relação $f_y = E\varepsilon$ (limite de proporcionalidade)

Fonte: Autor

4.2.2 Produção do concreto e moldagem das vigas

Os materiais utilizados para produção do concreto das vigas foram os mesmos utilizados na etapa de estudo de traço e suas especificações já foram descritas.

O concreto utilizado na moldagem das vigas foi produzido no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (FECIV – UFU).

Os traços utilizados foram os Traço II e Traço III da série S20 e os Traço V e Traço VI da série S40. A diferença nesta etapa em comparação com a etapa anterior foi a dosagem de aditivo superplastificante. A quantidade deste material precisou ser ajustada por dois motivos: uso de aditivo da mesma marca, mas de lote diferente do usado na etapa de estudo de traço e tentativa de melhorar o abatimento.

Tabela 36 – Consumo de materiais

Componentes	Série S20			Série S40		
	Teor de fibras			Teor de fibras		
	Sem fibras	50 kg/m ³	60 kg/m ³	Sem fibras	50 kg/m ³	60 kg/m ³
Cimento (kg/m ³)	300,30	300,30	300,30	447,00	447,00	447,00
Areia fina (kg/m ³)	276,28	276,28	276,28	250,32	250,32	250,32
Areia média (kg/m ³)	516,52	516,52	516,52	464,88	464,88	464,88
Agregado graúdo Dmax 12,5 mm (kg/m ³)	252,25	252,25	252,25	268,20	268,20	268,20
Agregado graúdo Dmax 19 mm (kg/m ³)	757,76	757,76	757,76	804,60	804,60	804,60
Água (l/m ³)	198,20	198,20	198,20	179,80	179,80	179,80
Aditivo (l/m ³)	0,29	0,57	1,29	1,28	2,13 ¹	2,34
Teor de ar (%)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
Teor de fibra (kg/m ³)	NA	50	60	NA	50	60
Teor de fibras em volume (%)	NA	0,6	0,7	NA	0,6	0,76

¹ Para a viga piloto S40A-0.64-P foi utilizado uma dosagem de aditivo de 2,34 l/m³

Fonte: Autor

Assim como realizado na etapa 1, a umidade da areia foi corrigida.

O volume de concreto de cada mistura para cada traço foi de 0,166 m³ para os traços da S20 e 0,170 m³ para os traços S40. Esse volume foi suficiente para moldar uma viga e os seus corpos de prova. Na produção do concreto foi utilizada uma betoneira de capacidade de 400 l e os materiais foram medidos em balança com precisão de 0,01 kg.

A mistura do concreto seguiu a mesma sequência realizada na produção de concreto da etapa 1. Após cada traço foi realizada a limpeza da betoneira.

Para evitar perda de material durante o lançamento destes na betoneira, foi colocado um plástico no chão logo abaixo da betoneira (Figura 66). Os materiais que caíram neste plástico foram recolocados na betoneira. Assim houve maior controle da perda.

Figura 66 –Proteção de plástico abaixo da betoneira para minimizar a perda de material



Fonte: Autor

Para avaliar a consistência do concreto, retirou-se uma parte da mistura para a realização do ensaio de abatimento de tronco de cone segundo a ABNT NBR NM 67: 1998 conforme é visto na Figura 67.

Figura 67 – Ensaio abatimento de tronco de cone do concreto da viga S20.B-0.64



. Fonte: Autor

Para a avaliação da massa específica a mistura foi colocada em um recipiente de volume conhecido (7,65 litros) de acordo com os procedimentos da norma ABNT NBR 9833: 2008. Os resultados obtidos para o abatimento de tronco de cone e massa específica podem ser vistos na Tabela 37.

Tabela 37 – Resultados do ensaio de abatimento de tronco de cone e massa específica do concreto das vigas

Vigas	Abatimento (mm)	Massa específica (kg/m ³)	Data da moldagem
S20A-0	110	2392,16	16/12/2015
S20B-0	120	2379,08	08/01/2016
S20A-0.64	75	2418,30	17/12/2015
S20B-0.64	90	2392,16	08/01/2016
S20A-0.77	100	2470,59	16/12/2015
S20B-0.77	110	2424,84	17/12/2015
S40A-0	140	2444,44	16/12/2015
S40B-0	130	2411,76	06/01/2016
S40A-0.64	55	2470,59	06/01/2016
S40B-0.64	55	2483,66	06/01/2016
S40A-0.77	100	2457,52	08/01/2016
S40B-0.77	120	2483,66	08/01/2016
S40A-0.64-P ¹	175	2470,59	16/12/2015

¹ Para a viga piloto foi utilizado uma dosagem de aditivo (2,34 l/m³) superior aos da vigas S40A-0.64 e S40B-0.64 (2,13 l/m³)

Fonte: Autor

Os resultados de abatimento de tronco de cone obtidos se mantiveram dentro do intervalo recomendado pelo comitê ACI 544.3R (2008), entre 25 mm e 175 mm. A variação entre os abatimentos ocorreu em consequência do procedimento de ajuste da dosagem do aditivo superplastificante.

O lançamento do concreto nas fôrmas das vigas foi realizado de forma manual com o uso de pá (Figura 68a). O adensamento foi realizado com vibrador de imersão com agulha de 25 mm de diâmetro conforme ilustra Figura 68b.

Figura 68 – Lançamento e adensamento do concreto nas fôrmas



a) Lançamento do concreto



b) Adensamento do concreto

Fonte: Autor

Durante sete dias foi realizada a aspersão de água nas vigas para cura (Figura 69). As vigas foram mantidas nas fôrmas até as datas de execução dos ensaios.

Figura 69 – Cura das vigas



Fonte: Autor

4.2.3 Ensaios de controle de resistência e tenacidade

Em cada série, para cada nível de fibra, 50 kg/m^3 (0,64 %) e 60 kg/m^3 (0,77 %) foram moldados três corpos de prova prismáticos para a realização do ensaio de tenacidade à flexão pela norma ASTM C1609 (2012).

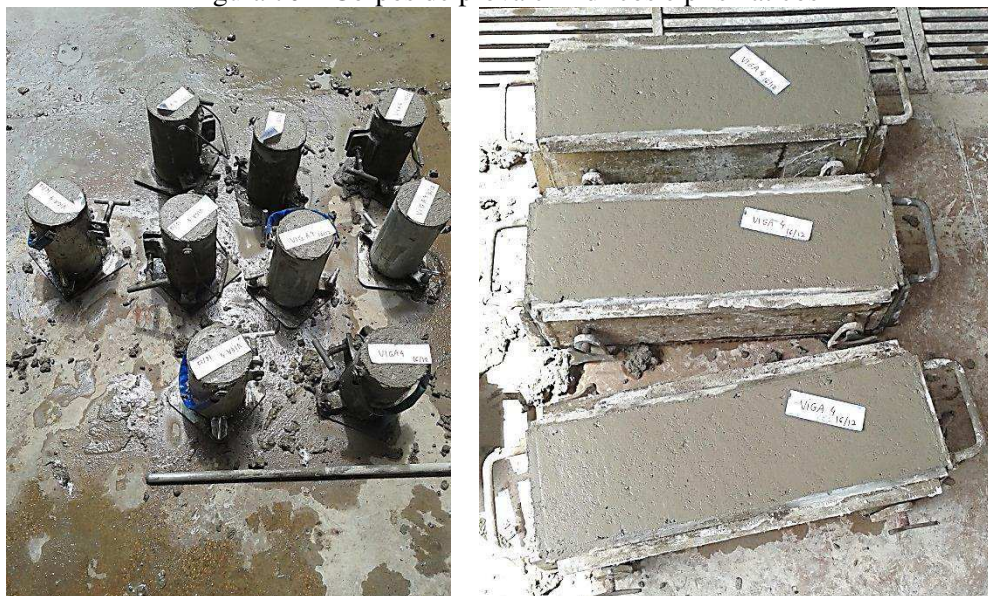
Também foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos para todos os traços de ambas as séries, para a verificação da resistência à compressão segundo a norma ABNT NBR 5739: 2007, e resistência à tração por compressão diametral conforme ABNT NBR 7222: 2010.

Para a viga piloto S40A-0.64-P não foram moldados corpos de prova. Portanto, nesta etapa do planejamento experimental foram moldados 72 corpos de prova cilíndricos e 24 corpos de prova prismáticos.

O adensamento dos corpos de prova cilíndricos foi manual com a aplicação de 12 golpes com haste após o lançamento de cada uma das duas camadas e dos corpos de prova prismáticos foi realizado em mesa vibratória.

Na Figura 70 podem ser vistos os corpos de prova moldados.

Figura 70 – Corpos de prova cilíndricos e prismáticos



Fonte: Autor

Após a moldagem, adensamento e acabamento os corpos de prova foram colocados em câmara úmida. O tempo em câmara úmida foi de vinte e quatro horas para os corpos de prova cilíndricos e quarenta e oito horas para os corpos de prova prismáticos. Após estes períodos, as amostras foram desenformadas e colocadas em cura submersa em água com cal até a data dos ensaios.

Os ensaios de resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral foram realizados na data de ensaio das vigas. O ensaio de tenacidade à flexão pela ASTM C1609 (2012) não foi executado no dia dos ensaios das vigas, pois a máquina MTS não estava disponível.

4.2.4 Instrumentação

As deformações específicas nas armaduras e no concreto foram mensuradas com a utilização de extensômetros elétricos modelo PA-06-250BA-120LEN no aço e PA-06-1000BA-120L no concreto. Os extensômetros foram colados na armadura longitudinal de tração e no concreto com a utilização de adesivo à base de cianocrilato, isolados e impermeabilizados com fita isolante plástica conforme Figura 71.

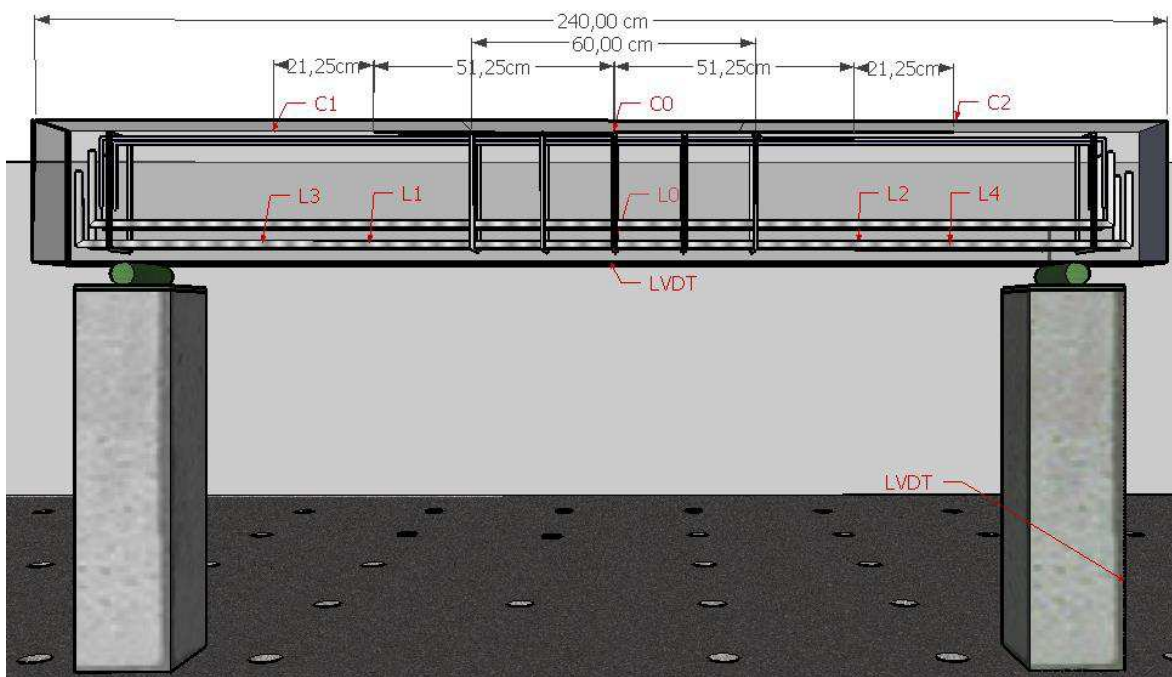
Figura 71 – Extensômetros elétricos colocados nas armaduras



Fonte: Autor

Na Figura 72 são apresentados os detalhes das posições dos extensômetros nas armaduras e no concreto com as suas respectivas posições e nomenclaturas. Nesta figura também são vistos o posicionamento de dois LVDTs, um no meio do vão para medida do deslocamento vertical e outro para monitorar qualquer deslocamento no apoio.

Figura 72 – Posição geral dos extensômetros nas vigas



Fonte: Autor

A codificação adotada para a identificação dos pontos instrumentados obedeceu ao seguinte critério: foi designado a letra *L*, para extensômetros colocados na armadura longitudinal de tração e a letra *C* para os extensômetros colocados na região de compressão na face superior da viga seguidas por um número a partir de 1. O dígito 0 foi aplicado à seção do meio do vão. Os dígitos ímpares foram reservados à metade esquerda da seção 0 e os dígitos pares foram aplicados à direita da seção. Para cada posição foram colocados dois extensômetros, um em cada barra da armadura longitudinal existente na primeira camada.

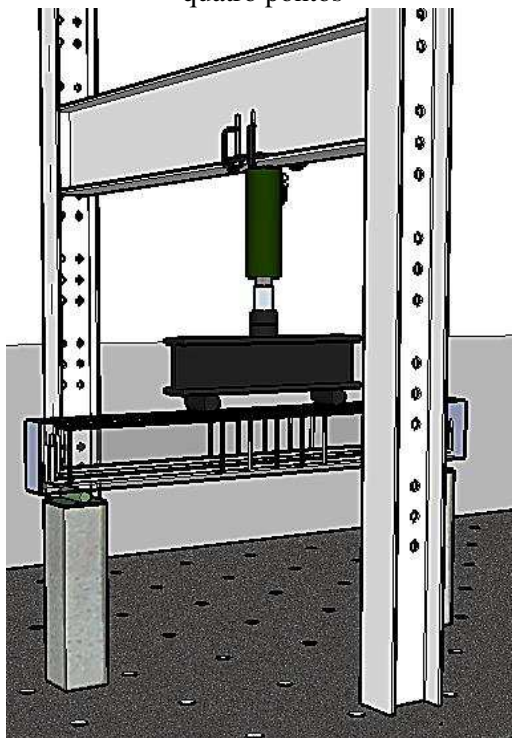
Essa instrumentação permitiu a obtenção dos resultados de deformação das armaduras e no concreto nos dois vãos de cisalhamento da viga.

4.2.5 Esquemas de ensaio

Para aplicação das cargas foi utilizado o pórtico de aço montado sobre a laje de reação do laboratório de Estruturas da UFU. Durante o ensaio, as vigas ficaram apoiadas em tiras de neoprene posicionadas em dois roletes. Cada um dos roletes ficava apoiado em um bloco de concreto. O esquema de ensaio a flexão em quatro pontos.

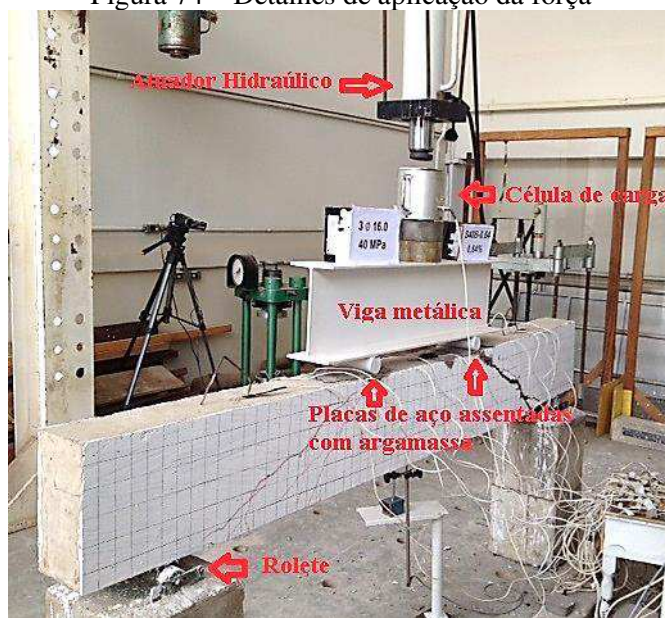
O carregamento da viga foi realizado conforme executado por Samora (2015). O carregamento foi aplicado por um atuador hidráulico alimentado por uma bomba manual e transferido a dois pontos simétricos da viga afastados de 70 cm de cada um dos apoios, por meio de uma viga constituída por perfil de aço “I”. Para a medição do carregamento foi utilizada uma célula de carga de 500 kN. A viga de perfil “I” ficava interposta à célula de carga e a viga de concreto. Essa viga metálica transferia a carga do atuador hidráulico para duas placas de aço de 5 cm de largura, que foram posicionadas e assentadas com argamassa cimentícia sobre a viga de concreto conforme ilustra o esquema da Figura 73 e a Figura 74.

Figura 73– Esquema do ensaio à flexão em quatro pontos



Fonte: Autor

Figura 74 – Detalhes de aplicação da força



Fonte: Autor

A força foi aplicada com incrementos de 15 kN e mantida em tempo médio aproximado de 30 segundos. Em cada estágio de carregamento, foram efetuadas observações e registrado por vídeo o panorama de fissurações da viga.

O controle das forças aplicadas durante os ensaios foi efetuado pelo monitoramento dos sinais da célula de carga ligada a um sistema de aquisição de dados. Os dados da célula de carga assim como as deformações das armaduras e do concreto, medidos pelos extensômetros elétricos, e o deslocamento vertical no meio do vão e nos apoios, realizados pelos LVDTs, foram armazenados pelo equipamento aquisitor de dados, para uma frequência de 5 hertz.

4.2.6 Previsão das forças de ruptura

Para prever a cortante última (V_u), a força de ruptura (P_u) e a resistência ao cisalhamento última (v_u) das vigas de CRFA foi utilizado o modelo de Singh e Jain (2014) descrito na seção 3.5.4.4.5. Os valores estimados se encontram na Tabela 38.

Tabela 38 – Valores teóricos previstos de resistência ao cisalhamento previstas pelo modelo de Singh e Jain (2014)

Viga	V_{ut} (kN)	P_{ut} (kN)	v_{ut} (MPa)	M_{max} (kN x m)
S20A-0.64	66,30	132,59	1,79	49,00
S20B-0.64	80,29	160,58	2,04	53,00
S20A-0.77	75,89	151,78	2,04	53,50
S20B-0.77	80,35	160,71	2,04	57,30
S40A-0.64	83,41	166,81	2,25	64,20
S40B-0.64	95,23	190,47	2,42	69,40
S40A-0.77	102,54	205,09	2,76	71,80
S40B-0.77	101,44	202,87	2,58	77,00

Fonte: Autor

O procedimento de cálculo para a obtenção dos resultados presentes na Tabela 38 está descrito no Apêndice C.

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

As análises realizadas neste capítulo referem-se, inicialmente, as características do concreto das vigas em relação às propriedades de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e tenacidade.

Em um segundo momento, foi providenciado uma análise detalhada do comportamento das doze vigas ensaiadas. Cada viga foi analisada separadamente, incluindo força de ruptura, padrão de fissuração, força versus deslocamento no meio do vão, deformação na armadura longitudinal e deformação no concreto. Comparações entre os resultados das vigas também foram realizadas a fim de verificar o efeito das variáveis no comportamento do elemento.

Os resultados experimentais da viga piloto S40A-0.64-P não serão abordados, uma vez que esta viga foi moldada somente para teste do método do ensaio e não foram coletados corpos de prova cilíndricos e prismáticos do concreto para obtenção da f_c , f_{ct} e tenacidade.

5.1 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO DAS VIGAS

Para caracterizar o concreto das vigas foram determinadas as propriedades de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e tenacidade.

5.1.1 Resistência à compressão

Na Tabela 39 são apresentados os resultados de resistência à compressão segundo a ABNT NBR 5739: 2007. Nesta tabela, a resistência à compressão média (f_{cm}) representa o valor médio das resistências obtidas de seis corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. S_d é o desvio padrão e COV é o coeficiente de variação. Todos os corpos de prova estavam em cura submersa a mais de 130 dias, com tempo médio de cura de 140,17 dias.

Tabela 39 – Resultados de resistência à compressão

Traço	Resistência à compressão		
	f_{cm} (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)
S20-0	26,24	3,30	12,58
S20-0.64	24,62	3,35	13,59
S20-0.77	23,96	2,16	9,01
S40-0	35,98	2,16	6,00
S40-0.64	37,54	3,42	9,10
S40-0.77	39,74	4,48	11,27

Fonte: Autor

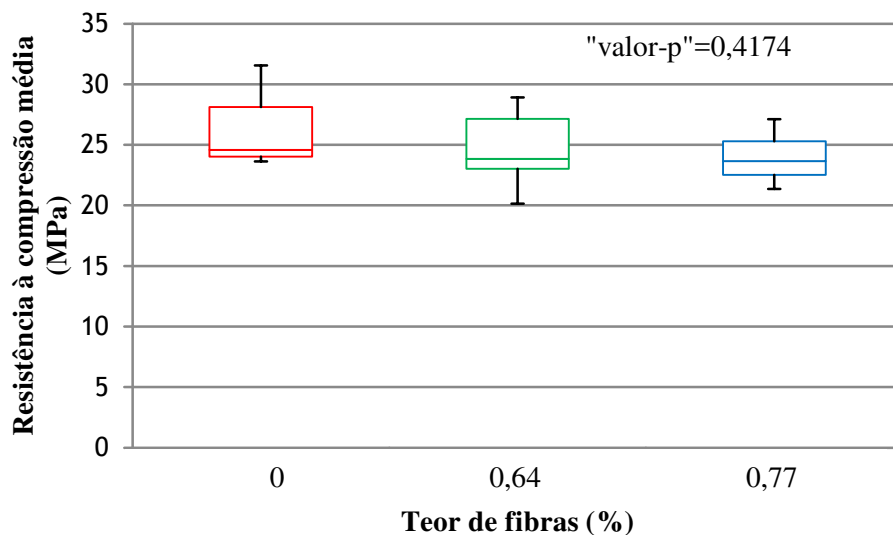
Na série S20, os concretos com adição de fibras de aço apresentaram menores valores de f_{cm} , sendo inferior em 6,17 % para V_f 0,64 %, e 8,69 % para V_f 0,77 %, quando comparados ao concreto sem fibras. Essa redução pode estar relacionada à variabilidade inerente do próprio material. A diferença na f_{cm} entre o concreto com 0 % de fibras e V_f de 0,64 % foi de 1,62 MPa, ou seja, menor que o desvio padrão para o concreto contendo esta quantidade de fibras sugerindo uma similaridade entre as resistências obtidas. Resultados similares foram obtidos por Sahoo e Sharma (2014) para os traços com resistência alvo de 20 MPa e 25 MPa, onde a adição de fibras nos teores de 0,5 %, 1 % e 1,5 % provocaram redução da f_c entre 1 % e 10 % quando comparado com o concreto sem fibras. Gonçalves (2003) verificou quedas de resistência à compressão de até 8 % com a adição de fibras ao concreto.

Na série S40, os concretos produzidos com a adição de fibras de aço apresentaram um aumento da f_{cm} de 4,33 % para V_f 0,64 % e 10,45 % para V_f 0,77 %, quando comparados ao concreto sem fibras. Estes resultados estão de acordo com a variação da resistência relatada por Balaguru e Shah (1992) que é em torno de 25 % para concretos contendo teor de fibras de até 120 kg/m³ (V_f 1,5 %).

Para verificar se houve influência significativa da adição de fibras na resistência à compressão do concreto foram realizadas análises de variância com nível de significância

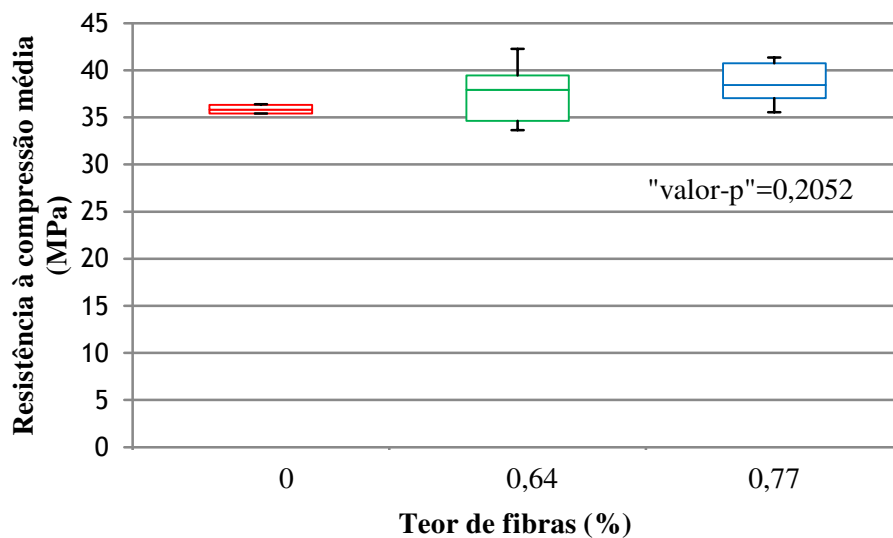
de 5 % para a série S20 e S40. Os valores obtidos para “valor-p” (probabilidade de significância) foram superiores a 0,05 indicando que não houve evidência de diferenças significativas entre os grupos com e sem fibras. Conforme é visto na Figura 75 e Figura 76, os resultados sugerem não ter ocorrido qualquer influência significativa da adição de fibras na f_c .

Figura 75 – Análise de variância da resistência à compressão: série S20



Fonte: Autor

Figura 76 – Análise de variância da resistência à compressão: série S40



Fonte: Autor

Segundo Bentur e Mindess (2007), Carvalho (2012), Metha e Monteiro (2014) e a prática recomendada do comitê IBRACON/ABECE (2016), somente com altas taxas de fibras é observado um melhor desempenho do concreto referente à sua resistência à compressão. Segundo Oliveira Junior (2012), a redução da f_c com a adição de fibras na matriz pode ser creditada à má compactação do concreto ou ao aumento do teor de ar incorporado.

5.1.2 Resistência à tração

Na Tabela 40 são apresentados os resultados de resistência à tração segundo a ABNT NBR 7222: 2010. Nesta tabela, a resistência à tração por compressão diametral média $f_{ct,spm}$ representa o valor médio das resistências obtidas de seis corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Todos os corpos de prova estavam em cura submersa há mais de 130 dias com tempo médio de cura de 140,17 dias.

Tabela 40 – Resultados de resistência à tração			
Traço	Resistência à tração		
	$f_{ct,spm}$ (MPa)	S_d (MPa)	COV (%)
S20-0	2,71	0,40	14,71
S20-0.64	2,92	0,46	15,66
S20-0.77	3,20	0,31	9,83
S40-0	3,33	0,40	12,03
S40-0.64	4,91	0,82	16,77
S40-0.77	5,22	0,45	8,63

Fonte: Autor

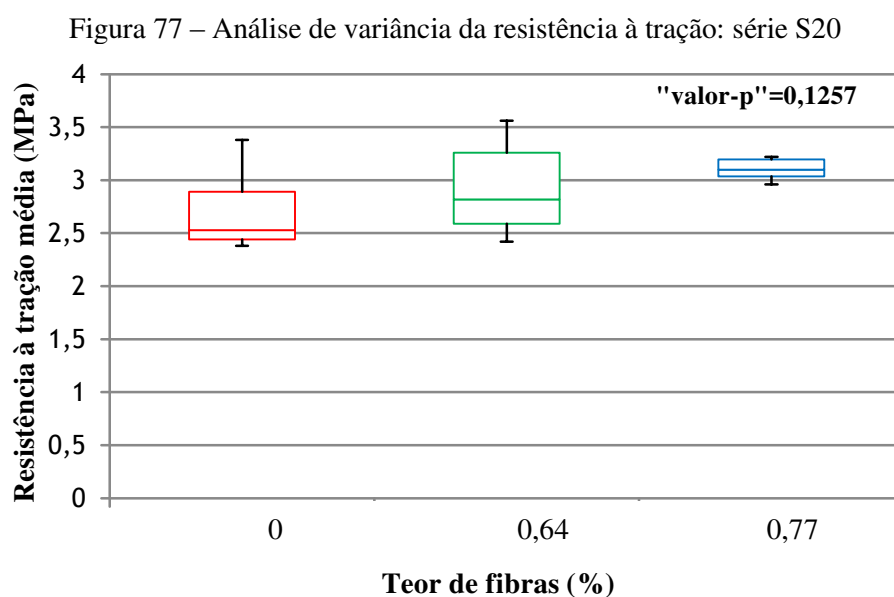
Observa-se na Tabela 40 que os concretos com fibras de ambas as séries apresentaram valores de $f_{ct,spm}$ superiores ao concreto sem fibras.

Na série S20, os concretos produzidos com a adição de fibras de aço apresentaram um aumento da $f_{ct,spm}$ de 7,74 % (V_f de 0,64 %) e 18,08 % (V_f de 0,77 %) quando comparados ao concreto sem fibras. Na série S40, a resistência à tração do concreto

produzido com V_f de 0,64 % e V_f de 0,77 % foram 47,45 % e 56,76 % superiores ao concreto sem fibras, respectivamente.

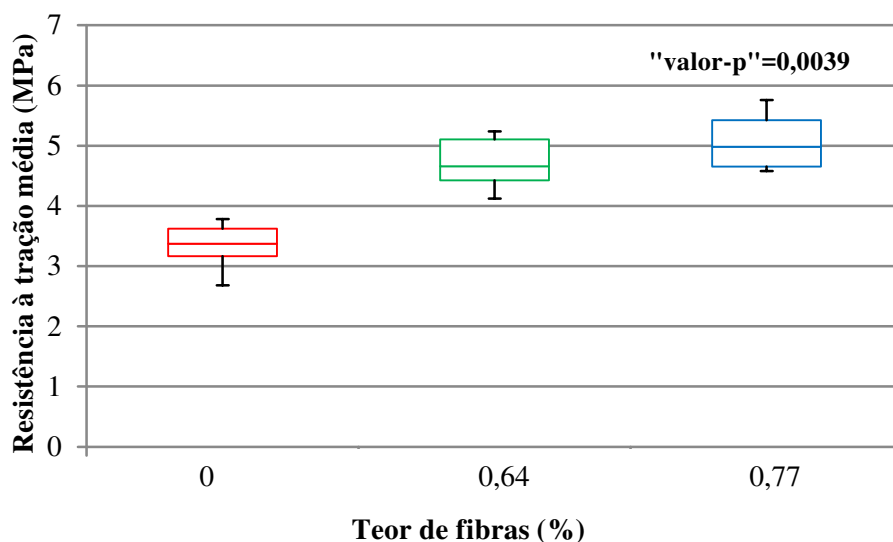
Os resultados da série S40 são similares aos resultados de Arif (2014) que observou, quando comparado ao traço sem fibras, ganho de resistência à tração por compressão diametral de 40,86 % para f_c de 40 MPa e uso de fibras com ganchos nas extremidades.

Para verificar se houve influência significativa da adição de fibras na resistência à tração do concreto por compressão diametral foram realizadas análises de variância com nível de significância de 5 % para a série S20 e S40. Conforme é visto na Figura 77 e Figura 76, os resultados sugerem influência significativa da adição de fibras na $f_{ct,spm}$ somente na série S40, onde o valor de “valor-p” foi de 0,0039. Porém, não ocorreu variação significativa na resistência quando o V_f foi aumentado de 0,64 % para 0,77 %. Na análise entre os grupos com V_f de 0,64 % e 0,77 % da S40, o valor de “valor-p” foi de 0,2051.



Fonte: Autor

Figura 78 – Análise de variância da resistência à tração: série S40



Fonte: Autor

Na Figura 79 é vista a relação entre a resistência à tração por compressão diametral e o V_f para a série S40. Por regressão linear foi obtido o modelo de previsão desta resistência a partir do volume de fibras (Equação 48). Observa-se na Equação 48 que quando o volume de fibras é zero, o modelo conduz ao mesmo valor médio experimental de resistência à tração por compressão diametral do concreto sem fibras. Este modelo foi comparado com o modelo obtido por Oliveira Junior (2012), Equação 49, e o modelo de Song e Hwang (2004), Equação 50, que também utilizaram fibras com ganchos nas extremidades e fator de forma de 65. A primeira parte das Equações 49 e 50 referem-se ao valor experimental de $f_{ct,spm}$ do concreto sem fibras das respectivas pesquisas. Por essa razão, para estabelecer a comparação, foi necessário alterar estes valores para o valor de resistência à tração média do concreto sem fibras desta pesquisa.

$$f_{ctm,sp} = 3,3309 + 2,4591 \times V_f \quad (48)$$

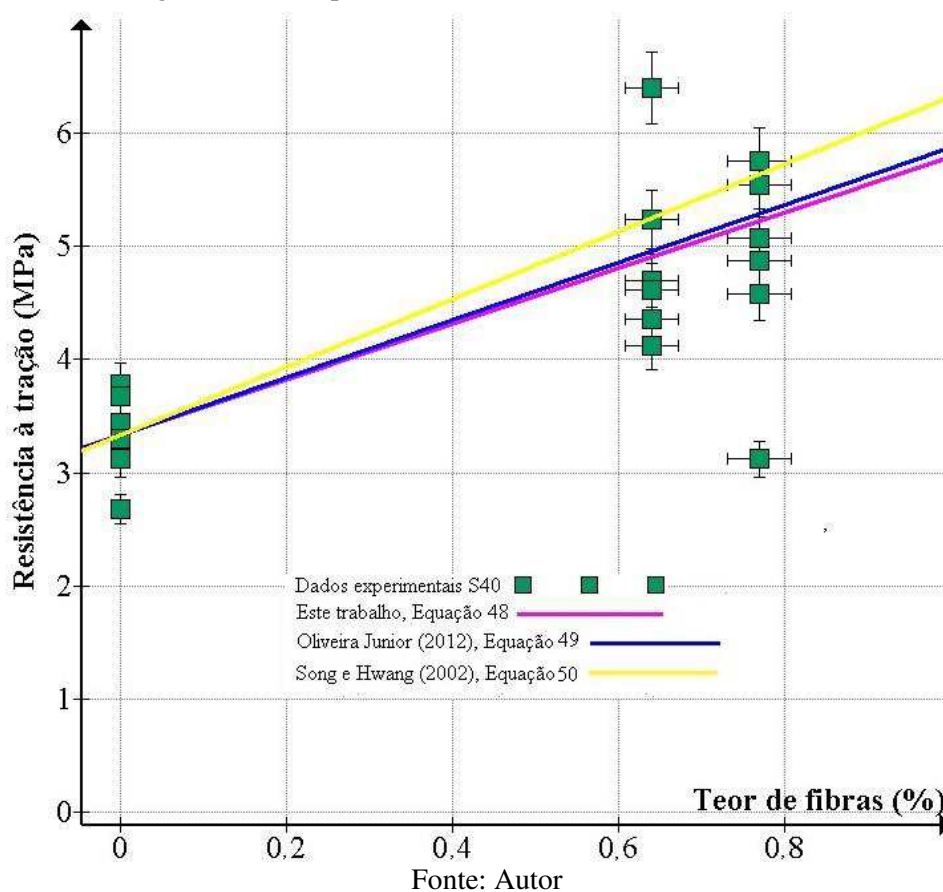
$$R^2 = 1$$

$$f_{ctm,sp} = 5,65 + 2,5424 \times V_f \quad (49)$$

$$R^2 = 0,992$$

$$f_{ctm,sp} = 5,8 + 3,01 \times V_f - 0,02 \times V_f^2 \quad (50)$$

Figura 79 – Comparação dos modelos de resistência à tração



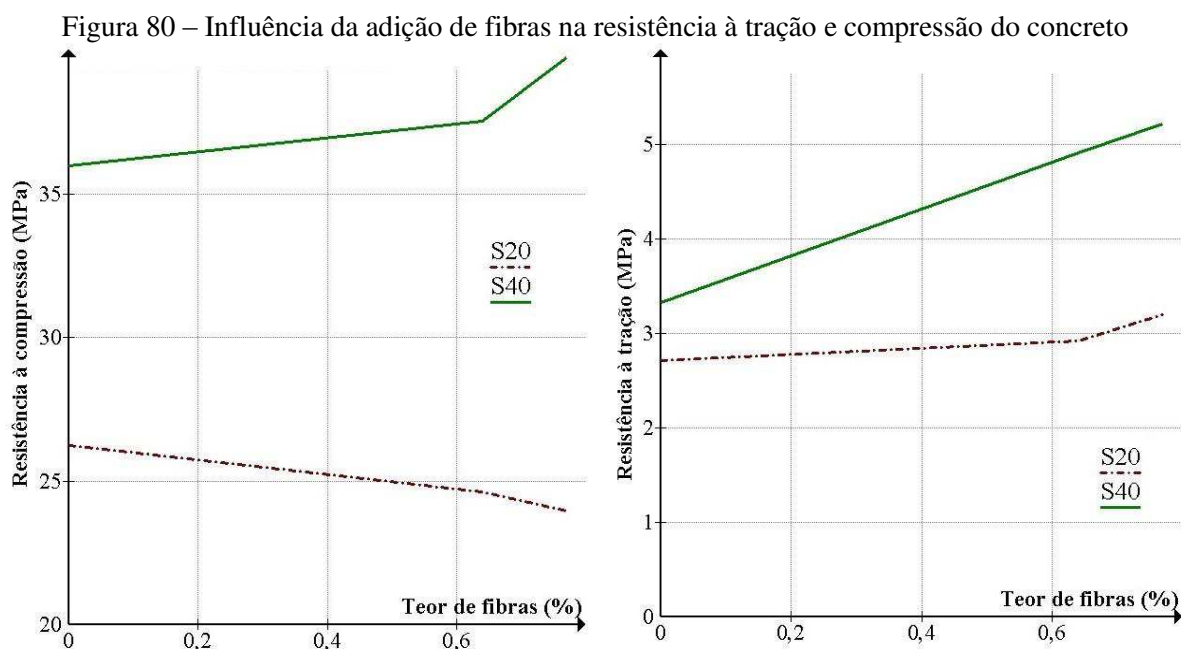
Observa-se que o modelo obtido por regressão linear deste trabalho apresentou resultados mais próximos ao modelo proposto por Oliveira Junior (2012). No entanto, ao contrário desta pesquisa, Oliveira Junior (2012) observou influência significativa do volume de fibras na resistência a tração. Este efeito foi observado quando o volumes de fibra foi elevado de 1,00 % para 2,00 % no concreto de f_c de 60 MPa. Para o concreto com V_f de 2,00 % o autor obteve ganho de resistência à tração de 88,17 %. Köksal et al. (2008) observou ganho significativo na resistência à tração quando o V_f foi elevado 0,50 % para 1,00%. Estes resultados sugerem que a adição de fibras tem influência significativa na resistência à tração quando comparada ao concreto sem fibras, porém a influência do teor de fibras no ganho de resistência à tração seria significativa para teores acima de 0,77 %.

É importante observar que neste trabalho não foram utilizados teores de fibras abaixo de 0,64 %. Portanto, o comportamento do concreto dosado com V_f inferior a 0,64 %, no que se

refere a resistência à tração por compressão diametral, pode ser diferente daquele representado na Figura 79.

A maior porosidade da série S20 pode ter sido a causa da redução da influência da adição de fibras na resistência à tração, uma vez que é sabido da influência da porosidade e consequentemente da f_c na interação fibra-matriz.

Os diferentes efeitos da adição de fibras na f_{cm} e $f_{ct,spm}$ podem ser vistos na Figura 80.



Fonte: Autor

5.1.3 Tenacidade

Nas Tabela 41 e Tabela 42 são vistos os resultados do ensaio de tenacidade obtidos conforme a norma ASTM C1609 (2012) dos corpos de prova da série S20 e S40, respectivamente. Os CPs descritos nas tabelas como excluídos (Ex) apresentaram ruptura fora do terço médio e por isso seus resultados foram descartados conforme orientação da norma. Todos os corpos de prova estavam em cura submersa a mais de 300 dias. É importante esclarecer que este ensaio não foi realizado no dia dos ensaios das vigas correspondentes devido a não disponibilidade da máquina MTS.

Tabela 41 – Resultados da tenacidade do concreto das vigas da série S20

Vigas		Tenacidade até o limite de $L/150=3$ mm (kN × mm)				Módulo de ruptura (MOR) ou resistência no primeiro pico f_1 (MPa)				Resistência no o limite de deslocamento vertical de 3 mm (MPa)			
		Valores	Média	S_d	COV (%)	Valores	Média	S_d	COV (%)	Valores	Média	S_d	COV (%)
S20A-0.64	CP 1	114,44				4,52				5,05			
	CP 2	123,25				5,54				4,52			
	CP 3	143,89	126,26	16,71	13,24	4,88	5,00	0,37	7,38	6,67	5,37	1,04	19,28
S20B-0.64	CP 1	Ex				Ex				Ex			
	CP 2	106,79				5,03				4,37			
	CP 3	142,96				5,03				6,24			
S20A-0.77	CP 1	136,21				4,53				6,00			
	CP 2	Ex				Ex				Ex			
	CP 3	144,53	137,96	11,51	8,34	6,07	5,01	0,77	15,32	6,21	5,72	0,71	12,33
S20B-0.77	CP 1	120,04				4,44				4,54			
	CP 2	150,71				5,60				6,22			
	CP 3	138,30				4,44				5,61			

Fonte: Autor

Tabela 42 – Resultados da tenacidade do concreto das vigas da série S40

Vigas		Tenacidade até o limite de $L/150=3$ mm (kN × mm)				Módulo de ruptura (MOR) ou resistência no primeiro pico f_1 (MPa)				Resistência no limite de deslocamento de 3 mm (MPa)			
		Valores	Média	S_d	COV (%)	Valores	Média	S_d	COV (%)	Valores	Média	S_d	COV (%)
S40A-0.64	CP 1	Ex				Ex				Ex			
	CP 2	224,95				7,88				6,40			
	CP 3	143,93	152,09	48,19	31,69	8,32	7,41	0,69	9,37	5,52	5,44	1,45	26,62
S40B-0.64	CP 1	96,98				7,36				3,07			
	CP 2	126,91				6,69				5,42			
	CP 3	167,68				6,81				6,81			
S40A-0.77	CP 1	165,15				5,86				6,45			
	CP 2	170,47				7,22				6,00			
	CP 3	218,32	185,00	19,37	10,47	6,92	6,85	0,55	8,00	8,53	6,61	1,33	20,05
S40B-0.77	CP 1	180,45				6,76				7,24			
	CP 2	195,68				7,46				4,55			
	CP 3	179,93				6,85				6,91			

Fonte: Autor

O cálculo da tenacidade até o limite de deslocamento vertical de três mm foi realizado medindo-se a área sobre a curva plotada com o software Graph[®].

É importante destacar a dispersão dos dados. A série S20 apresentou menor dispersão sendo seus valores de COV inferiores ao recomendado pela norma ASTM C1609 (2012), cujo

valor é 16 %. Valores de COV entre 8 % e 16 % também foram obtidos por Oliveira Junior (2012).

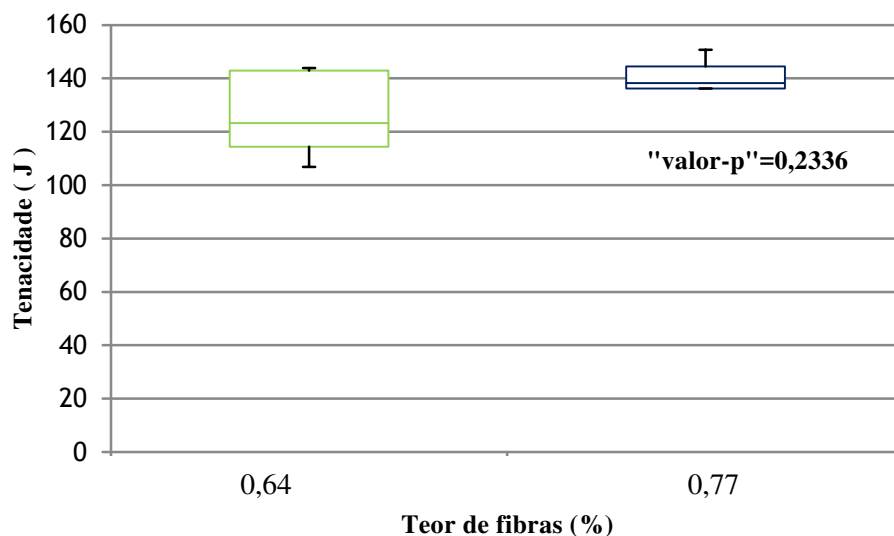
No entanto, a série S40, mais especificamente os prismas moldados com V_f de 0,64 %, apresentaram COV superior a 30 %. Por esse motivo e com o objetivo de eliminar os valores duvidosos foi aplicado o critério de Chauvenet que culminou com a eliminação do resultado do CP 2 da viga S40A-0.64, CP 1 da viga S40B-0.64 e o CP 3 da viga S40A-0.77. Com a eliminação destes resultados, o COV para teor de fibras de 0,64 % e 0,77 % e f_{cm} de 40 MPa foram reduzidos para 14,01 % e 6,54 %, respectivamente.

Na série S20, os concretos produzidos com V_f de 0,77 % apresentaram um aumento da tenacidade de 9,26 % quando comparado com o concreto com V_f de 0,64 %. Na série S40, a tenacidade do concreto produzido com V_f de 0,77 foi 22,00 % superior ao concreto com V_f de 0,64 % (após aplicação do critério de Chauvenet).

Vários autores também verificaram aumento da tenacidade com a elevação do teor de fibras de aço para teores inferiores a 2%. Oliveira Junior (2012) obteve um ganho de 25 % na tenacidade quando o teor de fibras foi aumentado de 1 % para 2 %. Köksal et al. (2008) obteve ganho de 48 % na tenacidade quando o teor de fibras com fator de aspecto de 65 foi aumentado de 0,5 % para 1 % num concreto com resistência à compressão de aproximadamente 40 MPa.

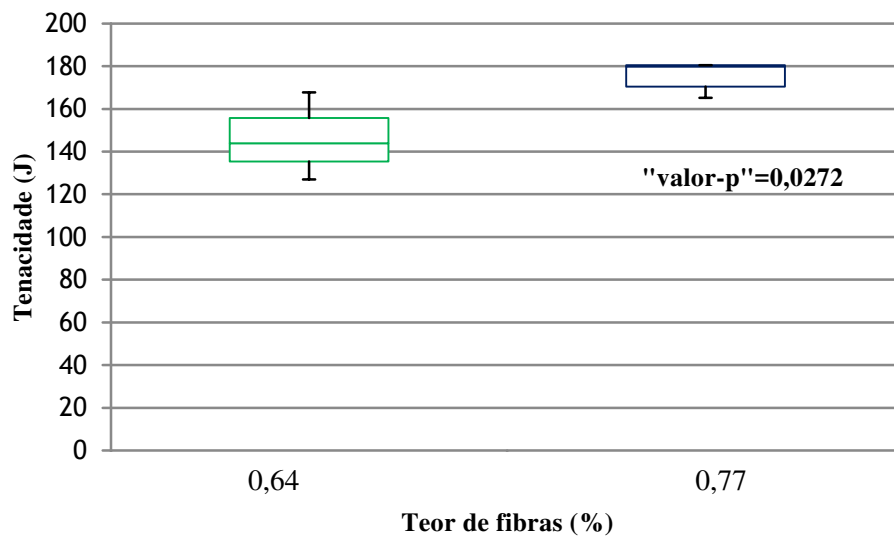
Para verificar estatisticamente se houve influência do teor de fibras na tenacidade do concreto foram realizadas análises de variância com nível de significância de 5 % para a série S20 e S40. Conforme é visto nas Figura 81 e Figura 82, os resultados sugerem que o aumento do teor de fibras teve influência significativa na tenacidade somente na série S40, onde o valor de “valor-p” foi de 0,0272.

Figura 81 – Análise de variância da tenacidade série S20



Fonte: Autor

Figura 82 – Análise de variância da tenacidade série S40



Fonte: Autor

Conforme Figueiredo (2011), um ponto fundamental é a interdependência da correlação da tenacidade com o teor de fibras e as características da matriz de concreto. A magnitude da melhoria da tenacidade é influenciada pela aderência fibra-matriz. Na série S20, a maior relação a/c prejudicou a aderência entre a fibra e a matriz o que pode ter reduzido à influência do teor de fibras no aumento da tenacidade.

Nas Tabela 41 e Tabela 42 também é observado que o aumento do teor de fibras não influenciou a resistência de primeiro pico ou módulo de ruptura na S20 e S40. Isto ocorreu porque a resistência à fissuração do compósito é primeiramente influenciada pelas propriedades da matriz.

Na Figura 83a-d é visto o comportamento das curvas força \times deslocamento vertical das séries S20-0.64, S20-0.77, S40-0.64 e S40-0.77. Houve melhora do desempenho para teores de fibra mais elevados tanto em termos absolutos de tenacidade como em comportamento *deflection-hardening*.

Figura 83 – Curvas força \times deslocamento vertical ensaio ASTM C1609

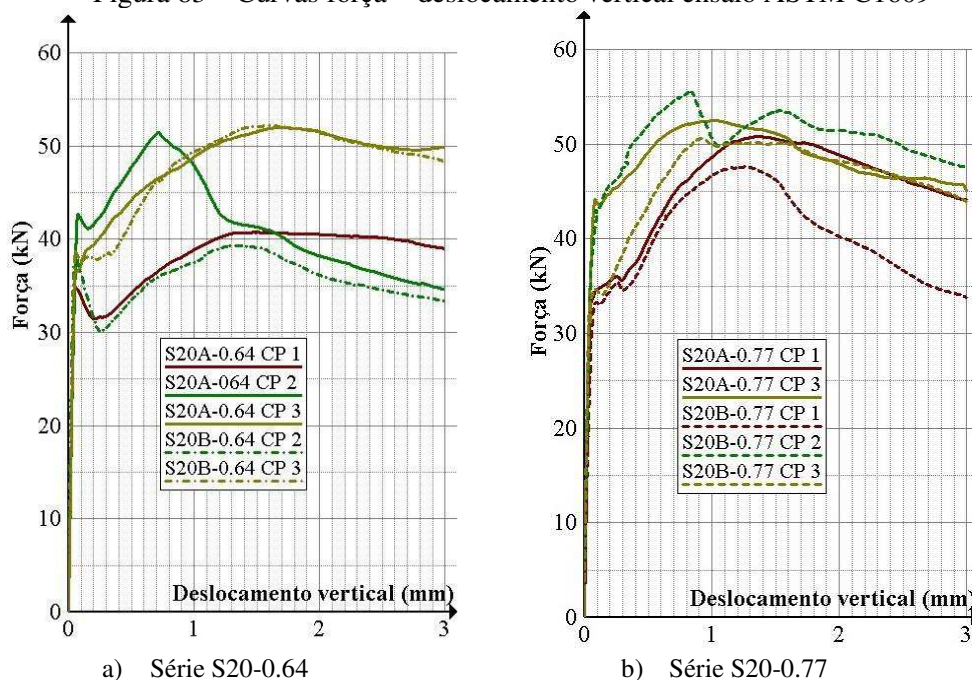
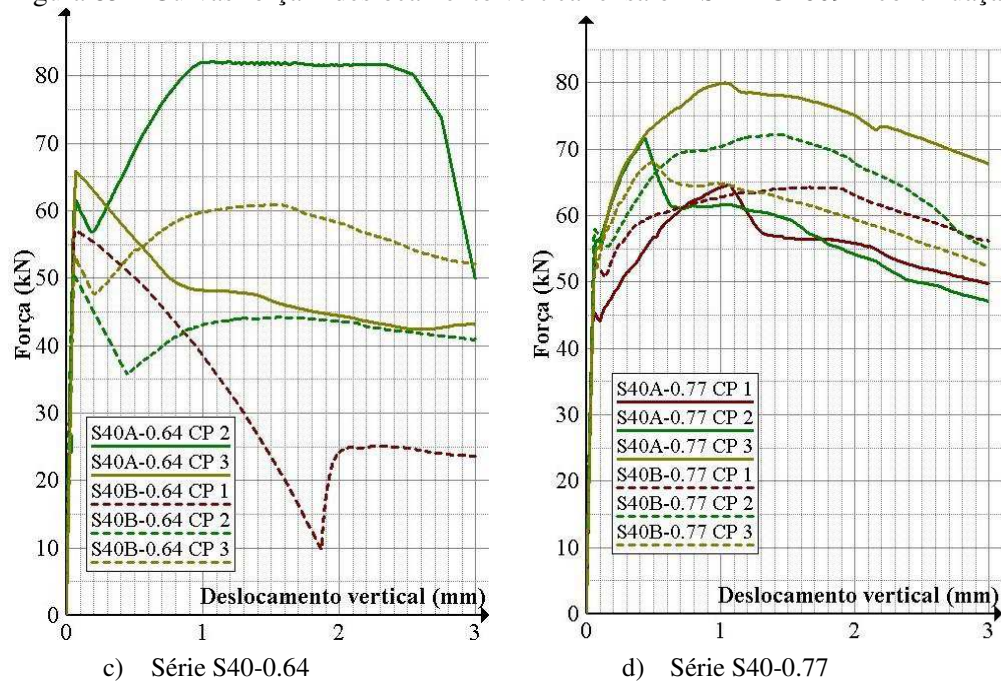


Figura 83 – Curvas força × deslocamento vertical ensaio ASTM C1609 – continuação



Fonte: Autor

Na Figura 84 são vistos o posicionamento do CP na MTS para a realização do ensaio ASTM C1609 e o aspecto do CP após finalização do ensaio.

Figura 84 – Ensaio ASTM C1609



Fonte: Autor

5.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DAS VIGAS

Nesta seção o objetivo principal foi descrever os detalhes referentes a cada viga ensaiada assim como apresentar os resultados que foram obtidos com a realização dos ensaios efetuados nas mesmas.

O deslocamento último (δ_u) foi definido como o deslocamento no qual houve uma queda significativa da força resistida pela viga. A força máxima atingida em cada viga é chamada de força última ou P_u .

Para a determinação da deformação no escoamento do aço foi utilizada a tensão de escoamento experimental e o módulo de elasticidade do aço de 210 GPa.

5.2.1 Série S20

A série S20 era composta de seis vigas, duas de referência sem fibras (S20A-0 e S20B-0) e quatro vigas moldadas com CRFA com V_f de 0,64 % (S20A-0.64 e S20B-0.64) e V_f de 0,77 % (S20A-0.77 e S20B-0.77).

A carga do início do escoamento da armadura longitudinal foi considerada para uma deformação igual ou superior a 2,77 ‰ para as vigas com taxa de armadura longitudinal de 1,32 % (configuração A) e 2,89 ‰ para as vigas com taxa de armadura longitudinal de 1,55 % (configuração B).

Na Tabela 43 são vistos os resultados experimentais das vigas da série S20.

Tabela 43 – Resultados experimentais dos materiais constituintes e das vigas: série S20

Vigas	d (mm)	a/d	f_y^1 (MPa)	$f_{ct,sp}^2$ (MPa)	f_c (MPa)	P_u^3 (kN)	V_u^4 (kN)	v_u^5 (MPa)	$\frac{v_u}{\sqrt{f_c}}$	δ_u^6 (mm)	Modo de ruptura	Idade do concreto (dias)
S20A-0	247,5	2,83	581,12	2,43	23,93	111	55,5	1,495	0,306	10,080	cortante	142
S20A-0.64	247,5	2,83	581,12	3,16	22,32	145	72,5	1,953	0,413	14,280	cortante	146
S20A-0.77	247,5	2,83	581,12	3,33	24,16	213	106,5	2,869	0,584	21,040	flexo-cortante	139
S20B-0	262,0	2,67	606,65	2,98	28,54	113	56,5	1,438	0,269	8,790	cortante	151
S20B-0.64	262,0	2,67	606,65	2,69	26,92	162	81,0	2,061	0,397	15,390	cortante	143
S20B-0.77	262,0	2,67	606,65	3,08	23,76	185	92,5	2,354	0,483	17,080	cortante	144

¹ f_y (resistência ao escoamento do aço) ² $f_{ct,sp}$ (resistência à tração por compressão diametral) ³ P_u (força última)

⁴ V_u (cortante última) ⁵ v_u (tensão de cisalhamento última) ⁶ δ_u (deslocamento vertical último no meio do vão)

5.2.1.1 Padrão de fissuração e ruptura: vigas série S20

A viga S20A-0 foi ensaiada com 142 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 23,93 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 2,43 MPa. Durante a execução do ensaio, as primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força total aplicada era de 30 kN. Com a força total atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu com a força máxima de 111 kN.

A viga S20A-0.64 (V_f 0,64 %) foi ensaiada com 146 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 22,32 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 3,16 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força total aplicada era de 45 kN. Com a força total atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu na P_u de 145 kN.

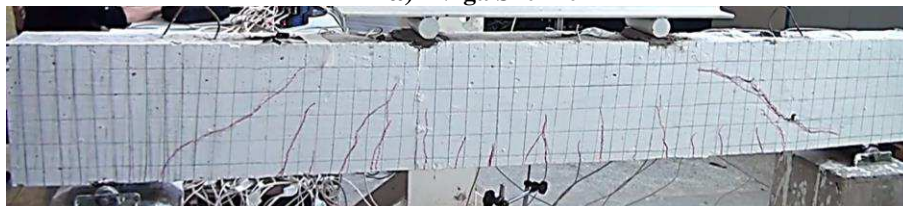
A viga S20A-0.77 (V_f 0,77 %) foi ensaiada com 139 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 24,16 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 3,33 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer com o carregamento de 60 kN. Com a força atingindo 105 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga ocorreu por uma combinação cortante-flexão. A P_u foi de 213 kN.

Na Figura 85a-c e Figura 86a-c são vistos os padrões de fissuração das vigas S20A-0, S20A-0.64 e S20A-0.77 numa etapa de carregamento imediatamente anterior a ruptura e na ruptura, respectivamente.

Figura 85 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S20A



a) Viga S20A-0



b) Viga S20A-0.64



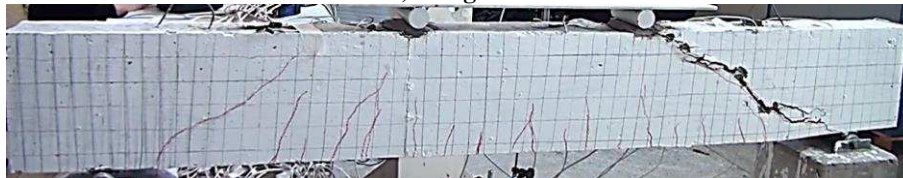
c) Viga S20A-0.77

Fonte: Autor

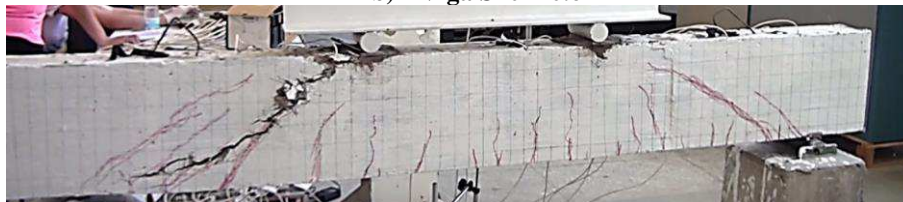
Figura 86 – Vigas da série S20A na ruptura



a) Viga S20A-0



b) Viga S20A-0.64



c) Viga S20A-0.77

Fonte: Autor

É possível observar nas Figura 85 e Figura 86 que a ruptura por cisalhamento na viga S20A-0 ocorreu sem nenhum aviso e o padrão de fissuração foi caracterizado pela formação de uma única fissura diagonal. Nas vigas S20A-0.64 e S20A-0.77, a ruptura por cisalhamento não ocorreu de maneira súbita imediatamente após o aparecimento da fissura diagonal crítica como foi visto para a viga S20A-0 e houve a formação pelo menos duas fissuras diagonais e um maior número de fissuras de flexão.

A viga S20B-0 foi ensaiada com 151 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 28,54 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 2,98 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força total aplicada era de 45 kN. Com o carregamento atingindo 75 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu com a carga máxima de 113 kN.

A viga S20B-0.64 (V_f de 0,64 %) foi ensaiada com 143 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 26,92 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 2,69 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força total aplicada era de 45 kN. Com a força atingindo 60 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu com P_u de 162 kN.

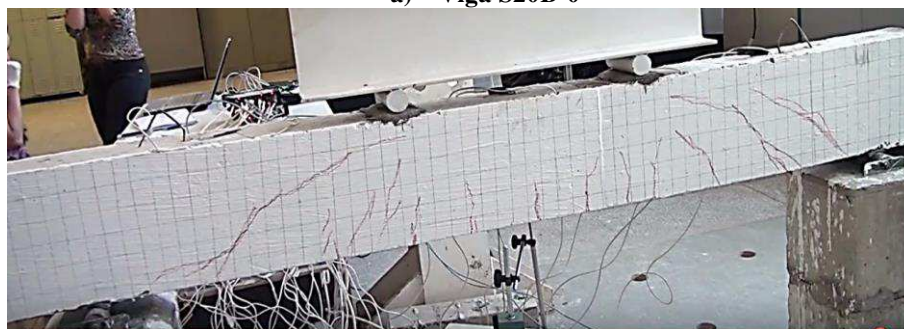
A viga S20B-0.77 (V_f de 0,77 %) foi ensaiada com 144 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 23,76 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 3,08 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força aplicada era de 75 kN. Com a força total atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu com P_u de 185 kN.

Na Figura 87 e Figura 88 são vistos os padrões de fissuração das vigas S20B-0, S20B-0.64 e S20B-0.77 numa etapa de carregamento imediatamente anterior a ruptura e na ruptura, respectivamente.

Figura 87 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S20B



a) Viga S20B-0



b) Viga S20B-0.64



c) Viga S20B-0.77

Fonte: Autor

Figura 88 – Vigas da série S20B na ruptura



a) Viga S20B-0



b) Viga S20B-0.64

Figura 88 – Vigas da série S20B na ruptura – continuação



c) Viga S20B-0.77

Fonte: Autor

Na série S20B também foi possível observar a ruptura por cisalhamento sem aviso prévio da viga sem fibras, onde o padrão de fissuração foi caracterizado pela formação de uma única fissura diagonal. Nas vigas S20B-0.64 e S20B-0.77, houve a formação de pelo menos duas fissuras diagonais e um maior número de fissuras de flexão. Nestas vigas a ruptura por cisalhamento não ocorreu de maneira súbita imediatamente após o aparecimento da fissura diagonal crítica.

5.2.1.2 Deslocamentos verticais: série S20

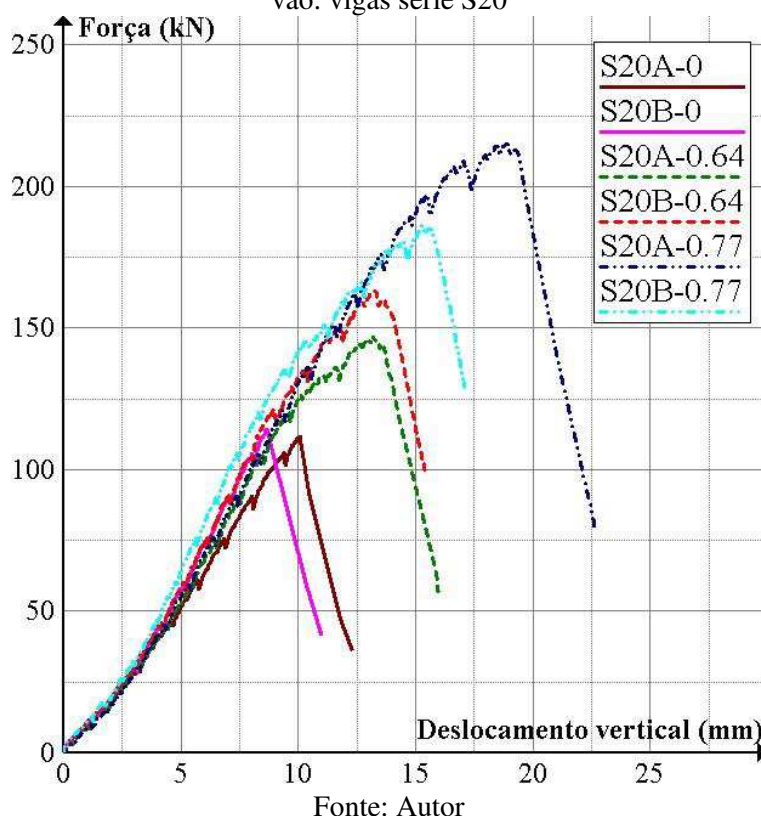
Em todas as vigas, o deslocamento vertical no meio do vão foi medido até a ruptura.

Na viga S20A-0, o deslocamento último foi de 10,08 mm. O aumento no teor de fibras foi acompanhado por um aumento do deslocamento último de 41 % na viga S20A-0.64 e 108 % na viga S20A-0.77.

Na viga S20B-0, sem fibras, o deslocamento último foi de 8,79 mm. A adição de fibras foi acompanhada por um aumento do deslocamento último de 75,08 % na viga S20B-0.64 e 94 % na viga S20B-0.77.

As curvas que relacionam o deslocamento vertical em função do carregamento aplicado para as vigas da série S20 são vistas na Figura 89.

Figura 89 – Curvas força × deslocamento vertical no meio do vão: vigas série S20



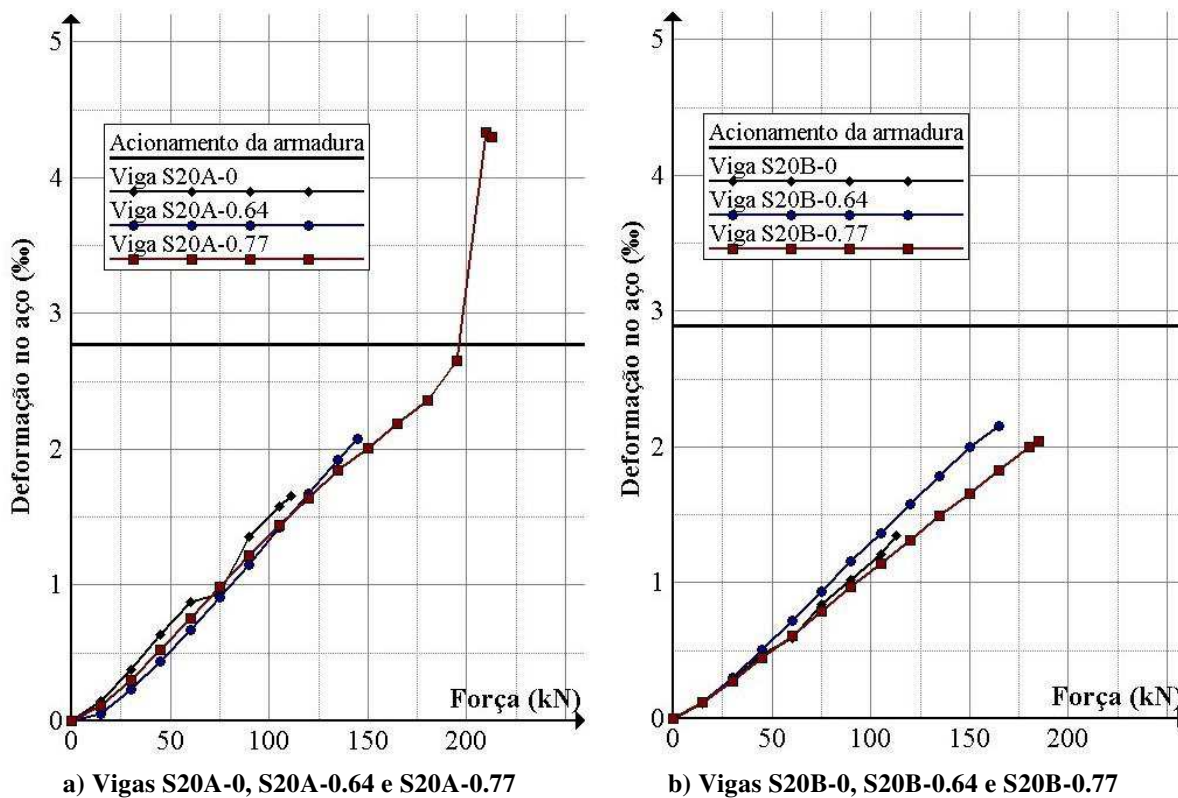
É possível observar na Figura 89, que as vigas sem adição de fibras (S20B-0 e S20A-0) apresentaram uma perda repentina da capacidade de suportar a carga imediatamente após a força última ser alcançada devido ao rápido aumento da fissura diagonal. Nas vigas de CRFA, a queda brusca da capacidade resistente não ocorreu após o aparecimento da primeira fissura diagonal. A adição de fibras foi acompanhada por uma melhor resposta pós-pico.

Além disso, o aumento do teor de fibras foi acompanhado por um aumento da P_u e do deslocamento máximo. Comparando o deslocamento máximo no meio do vão na P_u é possível observar que houve melhora na ductilidade com a inclusão de fibras. Esse aumento da deformação na força de pico foi causado pela capacidade das fibras em cruzarem as fissuras e trabalharem como pontes de transferência de tensão entre as bordas da fissura.

5.2.1.3 Deformações nas armaduras longitudinais de tração: série S20

A evolução das deformações nas armaduras longitudinais de tração das vigas S20A-0, S20A-0.64 e S20A-0.77 podem ser visualizadas na Figura 90a e das vigas S20B-0, S20B-0.64 e S20B-0.77 na Figura 90b. Nestes gráficos estão representadas as deformações dos extensômetros L0 colados na armadura na região do meio do vão, conforme Figura 72.

Figura 90 – Evolução das deformações nas armaduras extensômetro L0: vigas série S20



Fonte: Autor

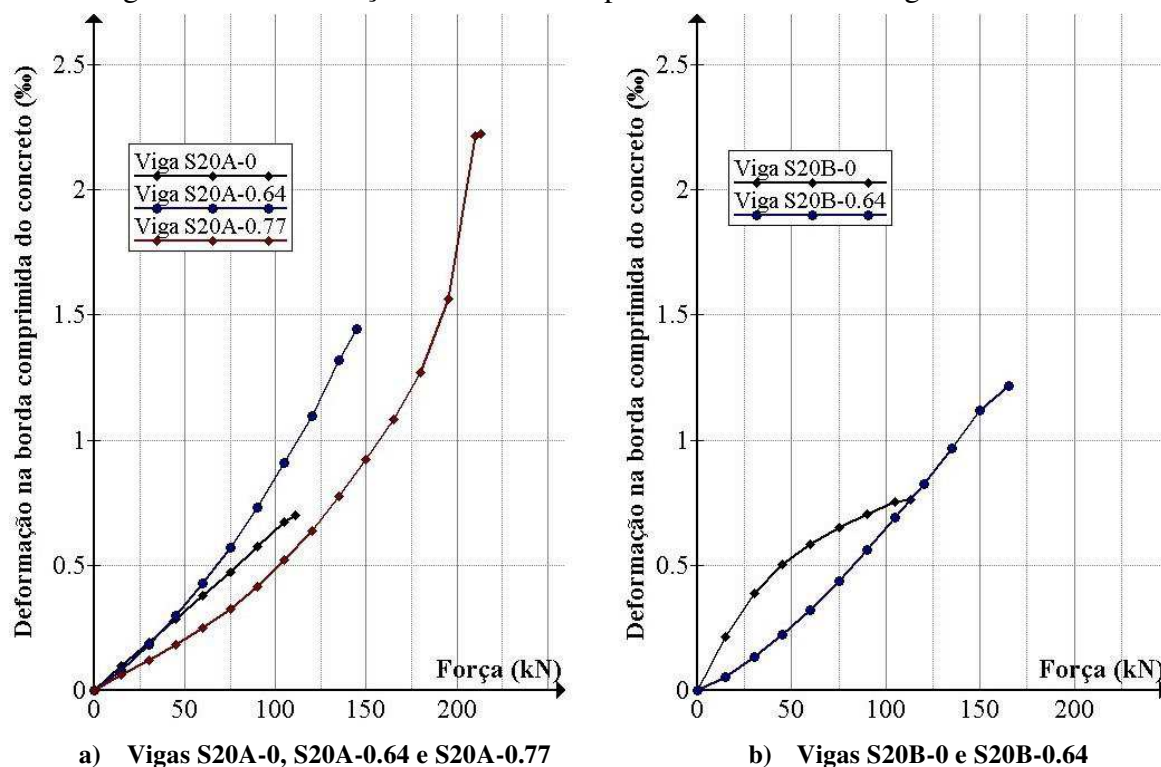
Observa-se que não houve escoamento da armadura longitudinal de tração nas vigas sem fibras S20A-0 e S20B-0 conforme esperado, uma vez que as mesmas não possuíam nenhum reforço ao cisalhamento.

Nas vigas de CRFA, a ocorrência do escoamento da armadura foi ditada pelo teor de fibras e taxa de armadura longitudinal. Enquanto nas vigas S20A-0.64 e S20B-0.64 e S20B-0.77, não foram observados escoamentos da armadura longitudinal, a viga com V_f de 0,77 % e ρ de 1,32 % (S20A-0.77) apresentou substancial escoamento da armadura longitudinal antes da ruptura. Esse escoamento demonstra o reforço à força cortante proporcionado pelas fibras que permitiram que fosse atingida a capacidade a flexão mesmo sem a presença de estribos.

5.2.1.4 Deformações na borda comprimida do concreto: série S20

A evolução das deformações na borda comprimida do concreto mensuradas pelo extensômetros C0 (posicionados no meio do vão, conforme Figura 72) das vigas S20A-0, S20A-0.64 e S20A-0.77 podem ser visualizadas na Figura 91a e das vigas S20B-0 e S20B-0.64 na Figura 91b. O extensômetro C0 da viga S20B-0.77 apresentou problemas durante a execução do ensaio e não teve suas medidas registradas.

Figura 91 – Deformações na borda comprimida do concreto: vigas da série S20A



Fonte: Autor

Observa-se que em todas as vigas, a deformação por compressão do concreto se manteve inferior ao limite de 3,5 %. Entre as cinco vigas, somente a com maior V_f e ρ de 1,32 % (S20A-0.77) apresentou deformação da borda comprimida do concreto superior a 2 % caracterizando início da plastificação do concreto comprimido.

5.2.2 Série S40

A série S40 era composta de seis vigas, duas de referência sem fibras (S40A-0 e S40B-0) e quatro vigas moldadas com CRFA com V_f de 0,64 % (S40A-0.64 e S40B-0.64) e V_f de 0,77 % (S40A-0.77 e S40B-0.77).

A carga de início do escoamento da armadura longitudinal foi considerada para uma deformação igual ou superior a 2,77 ‰ para as vigas com taxa de armadura longitudinal de 1,32 ‰ (configuração A) e 2,89 ‰ para as vigas com taxa de armadura longitudinal de 1,55 ‰ (configuração B), exceto para o aço da viga S40B-0.64 cujo valor foi 2,84 ‰.

Na Tabela 44 são vistos os resultados experimentais das vigas da série S40.

Tabela 44- Resultados experimentais dos materiais constituintes e das vigas: série S40

Vigas	d (mm)	a/d	f_y^1 (MPa)	$f_{ct,sp}^2$ (MPa)	f_c (MPa)	P_u^3 (kN)	V_u^4 (kN)	v_u^5 (MPa)	$\frac{v_u}{\sqrt{f_c}}$	δ_u^6 (mm)	Modo de ruptura	Idade do concreto (dias)
S40A-0	247,5	2,83	581,12	3,41	35,67	120	60,0	1,616	0,271	10,54	cortante	135
S40A-0.64	247,5	2,83	581,12	5,42	35,70	210	104,5	2,81	0,470	26,00	flexão	128
S40A-0.77	247,5	2,83	581,12	4,99	42,43	202	101,0	2,72	0,420	19,20	flexo-cortante	153
S40B-0	262,0	2,67	606,65	3,27	36,29	130	68,5	1,74	0,269	9,27	cortante	134
S40B-0.64	262,0	2,67	595,98	4,40	39,38	246	123,0	3,13	0,397	19,75	flexo-cortante	132
S40B-0.77	262,0	2,67	606,65	5,46	37,05	230	115,0	2,93	0,483	16,35	cortante	135

¹ f_y (resistência ao escoamento do aço) ² $f_{ct,sp}$ (resistência à tração por compressão diametral) ³ P_u (força última)
⁴ V_u (cortante última) ⁵ v_u (tensão de cisalhamento última) ⁶ δ_u (deslocamento vertical último no meio do vão)

Fonte: Autor

5.2.2.1 Padrão de fissuração e ruptura: vigas série S40

A viga S40A-0 foi ensaiada com 135 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 35,67 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 3,41 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força aplicada era de 60 kN. Com o carregamento atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu com a força máxima de 120 kN.

A viga S40A-0.64 (V_f de 0,64 ‰) foi ensaiada com 128 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 35,70 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 5,42 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força aplicada era de 60 kN. Com o carregamento atingindo 120 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por flexão ocorreu na P_u de 210 kN.

A viga S40A-0.77 (V_f de 0,77 %) foi ensaiada com 153 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 42,43 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 4,99 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força aplicada era de 45 kN. Com o carregamento atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por uma combinação cortante-flexão ocorreu na P_u de 202 kN.

Nas Figura 92 e Figura 93 são vistos os padrões de fissuração das vigas da S40A-0, S40A-0.64 e S40A-0.77 numa etapa de carregamento imediatamente anterior a ruptura e na ruptura, respectivamente.

Figura 92 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S40A

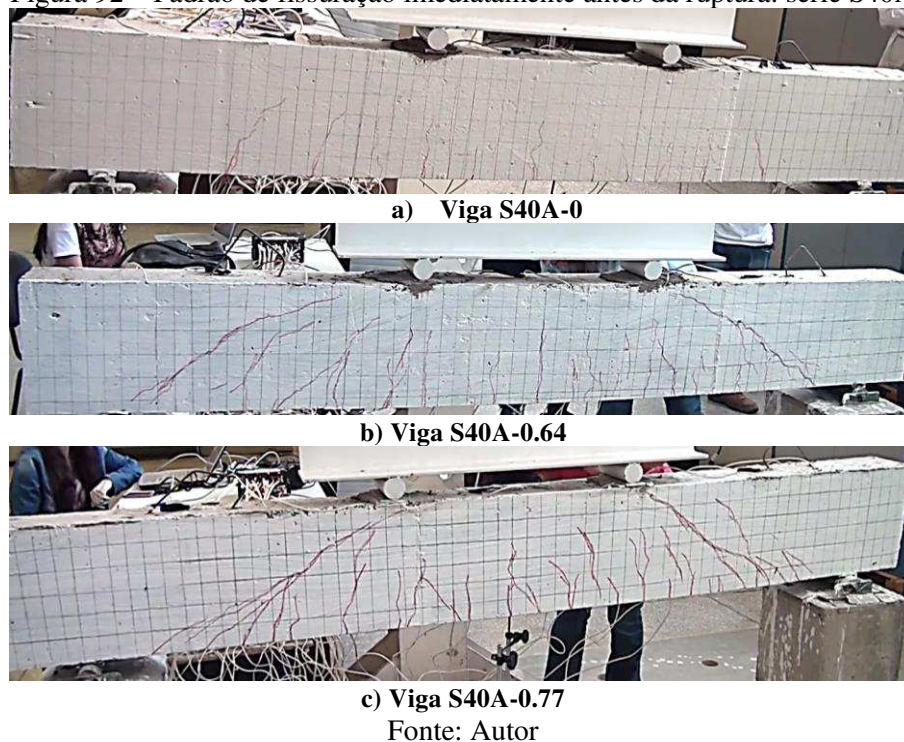
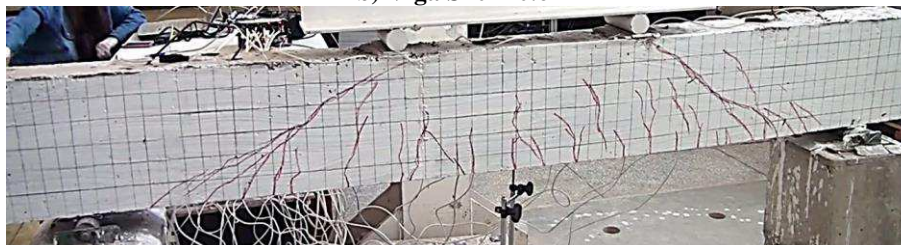


Figura 93 – Vigas da série S40A na ruptura



Figura 93 – Vigas da série S40A na ruptura - continuação

**b) Viga S40A-0.64****c) Viga S40A-0.77**

Fonte: Autor

É possível observar nas Figura 92 e Figura 93 que a ruptura por cisalhamento na viga sem fibras seguiu o padrão da série S20. Na viga S40A-0 o colapso ocorreu sem nenhum aviso e o padrão de fissuração foi caracterizado pela formação de uma única fissura diagonal e um menor número de fissuras de flexão. A presença de fibras (vigas S40A-0.64 e S40A-0.77) permitiu o desenvolvimento de múltiplas fissuras diagonais e um número maior de fissuras de flexão o que proporcionou um aviso sobre o colapso eminente.

A viga S40B-0 foi ensaiada com 134 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 36,29 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 3,27 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força aplicada era de 45 kN. Com o carregamento atingindo 75 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu com a força máxima de 137 kN.

A viga S40B-0.64 (V_f de 0,64 %) foi ensaiada com 132 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 39,38 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 4,40 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força aplicada era de 75 kN. Com a força total atingindo 120 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por uma combinação cortante-flexão ocorreu com a força máxima de 246 kN.

A viga S40B-0.77 (V_f de 0,77 %) foi ensaiada com 135 dias de cura do concreto. O concreto apresentou uma resistência média à compressão de 37,05 MPa e uma resistência à tração por compressão diametral de 5,46 MPa. As primeiras fissuras de flexão começaram a aparecer quando a força total aplicada era de 75 kN. Com o carregamento total atingindo 90 kN, apareceram as primeiras fissuras de cisalhamento, inclinadas na seção da viga. A ruptura da viga por cortante ocorreu na P_u de 230 kN.

Nas Figura 94 e Figura 95 são vistos os padrões de fissuração das vigas da S40B-0, S40B-0.64 e S40B-0.77 numa etapa de carregamento imediatamente anterior a ruptura e na ruptura, respectivamente.

Figura 94 – Padrão de fissuração imediatamente antes da ruptura: série S40B



a) Viga S40B-0



a) Viga S40B-0.64



b) Viga S40B-0.77

Fonte: Autor

Figura 95 – Vigas da série S40B na ruptura



a) Viga S40B-0

Figura 95 – Vigas da série S40B na ruptura – continuação



b) Viga S40B-0.64

c) Viga S40B-0.77

Fonte: Autor

É possível observar que a ruptura por cisalhamento na viga sem fibras seguiu o padrão das séries S20 e S40A. Na viga S40B-0 o colapso ocorreu sem nenhum aviso e o padrão de fissuração foi caracterizado pela formação de uma única fissura diagonal. A presença de fibras (vigas S40B-0.64 e S40B-0.77) permitiu o desenvolvimento de mais fissuras de flexão e múltiplas fissuras diagonais.

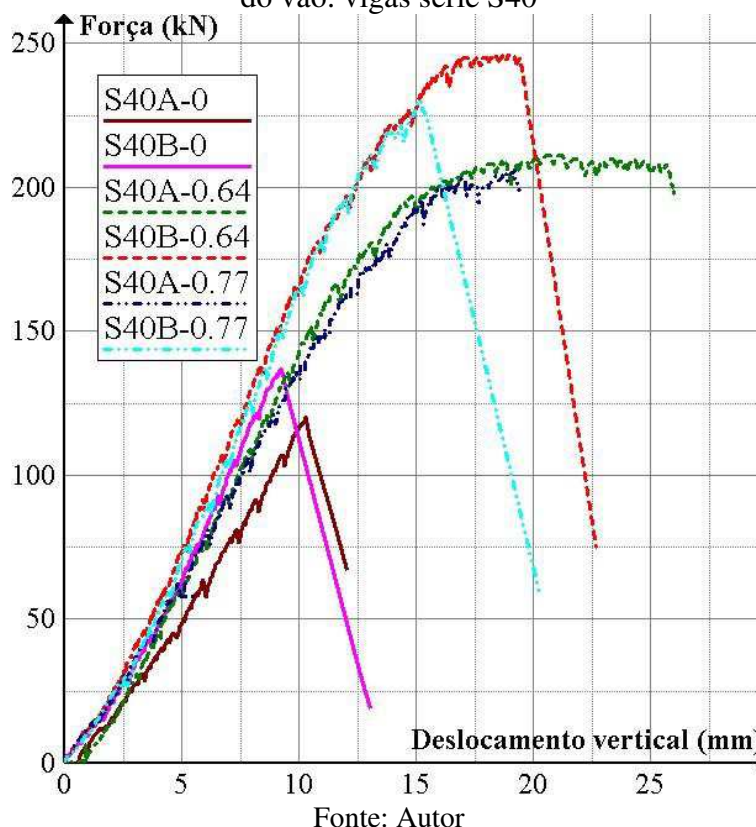
5.2.2.2 Deslocamentos verticais: série S40

Em todas as vigas, o deslocamento vertical no meio do vão foi medido até a ruptura.

Na viga S40A-0, o deslocamento último foi de 10,54 mm. Com a adição de V_f igual a 0,64 % houve um aumento do deslocamento máximo de 146,67 % e 82,16 % com a adição de V_f igual a 0,77 %.

Na viga S40B-0, sem fibras, o deslocamento último foi de 9,27 mm. A adição de fibras foi acompanhada por um aumento do deslocamento último de 113,05 % na viga S40B-0.64 e 76,38 % na viga S40B-0.77. As curvas que relacionam o deslocamento vertical em função da força aplicada para as vigas da série S40 são vistos na Figura 96.

Figura 96 – Curva força × deslocamento vertical no meio do vão: vigas série S40



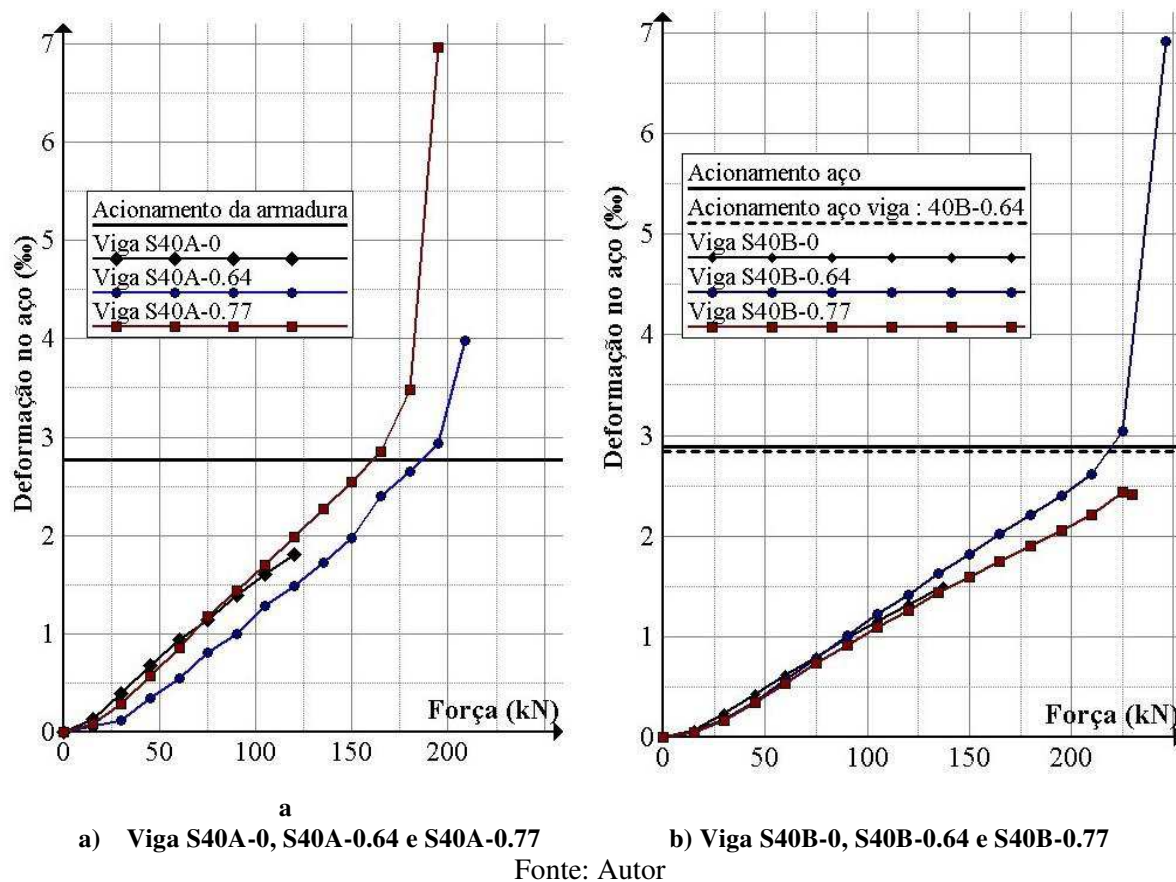
Pode-se observar na Figura 96 que as viga sem adição de fibras (S40A-0 e S40B-0) apresentaram uma perda repentina da capacidade de suportar a carga imediatamente após a força última (P_u) ser alcançada devido ao súbito aumento da fissura diagonal. Nas curvas referentes às vigas S40A-0.64, S40A-0.77 e S40B-0.64 são vistos patamares de escoamento bem definidos caracterizando escoamento da armadura longitudinal de tração prévio a ruptura.

Na série S40 o aumento do teor de fibras de 0,64 % para 0,77 % foi acompanhado por uma redução na P_u e no deslocamento último. Um teor mais elevado de fibras pode causar a formação de um maior número de vazios e/ou acúmulo de fibras ao longo da armadura longitudinal (DINH, PARRA-MONTESINOS, WIGHT, 2010) com consequente redução da resistência da viga.

5.2.2.3 Deformações nas armaduras longitudinais de tração: série S40

A evolução das deformações nas armaduras longitudinais de tração das vigas S40A-0, S40A-0.64 e S40A-0.77 podem ser visualizadas na Figura 97a e das vigas S40B-0, S40B-0.64 e S40B-0.77 na Figura 97b. Nestes gráficos estão representadas as deformações dos extensômetros L0, colados na armadura na região do meio do vão, conforme Figura 72.

Figura 97 – Evolução das deformações nas armaduras extensômetro L0: vigas série S40



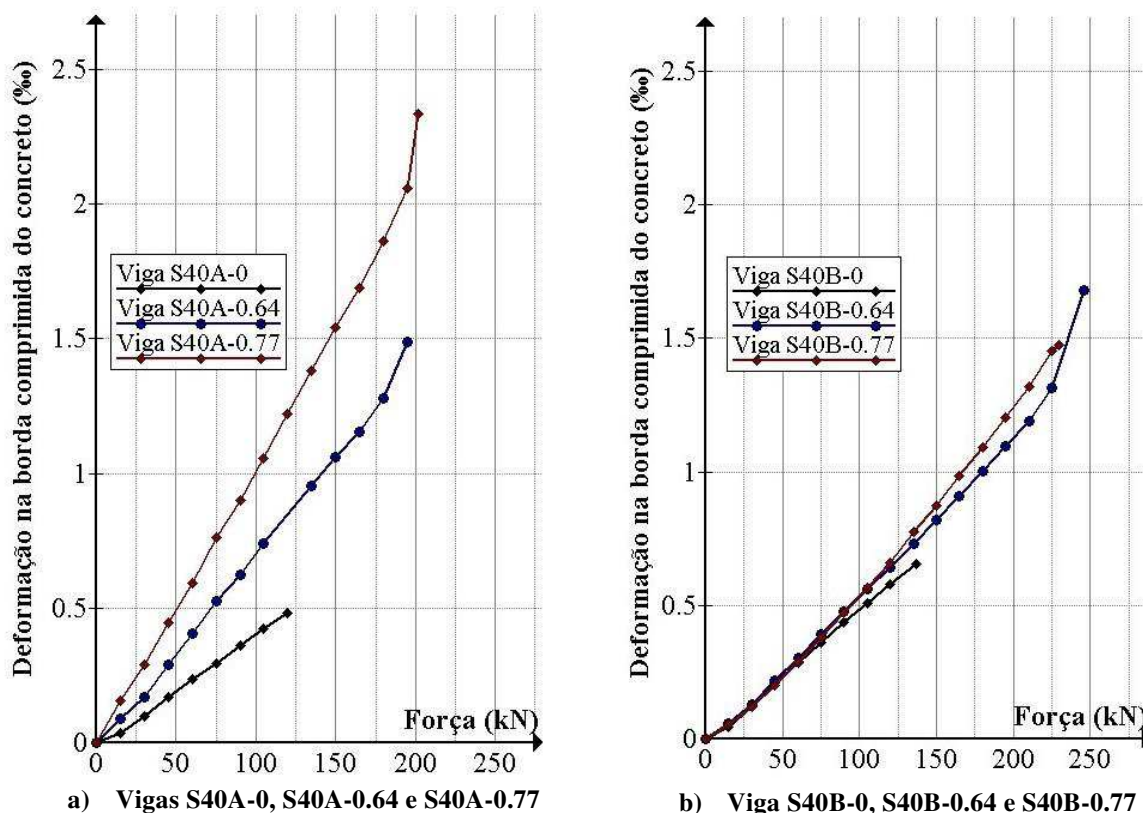
Observa-se que não houve escoamento da armadura longitudinal de tração nas vigas S40A-0 e S40B-0. Nas vigas com fibras, S40A-0.64, S40A-0.77 e S40B-0.64, houve escoamento da armadura longitudinal demonstrando o reforço ao cortante proporcionado pelas fibras de aço. Entre as vigas S40A-0.64 e S40A-0.77, a magnitude do escoamento da armadura foi ditada pelo teor de fibras.

5.2.2.4 Deformações na borda comprimida do concreto: série S40

A evolução das deformações na borda comprimida do concreto mensuradas pelo extensômetros C0 (posicionados no meio do vão conforme Figura 72) das vigas S40A-0,

S40A-0.64 e S40A-0.77 podem ser visualizadas na Figura 98a e das vigas S40B-0, S40B-0.64 e S40B-0.77 na Figura 98b.

Figura 98– Deformações na borda comprimida do concreto: vigas da série S40



Fonte: Autor

Observa-se que assim como na série S20, a deformação por compressão do concreto se manteve inferior ao limite de 3,5 ‰ em todas as vigas. Entre as seis vigas, somente a S40A-0.77 apresentou deformação da borda comprimida do concreto superior a 2 ‰ caracterizando início da plastificação do concreto comprimido.

5.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A CAPACIDADE RESISTENTE DAS VIGAS

Com a armadura longitudinal proposta, o valor teórico do momento último para escoamento da armadura longitudinal foi calculado conforme as hipóteses da ABNT NBR 6118: 2014 admitindo-se a distribuição retangular de tensões de compressão no concreto. Os valores teóricos são apresentados na Tabela 45.

Tabela 45 – Valores teóricos de força cortante para escoamento da armadura longitudinal

Vigas	d (mm)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	$^1A_{sl}$ (m ²)	$^2\beta_x$	3x (cm)	$^4M_{flt}$ (kN × m)	$^5V_{ut}$ (kN)	$^6P_{ut}$ (kN)
S20A-0	247,5	581,12	23,93	0,000490	0,4714	0,1167	57,19	81,70	163,39
S20B-0	262,0	606,65	28,54	0,000603	0,4796	0,1256	77,45	110,65	221,30
S20A-0.64	247,5	581,12	22,32	0,000490	0,5054	0,1251	56,23	80,33	160,66
S20B-0.64	262,0	606,65	26,92	0,000603	0,5085	0,1332	76,35	109,07	218,14
S20A-0.77	247,5	581,12	24,16	0,000490	0,4669	0,1155	57,31	81,88	163,76
S20B-0.77	262,0	606,65	23,76	0,000603	0,5761	0,1509	73,76	105,37	210,73
S40A-0	247,5	581,12	35,67	0,000490	0,3162	0,0783	61,56	87,94	175,89
S40B-0	262,0	606,65	36,29	0,000603	0,3772	0,0988	81,38	116,26	232,52
S40A-0.64	247,5	581,12	35,70	0,000490	0,3160	0,0782	61,57	87,96	175,91
S40B-0.64	262,0	595,98	39,38	0,000603	0,3415	0,0895	81,30	116,14	232,27
S40A-0.77	247,5	581,12	42,43	0,000490	0,2658	0,0895	62,98	89,97	179,95
S40B-0.77	262,0	606,65	37,05	0,000603	0,3695	0,0968	81,68	116,68	233,37

¹A_{sl} (área da armadura longitudinal de tração)² $\beta_x = (A_{sl} \times f_y) / (b_w \times d \times 0,68 \times f_c)$ ³x (posição da linha neutra)⁴M_{flt} (momento último teórico para escoamento da armadura longitudinal)⁵V_{ut} (cortante última teórica)⁶P_{ut} (força última teórica)

Fonte: Autor

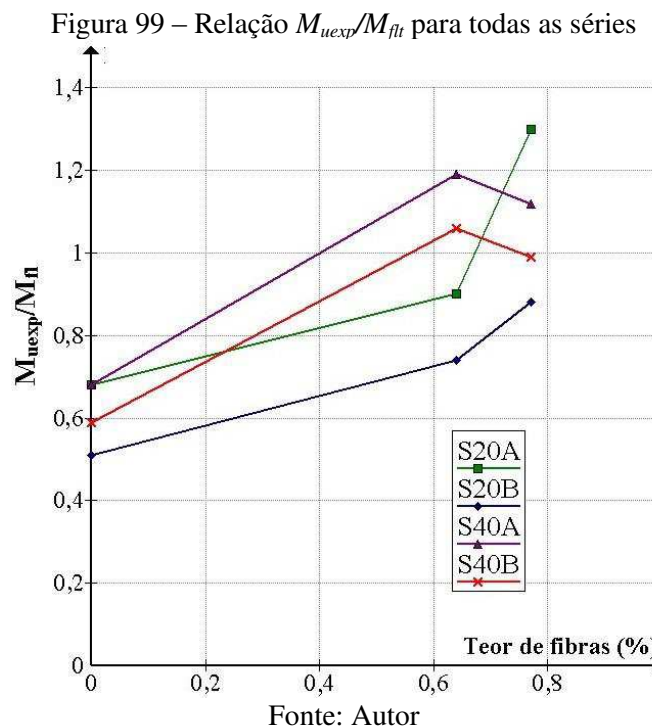
Na Tabela 46 são vistos os resultados experimentais das vigas e a relação entre o momento fletor último experimental (M_{uexp}) e o M_{flt} (momento fletor resistente teórico). Observa-se que a adição de fibras compensou parcialmente ou totalmente a deficiência da capacidade resistente à força cortante de modo a aumentar a resistência da viga para M_{uexp}/M_{flt} próximo ou superior a 1.

Tabela 46 – Relação entre o momento fletor último experimental e momento fletor resistente teórico

Vigas	V _f (%)	M _{uexp} (kN × m)	$\frac{M_{uexp}}{M_{flt}}$
S20A-0	0,00	38,85	0,68
S20A-0.64	0,64	50,75	0,90
S20A-0.77	0,77	74,55	1,30
S20B-0	0,00	39,55	0,51
S20B-0.64	0,64	56,70	0,74
S20B-0.77	0,77	64,75	0,88
S40A-0	0,00	42,00	0,68
S40A-0.64	0,64	73,15	1,19
S40A-0.77	0,77	70,70	1,12
S40B-0	0,00	47,95	0,59
S40B-0.64	0,64	86,10	1,06
S40B-0.77	0,77	80,50	0,99

Fonte: Autor

Analisando o gráfico da Figura 99 observa-se que o reforço ao cortante proporcionado pelas fibras foi mais significativo (maior relação M_{uexp}/M_{fl}) para um teor de fibras de 0,77 % na série S20 e 0,64 % na série S40.



Na série S40, houve uma tendência a queda do nível de reforço quando o teor de fibras foi aumentado para 0,77 %. Esse resultado pode ter sido consequência da formação de um maior número de vazios e/ou acúmulo de fibras ao longo da armadura longitudinal com a utilização de um teor de fibra mais elevado na série S40.

Essa diferença de comportamento entre as séries S20 e S40 associada ao resultado experimental da viga S20A-0.77 ter sido muito distante do esperado demonstra a necessidade da repetição do ensaio em vigas similares para confirmação dos resultados. No entanto, neste trabalho não foram moldadas pares de vigas similares e, portanto não foi possível confirmar esses padrões de comportamento.

Na Tabela 47 são vistos os resultados da variação da resistência ao cisalhamento padronizadas pela resistência a compressão ($v_u/\sqrt{f_c}$) mantidas constantes a resistência à compressão alvo do concreto e a taxa de armadura longitudinal.

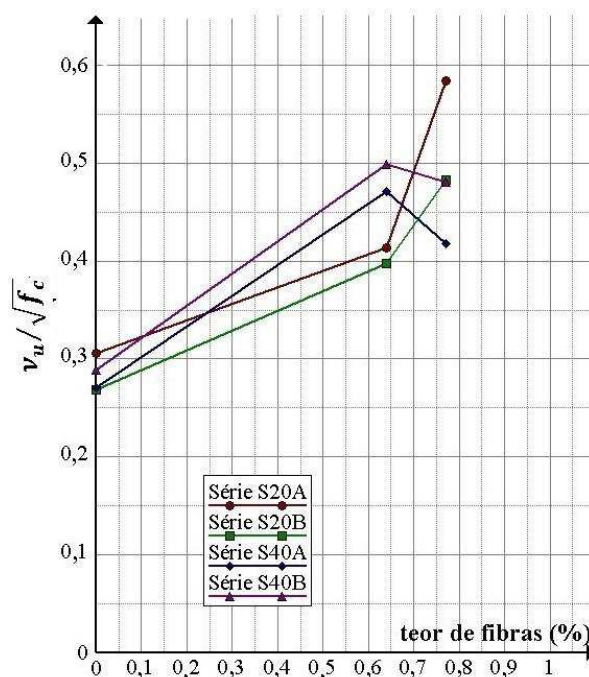
Tabela 47 – Variação da resistência ao cisalhamento em função do teor de fibras de aço

Vigas	f_c (MPa)	P_u (kN)	V_u (kN)	v_u (MPa)	$v_u/\sqrt{f_c}$	Δ (%)
S20A-0	23,93	111	55,50	1,495	0,306	0,0
S20A-0.64	22,32	145	72,50	1,953	0,413	34,97
S20A-0.77	24,16	213	106,50	2,869	0,584	90,84
S20B-0	28,54	113	56,50	1,438	0,269	0,0
S20B-0.64	26,92	162	81,00	2,061	0,397	47,58
S20B-0.77	23,76	185	92,50	2,354	0,483	79,55
S40A-0	35,67	120	60	1,616	0,271	0,0
S40A-0.64	35,7	210	104,5	2,815	0,471	73,80
S40A-0.77	42,43	202	101	2,721	0,418	54,24
S40B-0	36,29	137	68,5	1,743	0,289	0,0
S40B-0.64	39,38	246	123	3,13	0,499	72,66
S40B-0.77	37,05	230	115	2,926	0,481	66,44

Fonte: Autor

Observa-se na Tabela 47 e Figura 100 que em todas as séries a adição de fibras foi acompanhada por um aumento da resistência ao cisalhamento.

Figura 100 – Efeito do teor de fibras na resistência ao cisalhamento



Fonte: Autor

Na série S20 (resistência à compressão próxima de 20 MPa) houve um acréscimo da $v_u/\sqrt{f_c}$ quando o teor de fibras foi aumentado de 0,64 % para 0,77 % . Esse aumento foi

mais significativo para ρ de 1,32 % (série A), onde o aumento do V_f de 0,64 % para 0,77 % foi acompanhado por uma elevação da $v_u/\sqrt{f_c}$ de 41,40 %.

Na série S40 (resistência à compressão próxima de 40 MPa) o aumento do teor de fibras de 0,64 % para 0,77 % foi acompanhado por uma redução da $v_u/\sqrt{f_c}$ de 11,25 % na série S40A e 3,61 % na série S40B.

Autores como Dinh, Parra- Montesinos e Wight (2010) e Yakoub (2011) também observaram queda na eficiência do reforço das fibras com o aumento de V_f . No entanto esse efeito ocorreu quando utilizado um teor de fibras elevado, particularmente para além de 1 %.

Na Tabela 48 apresentam-se os resultados da variação da resistência ao cisalhamento padronizada pela relação $v_u/\sqrt{f_c}$ em função da taxa de armadura longitudinal, mantidas constantes a resistência à compressão alvo do concreto e o teor de fibras de aço.

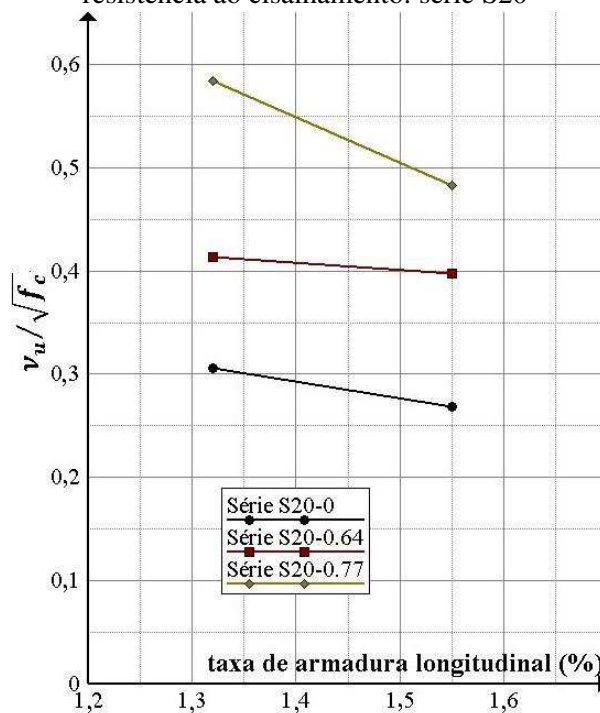
Tabela 48 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da taxa de armadura longitudinal

Vigas	P_u (kN)	V_u (kN)	v_u (MPa)	$v_u/\sqrt{f_c}$	Δ (%)
S20A-0	111,00	55,50	1,495	0,306	-12,9
S20B-0	113,00	56,50	1,438	0,269	
S20A-0.64	145	72,50	1,953	0,413	-3,87
S20B-0.64	162	81,00	2,061	0,397	
S20A-0.77	213	106,50	2,869	0,584	-17,29
S20B-0.77	185	92,50	2,354	0,483	
S40A-0	120	60,00	1,616	0,271	6,64
S40B-0	137	68,50	1,743	0,289	
S40A-0.64	210	105,00	2,815	0,471	5,94
S40B-0.64	246	123,00	3,13	0,499	
S40A-0.77	202	101,00	2,721	0,418	15,07
S40B-0.77	230	115,00	2,926	0,481	

Fonte: autor

Na Tabela 48 é visto que as variações na taxa de armadura longitudinal não causaram alterações significativas na resistência ao cisalhamento, principalmente quando comparadas com o efeito de V_f . No entanto, é possível observar na Figura 101 que nas vigas da série S20 houve uma queda na $v_u/\sqrt{f_c}$ com o aumento da taxa de armadura longitudinal. Esta queda foi mais significante (17,29 %) com a utilização de um teor de fibras de 0,77 %.

Figura 101 – Efeito da taxa de armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento: série S20



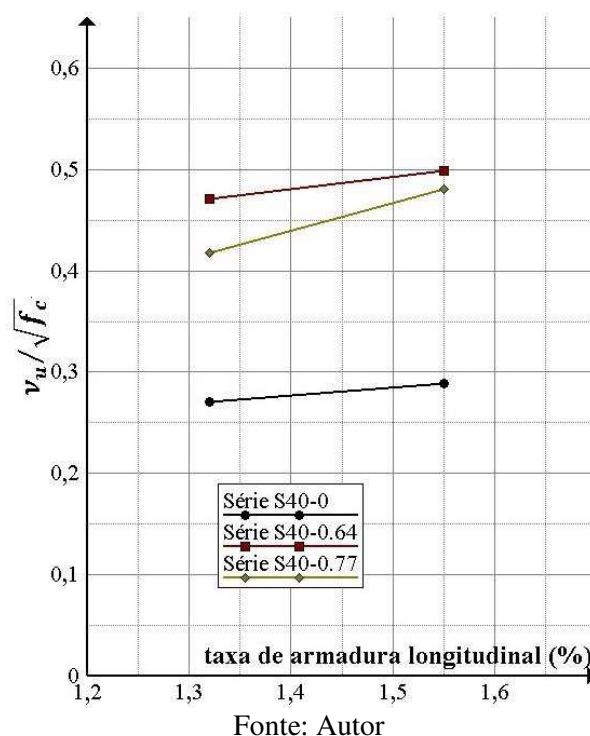
Fonte: Autor

A maior rigidez das barras de aço dispostas em duas camadas (ρ 1,32 %) proporcionou maior efeito de pino na série S20 e consequente queda da resistência ao cisalhamento com o aumento da ρ conforme já observado na pesquisa experimental de Samora (2015) em vigas de pórticos de concreto armado sem armadura transversal e sem fibras de aço. Nas vigas com f_c próxima de 20 MPa, Samora (2015) observou queda de resistência ao cisalhamento de 15,05 %, próximo ao valor encontrado para as vigas sem fibras da S20 desta pesquisa que foi de 12,9 %

A maior redução de $v_u/\sqrt{f_c}$ com o teor de fibras de 0,77 % pode ter ocorrido devido à congestão de fibras ao longo da armadura longitudinal de tração uma vez que o espaço entre as armaduras com \varnothing 16,0 foi inferior ao comprimento da fibra de 60 mm. Essa congestão tem como consequência a formação de vazios que proporcionam uma piora do comportamento do elemento. Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2010) apesar de terem obtido uma boa trabalhabilidade do concreto observaram congestão de fibras de aço ao longo da armadura longitudinal sendo essa congestão mais pronunciada para o comprimento de fibra de 60 mm.

Samora (2015) utilizou a mesma configuração de armaduras desta pesquisa e observou nas vigas com f_c próxima de 40 MPa queda da resistência ao cisalhamento com o aumento de ρ de 21,91 %. Conforme pode ser visto na Figura 102, ao contrário da série S20 e dos resultados de Samora (2015), as vigas da série S40 (com e sem fibras) apresentaram um aumento da $v_u/\sqrt{f_c}$ quando a taxa de armadura foi elevada de 1,32 % para 1,55 %, sendo este aumento mais significativo (15,07 %) com o teor de fibras de 0,77 %.

Figura 102 – Efeito da taxa de armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento série S40



Estes resultados vão de encontro aos resultados das pesquisas de Yakoub (2011), Tantary, Upadhyay e Prasad (2012) e Swamy e Bahia (1985).

Yakoub (2011) verificou elevação da resistência ao cisalhamento com o aumento de ρ após análise de 218 ensaios de ruptura por cortante em vigas de CRFA sem estribos. Tantary, Upadhyay e Prasad (2012) observaram um ganho de resistência ao cisalhamento após estudo experimental de 12 vigas de concreto armado sem estribos moldadas com e sem fibras de aço para investigar o comportamento aos esforços de cisalhamento. As variáveis foram a taxa de armadura longitudinal de tração e o teor de fibras de aço. Os autores observaram um aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento de ρ quando

mantido constante a f_c . Tantary, Upadhyay e Prasad (2012) verificaram que o reforço das fibras ao cisalhamento apresentou melhor desempenho para taxa de armaduras menores que 3 %. Para ρ superiores a 3 %, a taxa de ganho de resistência ao cisalhamento apresentou uma queda. Swamy e Bahia (1985) também observaram aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento de ρ até um valor particular (4 %). Para ρ superiores a resistência ao cisalhamento tendeu a diminuir.

Adicionar fibras de aço ao concreto melhora a aderência entre o concreto e a armadura longitudinal intensificando o efeito de pino com consequente aumento da resistência ao cisalhamento. Segundo Dinh (2009) esse efeito é geralmente maior com o uso de fibras de aço em teores mais elevados em concretos de maiores resistência e com o uso de barras de maiores diâmetros.

Na Tabela 49 apresentam-se os resultados da variação da resistência ao cisalhamento em função da resistência à compressão do concreto, mantidas constantes a taxa de armadura longitudinal e o teor de fibras de aço. Observa-se que em todas as séries mantidas constantes a taxa de armadura longitudinal, A ou B, e o teor de fibras, o aumento da resistência à compressão foi acompanhado por uma elevação na resistência ao cisalhamento. A exceção ocorreu entre as vigas S20A-0.77 e S40A-0.77.

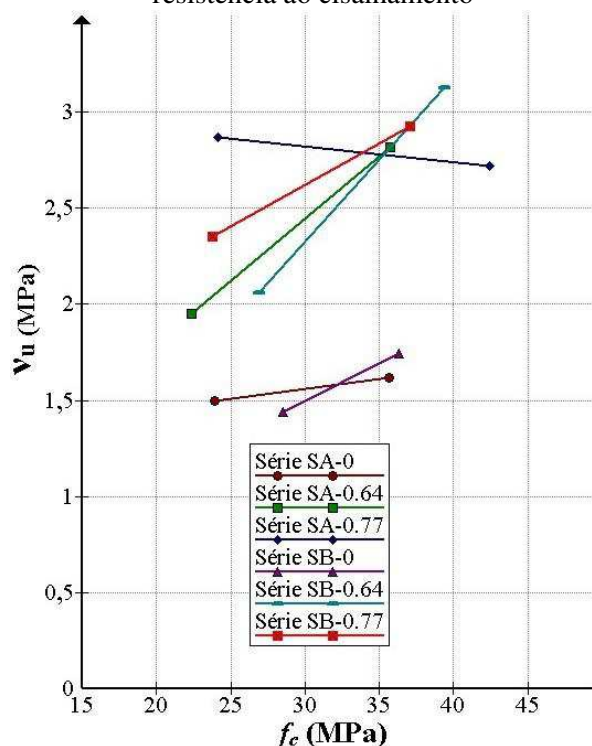
Tabela 49 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da resistência à compressão do concreto

Vigas	f_c (MPa)	P_u (kN)	V_u (kN)	v_u (MPa)	Δ (%)
S20A-0	23,93	111	55,5	1,495	8,09
S40A-0	35,67	120	60,00	1,616	
S20A-0.64	22,32	145	72,5	1,953	44,14
S40A-0.64	35,7	210	104,5	2,815	
S20A-0.77	24,16	213	106,5	2,869	-5,19
S40A-0.77	42,43	202	101,0	2,72	
S20B-0	28,54	113	56,5	1,438	21,21
S40B-0	36,29	137	68,5	1,743	
S20B-0.64	26,92	162	81,0	2,061	51,86
S40B-0.64	39,38	246	123,0	3,13	
S20B-0.77	23,76	185	92,5	2,354	24,29
S40B-0.77	37,05	230	115,0	2,926	

Fonte: Autor

Na Figura 103 são vistas as representações gráficas da influência da resistência à compressão na resistência ao cisalhamento.

Figura 103 – Efeito da resistência à compressão na resistência ao cisalhamento

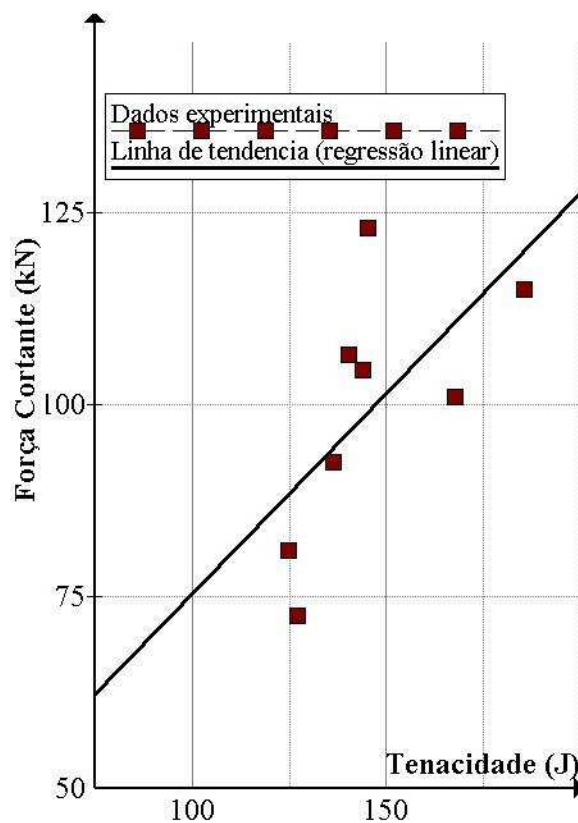


Fonte: Autor

O aumento da resistência ao cisalhamento com a elevação da resistência à compressão ocorre em virtude da melhor aderência entre a fibra e a matriz conforme já observado por Kwak et al. (2002) que obteve aumento entre 21 % e 26 % na resistência ao cisalhamento quando a resistência a compressão foi elevada de 31 MPa para 65 MPa e o teor de fibras foi mantido em 0,5 %.

Comparando os resultados de tenacidade à flexão e resistência ao cisalhamento em termos de força cortante última (V_u), observa-se na Figura 104 uma relação aproximadamente linear da tenacidade com a resistência ao cisalhamento, ou seja, existe uma tendência de aumento da resistência ao cisalhamento com o aumento da tenacidade. As vigas com maiores valores de tenacidade tenderam a apresentar propagação mais estável da fissura diagonal, formação de múltiplas fissuras e aumento da capacidade de deformação devido a maior capacidade de absorção de energia causada pelas fibras.

Figura 104 – Relação entre força cortante última e tenacidade



Fonte: Autor

Os resultados experimentais das vigas e sua comparação com os valores de cálculo da parcela resistente do concreto a força cortante, parcela V_c , pela norma ABNT NBR 6118: 2014 são vistos na Tabela 50 e Figura 105.

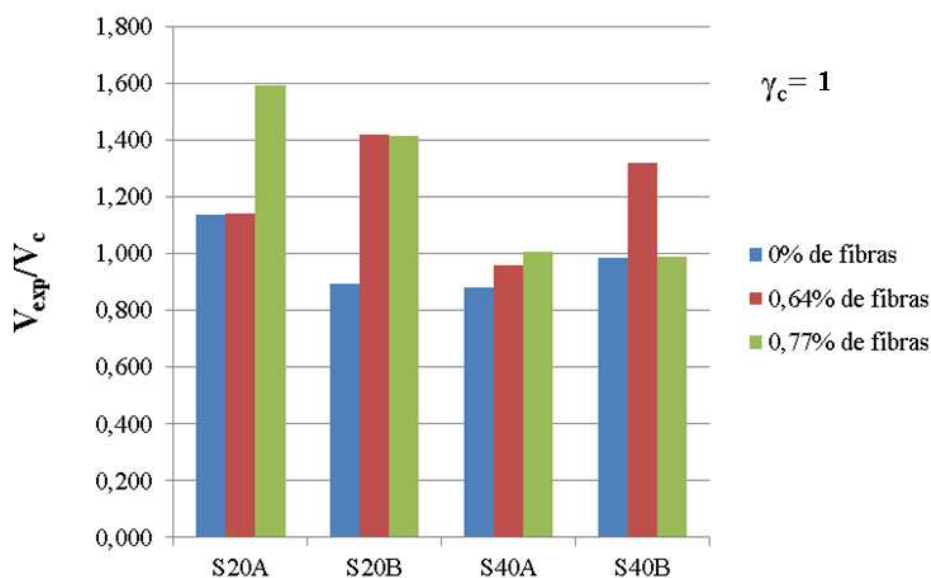
Tabela 50 – Relação entre os dados experimentais e os valores de V_c obtidos pela norma ABNT NBR 6118

Vigas	d (mm)	V_f (%)	$f_{ct} = f_{ct,spm} \times 0,9$ (MPa)	V_{exp} (kN)	V_c ABNT NBR 6118 (kN)	V_{exp}/V_c
S20A-0	247,5	0,00	2,19	55,50	43,90	1,264
S20B-0	262,0	0,00	2,68	56,50	63,24	0,893
S40A-0	247,5	0,00	3,06	60,00	68,16	0,880
S40B-0	262,0	0,00	2,94	68,50	69,33	0,988
S20A-0.64	247,5	0,64	2,84	72,50	63,35	1,144
S20B-0.64	262,0	0,64	2,42	81,00	57,02	1,421
S40A-0.64	247,5	0,64	4,88	104,50	108,66	0,962
S40B-0.64	262,0	0,64	3,95	123,00	93,24	1,319

Tabela 50 – Relação entre os dados experimentais e os valores de V_c obtidos pela norma ABNT NBR 6118 - continuação

Vigas	d (mm)	V_f (%)	$f_{ct} = f_{ct,spm} \times 0,9$ (MPa)	V_{exp} (kN)	V_c ABNT NBR 6118 (kN)	V_{exp}/V_c
S20A-0.77	247,5	0,77	3,00	106,50	66,83	1,594
S20B-0.77	262,0	0,77	2,77	92,50	65,22	1,418
S40A-0.77	247,5	0,77	4,49	101,00	99,97	1,010
S40B-0.77	262	0,77	4,91	115,00	115,87	0,992

Fonte: Autor

Figura 105– Comparação entre valores experimentais V_{exp} e valores de V_c calculados pela norma ABNT NBR 6118

Fonte: Autor

Observa-se que os resultados experimentais da parcela V_c das vigas sem fibras se mantiveram próximos dos valores calculados pela norma ABNT NBR 6118: 2014, média de V_{exp}/V_c de 0,975. É importante saber que para cálculo do V_c teórico não foi utilizado o coeficiente de ponderação de resistência do concreto na parcela de f_{ct} . Isso demonstra que a norma ABNT NBR 6118: 2014 se manteve a favor da segurança.

Nas vigas com fibras, a ABNT NBR 6118: 2014 subestimou a maioria dos resultados experimentais (exceto nas vigas S40A-0.64 e S40B-0.77) conforme esperado devido a inclusão da parcela da força cortante resistida pelas fibras de aço. A média da relação V_{exp}/V_c foi de 1,21 para teor de fibras de 0,64 % e 1,25 para teor de fibras de 0,77 %. Este resultado demonstra que apesar do cálculo da parcela V_c pela ABNT NBR 6118: 2014

utilizar a resistência à tração do concreto, a equação proposta pela norma não é adequada para estimar a parcela resistente ao esforço cortante atribuída ao concreto em vigas de CRFA. Isto ocorre devido a outros fatores que interferem na capacidade do CRFA de resistir aos esforços cortantes. Desta forma é necessária a utilização de modelos que consideram outros parâmetros como o teor de fibras.

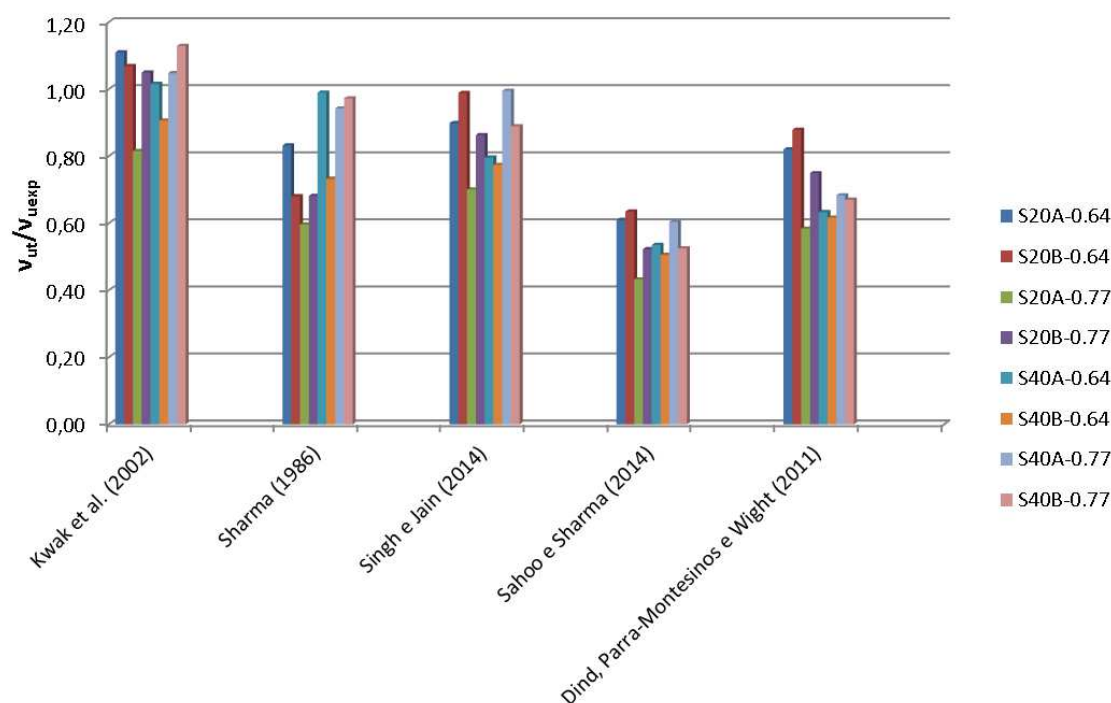
Os resultados experimentais resistência ao cisalhamento última das vigas de CRFA foram comparados com os valores teóricos obtidos com a utilização dos modelos de Kwak et al. (2002), Sharma (1986), Singh e Jain (2014), Sahoo e Sharma (2014) e Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011). Conforme pode ser visto na Tabela 51 e Figura 106, o modelo de Kwak et al. (2002) apresentou resultados teóricos mais próximos dos resultados experimentais desta pesquisa e o modelo de Sahoo e Sharma (2014) foi o modelo mais conservador.

Tabela 51 – Comparação entre os valores de resistência cisalhamento experimentais das vigas com fibras de aço e os valores previstos com a utilização dos modelos teóricos

Vigas	$\frac{v_{ut}}{v_{exp}}$				
	Kwak et al. (2002)	Sharma (1986)	Singh e Jain (2014)	Sahoo e Sharma (2014)	Dinh, Parra- Montesinos e Wight (2011)
S20A-0.64	1,11	0,83	0,90	0,61	0,82
S20B-0.64	1,07	0,68	0,99	0,63	0,88
S20A-0.77	0,82	0,60	0,70	0,43	0,58
S20B-0.77	1,05	0,68	0,86	0,52	0,75
S40A-0.64	1,02	0,99	0,80	0,54	0,63
S40B-0.64	0,91	0,73	0,77	0,51	0,62
S40A-0.77	1,05	0,94	1,00	0,60	0,68
S40B-0.77	1,13	0,97	0,89	0,52	0,67
Média	1,02	0,80	0,86	0,55	0,70
Desvio padrão	0,11	0,15	0,10	0,07	0,10
COV (%)	10,43	18,88	11,90	12,18	14,68

Fonte: Autor

Figura 106 – Comparação entre os valores de resistência cisalhamento experimentais das vigas com fibras de aço e os valores previstos com a utilização dos modelos teóricos



Fonte: Autor

Sahoo e Sharma (2014) na análise de sete modelos disponíveis na literatura para estimar a resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA também observaram valores previstos mais próximos dos experimentais com a utilização do modelo de Kwak et al. (2002), média de v_{ut}/v_{exp} de 0,98. O modelo de Kwak et al. (2002), classificado por Sahoo e Sharma (2014) como Tipo 2, assume que a adição de fibras modifica diretamente a resistência do concreto a flexão, ao cisalhamento e a tração.

O segundo modelo que apresentou resultados teóricos mais próximos dos resultados experimentais foi o modelo de Singh e Jain (2014), classificado como Tipo 1 por Sahoo e Sharma (2014), ou seja, o modelo considera independentes as contribuições da fibra e do concreto na resistência ao cisalhamento.

As vigas S20A-0.77, S40B-0.64 e S40A-0.64 apresentaram resultados experimentais mais distantes dos valores previstos pelo modelo de Singh e Jain (2014). É importante observar que estas vigas falharam por uma combinação cortante flexão (S20A-0.77, S40B-0.64) ou flexão (S40A-0.64) e segundo Singh e Jain (2014) o modelo proposto deve ser utilizado

para prever a resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA sem armadura transversal que rompem por tração diagonal.

Além disso, a viga S20A-0.77 apresentou resultado experimental muito superior ao resultado estimado por todos os modelos demonstrando novamente a necessidade da repetição do ensaio em vigas similares para confirmar o padrão de comportamento ao cisalhamento.

A verificação da viga seguindo as recomendações do código ACI 318 (2014) pode ser visto no Apêndice D.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi analisar a influência da adição de fibras de aço na parcela resistente do concreto a força cortante, parcela V_c , e no comportamento estrutural em vigas de concreto armado sem armadura transversal.

Nesta direção, primeiramente foram analisados o efeito da adição das fibras de aço nas propriedades mecânicas do CRFA (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e tenacidade). Posteriormente os resultados experimentais de resistência ao cisalhamento e padrão de fissuração com a variação do teor de fibras, resistência do concreto à compressão e taxa de armadura longitudinal foram expostos e discutidos.

Com base nos resultados dos ensaios e nas análises desenvolvidas no capítulo 5 pode-se chegar as seguintes conclusões:

- A adição de fibras ao concreto não tem influência significativa na resistência à compressão. Na série S20, f_c alvo de 20 MPa, foi observado queda na resistência à compressão de até 9,51 % e na série S40, f_c alvo de 40 MPa, ganho de resistência de até 10,45 %. No entanto estes valores não foram estatisticamente significantes. Supõe-se que somente com altas taxas de fibras, acima de 2 %, é possível observar um melhor desempenho do concreto referente à sua resistência à compressão.
- A utilização de fibras de aço tem efeito positivo na resistência à tração por compressão diametral, porém esse efeito é dependente da classe de resistência do concreto. Nos concretos com f_c próxima de 20 MPa o efeito das fibras na $f_{ct,sp}$ foi em torno de 18,08 % e não estatisticamente significativo. Na classe de resistência de 40 MPa, a utilização de 0,77 % de fibras foi acompanhada por um aumento de $f_{ct,sp}$ de 56,75 % quando comparado com o concreto sem fibras. A diferença de efetividade

das fibras em alterar a resistência à tração do concreto em função de f_c se deve a dependência da interação fibra-matriz da porosidade da matriz.

- O aumento do teor de fibras de 0,64 % para 0,77 % não influencia a resistência à tração do concreto. Nesta pesquisa, o aumento de V_f foi acompanhado de um aumento de $f_{ct,sp}$ de 9,58 % e 6,3 % nas séries de concreto S20 e S40, respectivamente. No entanto estes resultados não foram estatisticamente significantes.
- A utilização de fibras de aço apresenta efeito positivo no comportamento força x deslocamento vertical. O concreto com fibras de aço não apresenta a súbita perda da capacidade de carga típica do concreto sem fibras. A presença de fibras retardou a abertura das fissuras permitindo que a tensão pós-fissuração fosse superior a tensão de fissuração e os corpos de prova apresentassem comportamento *deflection-hardening*.
- A tenacidade é influenciada pelo teor de fibras, no entanto esta influência é dependente da resistência à compressão. Na série S20, os concretos produzidos com V_f de 0,77 % apresentaram um aumento da tenacidade de 9,26 % quando comparado com o concreto com V_f de 0,64 %. Na série S40, a tenacidade do concreto produzido com V_f de 0,77 foi 22,00 % superior ao concreto com V_f de 0,64 %. Estes resultados demonstraram a dependência da tenacidade da correlação entre o teor de fibras e características da matriz de concreto.
- O padrão de fissuração entre as vigas de concreto armado e vigas de CRFA foram distintos. A presença de fibras de aço na matriz de concreto altera o padrão de fissuração das vigas. Em ambas as séries de vigas, a presença de fibras permitiu a formação de pelo menos duas fissuras diagonais, um maior número de fissuras de flexão com menor espaçamento entre elas. Esse padrão de fissuração foi mais favorável para a segurança, uma vez que proporcionou uma ruptura mais avisada.
- A adição de fibras de aço melhora a resposta pós-pico e ductilidade das vigas. Nas vigas de CRFA, a queda brusca da capacidade resistente não ocorreu após o

aparecimento da primeira fissura diagonal e a força última não foi igual à força de fissuração.

- A presença de fibras na matriz de concreto compensa a ausência da armadura transversal na resistência ao esforço cortante. As vigas de CRFA diferentemente das vigas sem fibras apresentaram valores de M_{uexp}/M_{fl} próximos ou superiores a 1.
- A presença de fibras tem influência positiva na resistência ao cisalhamento. Mantidas constantes as resistências alvo do concreto à compressão e a taxa de armadura longitudinal houve aumento da resistência ao cisalhamento padronizada pela resistência à compressão de até 90 % e 74 % na série S20 e S40, respectivamente. O aumento de V_f de 0,64 % para 0,77 % foi acompanhado por uma queda da resistência ao cisalhamento na série S40. Isto pode ser atribuído a formação de um maior número de vazios e/ou acúmulo de fibras ao longo da armadura longitudinal com a utilização de um teor de fibra mais elevado na série S40.
- Os resultados desta pesquisa sobre a influência de ρ na resistência ao cisalhamento das vigas foram limitados e não conclusivos, mas foi possível verificar que o teor de fibras apresenta uma influência mais importante na resistência ao cisalhamento das vigas de CRFA quando comparado com ρ .
- A resistência à compressão do concreto influencia a resistência ao cisalhamento das vigas quanto mantidas constantes a taxa de armadura longitudinal e o teor de fibras, uma vez que melhora a aderência entre a fibra e a matriz.
- Os resultados encontrados sugerem ser necessária uma combinação ótima entre a taxa de armadura longitudinal, teor de fibras e resistência do concreto à compressão para um melhor desempenho na resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA.
- A equação $V_c = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d$ da ABNT NBR 6118: 2014 é adequada para prever a parcela da força cortante resistida pelo concreto em vigas de concreto armado sem fibras. No entanto ela subestima a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA em aproximadamente 25 % utilizando γ_c igual a 1, sendo necessário a

utilização de modelos que consideram outros parâmetros além da f_{ct} do concreto para prever a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA.

- Dentre os modelos de Sharma (1986), Kwak et al. (2002), Dinh, Parra-Montesinos e Wight (2011), Singh e Jain (2014) e Sahoo e Sharma (2014) para estimar a resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA, o modelo de Kwak et al. (2002) apresentou resultados teóricos mais próximos dos resultados experimentais desta pesquisa e o modelo de Sahoo e Sharma (2014) foi o modelo mais conservador.
- O modelo de Singh e Jain (2014) que considera independentes as contribuições da fibra e do concreto na resistência ao cisalhamento apresentou resultados teóricos próximos aos resultados experimentais de vigas que falham por tração diagonal. Para vigas que falham por flexão ou uma combinação cortante-flexão o modelo subestimou a resistência ao cisalhamento.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como proposta para futuros trabalhos sugere-se:

- Pesquisar a influência de outros fatores na resistência ao cisalhamento em vigas de CRFA como: a relação a/d e a altura efetiva da viga.
- Avaliar o comportamento ao cisalhamento de vigas de CRFA com a presença de armadura transversal.
- Avaliar a influência na resistência ao cisalhamento de vigas de CRFA com a adição de fibras de diferentes comprimentos. A fibra de maior comprimento seria utilizada para aumentar a resistência à tração e a tenacidade do concreto enquanto as fibras de menores comprimentos seriam responsáveis pelo controle da fissuração.
- Avaliar o efeito das fibras de aço em outros elementos estruturais, como em lajes submetidas à punção.

REFERÊNCIAS

- ABBAS, U. **Materials Development of Steel-and Basalt Fiber-Reinforced Concretes**. 2013. 162 p. Dissertation (Master of civil engineering) – Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2013.
- ABRISHAMBAF, A.; CUNHA, V.M.C.F.; BARROS, J.A.O. The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete. **Frattura ed Integrità Strutturale**, v. 31, p. 38-53, 2015.
- AHAMAD, S. H., KHALOO, A. R., POVEDA, A. Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Beams, **ACI Structural Journal**, n. 83-82, p. 297-305, march – april. 1986.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building Code Requirements for Structural Concrete. Michigan, USA, 2014. 524 p.
- _____. **ACI 544.1R**: State of the Art Report on Fiber Reinforced Concrete. ACI committee, 1996. Reapproved 2002. 66 p.
- _____. **ACI 544.3R**: Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete. ACI committee, 2008, 16 p.
- _____. **ACI 544.4R**: Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete. ACI committee, 1988. Reapproved 2009. 22 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM C1609**: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber- Reinforce Concrete (Using Beam with Third-Point Loading). Pennsylvania, 2012. 9 p.
- AMIN, A.; FOSTER, S. Shear strength of steel fibre reinforced concrete beams with stirrups. **Engineering Structures**, n. 111, p. 323-332, 2016.
- ANGELAKOS, D. **The influence of concrete strength and longitudinal reinforcement ratio on the shear strength of large-size reinforced concrete beams with, and without, transverse reinforcement**. 1999. 182 p. Master Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, 1999.
- AOUDE, H; BELGHITI, M.; COOK, W.D; MITCHELL, D. Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams with and without Stirrups. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 109, n. 3, may-june. 2012.
- ARAÚZ, A. C. **Resistência ao cisalhamento de vigas em concreto armado reforçada com fibras de aço**. 2002. 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.
- ARIF, M. A. **Avaliação da medida de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço**. 2014. 155 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2014.

ARQUEZ, A.P. **Aplicação de laminado de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) inserido em substrato de microconcreto com fibras de aço para reforço à flexão de vigas de concreto armado**. 2010. 242 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

ASLANI, F.; NEJADI, S. Bond characteristics of steel fibre reinforced self-compacting concrete. **Can. J. Civ. Eng.**, v. 39, p. 834-848, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto: procedimento de moldagem e cura de corpos de prova.. Rio de Janeiro, 2015. 6 p.

_____. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 9 p.

_____. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 239 p.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007, 13 p.

_____. **NBR 8522**: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008, 16 p.

_____. **NBR 9833**: Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2008, 7 p.

_____. **NBR 11579**: Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 μm (nº 200). Rio de Janeiro, 2012. 4 p.

_____. **NBR 12655**. Execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2006. 18p.

_____. **NBR 12655**. Execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2015. 23p.

_____. **NBR 15530**: Fibras de aço para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2007. 7 p.

_____. **NBR NM 23**: Cimento Portland – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2000. 11 p.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009. 6 p.

_____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 67**: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998. 8 p.

_____. **NBR NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

BALAGURU, P.N. SHAH, S.P. Fiber-reinforced cement composites, Macgraw, Hill International Editions, New York, 1992, 530 p.

BARNETT, S.; LATASTE, J-F.; PARRY, T. MILLARD, S.; SOUTSOS, M.. Assessment of fibre orientation in ultra-high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength. **Materials and Structures**, v. 43, p. 1009–1023, oct. 2010.

BANTHIA, N.; SAPPAKITTIPAKORN, M. Toughness enhancement in steel fiber reinforced concrete through fiber hybridization. **Cement and Concrete Research**, n. 37, p. 1366–1372, 2007.

BARROS, J.A.O. Estado-da- arte dos betões reforçados com fibras. **Eng. Civil Um, departamento de Eng. Civil, Universidade do Minho**, Guimarães, Portugal, n. 3, p. 29-47, 1996.

BARTOS, P. S Review paper: Bond in fibre reinforced cements and concretes. **The International Journal of Cement Composites**, v.3, n.3, p. 159-177, aug.1981.

BHARGAVA, P.; SHARMA, U.K.; KAUSHIK, S.K.Compressive stress-strain behavior of small scale steel fibre reinforced high strength concrete cylinders. **Journal of Advanced Concrete Technology**, Toquio, v. 4, n. 1, p. 109-121, feb. 2006.

BRANDT, A.M. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. **Composite Structures**, v. 86, p. 3-9, 2008.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites**. 2^a ed. United Kingdom: Elsevier, 2007.

BENTUR, A.; DIAMOND, S.; MINDESS, S. The microstructure of the steel fibre-cement interface. **Journal of Materials Science**, n. 20, p. 3610-3620, nov. 1986.

BINTECOURT JUNIOR, L.A.G. **Desenvolvimento de uma plataforma computacional para análise via método dos elementos finitos em estruturas de concreto armado convencional reforçado com fibras de aço**. 2009. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

BRANCO, V. H. L. **Resistência ao cisalhamento de vigas “T” de concreto armado: verificação das longarinas da ponte sobre o rio sororó**. 2011. 132 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pará, Belém, 2011.

CALLISTER JUNIOR, W.D; RETHWISCH; D. **Ciência e Engenharia de Materiais: uma introdução**. Rio de Janeiro: LTC, 8^a ed., 2012. 817 p.

CAMACHO, J.S. **Estudo do esforço cortante**. Ilha de Solteira: Universidade Estadual Paulista, 2004. 35 p.

CAMPELLO, E.F. **Comportamento Mecânico de Argamassas Reforçadas por Fibras Sintéticas e Metálicas**. 2013. 167 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2013.

CARVALHO, E. **Estudo da variabilidade da tenacidade de concretos reforçados com fibras de aço por meio de ensaios à flexão em prismas moldados e extraídos**. 2012. 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2012.

CECCATO, M. R., NUNES, N. L., FIGUEIREDO, A. D. Estudo do controle da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES E VI CONGRESSO DE CONTROLE DA QUALIDADE - CONPAT 97. **Anais...**Porto Alegre, 1997,. v.2. 1997,p.539 – 546.

DA SILVA, R.C. **Vigas de concreto armado com telas soldadas: análise teórica e experimental da resistência à força cortante e do controle da fissuração**. 312 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DINH, H.H. **Shear Behavior of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement**. 2009. 285 p. Thesis (Civil Enginnering) – The University of Michigan, Michigan, 2009.

DINH, H.H.; PARRA-MONTESINOS, G.J.; WIGHT, J. Shear behavior of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 107, n. 5, sep-oct. 2010.

DINH, H.H.; PARRA-MONTESINOS, G.J.; WIGHT, J. Shear Strength Model for Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement. **Journal of Structural Engineering**, n. 137, p. 1039-1051, oct. 2011

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Model Code 2010**: First Complete Draft. v. 1, Switzerland, 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Model Code 2010**: First Complete Draft. v. 2, Switzerland, 2010.

FERRARI, V. J. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com manta de polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alto desempenho**. 328f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FERREIRA, N. F. M. **Influência das características das fibras no desempenho do betão**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2008.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto reforçado com fibras de aço**. 2011. 247 p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2011.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico (BT/PCC/260). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2000.

FIGUEIREDO, A.D; NUNES, N.L.; TANESSI, J. **Mix design analysis on steel fiber reinforced concrete**. In: FIFTH INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON FIBRE-REINFORCED CONCRETE (FRC). Disponível em: <<http://www.rilem.org/images/publis/pro015-007.pdf>>. Acesso em: 29 set. 2015.

FRÉNAIJ, Jeroen Willem Ignatius Jozef. **Time-dependent shear transfer in cracked reinforced concrete**. 1989. 183 f. Thesis (Doctor) - Technical University of Delft, Delft - Netherlands, 1989.

FTOOL - Two-dimensional Frame Analysis Tool: versão 3.0. Luiz Fernando Martha, 2012. Disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>>.

FUSCO, B. P. **Estruturas de Concreto: solicitações tangenciais**. São Paulo: PINI, 2008. 328 p.

GARCIA, Sergio Luiz Gonzáles. **Taxa de armadura transversal mínima em vigas de concreto armado**. 2002. 207 p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

GONÇALVES, C.M.M. **Influência da adição de fibras curtas de aço e de nylon no comportamento e na resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado**. 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

GREENHALGH, J. **20 years of fibre concrete linings in the UK.2010**. Disponível em: <<http://www.tunneltalk.com/Fibrecrete-Oct10-20-years-of-fibrecrete-in-the-UK.php>>. Acesso em: 21 out. 2015.

HANNANT, D. J. **Fibre cements and fibre concretes**. Chichester: John Wiley, 1978.

HUSSEIN, L.; AMLEH, L. Structural behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete or high strength concrete composite members. **Construction and Building Materials**, n. 93, p. 1105-1116, 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE CONCRETO/ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONSULTORIA E ENGENHARIA ESTRUTURAL. **Prática recomendada IBRACON/ABECE: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras**. Ed. IBRACON/ABECE, 2016, 39 P.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE 15: Standard specifications for concrete structures**. Tokyo, 2007. 469 p.

JEFFERSON, A.D; MIHAI, I.C. The simulation of crack opening–closing and aggregate interlock behaviour in finite element concrete models. **Int. J. Numer. Meth. Engng**, v. 104, p. 48-78, may. 2015.

JEONG, J.; KIM, W. Shear Resistant Mechanism into Base Components: Beam Action and Arch Action in Shear-Critical RC Members. **International Journal of Concrete Structures and Materials**, n.1, v. 8, p. 1-14, march. 2014.

KANI, G. N. J. - Basic Facts Concerning Shear Failure - **ACI Journal**, v. 63, n. 06, p. 675-692, June. 1966.

KANI, G. N. J. – How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams? – **ACI Journal**, v.64, n.3, p.128-141, March. 1967.

KANG, T.H.K; KIM, W.; MASSONE, L.M; GALLEGUILLOS, T.A. Shear-flexure coupling behavior of steel fiber-reinforced concrete beams. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 109, n. 4, p. 435-444, july-august. 2012.

KHUNTIA, M.; STOJADINOVIC, B.; GOEL, S. C., Shear Strength of Normal and High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 96, n.. 2, p. 282-289, mar-april, 1999.

KIM, J.K., PARK, Y.D., LEE, S.G. Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams. **Proceedings of High Strength Concrete**, Lillehammer, Norway, p. 251-258. 1993.

KÖKSAL, F.; ALTUN, F.; YIGIT, I.; SAHIN, Y. Combined effect of silica fume and steel fiber on the mechanical properties of high strength concretes. **Construction and Building Materials**, n. 22, p. 1874-1880, 2008.

KOTSOVOS, M. D. Mechanisms of Shear Failure. **Magazine Of Concrete Research**, Londres, v. 35, n. 123, p.99-105, jun. 1983.

KWAK, Y.K, EBERHARD, M.O; KIM, W.S; KIM, J. Shear Strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, 530-538, july-august. 2002

LARANJEIRA, F.; GRÜNEVALD, S.; WALRAVEN, J.; BLOM, C.; MOLINS, C.; AGUADO, A.. Characterization of the orientation profile of steel fiber reinforced concrete. **Materials and Structures**, v. 44, p. 1093-1111, nov. 2011.

LARANJEIRA, F.; AGUADO, A.; MOLINS, C. Predicting the pullout response of inclined straight steel fibers. **Materials and Structures**, v. 43, p. 875-895, 2010.

MAALEJ, M.; LI, V. C, Flexural/tensile-strength ratio in engineered cementitious composites, **J. Mater. Civ. Eng**, v. 6, p. 513–527, 1994.

MARAR, K.; EREN, O.; YITMEN, I. Compression specific toughness of normal strength steel fiber reinforced concrete (NSSFRC) and high strength steel fiber reinforced concrete (HSSFRC). **Materials Research**, São Carlos, v. 14, n. 2, p. 239-247, may. 2011.

MARINHO, A. **Armadura reduzida de cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência submetidas a flexo-compressão**. 1999. 246 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1999.

MARTÍN-PEREZ, B.; PANTAZOPOULOU, S.J. Effect of bond, aggregate interlock and dowel action on the shear strength degradation of reinforced concrete. **Engineering Structures**, n. 23, p. 214-227, 2001.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 751 p.

MILLARD, S.G; JOHNSON, R.P. Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action. **Magazine of Concrete Research**, v. 36, n. 126, p. 9-21, march. 1984.

MOHAMMADI, Y.; SINGH, S.P.; KAUSHIHK, S.K. Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state. **Construction and Building Materials** n. 22, p.956–965, 2008.

MONTEDOR, L.C. **Desenvolvimento de compósito a ser utilizado como almofada de apoio nas ligações entre elementos pré-moldados**. 2004. 160 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

NAAMAN, A.E. Engineered Steel fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 1, n. 9, p. 241-252, nov. 2003.

NAAMAN, A.E; REINHARDT, H.W. **High Performance Fiber Reinforced Cement Composites** . 1ª ed. USA: E & FN SPON, 1995.

NOGUEIRA, C. G. **Desenvolvimento de modelos mecânicos de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado**. 2010. 341 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

OLIVEIRA JUNIOR, L.A. **Ligação viga-pilar em elementos pré-moldados de concreto solidarizados por concreto reforçado com fibras de aço: análise estática e dinâmica**. 2012. 233 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

PARDINI, L.C; LEVY NETO, F. **Compósitos estruturais: ciência e tecnologia**. 1. Ed. São Paulo: EDGARD BLÜCHER Ltda, 2006. 313 p.

PASA, V. F. **Análise do comportamento de estruturas de concreto reforçado com fibras de aço via método dos elementos finitos**. 2007. 130 p. Dissertação (Mestrado Engenharia) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.

PERUMAL, R. Correlation of Compressive Strength and Other Engineering Properties of High-Performance Steel Fiber-Reinforced Concrete. **J. Mater. Civ. Eng**, v. 27, jan.. 2015.

RAMANA, C.V.; SINDRURA, C.H.N. Analysis of Flexural Strength for Steel, Glass and Polypropylene Fiber Reinforced Concrete. **International Journal of Engineering Innovation & Research**, v 1, p. 500-504, 2012.

RIBEIRO, A.B. **Projeto Semi-Probabilístico de Vigas de Concreto Armado com Modo de Falha por Cisalhamento**. 218 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

SAHOO, D.R.; SHARMA, A. Effect of Steel Fiber Content on Behavior of Concrete Beams with and without Stirrups. **ACI Structural Journal**, v. 111, n. 5, p. 1157-1167, sept-oct. 2014.

SALVADOR, R.P.; FIGUEIREDO, A.D. Análise comparativa de comportamento mecânico de concreto reforçado com macrofibra polimérica e com fibra de aço. **Revista Matéria**, v. 18, n. 2, pp. 1273 – 1285, 2013.

SAMORA, M. S. **Avaliação dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em concreto armado sem armadura transversal**. 140 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.

SANTOS, A.C. **Ensaio para análise da interface entre o concreto e o polímero reforçado com fibra**. 2003. 179 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

SINGH, B.; CHINTAKINDI, S. An appraisal of dowel action in reinforced concrete beams. **Structures and Buildings**, v. 166, p. 257-267, 2013.

SINGH, B.; JAIN, K. Appraisal of Steel Fibers as Minimum Shear Reinforcement in Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 111, n. 5, p. 1191-1203, september-october. 2014.

SIGRIST, V.; BENTZ, E.; RUIZ, M.F.; FOSTER, S.; MUTTONI, A. A Background to the fib Model Code 2010 shear provisions-part I: beams and slabs. **Structural Concrete**, Berlim, v. 14, n.3, p. 195-203, 2013.

SLATER, E.; MONI, M.; ALAM, M.S. Predicting the shear strength of steel fiber reinforced concrete beams. **Construction and Building Materials**, Oxford, n. 26, p. 423-436, jun. 2012.

SNEED, L.H.; RAMIREZ, J.A. Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams—Experimental Study. **ACI Structural Journal**, v. 107, n. 5, p. 554-563, September-October. 2010.

SNEED, L.H.; RAMIREZ, J.A. Influence of Cracking on Behavior and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. **ACI Structural Journal**, v. 11, n. 1, p. 157-167, January-February. 2014

SONG, P. S; HWANG, S. Mechanical properties of high-strength steel fiber-reinforced concrete. **Construction and Building Materials**, v. 18, p. 669-673, 2004.

SPAGNOLLO JUNIOR, L.A. **Estudo experimental do reforço à força cortante de vigas de concreto armado com compósitos de fibras de carbono**. 2011. 290 p. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

SUURONEN, J.P.; KALLONEN, A.; EIK, M.; PUTTONEN, J.; SERIMAA, R. HERRMAN, H.. Analysis of short fibres orientation in steel fibre-reinforced concrete (SFRC) by X-ray tomography. **J Mater Sci**, v. 48, n.3, p.1358–1367, oct. 2013.

SUDANO, A.L. **Desenvolvimento de estratégias híbridas de reforços de pilares de concreto armado por encamisamento de pilares com compósitos de alto desempenho**. 2010. 263 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SWAMY, R.N.; BAHIA, H.M. The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement. **ACI Structural Journal**, v. 7, p. 35-40, jan. 1985.

TAMAKI, L. Reforço de fibra. **Revista Técnica**, São Paulo, Edição 170, mai. 2011. Disponível em: < <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/170/artigo287841-1.aspx>>. Acesso em: 06 ago. 2015.

TANTARY, M.A.; UPADHYAY, A.; PRASAD, J. Influence of steel fiber on the shear strength of concrete. **Journal of engineering, Computers, e applied sciences**, v. 1, n. 1, p. 88-92, October, 2012.

YAKOUB, H. E. Shear stress prediction: steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. **ACI Structural Journal**, Farmington Hills, v. 103, n. 3, p. 304-444, may/june. 2011.

YANG, K.; ASHOUR, A.F. Aggregate interlock in lightweight concrete continuous deep beams. **Engineering Structures**, n. 33, p. 136-145, 2011.

YO, D.Y.; YOON, Y.S.; BANTHIA, N. Flexural response of steel-fiber-reinforced concrete beams: Effects of strength, fiber content, and strain-rate. **Cement and Concrete Composites**, v. 64, p.84-92, 2015.

ZHANG, F.; YINING, D.; XU, J.; ZHANG, Y.; ZHU, W.; SHI, Y. Shear strength prediction for steel fiber reinforced concrete beams without stirrups. **Engineering Structures**, n. 127, p. 101-116, 2016.

ZHANG, P.; ZHAO, Y.; LI, Q.; WANG, P.; ZHANG, T.. Flexural toughness of steel fiber reinforced high performance concrete containing nano-SiO₂ and fly ash. **The Scientific World Journal**, april. 2014.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DA VIGA

A.1 – Verificação da seção retangular da viga

Nos casos de verificação, são conhecidas as dimensões da seção de concreto (b_w, h, d), a área da seção transversal da armadura (A_s) e as resistências de cálculo do concreto (f_{cd}) e do aço (f_{yd}). Procura-se o momento último M_u que a seção pode suportar em serviço.

Dados das vigas já conhecidos:

$$b_w = 0,15\text{m} \quad h = 0,30\text{m} \quad \text{vão } L = 2,00 \text{ m (eixo)}$$

diâmetro da armadura transversal $\phi_t = 5,0 \text{ mm}$

diâmetro da armadura longitudinal $\phi_l = 12.5 \text{ mm}$ (2 $\phi 12.5 \text{ mm}$ na primeira camada e 2 $\phi 12.5 \text{ mm}$ na segunda camada) ou $\phi_l = 16 \text{ mm}$ (3 $\phi 16.0 \text{ mm}$ em única camada)

$$d = 0,2620 \text{ m (3}\phi 16) \quad d = 0,2475 \text{ m (4}\phi 12.5) \quad c = \text{cobrimento} = 2,5 \text{ cm}$$

$$A_s(3\phi 16) = 6,03 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s(4\phi 12.5) = 4,90 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = 24,40 \text{ MPa ou } f_{cd} = 42,43 \text{ MPa}$$

1ª Equação de equilíbrio

$$\beta_x = \frac{x}{d} = \frac{A_s \times \sigma_s}{b_w \times d \times 0,68 \times f_{cd}}$$

Admitindo:

$$1^{\text{a}} \text{ condição: } \sigma_s = f_{yd} = 581,12 \text{ MPa } (\phi 12.5) \text{ ou } f_{yd} = 606,65 \text{ MPa } (\phi 16.0)$$

$$2^{\text{a}} \text{ condição: para que } \sigma_s = f_{yd} \text{ deve-se ter } \beta_x < \beta_{xy}. \text{ Para aço CA 50 } \beta_{xy} = 0,628$$

Se as duas condições se verificarem ao mesmo tempo, o valor obtido para β_x está correto.

Na Tabela A. 1 são vistos os valores de β_x calculado para todos os tipos de viga que foram ensaiadas.

Tabela A. 1 – Valores de β_x

	4Ø12.5		3Ø16	
	24,40 MPa	42,43 MPa	24,40 MPa	42,43 MPa
β_x	0,462	0,266	0,561	0,323

Fonte: Autor

Todos os valores de $\beta_x < \beta_{xy}$.

Cálculo do M_u :

$$M_u = b_w \times d^2 \times 0,68 \times \beta_x \times f_{cd} \times (1 - 0,4 \times \beta_x)$$

Na Tabela A. 2 são vistos os valores de M_u calculados para todos os tipos de vigas que foram ensaiadas.

Tabela A. 2 – Valores de M_u

	4Ø12.5		3Ø16	
	24,40 MPa	42,43 MPa	24,40 MPa	42,43 MPa
M_u (kN × m)	57,444	62,981	74,335	83,474

Fonte: Autor

Estimativa de V_u

$$M_u = V_u \times a$$

$$a = 0,70 \text{ m (vão de cisalhamento)}$$

Na Tabela A. 3 são vistos os valores de V_u estimados para todos os tipos de vigas.

Tabela A. 3 – Estimativa de V_u

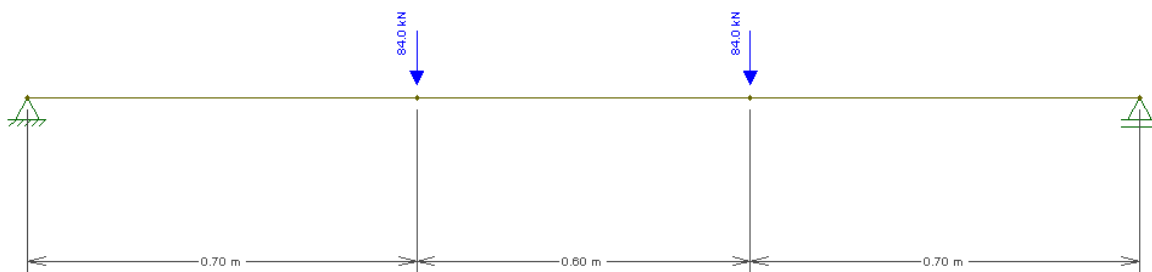
	4Ø12.5		3Ø16	
	24,40 MPa	42,43 MPa	24,40 MPa	42,43 MPa
V_u (kN)	82,063	89,973	106,193	119,246

Fonte: Autor

Adotou-se menor valor de $V_u \cong 84 \text{ kN}$ para dimensionamento da viga

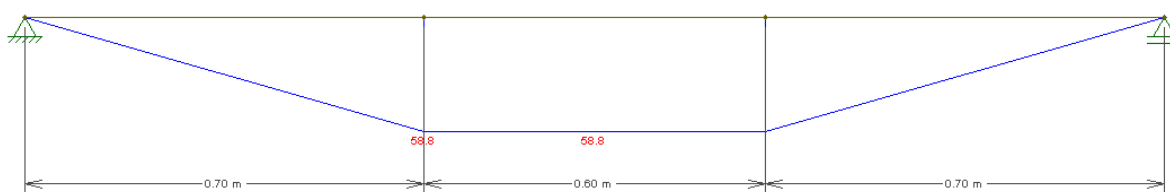
A.2 – Dimensionamento da viga

Figura A. 1 – Diagrama do corpo de livre



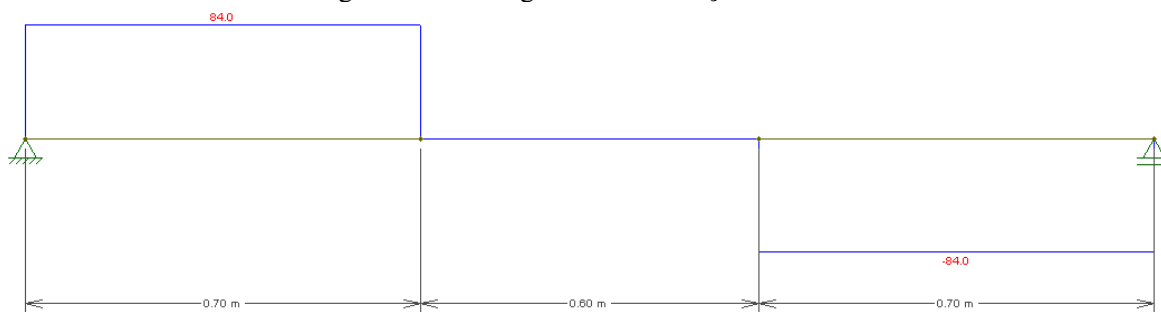
Fonte: Ftool 3.00®

Figura A. 2 – Diagrama dos momentos fletores



Fonte: Ftool 3.00®

Figura A. 3 – Diagrama dos esforços cortantes



Fonte: Ftool 3.00®

Portanto:

$$M_{\max} = 58,8 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$V_{\max} = 84 \text{ kN}$$

Os valores de cálculo são:

$$M_{d \max} = 58,8 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$V_d = V_{\max} = 84 \text{ kN}$$

Verificação do domínioLimites do domínio 2 e 3 para aço CA-50

$$x_{23} = 0,259 \times d$$

$$x_{23} = 0,259 \times 0,2475 = 0,0641 \text{ m}$$

A ABNT NBR 6118: 2014 na seção 14.6.4.3 estabeleceu o seguinte limite para concretos com $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45$$

$$\frac{x_{23}}{d} = 0,26 \leq 0,45$$

Cálculo da profundidade da linha neutra

Conhecendo a posição da linha neutra, é possível saber o domínio que a peça está trabalhando.

$$M_{d34} = M_{d\max} = 58,8 = (0,68 \times x_{34} \times d - 0,272 \times x_{34}^2) \times b_w \times f_{cd}$$

Sendo $f_{cd} = 24,40 \text{ MPa}$

$$x_{34} = 0,5008 \text{ m (linha neutra fora da seção transversal)}$$

$$x_{34} = 0,1179 \text{ m}$$

O valor de $x_{34} = 0,1179 \text{ m}$ calculado para a seção retangular da viga está entre os domínios 2 e 3.

Cálculo do máximo momento resistente da seção

Limite entre os domínios 3 e 4 para o aço CA 50 $\varepsilon_{yd} = 0,00207$

$$x_{34} = 0,6283 \times d$$

$$x_{34} = 0,6283 \times 0,2475 = 0,155 \text{ m}$$

O momento resistente máximo é dado por:

$$M_{d34} = (0,68 \times x_{34} \times d - 0,272 \times x_{34}^2) \times b_w \times f_{cd}$$

$$M_{d34,4\phi 12.5} = (0,68 \times 0,155 \times 0,2475 - 0,272 \times 0,155^2) \times 0,15 \times 24400$$

$$M_{d34} = 71,56 \text{ kN} \times \text{m}$$

O momento máximo resistente da seção é maior que o momento máximo de cálculo, assim pode-se utilizar armadura simples no combate aos momentos fletores da viga.

Cálculo do braço de alavanca z

$$z = d - 0,4x$$

$$z = 0,2475 - 0,4 \times 0,1179 = 0,2003 \text{ m}$$

Cálculo da armadura resistente à flexão positiva

Com os valores de $M_{dmax} = 58,8 \text{ kN} \times \text{m}$, $z = 0,2003 \text{ m}$ e $f_{yd} = 60,665 \text{ kN/cm}^2$. A área de armadura A_s é:

$$A_s = \frac{M_{dmax}}{z \times f_{yd}} = \frac{58,8}{0,2003 \times 60,66} = 4,84 \text{ cm}^2$$

Armaduras adotadas:

$$4\phi 12.5 = 4,90 \text{ cm}^2$$

$$3\phi 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Ancoragem das barras

A ABNT NBR 6118: 2014 em sua seção 9.4.2.4 define o comprimento de ancoragem básico l_b como comprimento reto de uma barra de armadura passiva necessário para ancorar a força limite $A_s \times f_{yd}$ nessa barra, admitindo-se, ao longo desse comprimento, resistência de aderência uniforme e igual a f_{bd} .

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25 \times \phi$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}$$

η_1 : 2,25 para barras de alta aderência (CA 50)

η_2 : 1,00 para situações de boa aderência

η_3 : 1,00 para $\emptyset < 32 \text{ mm}$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} \quad \text{Para concretos de classe até C50}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times 20^{\frac{2}{3}} = 2,21 \text{ MPa} \quad f_{ctk,inf} = 0,7 \times 2,21 = 1,547 \text{ MPa}$$

Foi adotado $\gamma_c = 1$. Portanto, $f_{ctd} = f_{ctk,inf} = 1,547 \text{ MPa}$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 1,547 = 3,481 \text{ MPa} = 0,3481 \text{ kN/cm}^2$$

Comprimento de ancoragem básico para as barras $\emptyset = 12.5 \text{ mm}$

$$f_{yd} = 58,112 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{bd} = 0,3481 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{58,112}{0,3481}$$

$$l_b = 52,16 \text{ cm} > 25\emptyset (31,25 \text{ cm})$$

Adotado: 31,25 cm

Comprimento de ancoragem básico para as barras $\emptyset = 16.0 \text{ mm}$

$$f_{yd} = 60,665 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_{bd} = 0,3481 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$l_b = \frac{1,6}{4} \times \frac{60,665}{0,3481}$$

$$l_b = 69,71 \text{ cm} > 25\emptyset (40 \text{ cm})$$

Adotado 40 cm

Comprimento de ancoragem necessário para as barras $\emptyset = 12.5 \text{ mm}$

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho $\geq 3\emptyset$.

$$l_{b,nec} = 0,7 \times 31,25 \times \frac{4,84}{4,90}$$

$$l_{b,nec} = 21,60 \cong 22 \text{ cm} \quad l_{b,min} \text{ é o maior valor entre } \left\{ \begin{array}{l} 0,3l_b \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 16,25 \text{ cm} \\ 12,5 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$l_{b,nec} \geq 16,25 \text{ cm}$$

Comprimento de ancoragem necessário para as barras $\emptyset = 16.0 \text{ mm}$

$$l_{b,nec} = \alpha \times l_b \times \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao gancho $\geq 3\emptyset$.

$$l_{b,nec} = 0,7 \times 40 \times \frac{4,84}{6,03}$$

$$l_{b,nec} = 27,65 \cong 28 \text{ cm} \quad l_{b,min} \text{ é o maior valor entre } \left\{ \begin{array}{l} 0,3l_b \\ 10\emptyset \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 20,14 \text{ cm} \\ 16 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$l_{b,nec} \geq 20,14 \text{ cm}$$

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2014, Pode-se desconsiderar $l_{b,nec}$ nas seguintes situações:

— $A_{s,apoio} \geq \frac{1}{3}(A_{s,v\tilde{a}o})$ e o momento no apoio é nulo;

- Cobrimento da barra no trecho do gancho, medido normalmente ao plano do gancho for de pelo menos 70 mm, e as ações horizontais não ocorrerem com grande frequência em seu valor máximo.

Segunda a norma ABNT NBR 6118: 2014 na seção 18.3.2.4.1, nestes casos, deve-se adotar como comprimento de ancoragem das barras longitudinais de tração, o maior dos seguintes valores:

- $r + 5,5\phi$, onde r é o raio de curvatura dos ganchos, conforme definido na Tabela 9.1 da ABNT NBR 6118: 2014;
- 60 mm.

Para as barras $\phi 12.5$ com $r = 2,5\phi$ foi adotado o comprimento de ancoragem relativo ao maior valor entre $\left\{ \begin{matrix} 8\phi = 10 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{matrix} \right\}$, ou seja, $\cong 10 \text{ cm}$.

Para as barras $\phi 16.0$ com $r = 2,5\phi$ foi adotado o comprimento de ancoragem relativo ao maior valor entre $\left\{ \begin{matrix} 8\phi = 12,8 \text{ cm} \\ 6 \text{ cm} \end{matrix} \right\}$, ou seja, $\cong 13 \text{ cm}$.

Ganchos de ancoragem na armadura de tração

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 9.4.2.3 define as recomendações para os ganchos da armadura longitudinal de tração. Os ganchos em ângulo reto, com ponta reta, devem ter comprimento mínimo de 8ϕ .

O comprimento do gancho é dado pela expressão:

$$l_g = \frac{\pi \times (5 \times \phi + \phi)}{4} = 4,7\phi + 8\phi = 12,7\phi$$

$$l_g = 12,7\phi = 12,7 \times 1,25 \cong 16 \text{ cm } (\phi = 12.5 \text{ mm})$$

$$l_g = 12,7\phi = 12,7 \times 1,6 \cong 20 \text{ cm } (\phi = 16.0 \text{ mm})$$

Valor a descontar de l_b (início da curva):

$$\frac{\phi_i}{2} + \phi \quad \text{Onde: } \phi_i = 5\phi \text{ de acordo com a Tabela 9.1 da ABNT NBR 6118: 2014}$$

Portanto,

$$\frac{\phi_i}{2} + \phi = \frac{5\phi}{2} + \phi = 3,5\phi$$

Valor a descontar para as barras $\phi 12.5 = 4,375 \cong 4,4 \text{ cm}$

Valor a descontar para as barras $\phi 16.0 = 5,6 \text{ cm}$

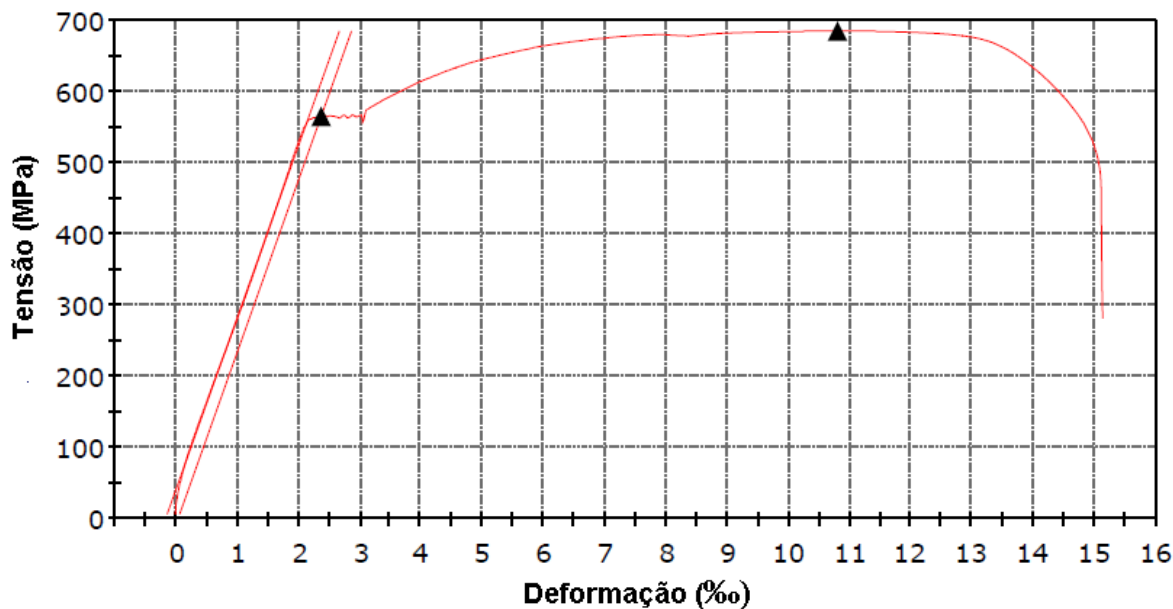
Tamanho total da ancoragem com gancho é dado por:

$$l_t = 10 + 16 - 4,4 = 21,6 \cong 30 \text{ cm } (\phi 12.5)$$

$$l_t = 13 + 20 - 5,6 = 27,4 \cong 30 \text{ cm } (\phi 16.0)$$

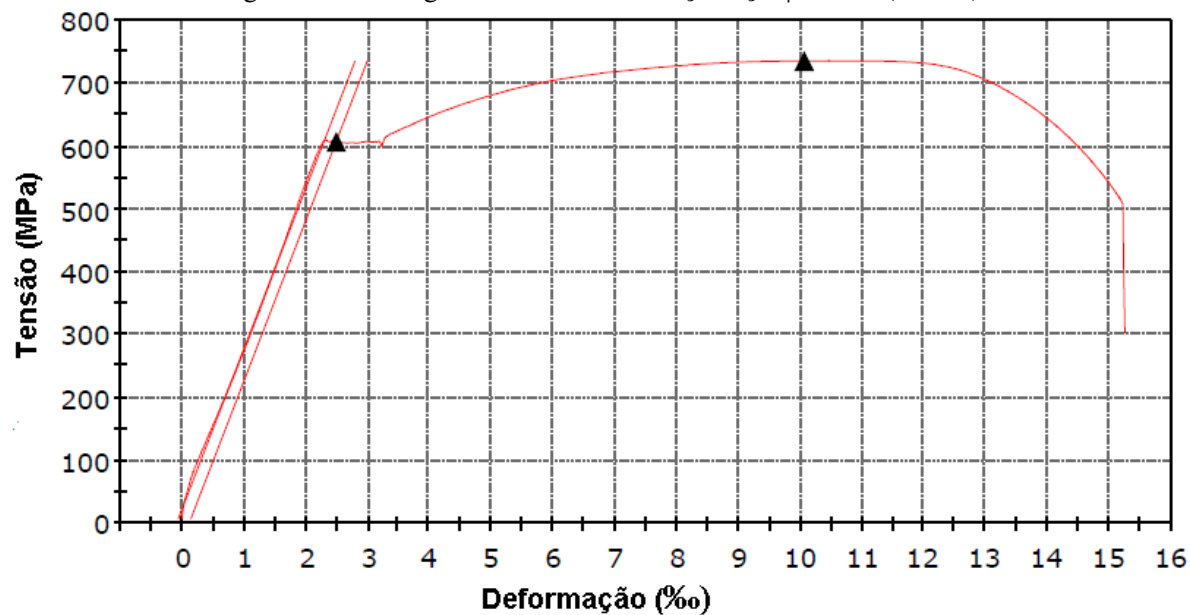
APÊNDICE B – DIAGRAMAS TENSÃO DEFORMAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO

Figura B. 1– Diagrama tensão deformação aço $\phi 12.5$ mm

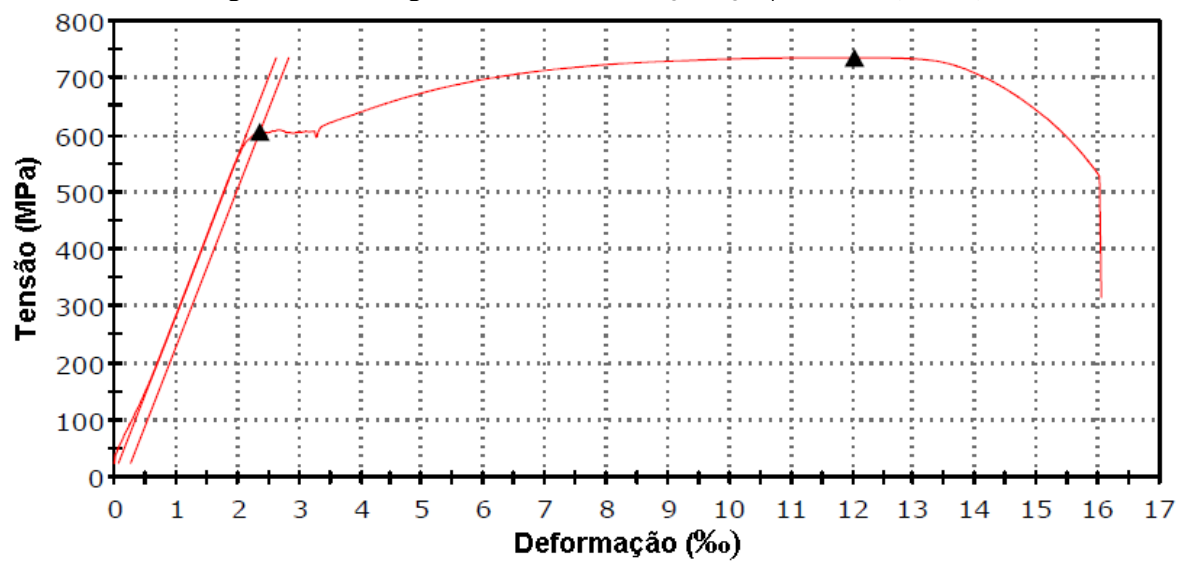


Fonte: EMIC DL

Figura B. 2 – Diagrama tensão deformação aço $\phi 16$ mm (Lote 1)



Fonte: EMIC DL

Figura B. 3 – Diagrama tensão deformação aço $\phi 16.0$ mm (Lote 2)

Fonte: EMIC DL

APÊNDICE C – PREVISÃO DAS FORÇAS DE RUPTURA PELO MODELO DE SINGH E JAIN (2014)

B.1 – Modelo de Singh e Jain (2014)

Tabela C. 1 – Modelo de Singh e Jain (2014)

Equação	$V_u = 0,13 \times A_s \times f_y + \left[0,5 \times \tau \times D_f \times V_f \times \frac{l_f}{d_f} \times b \times (d - c) \cot \alpha \right]$
	$\tau = 0,85 \sqrt{f'_c} \text{ Fibras com gancho na extremidade}$

A_s : área de armadura longitudinal de tração, em mm²

f_y : tensão de escoamento da armadura longitudinal de tração, em MPa

τ : média da resistência da ligação interfacial entre as fibras e a matriz, em MPa;

D_f : fator de eficiência das fibras, sendo 1 para fibras com gancho nas extremidades e 0,75 para as fibras corrugadas;

l_f : comprimento da fibra de aço, em mm;

d_f : diâmetro equivalente da fibra de aço, em mm;

d : altura útil, em mm;

c : altura da linha neutra, em mm;

α : inclinação da fissura diagonal crítica em relação ao eixo horizontal da viga. Pode ser adotado um valor médio de 30°.

Fonte: Singh e Jain (2014)

Para definição da altura da linha neutra deve ser usado o procedimento de cálculo descrito no modelo de Dinh, Parra-Montesinos e Wigh (2011). Onde:

$$c = \frac{A_s \times f_y}{k_1 \times k_3 \times f_c \times b}$$

$$k_1 \times k_3 = 0,85 \times \beta_1$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad f_c \leq 27,6 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,65 \quad f_c \geq 55,1 \text{ MPa}$$

Para valores de β_1 entre 27,6 MPa e 55,1 MPa deve ser realizada interpolação linear

B.2 – Dados das vigas

Fator de forma das fibras ($\frac{l_f}{d_f}$) de 66,666667

Tabela C. 2 – Dados das vigas

Viga	ρ (%)	d (mm)	b (mm)	A_s (mm ²)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	τ MPa	D_f
S20A-0.64	1,32	247,5	150,000	490,00	22,32	603,6	4,0160	1
S20B-0.64	1,55	262	150,000	603,00	26,92	584,3	4,4105	1
S20A-0.77	1,32	247,5	150,000	490,00	24,16	603,6	4,1780	1
S20B-0.77	1,55	262	150,000	603,00	23,76	584,3	4,1436	1
S40A-0.64	1,32	247,5	150,000	490,00	35,70	603,6	5,0787	1
S40B-0.64	1,55	262	150,000	603,00	39,38	584,3	5,3340	1
S40A-0.77	1,32	247,5	150,000	490,00	42,43	603,6	5,5370	1
S40B-0.77	1,55	262	150,000	603,00	37,05	584,3	5,1738	1

Fonte: Autor

B.3 – Previsão das forças de ruptura

Tabela C. 3 – Previsão das forças de ruptura

Viga	cálculo linha neutra				$\times \cot \alpha$	V_f (%)	V_u previsto. (kN)	P_u previsto (kN)	v_u (MPa)	M_{\max} previsto (kN x m)
	β_1	$k_1 k_3$	$A_s f_y$ (N)	c (mm)						
S20A-0.64	0,8500	0,723	295764,0	122,25	1,73	0,64	66,30	132,5908	1,8	49,0
S20B-0.64	0,8500	0,723	352302,8	120,74	1,73	0,64	80,29	160,5786	2,0	53,0
S20A-0.77	0,8500	0,723	295764,0	112,96	1,73	0,77	75,89	151,7777	2,0	53,5
S20B-0.77	0,8500	0,723	352302,8	136,80	1,73	0,77	80,35	160,7055	2,0	57,3
S40A-0.64	0,7417	0,630	295764,0	87,60	1,73	0,64	83,41	166,8122	2,2	64,2
S40B-0.64	0,7417	0,630	352302,8	94,60	1,73	0,64	95,23	190,4653	2,4	69,4
S40A-0.77	0,7417	0,630	295764,0	73,70	1,73	0,77	102,54	205,0899	2,8	71,8
S40B-0.77	0,7417	0,630	352302,8	100,54	1,73	0,77	101,44	202,8749	2,6	77,0

Fonte: Autor

APÊNDICE D – VERIFICAÇÃO DAS VIGAS CONFORME ACI 318 (2014)

Para verificação da resistência das vigas conforme ACI 318 (2014) são assumidas as afirmações da seção 22.2 do código:

- A deformação do concreto é proporcional à distância da linha neutra;
- A deformação da fibra mais comprimida do concreto, $\epsilon_c = 0,003$;
- A resistência à tração do concreto é desconsiderada.

Dados:

$h = 300 \text{ mm}$ $b_w = 150 \text{ mm}$

Tabela D. 1 – Dados das vigas

Vigas	f_y (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	f_c (MPa)	d (mm)
S20A-0	581,1234	2,43	23,93	247,5
S20B-0	606,6462	2,98	28,54	262,0
S20A-0.64	581,1234	3,16	22,32	247,5
S20B-0.64	606,6462	2,69	26,92	262,0
S20A-0.77	581,1234	3,33	24,16	247,5
S20B-0.77	606,6462	3,08	23,76	262,0
S40A-0	581,1234	3,41	35,67	247,5
S40B-0	606,6462	3,27	36,29	262,0
S40A-0.64	581,1234	5,42	35,70	247,5
S40B-0.64	595,9800	4,40	39,38	262,0
S40A-0.77	581,1233	2,68	32,91	247,5
S40B-0.77	606,6462	5,46	37,05	262

Fonte: Autor

$$R_c = R_{st}$$

$$R_c = 0,85 \times f_c \times b_w \times a$$

Sendo:

R_c : Resultante de compressão; N;

f_c : resistência à compressão do concreto, MPa;

b_w : largura da seção, em mm;

a : altura da área comprimida do concreto, em mm.

Tabela D. 1 – Valores de R_c em função de a

Vigas	R_c
S20A-0	$3051,08 \times a$
S20B-0	$3638,85 \times a$
S20A-0.64	$2845,80 \times a$
S20B-0.64	$3432,30 \times a$
S20A-0.77	$3080,40 \times a$
S20B-0.77	$3029,40 \times a$
S40A-0	$4547,93 \times a$
S40B-0	$4626,98 \times a$
S40A-0.64	$4551,75 \times a$
S40B-0.64	$5020,95 \times a$
S40A-0.77	$4196,03 \times a$
S40B-0.77	$4723,88 \times a$

Fonte: Autor

$$R_{st} = f_y \times A_s \quad R_c \times a = f_y \times A_s$$

Então ficam definidos os valores de a :Tabela D. 2 – Valores de a

Vigas	a (mm)
S20A-0	93,33
S20B-0	100,53
S20A-0.64	100,06
S20B-0.64	106,58
S20A-0.77	92,44
S20B-0.77	120,75
S40A-0	62,61
S40B-0	79,06
S40A-0.64	62,56
S40B-0.64	71,58
S40A-0.77	67,86
S40B-0.77	77,44

Fonte: Autor

De acordo com seção 22.2.2.4.1 do ACI 318 (2014):

$$a = \beta_1 \times x$$

Sendo:

 x : profundidade da linha neutra;

β_1 : fator que relaciona a altura da região do concreto comprimido com a profundidade da linha neutra. Seus valores dependem do f_c e são dados na tabela 22.2.2.4.3 do ACI 318 (2014)

Tabela D. 3 – Valores de β_1	
f_c (MPa)	β_1
$17,5 \leq f_c \leq 28$	0,85
$28 < f_c < 56$	$0,85 - (0,05 \times \frac{f_c - 28}{7})$
$f_c > 56$	0,65

Fonte: Adaptado de ACI 318 (2014)

Logo x :

Tabela D. 4 – Profundidade da linha neutra

Vigas	x : (mm)
S20A-0	109,80
S20B-0	118,81
S20A-0.64	117,72
S20B-0.64	125,39
S20A-0.77	108,75
S20B-0.77	142,06
S40A-0	78,73
S40B-0	99,98
S40A-0.64	78,69
S40B-0.64	93,11
S40A-0.77	83,27
S40B-0.77	98,60

Fonte: Autor

Por semelhança de triângulo calcula-se a deformação máxima na armadura longitudinal:

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d}{\varepsilon_c + \varepsilon_t}$$

$$\varepsilon_t = \frac{d \times \varepsilon_c}{x} - \varepsilon_c$$

Tabela D. 5 – Valores de ε_t

Vigas	ε_t
S20A-0	0,0038
S20B-0	0,0036
S20A-0.64	0,0033
S20B-0.64	0,0033
S20A-0.77	0,0038
S20B-0.77	0,0025
S40A-0	0,0064
S40B-0	0,0049
S40A-0.64	0,0064
S40B-0.64	0,0054
S40A-0.77	0,0059
S40B-0.77	0,0050

Fonte: Autor

Verificação se ocorre escoamento da armadura longitudinal antes da ruptura:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$$

Sendo:

ε_y : deformação no escoamento do aço;

E : Módulo de elasticidade do aço, adotado 210 GPa;

f_y : tensão de escoamento do aço.

Logo:

Tabela D. 6 – Valores de ε_y

Vigas	ε_y (MPa)
S20A-0	0,0028
S20B-0	0,0029
S20A-0.64	0,0028
S20B-0.64	0,0029
S20A-0.77	0,0028
S20B-0.77	0,0029
S40A-0	0,0028
S40B-0	0,0029
S40A-0.64	0,0028
S40B-0.64	0,0028

Tabela D. 6 – Valores de ε_y

Vigas	ε_y (MPa)
S40A-0.77	0,0028
S40B-0.77	0,0029

Fonte: Autor

Em todas as vigas (exceto S20B-0.77), $\varepsilon_y < \varepsilon_t$, ou seja, ocorre escoamento da armadura antes da ruptura.

Cálculo do momento último: M_u

$$M_u = \phi \times f_y \times A_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Onde:

ϕ : Coeficiente de redução de resistência do concreto. De acordo com a Tabela 21.2.1 do ACI 318 (2014) seu valor é 0,65 para flexão. Porém, para este trabalho experimental foi adotado $\phi = 1$

Logo:

Tabela D. 7 – Valores de M_u

Vigas	M_u (kN × m)	M_{exp} (kN × m)	$\frac{M_{exp}}{M_u}$
S20A-0	57,19	38,85	0,68
S20B-0	77,45	39,55	0,51
S20A-0.64	56,23	50,75	0,90
S20B-0.64	76,35	56,70	0,74
S20A-0.77	57,31	74,55	1,30
S20B-0.77	73,76	64,75	0,88
S40A-0	61,56	42,00	0,68
S40B-0	81,38	47,95	0,59
S40A-0.64	61,57	73,15	1,19
S40B-0.64	81,30	86,10	1,06
S40A-0.77	60,81	70,70	1,16
S40B-0.77	81,68	80,50	0,99

Fonte: Autor

Para cálculo do V_c , força cortante resistida pelo concreto:

$$V_c = 0,29 \times \lambda \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

Sendo

λ : fator de redução das propriedades mecânicas do tipo de concreto, concreto de peso normal=1 (Tabela 19.2.4.2 do ACI 318, 2014).

Tabela D. 8 – Valores de V_c

Vigas	V_c (kN)	V_{exp} (kN)	$\frac{V_{exp}}{V_c}$
S20A-0	52,67	55,50	1,05
S20B-0	60,89	56,50	0,93
S20A-0.64	50,86	72,50	1,43
S20B-0.64	59,13	81,00	1,37
S20A-0.77	52,92	106,50	2,01
S20B-0.77	55,55	92,50	1,67
S40A-0	64,30	60,00	0,93
S40B-0	68,66	68,50	1,00
S40A-0.64	64,33	104,50	1,62
S40B-0.64	71,52	123,00	1,72
S40A-0.77	61,76	101,00	1,64
S40B-0.77	69,37	115,00	1,66

Fonte: Autor

Para as vigas sem fibras: média $V_{exp}/V_c = 0,98$

Para as vigas com fibras: média $V_{exp}/V_c = 1,64$.

Desta forma, a equação proposta pelo ACI 318 (2014) para estimativa do V_c de vigas sem fibras é adequada. Para vigas com fibras o código subestima a resistência do concreto ao esforço cortante em aproximadamente 64 %.