

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ALEXANDRE RODRIGUES DE BARROS**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE**  
**VIGAS DE CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL**  
**REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

**MACEIÓ**  
**2009**

**ALEXANDRE RODRIGUES DE BARROS**

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE  
VIGAS DE CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL  
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

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

Área de concentração: *Estruturas*

Orientador: Prof<sup>o</sup>. Paulo César Correia Gomes

Co-orientadora: Prof<sup>a</sup>. Aline da Silva Ramos  
Barboza

**MACEIÓ**

**2009**

**Catálogo na fonte**  
**Universidade Federal de Alagoas**  
**Biblioteca Central**  
**Divisão de Tratamento Técnico**

**Bibliotecária Responsável: Helena Cristina Pimentel do Vale**

- B277a Barros, Alexandre Rodrigues de.  
Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço / Alexandre Rodrigues de Barros, 2009.  
155 f. : il.
- Orientador: Paulo César Correia Gomes.  
Co-Orientadora: Aline da Silva Ramos Barboza.  
Dissertação (mestrado em Engenharia Civil : Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2009.
- Bibliografia: f. 147-155.
1. Concreto auto-adensável . 2. Fibras de aço. 3. Vigas de concreto armado.  
4. Flexão (Engenharia civil) – Ensaio. I. Título.

CDU: 624.072.2



**Universidade Federal de Alagoas – UFAL**  
**Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC**  
**Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC**  
 Campus A. C. Simões, Av. Lourival de Melo Mota, S/N  
 Tabuleiro do Martins – CEP 57072-970 – Maceió – Alagoas  
 Tel/Fax: (82) 3214-1276  
 E-mail: [ppgec@ctec.ufal.br](mailto:ppgec@ctec.ufal.br)  
 Homepage: [www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec](http://www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec)



# **AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

**ALEXANDRE RODRIGUES DE BARROS**

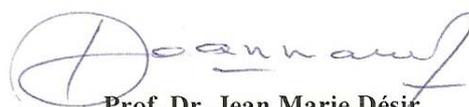
Dissertação submetida à banca examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas e aprovada no dia 17 do mês de abril do ano de 2009.

Banca Examinadora:

  
**Prof. Dr. Paulo César Correia Gomes**  
 Orientador – CTEC/UFAL

  
**Profª Drª Aline da Silva Ramos Barboza**  
 Co-orientadora – CTEC/UFAL

  
**Prof. Dr. Antonio Domingues de Figueiredo**  
 USP

  
**Prof. Dr. Jean Marie Désir**  
 UFRGS

  
**Prof. Dr. Severino Pereira Cavalcanti Marques**  
 CTEC/UFAL

*Aos meus pais, Edvaldo (in memoriam) e Maria Cícera, pelo empenho incansável na minha formação, e por toda a dedicação e carinho, e aos meus irmãos, meus grandes amigos, Rondnelli e João, pelo apoio incondicional.*

## Agradecimentos

Primeiramente à Deus, sempre presente nos momentos em que mais precisava e que me deu forças nessa longa caminhada.

À minha família e à minha noiva Fagna, pelo afeto e dedicação constantes, pelas palavras de incentivo, e pela compreensão nos momentos em que não pude estar presente, no período de desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos, companheiros de trabalho, Eng.º Sebastião Falcão, Eng.º Herberth Nobre (e Heitor Nobre), Eng.º Danilo Dantas, Eng.º João de Lima e Arq.º Edson Nascimento, pelos importantes momentos de descontração. Aos amigos mestrando, Karlisson André, Ramón Lúcio, Fernanda Gois, Victor Vasconcelos, Tassyano Feitosa e Leonardo Vieira, e aos amigos Mestres, Diogo Tenório, Arnaldo Júnior, Camila Vieira, Claudionor Silva e Rubem Izidro, pelo companheirismo.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas e Materiais, os técnicos Valdemir Gomes, Alexandre Nascimento, Marco Wanderley, João, Fábio José e Cícero, pelo auxílio nas atividades laboratoriais, à secretária Girley Vespaziano, pelo fundamental apoio, aos funcionários Flabel e Sidicley, pela importante ajuda prestada no laboratório, pela amizade, e por sempre estarem dispostos a trabalhar.

Ao Professor Edvaldo Lisbôa, pela amizade e por sempre transmitir sua experiência nos ensaios laboratoriais em concretos.

Ao Professor Paulo César, pelos vários anos de orientação e trabalho conjunto, desde os tempos de graduação, pela confiança depositada, pelos incentivos para seguir em frente nos momentos em que as coisas não davam certo e pela importante participação neste trabalho.

À Professora Aline Barboza, pelas discussões e aulas sobre comportamento estrutural, por compartilhar seu conhecimento e experiência nas questões práticas de laboratório e pela fundamental orientação neste estudo.

Por fim, à todos aqueles não citados, que contribuíram direta ou indiretamente para a conclusão deste trabalho e à CAPES pela concessão da bolsa de mestrado.

## Resumo

O concreto auto-adensável (CAA) vem se caracterizando como uma grande evolução na tecnologia do concreto, sendo capaz de preencher todos os espaços vazios da fôrma e adensar-se apenas pela ação de seu peso próprio. Se ao CAA adicionam-se fibras de aço, sem prejuízo de suas propriedades no estado fresco, novas vantagens e possibilidades de aplicação proporcionarão concretos mais eficientes. Dentro desse contexto, um CAA com adição de resíduo industrial é usado, e fibras de aço com relação  $l/d = 50$  são incorporadas, em uma fração volumétrica de 1%, com intuito de avaliar o comportamento de vigas de concreto auto-adensável armado, com e sem o reforço de fibras de aço, submetidas às solicitações normais e tangenciais, e compará-las com o comportamento de vigas de concreto armado convencional. Para isso, foram confeccionadas vigas de concreto armado de dimensões (12,5 x 23,5 x 132) cm, as quais foram ensaiadas por flexão a quatro pontos, aos 28 dias de idade. Para comparação dos resultados, foram produzidos concretos convencionais de diferentes composições, com e sem a adição das fibras de aço. Os resultados dos ensaios no estado fresco mostraram que foi possível a obtenção de concreto com propriedades auto-adensáveis, mesmo com adição de fibras de aço, a partir de uma dosagem de CAA já existente. A adição das fibras de aço ao CAA promoveu sensível ganho na capacidade resistente da viga, com menores flechas, menores deformações das armaduras, longitudinal e transversal, e melhorado controle da fissuração, em comparação às demais vigas produzidas com concretos adensados por vibração, com e sem fibras de aço.

**Palavras-Chave:** *Concreto auto-adensável, Fibras de aço, Vigas de concreto armado, Ensaio de flexão a quatro pontos.*

## Abstract

The self-compacting concrete (SCC) has been characterized as a great evolution in the concrete technology, being able to fill all empty spaces of the formwork and self-compacting only by action of its own weight. If steel fibers are added to SCC, without prejudice its properties in the fresh state, new advantages and possibilities of applications will provide concretes more efficient. In this context, a SCC with addition of industrial waste is used, and steel fibers with  $l/d$  ratio equal to 50 are incorporated, in a volume fraction of 1%, in order to assess the behavior of reinforced self-compacting concrete beams, with and without the addition of steel fibers, subject to normal and tangential stresses, and compare them with the behavior of conventional reinforced concrete beams. For that, were made reinforced concrete beams of dimensions (12,5 x 23,5 x 132) cm, which were tested by four-point bending, to the 28 days of age. To compare the results, were produced conventional concretes of different compositions, with and without steel fibers. The tests results in the fresh state shown that was possible the obtaining of concrete with self-compacting properties, even with the addition of steel fibers, from a mix already existent of SCC. The addition of the steel fibers to the SCC promoted slight gain in the load capacity of the beam, with lower displacements in the middle span, lower deformations in the reinforcement bars and improved cracking control, compared to the others beams produced with concrete compacted by vibration, with and without steel fibers.

**Keywords:** *Self-compacting concrete, Steel fibers, Reinforced concrete beams, Four-point bending test.*

## Lista de Figuras

Figura 2.1 – Obtenção de estruturas duráveis a partir da utilização do CAA.....	7
Figura 2.2 – Mecanismo de bloqueio do agregado graúdo .....	10
Figura 2.3 – Curva de fluxo do modelo de Bingham.....	11
Figura 2.4 – Mecanismo para obtenção da auto-adensabilidade .....	12
Figura 2.5 – Ensaio de espalhamento (dimensões em mm).....	14
Figura 2.6 – Verificação da auto-adensabilidade do concreto no canteiro de obras .....	15
Figura 2.7 – Equipamento do teste de auto-adensabilidade para uso no laboratório (dimensões em mm).....	15
Figura 2.8 – a) Funil-V; b) Caixa-L; c) Caixa-U; d) Anel-J; e) Orimet; e f) Orimet com Anel-J.....	18
Figura 2.9 – a) Tubo-U; e b) Coluna de Rooney (dimensões em mm).....	19
Figura 2.10 – a) Esquematização do ensaio de Stuttgart; b) e c) Determinação das tensões e do ângulo de inclinação $\phi$ , para um estado duplo de tensões.....	27
Figura 2.11 – Trajetória das tensões principais (Estádio I). .....	27
Figura 2.12 – a) Início do estágio de fissuração (fissuras verticais de flexão pura); b) Formação de fissuras inclinadas (fissuras de cisalhamento). .....	28
Figura 2.13 – Esquema da configuração de fissuração da viga na ruptura.....	29
Figura 2.14 – Deformações e tensões nas seções transversais da viga.....	29
Figura 2.15 – Diagramas de deformações e tensões da seção transversal no Estádio III. .....	30
Figura 2.16 – Arranjos práticos de armaduras: a) armadura longitudinal (reta + dobrada) + armadura transversal (estribo); b) armadura longitudinal (reta) + armadura transversal (estribo) (Fonte: MARINS <i>et al.</i> , 2001). .....	31
Figura 2.17 – Analogia de treliça idealizada por MÖRSH e RITTER (para $\alpha = 90^\circ$ )....	32
Figura 2.18 – Mecanismos internos resistentes da treliça (Fonte: CAMACHO, 2004). 33	
Figura 2.19 – Ação do efeito Dowel (Fonte: ZINK, 2000, adaptado).....	34
Figura 2.20 – Domínios de estado limite último de uma seção transversal.....	35
Figura 2.21 – Ruptura por esmagamento da biela. ....	38
Figura 2.22 – Ruptura por falha de ancoragem no apoio.....	38
Figura 2.23 – Ruptura por força cortante-tração (ruptura da armadura transversal). ....	39
Figura 2.24 – Ruptura por força cortante-flexão (esmagamento da região comprimida). .....	40
Figura 2.25 – Ruptura por flexão localizada da armadura longitudinal. ....	40
Figura 2.26 – Casa construída no ano de 1540: adobe reforçado com palha .....	41
Figura 2.27 – Diferentes tipos de fibras de aço (Fonte: WEILER & GROSSE, 1996)..	42
Figura 2.28 – Conceituação do fator de forma da fibra (Fonte: NUNES, 2006).....	44
Figura 2.29 – Resultados obtidos por GAO <i>et al.</i> (2005) (Fonte: GAO <i>et al.</i> , 2005). ...	45
Figura 2.30 – Princípio de reforço da matriz com fibra de aço .....	47
Figura 2.31 – Esquema da concentração de tensões para concreto sem reforço de fibras. .....	48
Figura 2.32 – Esquema da concentração de tensões para concreto reforçado com fibras. .....	48

Figura 2.33 – Distribuições possíveis de tensão ao longo de uma fibra em função do comprimento crítico (Fonte: FIGUEIREDO, 2000).	49
Figura 2.34 – Probabilidade de interceptação da fissura em função da compatibilidade dimensional entre fibra e agregado graúdo.	50
Figura 2.35 – Curvas carga x deflexão de prismas de concreto ensaiados à flexão, contendo volume de fibras abaixo (A), igual (C) e superior (B) ao volume crítico	51
Figura 2.36 – Arrancamento de uma fibra inclinada: a) estágio não fissurado; e b) comportamento da fibra durante o estágio fissurado (Fonte: FANTILLI <i>et al.</i> , 2008).	52
Figura 2.37 – Estágios de propagação das fissuras em viga de CRFA	54
Figura 2.38 – Detalhe da seção de uma viga de CRFA no Estágio 4 de fissuração e desenvolvimento de tensões correspondente (Fonte: ROBINS <i>et al.</i> , 2001, adaptado).	54
Figura 2.39 – Esquemática dos ensaios de flexão a três e quatro pontos e respectivos diagramas de esforço cortante e momento fletor.	55
Figura 2.40 – Aparelhagem do ensaio de flexão a quatro pontos	56
Figura 2.41 – Suposições de projeto feitas por HENAGER e DOHERTY para análise de vigas de concreto fibroso armadas à tração (Fonte: ACI 544.4R, 1988, adaptado).	59
Figura 2.42 – Aberturas máximas de fissuras em vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço (Fonte: TAN <i>et al.</i> , 1995).	61
Figura 2.43 – Curvas carga x flecha típicas de vigas de concreto armado, com e sem fibras de aço (Fonte: BENTUR & MINDESS, 1990, adaptado).	62
Figura 2.44 – Diagrama de corpo livre do trecho de atuação da força cortante em uma viga de concreto armado reforçado com fibras (Fonte: LIM & OH, 1999).	64
Figura 2.45 – Deformações nos estribos (Fonte: FURLAN JR. & HANAI, 1997).	66
Figura 2.46 – Fluidez não homogênea do CAA com fibras de aço: a) impedimento da fluidez e b) concentração de partículas na região central do concreto espraído	69
Figura 2.47 – <i>Slump-flow</i> x fator de fibra: a) Série 1 e b) Série 2	70
Figura 2.48 – Comparativo entre a distribuição das fibras de aço no CAA e no concreto vibrado, em diferentes planos (Fonte: MARANGON, 2006).	72
Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos agregados.	77
Figura 3.2 – Lagoa de deposição de resíduos do beneficiamento de mármore e granitos.	78
Figura 3.3 – a) Secagem ao sol do resíduo recém-coletado; e b) resíduo estocado em tonéis após secagem (Fonte: LISBÔA, 2004).	78
Figura 3.4 – a) Destorroamento; b) Peneiramento; e c) Armazenamento do RBMG.	79
Figura 3.5 – Curva granulométrica do RBMG.	79
Figura 3.6 – Ilustração da fibra de aço utilizada no estudo.	82
Figura 3.7 – CAA espraído: a) TESTE-F0 e b) TESTE-F30.	86
Figura 3.8 – Concreto após ensaio de espalhamento: a) CAVALCANTI (2006); e	88
Figura 3.9 – Aspecto do concreto TESTE-F78 após ensaio de espalhamento: a) concreto espraído; b) detalhe da periferia do concreto espraído.	90
Figura 3.10 – TESTE-F78 após ajuste na dosagem: a) dimensões da extensão final; e b) detalhe da periferia do espalhamento.	91
Figura 3.11 – Execução do ensaio de abatimento.	97
Figura 3.12 – Execução do ensaio de espalhamento: determinação do diâmetro final.	98
Figura 3.13 – Teste de auto-adensabilidade: a) posicionamento do equipamento; e	98
Figura 3.14 – Medidor tipo B para determinação do teor de ar incorporado	99
Figura 3.15 – Determinação do teor de ar incorporado do concreto fresco.	100
Figura 3.16 – Dimensões da viga de concreto armado confeccionada.	100

Figura 3.17 – Detalhe dos espaçadores para garantia do cobrimento das armaduras...	101
Figura 3.18 – Moldagem com CAA: a) corpos-de-prova cilíndricos; b) prismas; e c) viga armada.....	102
Figura 3.19 – Moldagem com concretos adensados por vibração:.....	102
Figura 3.20 – Moldagem da viga armada com concreto adensado na mesa vibratória.	103
Figura 3.21 – Cura das vigas por molhagem. ....	104
Figura 3.22 – Execução do ensaio do módulo de elasticidade: a) equipamento de leitura digital; e b) instrumentação do corpo-de-prova. ....	105
Figura 3.23 – Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade – Metodologia A – Tensão $\sigma_a$ fixa (Fonte: NBR 8522, 2008).	105
Figura 3.24 – Determinação da resistência à tração na flexão do concreto:.....	107
Figura 3.25 – Sistema de aquisição de dados utilizado. ....	108
Figura 3.26 – Detalhamento das armaduras da viga e posicionamento dos <i>strain-gages</i> . ....	108
Figura 3.27 – Procedimento de colagem dos <i>strain-gages</i> nas armaduras. ....	110
Figura 3.28 – Flexão de viga de concreto armado: a) Detalhe do <i>strain-gage</i> na região comprimida da viga e barra metálica fixada; e b) malha para mapeamento de fissuras. ....	111
Figura 3.29 – Pontos de colagem dos <i>strain-gages</i> . ....	111
Figura 4.1 – Determinação do abatimento dos concretos: a) CREF; b) CREF-F; e c) CC. ....	113
Figura 4.2 – Aspectos finais dos concretos após ensaio de espalhamento (visão geral e detalhe da periferia): a) CAA; e b) CAARFA. ....	114
Figura 4.3 – Execução do teste de auto-adensabilidade: a) CAA; e b) CAARFA. ....	115
Figura 4.4 – Detalhe do aspecto dos concretos CREF e CC.....	118
Figura 4.5 – Representação gráfica dos resultados de resistência média à compressão. ....	119
Figura 4.6 – Esquematização do ensaio de resistência à tração na flexão.....	123
Figura 4.7 – Seções de ruptura das prismas: a) CAARFA; e b) CREF-F.....	125
Figura 4.8 – Curvas carga x flecha dos prismas de concreto.....	127
Figura 4.9 – Ilustração do ensaio de flexão das vigas de concreto armado.....	128
Figura 4.10 – Resultados das medições feitas na região comprimida das vigas. ....	129
Figura 4.11 – Deformações na armadura longitudinal das vigas.....	130
Figura 4.12 – Deformações medidas nos estribos. ....	131
Figura 4.13 – Curvas carga x flecha das vigas e indicação da carga de ocorrência da primeira fissura. ....	132
Figura 4.14 – Desenvolvimento das fissuras na viga confeccionada com CAA. ....	134
Figura 4.15 – Verificação da falha de ancoragem da armadura longitudinal na viga produzida com CAA. ....	135
Figura 4.16 – Desenvolvimento das fissuras na viga confeccionada com CAARFA. .	136
Figura 4.17 – Fissuração da viga de CAARFA na ruptura. ....	137
Figura 4.18 – Desenvolvimento das fissuras na viga produzida com CREF.....	137
Figura 4.19 – Detalhe de fissura na ruptura da viga produzida com o CREF. ....	138
Figura 4.20 – Desenvolvimento das fissuras na viga produzida com CREF-F. ....	139
Figura 4.21 – Fissuras na ruptura da viga produzida com o CREF-F. ....	140
Figura 4.22 – Desenvolvimento das fissuras na viga produzida com o CC. ....	140
Figura 4.23 – Fissuras na ruptura da viga produzida com o CC.....	141
Figura 4.24 – Medidas dos ângulos das fissuras inclinadas das vigas.....	143

## Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Faixas dos parâmetros que asseguram o auto-adensamento do concreto. .	19
Tabela 2.2 - Classificação das adições (EFNARC, 2005, adaptado).....	22
Tabela 2.3 – Classificação e geometria das fibras de aço (FIGUEIREDO <i>et al.</i> , 2008).	43
Tabela 2.4 – Requisitos especificados pela NBR 15530 (2007) para as fibras de aço (FIGUEIREDO <i>et al.</i> , 2008).....	46
Tabela 2.5 – Misturas dos concretos (FURLAN JR. & HANAI, 1997).....	65
Tabela 2.6 – Programa experimental de GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001). .....	69
Tabela 3.1 – Caracterização dos agregados. ....	76
Tabela 3.2 – Composição granulométrica dos agregados.....	76
Tabela 3.3 – Caracterização do RBMG (CAVALCANTI, 2006). ....	80
Tabela 3.4 – Propriedades do aditivo superplastificante segundo dados do fabricante..	81
Tabela 3.5 – Propriedades do aditivo plastificante segundo informações do fabricante.	81
Tabela 3.6 – Classificação das consistências dos concretos (ANDOLFATO, 2002).....	83
Tabela 3.7 – Principais diferenças entre as dosagens propostas para o estudo. ....	84
Tabela 3.8 – Dosagem do CAA obtida por CAVALCANTI (2006).....	85
Tabela 3.9 – Dosagens dos concretos TESTE-F0 e TESTE-F30. ....	86
Tabela 3.10 – Ensaio de espalhamento para os concretos TESTE-F0 e TESTE-F30. ...	87
Tabela 3.11 – Dosagem do concreto TESTE-F60. ....	88
Tabela 3.12 – Ensaio de espalhamento do concreto TESTE-F60.....	88
Tabela 3.13 – Dosagem do concreto TESTE-F78. ....	89
Tabela 3.14 – Dosagem ajustada do concreto TESTE-F78.....	91
Tabela 3.15 – Volume compactado seco de agregado graúdo por metro cúbico de concreto (RODRIGUES, 1998). ....	93
Tabela 3.16 – Dosagens dos concretos de referência CREF e CREF-F. ....	95
Tabela 3.17 – Dosagem do concreto convencional. ....	96
Tabela 3.18 – Resumo das dosagens obtidas para os concretos. ....	96
Tabela 4.1 – Resultados do ensaio de abatimento do tronco de cone.....	112
Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de espalhamento dos concretos auto-adensáveis...	113
Tabela 4.3 – Resultados do teor de ar incorporado do concreto fresco.....	116
Tabela 4.4 – Resultados de teor de ar incorporado do CAA com fibras de aço obtidos por MARANGON (2006).....	117
Tabela 4.5 – Resultados de resistência média à compressão dos concretos. ....	119
Tabela 4.6 – Resultados do módulo de elasticidade médio dos concretos. ....	121
Tabela 4.7 – Valores médios de módulo de elasticidade de concreto auto-adensável com fibras de aço obtidos por MARANGON (2006).....	122
Tabela 4.8 – Resultados de resistência à tração na flexão de prismas de concreto e valores de resistência à tração na flexão obtidos através da formulação proposta pelo ACI 544.4R (1988). ....	124
Tabela 4.9 – Número experimental de fibras por unidade de área. ....	126

## Lista de Abreviaturas

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
API	Adições Predominantemente Inertes
APR	Adições Predominantemente Reativas
CAA	Concreto Auto-Adensável
CAARFA	Concreto Auto-Adensável Reforçado com Fibras de Aço
CC	Concreto convencional
CEB	<i>Comité Euro-International du Béton</i>
CREF	Concreto de referência
CREF-F	Concreto de referência com fibras de aço
CRF	Concreto Reforçado com Fibras
CRFA	Concreto Reforçado com Fibras de Aço
EFNARC	<i>European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems</i>
EN	<i>European Norm</i>
FIP	<i>Federation Internationale de la Précontrainte</i>
NBR	Norma Brasileira Registrada
NM	Norma MERCOSUL
RBMG	Resíduo do Beneficiamento do Mármore e Granito
RILEM	<i>Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de recherches sur les Matériaux et les constructions</i>
SCC	<i>Self-compacting concrete</i>

SNF	Sulfonado de naftaleno-formaldeído
SMF	Sulfonado de melamina-formaldeído
UFAL	Universidade Federal de Alagoas
ZIT	Zona Interfacial de Transição

## Lista de Símbolos

$\dot{\gamma}$	$d\gamma/dt$ - Taxa de cisalhamento de um determinado fluido.
$\tau_0$	Tensão mínima necessária para que o concreto comece a fluir, segundo o modelo plástico de Bingham.
$a$	Distância média entre a linha de ruptura na face tracionada do corpo-de-prova do ensaio de flexão e a linha correspondente ao apoio mais próximo.
$a/c$	Relação entre a água e o cimento da mistura.
$A_f$	Área da seção transversal da fibra.
$A_s$	Área de aço da armadura de tração.
$a_s$	Vão de atuação do esforço cortante.
$b$	Largura da seção transversal.
$b_b$	Largura média do corpo-de-prova, na seção de ruptura, no ensaio de flexão.
$BS_J$	<i>Blocking step</i> – quantificação do efeito de bloqueio causado pelo Anel-J no concreto auto-adensável. Obtido através da diferença entre a média de quatro medidas da altura do concreto, externas ao Anel-J, e da altura do concreto no centro do Anel-J.
$C$	Resultante de compressão do diagrama retangularizado.
$C_a$	Consumo de água.
$C_b$	Consumo de brita.
$C_{cim}$	Consumo de cimento.
$C_m$	Consumo de areia.
$d$	Altura útil.
$d/a$	Relação entre a altura útil e o vão de atuação do esforço cortante.
$d_i$	Medida do maior diâmetro do concreto auto-adensável espreado, em sua extensão final, no ensaio de espalhamento.

$d_2$	Medida do diâmetro do concreto auto-adensável espreado, em sua extensão final, no ensaio de espalhamento, perpendicular à $d_1$ .
$d_b$	Altura média do corpo-de-prova, na seção de ruptura, no ensaio de flexão.
$D_f$	Diâmetro final de extensão do concreto auto-adensável no ensaio de espalhamento, obtido através da média entre $d_1$ e $d_2$ .
$d_f$	Diâmetro equivalente da fibra.
$D_{máx}$	Dimensão máxima característica.
$e$	distância entre a faixa mais comprimida da seção transversal e o topo do bloco de tensão de tração do concreto fibroso.
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto.
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço.
$F$	Carga concentrada aplicada.
$F_{be}$	Eficiência de aderência da fibra (depende das características da fibra).
$f_c$	Resistência do concreto à compressão.
$f_{c,ef}$	Resistência efetiva do concreto à compressão (ruptura do corpo-de-prova após determinação do módulo de elasticidade).
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão.
$f_{ct}$	Resistência do concreto à tração.
$f_{ct,u}$	Resistência à tração na flexão última do compósito, segundo formulação proposta pelo ACI 544.4R (1998).
$f_{ctM}$	Resistência à tração na flexão.
$f_r$	Módulo de ruptura à flexão da matriz de concreto, segundo formulação proposta pelo ACI 544.4R (1998).
$F_{sf}$	Fator de fibra.
$f_t/f_c$	Relação entre a resistência à tração e resistência à compressão do concreto.
$f_t'$	Resistência à tração indireta do concreto com fibras de aço.
$F_u$	Carga última.

$f_y$	Tensão de escoamento do aço.
$h$	Altura do elemento.
$H_1$	Altura do concreto auto-adensável remanescente no trecho vertical da Caixa-L.
$H_2$	Altura atingida pelo concreto auto-adensável no final do trecho horizontal da Caixa-L.
$l$	Distância entre cutelos de suporte no ensaio de flexão.
$l/d$	Relação entre o diâmetro e o comprimento da fibra que expressa o fator de forma da fibra.
$l_c$	Comprimento Crítico da fibra.
$l_f$	Comprimento da fibra.
$M_1$	Massa de brita contida na amostra de concreto auto-adensável retirada da entrada do Tubo-U.
$M_2$	Massa de brita contida na amostra de concreto auto-adensável, retirada em um dos trechos preestabelecidos do Tubo-U, que proporcione a menor relação de segregação.
$M_c$	Massa unitária compactada do agregado graúdo.
MF	Módulo de finura.
$M_I$	Massa de brita contida na amostra de concreto auto-adensável retirada da porta 3 (inferior) da Coluna de Rooney.
$M_S$	Massa de brita contida na amostra de concreto auto-adensável retirada da porta 1 (superior) da Coluna de Rooney.
$N$	Número de fibras por unidade de área.
$p$	Carga máxima aplicada no ensaio de flexão dos prismas.
$P$	Carga máxima aplicada no ensaio de flexão das vigas.
$plc/c$	Relação entre a fração sólida do aditivo plastificante e o cimento.
$R_1$	Altura do concreto auto-adensável remanescente no compartimento da esquerda, no ensaio da Caixa-U.
$R_2$	Altura atingida pelo concreto auto-adensável no compartimento da direita, no ensaio da Caixa-U.

RB	Relação de bloqueio do concreto auto-adensável, obtida através da relação $H_2/H_1$ , no ensaio da Caixa-L.
$R_{cc}$	Resultante dos esforços de compressão atuantes na região comprimida da seção.
$R_{cd}$	Resultante de compressão no banzo superior.
$R_{cwd}$	Compressão nas bielas de concreto.
RS	Relação de segregação do concreto auto-adensável obtida através da relação $M_1/M_2$ , no ensaio do Tubo-U.
$R_{sd}$	Resultante de tração no banzo inferior.
$R_{sdn}$	Força nodal no banzo inferior.
$R_{st}$	Resultante dos esforços de tração absorvidos pela armadura longitudinal.
$R_{swd}$	Tração nos estribos.
s	Espaçamento entre estribos.
spc/c	Relação entre a fração sólida do aditivo superplastificante e o cimento.
$T_{50}$	Tempo necessário para que o concreto auto-adensável em fluxo no ensaio de espalhamento, atinja o diâmetro de 50 cm.
$T_f$	Resultante de tração do bloco de tensão do concreto fibroso.
$T_{L20}$	Tempo necessário para que o concreto auto-adensável atinja a marca de 20 cm no trecho horizontal da Caixa-L.
$T_{L40}$	Tempo necessário para que o concreto auto-adensável atinja a marca de 40 cm no trecho horizontal da Caixa-L.
$T_O$	Tempo de fluxo do concreto auto-adensável no ensaio Orimet.
$T_s$	Resultante de tração resistida pelas barras de aço.
$T_V$	Tempo de fluxo do concreto auto-adensável no ensaio do Funil-V.
$T_{V, 5min}$	Tempo de fluxo do concreto auto-adensável no ensaio do Funil-V, após período de repouso do concreto por 5 minutos no interior do funil.
u	Altura do bloco de tensões retangularizado.

$V_a$	Parcela do cortante que se direciona diretamente para os apoios pelo arqueamento de $R_{cc}$ .
$V_{ac}$	Força cortante que atravessa a zona de compressão.
$V_c$	Parcela do esforço cortante resistida pelo concreto.
$V_{cf}$	Força cortante atribuída ao concreto com fibras.
$V_{comp}$	Volume compactado seco de agregado graúdo por metro cúbico de concreto.
$V_d$	Força cortante solicitante.
$V_e$	Esforço cortante absorvido pelo engrenamento dos agregados do concreto ao longo das fissuras.
$V_f$	Fração volumétrica de fibras no compósito.
$V_m$	Fração volumétrica de areia.
$V_{mat}$	Fração volumétrica da matriz do compósito.
$V_r$	Esforço cortante absorvido pelo efeito de rebite da armadura de flexão.
$V_{sf}$	Componente perpendicular do arrancamento das fibras ao longo da fissura inclinada.
$V_{sw}$	Esforço cortante absorvido pela armadura transversal.
$w$	Abertura de uma fissura.
$x$	Posição da linha neutra da seção.
$x_I, x_{II}$ e $x_{III}$	Posição da linha neutra nos Estádios I, II e III, respectivamente.
$z$	Braço de alavanca interno entre as resultantes $R_{cd}$ e $R_{sd}$ .
$\varepsilon_a$	Deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão básica ( $\sigma_a = 0,5$ MPa).
$\varepsilon_b$	Deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão maior ( $\sigma_b$ ).
$\varepsilon_{cc}$	Deformação específica de encurtamento do concreto.
$\varepsilon_f$	deformação específica da fibra de aço devida à tensão desenvolvida no arrancamento.

$\varepsilon_s$	Deformação específica de alongamento do aço.
$\varepsilon_y$	Deformação específica do aço no escoamento.
$\varepsilon_{yd}$	Deformação específica de cálculo de escoamento do aço.
$\mu_p$	Viscosidade plástica do concreto.
$\rho_a$	Densidade da água.
$\rho_b$	Densidade da brita.
$\rho_c$	Densidade do cimento.
$\rho_m$	Densidade da areia.
$\sigma_a$	Tensão básica das etapas de carregamento do corpo-de-prova para determinação do módulo de elasticidade, conforme Metodologia A da NBR 8522 (2008), igual a 0,5 MPa.
$\sigma_b$	Tensão maior das etapas de carregamento do corpo-de-prova para determinação do módulo de elasticidade, conforme Metodologia A da NBR 8522 (2008), corresponde a $0,3.f_c$ .
$\sigma_{cc}$	Tensão de compressão no concreto.
$\sigma_{ct}$	Tensão de tração no concreto.
$\sigma_f$	Tensão de tração na fibra de aço desenvolvida no arrancamento.
$\sigma_I$ e $\sigma_{II}$	Tensões principais.
$\sigma_s$	Tensão de tração no aço.
$\sigma_t$	Parcela da tração resistida pelo concreto com fibras de aço.
$\sigma_x, \sigma_y$ e $\tau$	Componentes, em relação aos eixos x-y, das tensões principais $\sigma_I$ e $\sigma_{II}$ .

# Sumário

<b>Agradecimentos</b> .....	<b>v</b>
<b>Resumo</b> .....	<b>vi</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>vii</b>
<b>Lista de Figuras</b> .....	<b>viii</b>
<b>Lista de Tabelas</b> .....	<b>xi</b>
<b>Lista de Abreviaturas</b> .....	<b>xii</b>
<b>Lista de Símbolos</b> .....	<b>xiv</b>
<b>Capítulo 1</b> .....	<b>1</b>
<b>1. Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1. RELEVÂNCIA DO TEMA .....	3
1.2. OBJETIVOS .....	4
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	5
<b>Capítulo 2</b> .....	<b>6</b>
<b>2. Revisão Bibliográfica</b> .....	<b>6</b>
2.1. INTRODUÇÃO .....	6
2.2. CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL .....	6
2.2.1. <i>Propriedades no estado fresco</i> .....	8
2.2.2. <i>Ensaio de auto-adensabilidade</i> .....	12
2.2.3. <i>Materiais</i> .....	20
2.2.4. <i>Propriedades no estado endurecido</i> .....	23
2.3. FLEXÃO E FORÇA CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO .....	26
2.3.1. <i>Arranjo das armaduras</i> .....	30
2.3.2. <i>Modelo de Treliça</i> .....	31
2.3.3. <i>Modos de ruptura</i> .....	34
2.4. CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO .....	40
2.4.1. <i>Breve histórico</i> .....	40
2.4.2. <i>Fibras de aço</i> .....	41
2.4.3. <i>Fator de forma da fibra</i> .....	44
2.4.4. <i>Características e comportamento do CRFA</i> .....	46
2.5. VIGAS DE CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO .....	51
2.5.1. <i>Ensaio de flexão</i> .....	54
2.6. VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO ...	57
2.7. CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO ...	67

<b>Capítulo 3</b> .....	<b>75</b>
<b>3. Programa experimental</b> .....	<b>75</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	75
3.2. MATERIAIS .....	75
3.2.1. Cimento.....	75
3.2.2. Agregados .....	75
3.2.3. Resíduo do beneficiamento do mármore e granito (RBMG) .....	77
3.2.4. Aditivos .....	80
3.2.5. Água.....	82
3.2.6. Aço para concreto armado .....	82
3.2.7. Fibras de aço .....	82
3.3. PRODUÇÃO DOS CONCRETOS.....	82
3.3.1. Definição da dosagem de fibras para o CAARFA.....	84
3.3.2. Definição das demais dosagens.....	92
3.4. ENSAIOS NO ESTADO FRESCO .....	96
3.4.1. Abatimento do tronco de cone .....	97
3.4.2. Ensaio de espalhamento ( <i>slump-flow test</i> ) .....	97
3.4.3. Teste de auto-adensabilidade .....	98
3.4.4. Teor de ar incorporado.....	98
3.5. MOLDAGEM DOS CORPOS-DE-PROVA .....	100
3.5.1. Moldagem com concretos auto-adensáveis .....	101
3.5.2. Moldagem com concretos adensados por vibração .....	102
3.6. CURA DOS CORPOS-DE-PROVA .....	103
3.7. ENSAIOS NO ESTADO ENDURECIDO .....	104
3.7.1. Resistência à compressão .....	104
3.7.2. Módulo de elasticidade.....	104
3.7.3. Resistência à tração na flexão.....	106
3.7.4. Flexão a quatro pontos de vigas de concreto armado.....	108
<b>Capítulo 4</b> .....	<b>112</b>
<b>4. Resultados e discussões</b> .....	<b>112</b>
4.1. INTRODUÇÃO .....	112
4.2. ESTADO FRESCO .....	112
4.2.1. Abatimento do tronco de cone .....	112
4.2.2. Espalhamento ( <i>slump-flow</i> ) .....	113
4.2.3. Teste de auto-adensabilidade .....	115
4.2.4. Teor de ar incorporado.....	116
4.3. ESTADO ENDURECIDO .....	118
4.3.1. Resistência à compressão .....	118
4.3.2. Módulo de elasticidade.....	120
4.3.3. Resistência à tração na flexão.....	122
4.3.4. Flexão a quatro pontos de vigas de concreto armado.....	128
<b>Capítulo 5</b> .....	<b>144</b>

<b>5. Conclusões.....</b>	<b>144</b>
5.1. CONCLUSÕES.....	144
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	146
<b>Referências bibliográficas .....</b>	<b>147</b>

# Capítulo 1

## Introdução

O concreto auto-adensável (CAA) é caracterizado pela sua elevada fluidez e viscosidade moderada, sendo capaz de se mover no interior das fôrmas, preenchendo-as de modo uniforme, somente pela ação de seu peso próprio. Entre outras vantagens, a utilização do CAA proporciona economia pela ausência de vibração e redução do número de operários necessários na concretagem, além de melhoria das condições no ambiente de trabalho pela eliminação de ruídos provocados pelos equipamentos de adensamento mecânico. É indicada a aplicação do CAA em concretagens de peças com formas complexas e/ou com elevada densidade de armadura. Além de garantir a expulsão de vazios da mistura fresca sem a necessidade de vibração, o CAA deve apresentar resistência à segregação e à exsudação. Tais características no estado fresco são obtidas pela utilização de aditivo superplastificante de última geração e pela adição à mistura de uma grande quantidade de finos\* e/ou o uso de aditivos modificadores de viscosidade (GOMES, 2002).

No estado endurecido, considerando-se o mesmo fator água/cimento, o CAA atinge resistências mecânicas sensivelmente superiores ao concreto convencional, porém, não apresentam diferença significativa entre os valores de módulo de elasticidade (PERSSON, 2001; BARROS, 2006; GRAM & PIIPARINEN, 1999). Apesar de algumas controvérsias, alguns trabalhos indicam que pela elevada quantidade de finos presentes na mistura do CAA, sua retração pode ser maior do que aquela apresentada pelo concreto convencional (ROZIÈRE *et al.*, 2007; GRAM & PIIPARINEN, 1999).

---

\* Denominam-se finos as partículas de tamanho inferior a 0,125 mm. Os finos são compostos por cimento, adições e parcela dos agregados inferior a 0,125 mm.

Por outro lado, o uso de finos no CAA tem proporcionado melhoras na estrutura interna do material, trazendo vantagens no que se refere às propriedades de durabilidade do concreto (BARROS, 2008; BOEL *et al.*, 2003; PETERSSON *et al.*, 1996a; ZHU & BARTOS, 2003).

Do ponto de vista mecânico, como se sabe, pela natureza de sua estrutura, o concreto, seja convencional, ou auto-adensável, em comparação ao seu comportamento quando submetido à compressão, apresenta um desempenho consideravelmente inferior quando solicitado à tração. Tal fato tem motivado a busca constante por novos materiais que façam frente às exigências cada vez maiores dos projetos estruturais. Várias pesquisas procuram otimizar as propriedades do concreto, juntamente com o desenvolvimento de novos componentes e adições, de modo a se obter o melhor desempenho possível do material, suprimindo deficiências de natureza constitutiva e/ou aperfeiçoando peculiaridades positivas deste.

Uma alternativa para a melhoria das características físicas e mecânicas do concreto pode ser a adoção de um material compósito, seja pela utilização de barras de aço, de uso bastante comum na prática da engenharia civil, seja pela incorporação de fibras distribuídas aleatoriamente na massa de concreto, ou ainda, pela união das duas possibilidades, cujo uso é mais restrito e menos difundido.

Segundo KIM e MAI (1998), nos materiais compósitos com fibras, a matriz e as fibras mantêm suas identidades físicas e químicas originais, além disso, juntas elas produzem uma combinação de propriedades mecânicas que não pode ser alcançada com cada um dos constituintes atuando sozinho, devido à presença de uma interface entre esses dois constituintes.

Sendo assim, conhecendo-se os benefícios técnicos e econômicos do CAA, a adição de fibras de aço pode melhorar significativamente suas propriedades no estado endurecido, principalmente frente aqueles esforços que induzem tensões de tração, como no caso da solicitação sofrida pelo concreto em vigas submetidas à flexão e cisalhamento. Portanto, se o uso do CAA traz inúmeras vantagens, a adição das fibras de aço no mesmo, proporcionará novas vantagens e possibilidades de aplicação, fazendo com que tal material seja mais eficiente, tanto no estado fresco, quanto no estado endurecido.

## 1.1. Relevância do tema

Em geral, as vigas de concreto armado estão submetidas, simultaneamente, à esforços de flexão e cisalhamento, onde a preocupação com tais solicitações é evidente na prática do dimensionamento estrutural.

As armaduras convencionais em barras, fios ou cabos, são colocadas em locais apropriadamente escolhidos nas peças estruturais, principalmente nas regiões tracionadas, e são detalhadas de forma contínua e linear nas peças de concreto (SOUZA & RIPPER, 1998). Além disso, a quantificação das armaduras está relacionada, dentre outros parâmetros, com as propriedades mecânicas do concreto, como as resistências à compressão e à tração. BORGES (2002) cita que a resistência à tração do concreto influencia diretamente o processo de fissuração, além disso, de acordo com o CEB-FIP (1993), a resistência à tração do concreto também está relacionada, dentre outros aspectos, à contribuição do material a esforços de cisalhamento.

A introdução de fibras de aço no concreto promove dois importantes efeitos: primeiro, contribui para o reforço do compósito quando submetido a todo tipo de carregamento que induz tensão de tração, e segundo, as fibras melhoram a ductilidade e a tenacidade do material (JOHNSTON<sup>1</sup> *apud* GAVA *et al.*, 2004).

São vários os estudos sobre concreto armado reforçado com fibras de aço, os quais avaliam, principalmente, o comportamento das armaduras longitudinais e transversais de vigas submetidas à flexão.

Resultados têm mostrado que as fibras de aço podem atuar, simultaneamente, com as armaduras longitudinais no combate aos esforços de tração em vigas de concreto armado submetidas à flexão, onde, a possibilidade de substituição de parte da armadura principal de tração, pela utilização de concreto com fibras de aço, já tem sido comprovada em pesquisas (LOPES, 2005).

Ainda assim, a influência das fibras de aço na resistência do concreto ao esforço cortante tem sido pesquisada com menor frequência. Segundo FURLAN JR. e HANAI (1997), os estudos desenvolvidos nesta direção são baseados na avaliação do aumento da resistência ao esforço cortante, estimativa da influência das fibras na transferência de

---

<sup>1</sup> JOHNSTON, C. D. Fibre-reinforced cement and concrete. In: MALHOTRA, V. M. **Advances In Concrete Technology** – Second Edition. Ottawa, Canada. CANMET, 1994.

forças transversais e possibilidade da substituição dos estribos por fibras de aço, entre outros.

Com relação ao CAA, são bem divulgadas suas vantagens na diminuição da energia gasta nas etapas de lançamento e adensamento do concreto. No entanto, esse material com adição de elevada quantidade de finos, geralmente, apresenta uma estrutura mais densa, podendo ser melhoradas suas propriedades e seu comportamento mecânico, fato que pouco se estuda ou se analisa, tendo em vista a principal ação do CAA no estado fresco, que é preencher todo espaço vazio da fôrma sem uso de vibradores. Se essa estrutura mais densa do CAA diminui a presença de vazios a ponto de proporcionar uma melhor aderência entre o concreto e o aço (FILHO, 2006; HOSSAIN & LACHEMI, 2008), isso pode ser vantajoso e apresentar melhores resultados no comportamento mecânico dos elementos, em comparação àqueles dos concretos convencionais. Além disso, se ao CAA são introduzidas fibras de aço no intuito de diminuir o aparecimento de fissuras e aumentar a resistência aos esforços de tração, esse material pode proporcionar uma maior vida útil e/ou apresentar um melhor comportamento, frente aos elementos confeccionados apenas com concretos convencionais.

## **1.2. Objetivos**

O objetivo principal do trabalho é avaliar o comportamento de vigas de concreto auto-adensável armado, com e sem o reforço de fibras de aço, submetidas às solicitações normais e tangenciais, até o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente, e compará-las com o comportamento de vigas de concreto armado convencional.

Para o alcance do objetivo principal do trabalho, são necessárias algumas etapas específicas, como:

- Produzir concreto auto-adensável com fibras de aço, verificando a influência das mesmas nas propriedades de auto-adensabilidade do CAA;
- Observar a influência das fibras de aço no estado endurecido, através das propriedades mecânicas de compressão e módulo de elasticidade do CAA;
- Comparação dos resultados entre CAA reforçado com fibras, CAA sem fibras e concretos convencionais vibrados em vigas submetidas a flexão.

### **1.3. Estrutura da dissertação**

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos, os quais serão brevemente descritos a seguir. O capítulo 1 apresenta uma breve introdução, abordando a relevância do tema, objetivos do trabalho e a estrutura da dissertação.

No capítulo 2 está concentrada a revisão bibliográfica, desenvolvida para aprofundar a base teórica necessária nos estudos realizados em laboratório. São tratados nesse capítulo os aspectos relativos aos concretos auto-adensáveis, atuação da flexão e força cortante em vigas de concreto armado, características do concreto reforçado com fibras de aço, comportamento de vigas de concreto com adição de fibras de aço e de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço, e por fim, resultados de estudos desenvolvidos e características do concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço.

O programa experimental do estudo é apresentado no capítulo 3, onde são abordados, para os concretos analisados, os materiais e metodologias utilizadas na execução dos ensaios de laboratório, nos estados fresco e endurecido.

No capítulo 4, os resultados obtidos nos ensaios de laboratório são apresentados e discutidos.

As conclusões obtidas com o desenvolvimento da pesquisa são apresentadas no capítulo 5, onde, também, são sugeridos temas para trabalhos futuros.

Apresenta-se ainda uma lista com as referências bibliográficas utilizadas, e, por fim, apêndice com o desenvolvimento dos cálculos das capacidades resistentes das vigas, de acordo com formulações propostas em normas técnicas de estruturas de concreto.

## Capítulo 2

### Revisão Bibliográfica

#### 2.1. Introdução

Neste capítulo serão abordados tópicos necessários à obtenção da base teórica para realização do estudo. No início, trata-se sobre o concreto auto-adensável (CAA), seu surgimento e desenvolvimento, suas propriedades no estado fresco, ensaios específicos para a sua avaliação, materiais empregados na sua produção e seu comportamento no estado endurecido. Na seqüência, são apresentados aspectos relativos ao comportamento de vigas de concreto armado submetidas à flexão e esforço cortante e seus respectivos modos de ruína. Em relação ao concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), são abordados pontos referentes às suas características e comportamento. Em seguida, tratam-se dos comportamentos de vigas de CRFA na flexão e de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço. Por fim, são apresentados aspectos peculiares do CAA com fibras de aço e resultados de alguns estudos desenvolvidos nessa direção.

#### 2.2. Concreto auto-adensável

O concreto auto-adensável (CAA), inicialmente desenvolvido no Japão pelo Professor Hajime Okamura na década de 80, surgiu da necessidade de se obter estruturas mais duráveis, com economia e menor tempo de execução, tendo em vista a proporção otimizada dos componentes da mistura e a ausência da necessidade do adensamento mecânica do concreto.

OKAMURA e OUCHI (2003) evidenciam que, por vários anos, desde 1983, o problema de durabilidade de estruturas de concreto foi o principal tópico de interesse no Japão. A concepção de estruturas duráveis exigia compactação adequada por operários especializados. Porém, a redução gradual no número deste tipo de funcionário na

indústria da construção japonesa acarretou numa diminuição equivalente na qualidade dos serviços de construção. Ainda assim, a falta desses operários não foi a única causa dos problemas de durabilidade. A baixa trabalhabilidade dos concretos utilizados na época, também dificultava o adensamento dos mesmos em elementos estruturais com formas complexas e com alta taxa de armaduras (BILLBERG, 1999). Uma solução para a obtenção de estruturas de concreto duráveis, independente da qualidade do serviço de construção, é o emprego do concreto auto-adensável, o qual pode ser compactado em toda a fôrma, puramente por meios de seu peso próprio e sem a necessidade de vibração. Na Figura 2.1 é apresentado um fluxograma esquemático da obtenção de estruturas duráveis, antes dependente da especialização dos operários em vibração do concreto, e que com a redução desses operários e o surgimento do novo tipo de concreto, a qualidade das estruturas passa a ser obtida a partir da utilização do CAA.

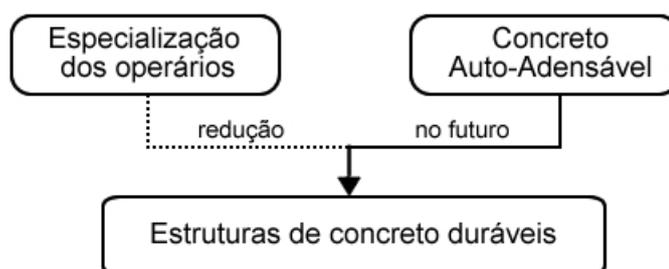


Figura 2.1 – Obtenção de estruturas duráveis a partir da utilização do CAA  
(Fonte: OKAMURA & OUCHI, 2003, adaptado).

Segundo SHINDOH e MATSUOKA (2003), o CAA é definido como um concreto com excelente deformabilidade, alta resistência à segregação e que permite ser lançado em fôrmas com altas taxas de armadura e preenchê-las sem a necessidade de vibração, deformando-se por meio de seu peso próprio sem a separação de nenhum dos materiais componentes da mistura.

O surgimento do CAA nos anos 80 teve um forte impacto nos engenheiros especialistas em tecnologia do concreto da época. A partir de estudos e do uso do protótipo do CAA, varias pesquisas, projetos e publicações foram desenvolvidos no Japão, e algumas aplicações de CAA *in loco* foram realizadas (OKAMURA & OUCHI, 1999). O novo tipo de concreto desenvolveu-se intensiva e rapidamente até se tornar um importante item para as construções (SHINDOH & MATSUOKA, 2003). Não demorou

muito, e em meados dos anos 90 o CAA surge na Europa, mais precisamente na Suécia (BILLBERG, 1999), e a partir daí, sendo tão logo aceito no mercado internacional (GOMES, 2002).

Atualmente, o interesse por tal concreto especial tem crescido em todo o mundo, se destacando pelos inúmeros trabalhos publicados em congressos, simpósios, seminários que tratam especialmente do CAA e eventos relacionados à tecnologia do concreto, além das várias aplicações que são justificadas por vantagens bastante atrativas para as construtoras. Na América do Sul, especificamente no Brasil, as pesquisas vêm crescendo a cada dia e a aplicação do CAA aumentando a cada ano. São muitas as publicações de revistas técnicas na área de construção civil que apresentam várias aplicações de CAA em diferentes situações, onde se destacam o custo, a diminuição do tempo de concretagem, a qualidade do concreto e o melhor acabamento, em comparação com o concreto vibrado.

Segundo OUCHI (1999), as principais razões para o emprego do CAA podem ser listadas como segue:

- menor tempo de construção;
- adensamento assegurado nas estruturas: especialmente nas zonas confinadas, onde a compactação mecânica é dificultada;
- eliminação dos ruídos devidos ao adensamento mecânico: especialmente em fábricas de produtos de concreto (pré-moldados).

Porém, de acordo com LISBÔA (2004), o CAA apresenta algumas desvantagens, entretanto, possíveis de serem contornadas: não é fácil de ser obtido, precisando de mão de obra especializada para sua confecção, controle tecnológico e aplicação; necessita de cuidados especiais com o transporte, para evitar a segregação; e apresenta menor tempo disponível para aplicação em relação ao concreto convencional.

### **2.2.1. Propriedades no estado fresco**

O adequado comportamento do CAA exige misturas com elevada fluidez e moderada viscosidade e coesão entre os componentes, a fim de garantir um fluxo contínuo e uniforme de toda mistura, preenchendo toda a fôrma sem exibir segregação e sem que se produza bloqueio entre as armaduras ou ao passar por algum obstáculo.

Essas características definem as principais propriedades que o CAA no estado fresco deve atender.

Através da reunião das experiências de diversos autores em estudos desenvolvidos sobre CAA, desde o início de seu desenvolvimento, a *European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems* – EFNARC, entidade europeia com sede no Reino Unido, a qual apresenta documento com recomendações para a produção, controle tecnológico e utilização do CAA, especifica que para um concreto ser considerado auto-adensável, este deve apresentar três propriedades fundamentais: fluidez ou capacidade de preenchimento, coesão ou habilidade de passar por obstáculos e resistência à segregação (EFNARC, 2005).

É conveniente fazer distinções teóricas entre capacidade de preenchimento, habilidade de passagem e resistência à segregação. Na prática, estas três propriedades estão inter-relacionadas. As respostas dos métodos de ensaio para uma propriedade são bastante afetadas pelas outras propriedades do concreto que está sendo testado. A tendência de segregação do concreto, por exemplo, pode prejudicar a eficiência de um ensaio para a medição da probabilidade de bloqueio da mistura. A segregação e a baixa capacidade de passagem, agindo independentemente, ou uma combinação das duas, podem causar o bloqueio do concreto (TESTING-SCC, 2005).

A capacidade de preenchimento está diretamente ligada à habilidade de passagem (FILHO, 2006). Segundo TUTIKIAN (2004), fluidez é a propriedade que caracteriza a capacidade do concreto auto-adensável de fluir dentro da fôrma e preencher todos os espaços, somente pelo efeito de seu peso próprio. Os mecanismos que governam esta propriedade são a alta fluidez e a coesão da mistura (GOMES, 2002).

Habilidade passante é a propriedade que caracteriza a capacidade do CAA de escoar pela fôrma, passando por entre obstáculos, como: armaduras, aberturas e seções estreitas, sem obstrução do fluxo ou segregação (TUTIKIAN, 2004; GOMES, 2002). Os mecanismos que governam esta propriedade são a viscosidade moderada da pasta e da argamassa, e as características dos agregados, principalmente, a dimensão máxima característica do agregado graúdo (GOMES, 2002). Qualquer mudança no trajeto de fluidez das partículas de agregado, através ou em torno de um obstáculo (redução da seção ou armaduras), pode resultar na formação de um arco estável destas partículas,

bloqueando a fluidez do restante do concreto. O arqueamento desenvolve-se mais facilmente quando: o tamanho dos agregados é relativamente grande às dimensões da abertura; é alta a quantidade de agregado graúdo; e a forma das partículas afasta-se da esférica. É também provável que o atrito entre o concreto fluído e a superfície dos obstáculos influenciará no comportamento de bloqueio e na formação do arco de agregados (TESTING-SCC, 2005). A Figura 2.2 apresenta o mecanismo de bloqueio do agregado graúdo através de uma modelo ilustrativo bidimensional.

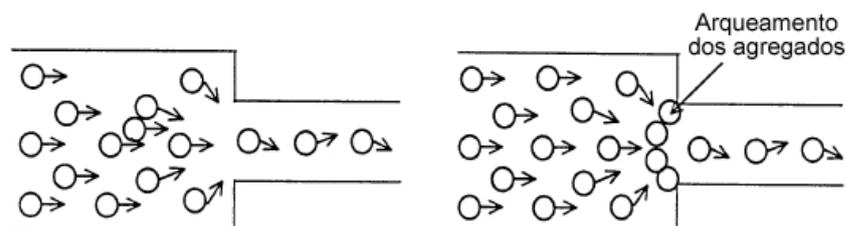


Figura 2.2 – Mecanismo de bloqueio do agregado graúdo  
(Fonte: TAKADA & TANGTERMSIRIKUL, 2000, adaptado).

De acordo com GOMES (2002), a estabilidade ou resistência à segregação é a propriedade que caracteriza a capacidade do CAA de evitar a segregação de seus componentes, como o agregado graúdo. Tal propriedade melhora a uniformidade da mistura durante o transporte, lançamento e consolidação. O mecanismo que governa esta propriedade é a viscosidade e a coesão da mistura.

#### — Comportamento reológico

Os estudos realizados por OZAWA *et al.* (1990) confirmam que a capacidade de auto-adensabilidade do CAA é regida de forma simultânea pela deformabilidade e resistência à segregação. A deformabilidade depende, essencialmente, de uma tensão mínima necessária para que o concreto flua, o qual se caracteriza por uma tensão cortante limite ( $\tau_0$ ), e de uma moderada viscosidade, que impede o contato entre os agregados evitando o bloqueio, caracterizada pela viscosidade plástica ( $\mu_p$ ). A resistência à segregação que representa a estabilidade da mistura, depende da moderada viscosidade plástica. Tais características descrevem o comportamento reológico dos concretos frescos (convencionais e auto-adensáveis) que correspondem, em primeira aproximação, ao modelo plástico de Bingham (TATTERSALL & BANFILL, 1983).

Para definir o comportamento reológico de um fluido se recorre a um diagrama denominado curva de fluxo (ZERBINO *et al.*, 2006). A curva de fluidez descreve a relação entre a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) e a taxa de cisalhamento ( $d\gamma/dt = \dot{\gamma}$ ) de um determinado fluido. Na Figura 2.3 é apresentada a curva de fluxo que descreve o comportamento do material no modelo de Bingham.

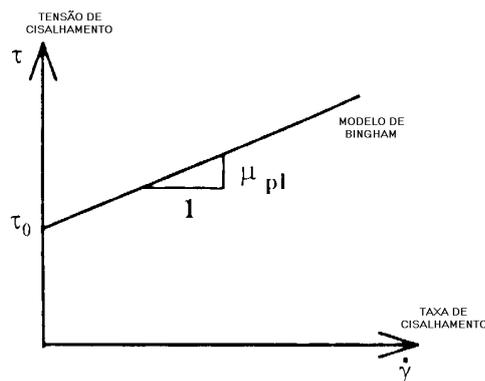


Figura 2.3 – Curva de fluxo do modelo de Bingham.

De acordo com o modelo de Bingham, a tensão de cisalhamento mínima, que caracteriza a tensão a partir da qual o concreto começa a fluir, e a viscosidade plástica ( $\mu_p$ ), que caracteriza a viscosidade e a coesão da mistura, são relacionadas conforme Equação 2.1 (TATTERSALL & BANFILL, 1983; GOMES, 2002; REINHARDT & WÜSTHOLZ, 2006).

$$\tau = \tau_0 + \mu_p \cdot \dot{\gamma} \quad 2.1$$

Segundo ZERBINO *et al.* (2006), o CAA possui tensão limite  $\tau_0$  quase nula e uma viscosidade suficiente para garantir o transporte, preenchimento e adensamento do concreto sem que ocorra segregação. GOMES (2002) cita que os parâmetros reológicos do CAA diferem daqueles do concreto convencional: a tensão de escoamento é muito menor e a viscosidade plástica é muito maior.

OKAMURA e OUCHI (2003) observam que a alta viscosidade da pasta reduz a frequência de colisão entre as partículas de agregado graúdo, reduzindo, conseqüentemente, aumentos localizados da tensão interna quando o CAA estiver fluindo, principalmente próximo à obstáculos, conforme é esquematizado na Figura 2.4.

Alguns estudos têm verificado que a energia necessária para o concreto fluir é consumida pelo aumento da tensão interna, resultando no bloqueio do agregado.

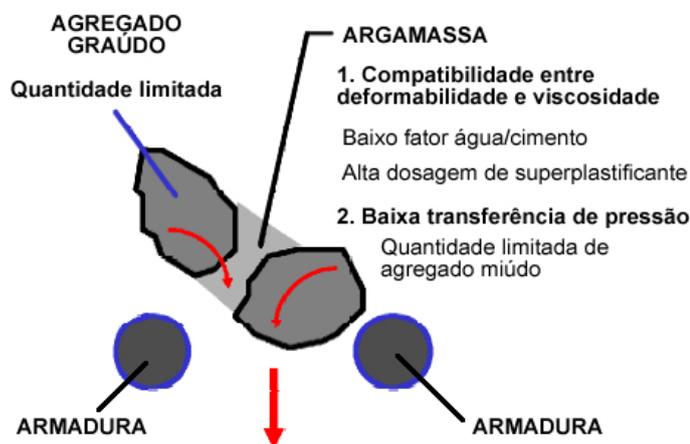


Figura 2.4 – Mecanismo para obtenção da auto-adensabilidade (Fonte: OKAMURA & OUCHI, 2003, adaptado).

### 2.2.2. Ensaios de auto-adensabilidade

A estabilidade ou resistência à segregação, a capacidade de fluir entre obstáculos sem sofrer bloqueio, e a capacidade de preencher fôrmas, são consideradas propriedades do CAA no estado fresco. Essas propriedades são verificadas através de ensaios específicos. Tais ensaios não se aplicam ao concreto convencional, pois o mesmo não apresenta as mesmas características do CAA no estado fresco (LISBÔA, 2004).

Apesar dos estudos reológicos permitirem compreender o comportamento do CAA, favorecendo uma dosagem racional desse concreto especial, os valores da tensão de corte  $\tau_0$  e da viscosidade plástica  $\mu_p$  são determinados através de equipamentos, como os reômetros e os viscosímetros, que possuem custo bastante elevado, tornando-os peças praticamente exclusivas à alguns poucos laboratórios de pesquisa. Devido a isso, os métodos de ensaio desenvolvidos para o CAA no estado fresco, além da fácil execução, utilizam, na sua grande maioria, equipamentos simples e de custo relativamente baixo, que procuram descrever o comportamento do CAA nas diversas situações práticas que geralmente são impostas ao concreto, quando da sua aplicação.

Na literatura diversos métodos de ensaios e procedimentos são propostos para avaliação das propriedades do CAA, alguns já são normatizados e usados no local de

aplicação do concreto. Outros foram confeccionados durante as pesquisas para avaliação do CAA, por vários autores, e propostos posteriormente como ensaios.

Tendo em vista a fácil execução e pelo fato da dosagem usada nesta pesquisa já ter sido submetida, em estudos anteriores, a diversos testes que comprovaram as propriedades auto-adensáveis da mistura (CAVALCANTI, 2006), neste trabalho, apenas o ensaio de espalhamento e o teste de auto-adensabilidade serão utilizados para avaliar o comportamento do CAA no estado fresco. Sendo assim, esses testes receberão uma maior abordagem, os demais ensaios serão citados como forma de observar as características do CAA que cada um se propõe a avaliar. Os ensaios mais comumente usados e citados na literatura serão mostrados a seguir.

— Ensaio de espalhamento (*slump-flow test*)

Padronizado no Japão (JSCE-F503, 1990), o teste de espalhamento consiste em preencher o cone de Abrams com concreto, sem compactação mecânica, em seguida levantá-lo, lentamente, deixando o concreto se estender em forma aproximadamente circular. A média de duas medidas perpendiculares ( $d_1$  e  $d_2$ ) do concreto espraído resulta no valor do parâmetro de extensão final do fluxo ( $D_f$ ). O tempo medido em segundos, para o concreto alcançar um diâmetro de 50 cm, é chamado de  $T_{50}$ . O ensaio é usado para verificar a capacidade de preenchimento do CAA e está diretamente relacionado com a sua fluidez para baixos níveis de tensão. É o ensaio mais utilizado em laboratório e no local da construção pela sua facilidade de execução, rapidez e por usar o cone de Abrams, que já é um equipamento bastante utilizado em concretos convencionais. Na Figura 2.5 apresenta-se a ilustração do ensaio.

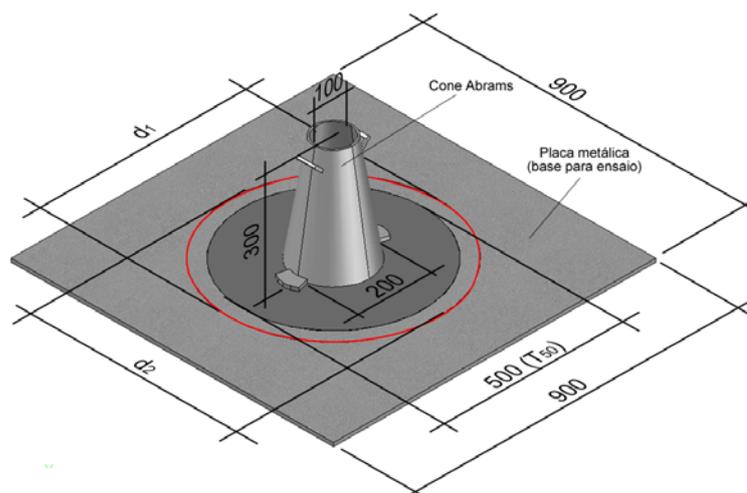


Figura 2.5 – Ensaio de espalhamento (dimensões em mm).

— Teste de auto-adensabilidade (*Self-compactability test*)

Em estruturas de concreto moldadas com CAA, o grau de compactação do concreto da estrutura depende principalmente da auto-adensabilidade desse, onde no caso de um material com auto-adensabilidade insuficiente, o adensamento não pode ser compensado por métodos construtivos convencionais (OUCHI, 1999). Assim, a auto-compactabilidade do concreto pode ser verificada em todo o volume de CAA, imediatamente antes do seu lançamento na fôrma. Apesar dos métodos de ensaio convencionais para CAA exigirem amostras, seria extremamente trabalhoso se tais ensaios de aceitação de auto-adensabilidade fossem executados em todo o volume de CAA. Um teste de aceitação adequado para auto-adensabilidade do concreto foi desenvolvido por OUCHI, em OZAWA e OUCHI (1999), onde, no canteiro de obras, um aparato é instalado entre o caminhão betoneira e a bomba, fazendo com que todo o concreto que saia do caminhão seja avaliado antes do bombeamento, conforme Figura 2.6. Se o concreto fluir através do aparato, esse é considerado auto-adensável para a estrutura. Se ocorrer o bloqueio do concreto no equipamento do teste, o concreto é considerado como tendo auto-adensabilidade insuficiente e a dosagem deve ser ajustada (OKAMURA & OUCHI, 2003).



Figura 2.6 – Verificação da auto-adensabilidade do concreto no canteiro de obras  
(Fonte: OKAMURA & OUCHI, 2003).

Para que fosse possível utilizar esse teste em laboratório, foi confeccionado um equipamento com os mesmos princípios do aparato idealizado por OUCHI, porém em uma escala reduzida, como é apresentado na Figura 2.7. Além da avaliação da capacidade de passagem por obstáculos, o teste de auto-adensabilidade ainda possibilita a verificação da ocorrência de segregação dos componentes da mistura do CAA, principalmente entre o agregado graúdo e a argamassa.

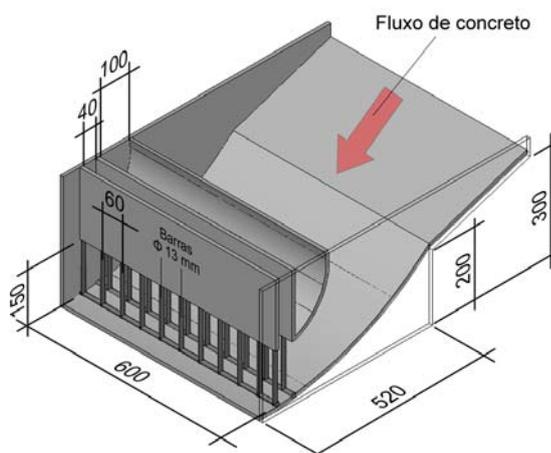


Figura 2.7 – Equipamento do teste de auto-adensabilidade para uso no laboratório  
(dimensões em mm).

Outras configurações para esse teste podem ser encontradas no *Third International RILEM Symposium* (Terceiro Simpósio Internacional da RILEM).

Alguns outros ensaios também são citados na literatura para avaliação das propriedades do CAA no estado fresco, conforme são apresentados a seguir.

— Ensaio do Funil-V (*V-funnel test*)

O ensaio do Funil-V foi desenvolvido na Universidade de Tóquio e simula a capacidade de passagem do CAA através do estreitamento de uma seção, apenas sob a ação do seu próprio peso. Além de dar uma indicação da capacidade de preenchimento do CAA, esse ensaio também é usado para verificar a presença de segregação, quando o concreto é impedido de escorrer pela saída do funil. O esquema do equipamento utilizado no ensaio é mostrado na Figura 2.8a.

— Ensaio da Caixa-L (*L-Box test*)

O ensaio com a Caixa-L foi utilizado por PETERSON *et al.* (1996), SEDRAN e DE LARRARD (1999) e por BARTOS e GRAUERS (1999). O ensaio da Caixa-L objetiva avaliar a capacidade de passagem do CAA, verificando se o concreto sob a força do seu peso próprio consegue passar por obstáculos, como por exemplo, armaduras, sem que ocorra bloqueio, conforme Figura 2.8b.

— Ensaio da Caixa-U (*U-Box test*)

Desenvolvido pela *Technology Research Centre of the Taisei Corporation in Japan*, o ensaio da Caixa-U consiste em preencher com CAA no estado fresco, o compartimento da esquerda do aparato, com a porta de passagem fechada. Então, a porta deslizante é aberta, fazendo com que o concreto escoe através das armaduras para o outro compartimento. Medem-se as alturas  $R_1$  e  $R_2$ , respectivamente, a altura do material que ficou no compartimento da esquerda e a altura de material no compartimento da direita, como apresentado na Figura 2.8c. A auto-adensabilidade do CAA é avaliada através da diferença entre as duas alturas  $R_1-R_2$ . A Caixa-U serve para medir a fluidez e a habilidade do CAA passar por obstáculos sem segregar.

— Ensaio do Anel-J (*J-Ring test*)

GROTH e NEMEGER (1999) propuseram uma combinação do ensaio de espalhamento com um anel, denominado Anel-J, que consiste em um anel de armaduras igualmente espaçadas de acordo com a situação de aplicação do CAA, a fim de analisar o risco de bloqueio do concreto. Esse teste também pode ser utilizado para verificar a

resistência à segregação do CAA (SCHUTTER, 2005). O esquema da combinação do Anel-J com o ensaio de espalhamento é apresentado na Figura 2.8d.

— Ensaio Orimet

O ensaio Orimet foi desenvolvido por Bartos em 1978 (BARTOS, 1992). Esse teste verifica a fluidez do material, e pode verificar a sua habilidade de passar por obstáculos sem segregar, caso sejam colocadas duas barras perpendiculares de 10 mm, dispostas numa seção transversal do equipamento, próxima à passagem inferior (Figura 2.8e). Também é possível a realização do Orimet em conjunto com o Anel-J (Figura 2.8f), desprezando-se a necessidade das barras perpendiculares na saída.

Devido à carência de equipamentos de ensaio para caracterizar a resistência à segregação do CAA, alguns equipamentos foram criados e usados em recentes pesquisas, tais como o Tubo-U de GOMES (2002) e a Coluna de ROONEY (2002), esquematizados, respectivamente, na Figura 2.9a e Figura 2.9b. Através deles, foram obtidos resultados mais confiáveis nas análises de tal característica (LISBÔA, 2004).

A relação que existe entre os parâmetros de alguns ensaios de auto-adsensabilidade com os parâmetros reológicos de viscosidade ( $\mu_p$ ) e tensão de escoamento ( $\tau_0$ ), obtidos em equipamentos sofisticados, é comprovada em diferentes estudos: SEDRAN e DE LARRARD (1999), comprovaram que o  $T_{50}$  tem uma relação com a viscosidade do concreto, e o diâmetro final de espalhamento  $D_f$  tem uma relação com a tensão de escoamento. Outros autores, NIELSSON & WALLEWICK (2003) e ZERBINO *et al.* (2006), confirmam essas tendências e acrescentam que o tempo de fluxo do ensaio do Funil-V ( $T_v$ ) também apresenta uma boa correlação com a viscosidade plástica. Também pode ser citado o trabalho de NGUYEN *et al.* (2006), que propôs o cálculo da tensão de corte do CAA a partir de expressões matemáticas que relacionam os resultados do ensaio da Caixa-L ( $H_1$  e  $H_2$ ) com a força da gravidade e a massa específica do concreto.

Na Tabela 2.1 são apresentados os valores recomendados na literatura, englobando diversos estudos, que asseguram o atendimento das características de auto-adsensabilidade do concreto, avaliadas através dos ensaios mais comumente utilizados.

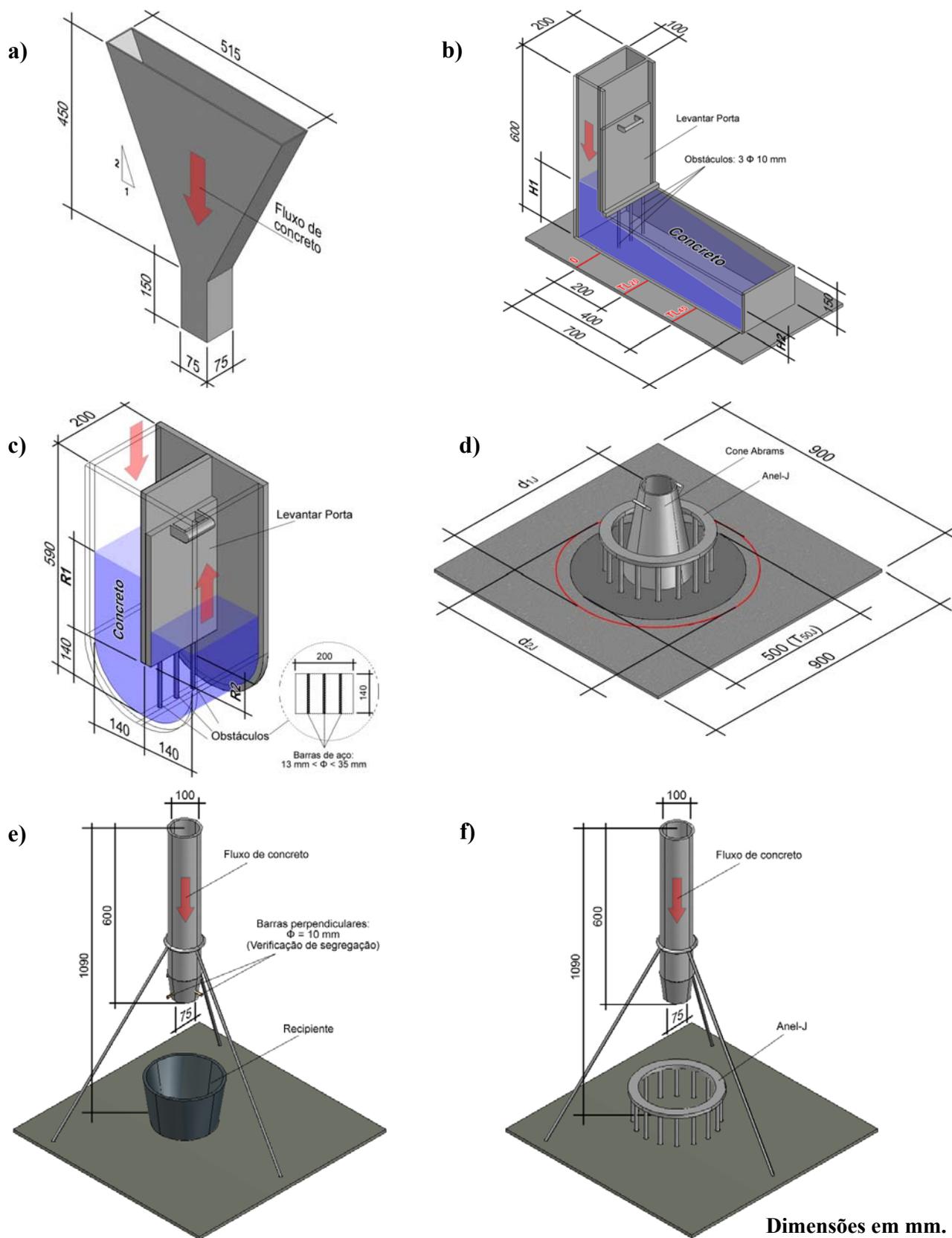


Figura 2.8 – a) Funil-V; b) Caixa-L; c) Caixa-U; d) Anel-J; e) Orimet; e f) Orimet com Anel-J.

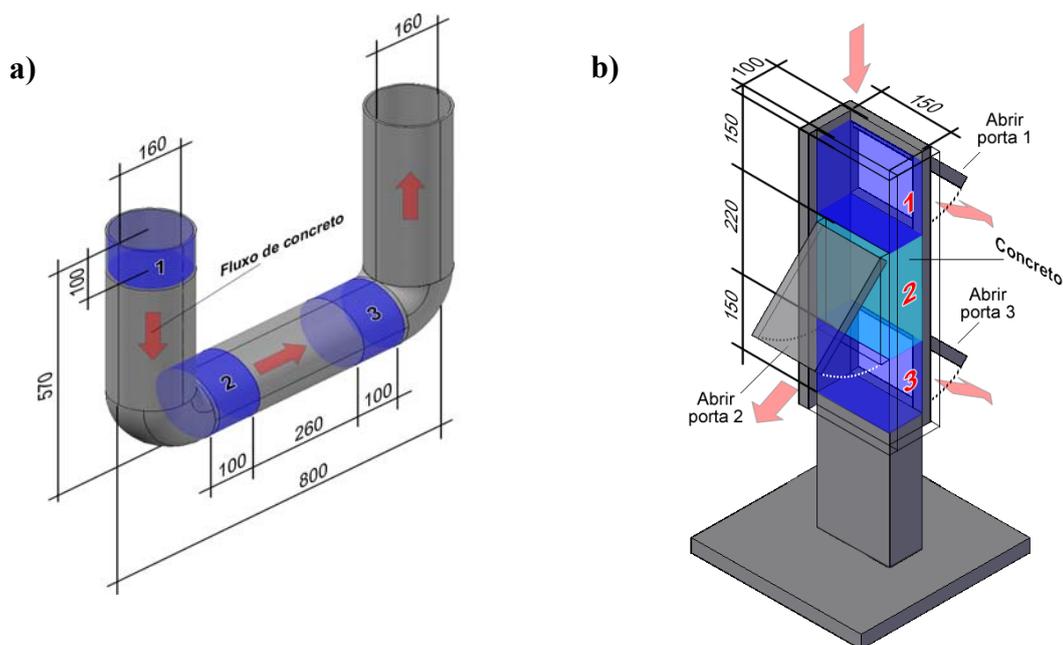


Figura 2.9 – a) Tubo-U; e b) Coluna de Rooney (dimensões em mm).

Tabela 2.1 – Faixas dos parâmetros que asseguram o auto-adensamento do concreto.

<i>Propriedades</i>	<i>Ensaio</i>	<i>Parâmetros</i>	<i>Faixa ideal</i>
Capacidade de preenchimento	Teste de espalhamento	$D_F$	60 a 75 cm
		$T_{50}$	3 a 7 s
	Funil-V	$T_V$	6 a 13 s
	Orimet	$T_O$	0 a 5 s
Capacidade de passagem	Caixa-L	$T_{L20}$	$\leq 2$ s
		$T_{L40}$	$\leq 4$ s
		$RB = H_2 / H_1$	$\geq 0,80$
	Anel-J	$BS_J$	0 a 10 mm
	Caixa-U	$R_1 - R_2$	0 a 30 mm
Estabilidade à segregação	Tubo-U	$RS = M_1/M_2$	$\geq 0,90$
	Funil-V após 5 minutos	$T_{V, 5min}$	$> 3$ s

### 2.2.3. Materiais

Além dos quatro componentes básicos do concreto convencional, o CAA é um concreto que apresenta na sua composição materiais como, aditivos e adições. Devido às características do CAA e aos parâmetros a serem atendidos no estado fresco, é exigido muito critério, tanto na escolha, como no controle dos materiais e, sempre que possível, optar por aqueles de maior disponibilidade na região, como forma de reduzir os custos de produção.

#### — Cimento

Todos os cimentos do tipo Portland, de acordo com as especificações de normas técnicas locais, podem ser usados na produção do CAA. A escolha correta do tipo de cimento normalmente é dependente das exigências específicas de cada aplicação.

Vários autores recomendam que a quantidade de cimento do CAA deva estar em torno de 200 a 450 kg/m<sup>3</sup>, dependendo da utilização de adições reativas ou inertes. Cuidados adicionais têm sido adotados quando a dosagem ultrapassa os 500 kg/m<sup>3</sup>, em decorrência dos possíveis problemas de retração. Para dosagens inferiores a 300 kg/m<sup>3</sup> de cimento, a inclusão de outro material cimentício deve ser assegurada, tais como cinza volante, escória de alto-forno, etc.. Alguns estudos têm constatado que cimentos contendo mais de 10% de C<sub>3</sub>A podem causar problemas de baixa trabalhabilidade.

#### — Agregados

Em geral os agregados empregados no CAA devem atender às mesmas exigências normativas de quando são usados no concreto convencional. É recomendado que as partículas menores que 0,125 mm sejam consideradas como fazendo parte do conteúdo de finos da mistura, pois influenciam no comportamento reológico do CAA. A dimensão máxima característica dos agregados graúdos normalmente utilizados no CAA é de 20 mm, porém, dimensões máximas de 40 mm já foram utilizadas em aplicações de CAA (OKAMURA, 1997). Além da dimensão máxima do agregado, a forma e a distribuição granulométrica são bastante importantes e afetam a compactação e o índice de vazios do concreto.

O CAA deve possuir um baixo volume de agregado graúdo, entre 28 e 35% do volume de concreto, e uma relação de peso agregado graúdo/concreto de 32 a 40%, com

consumos aproximados de 750 a 920 kg/m<sup>3</sup>. O volume comum de agregado miúdo varia entre 40 e 50% do volume de argamassa, com consumos aproximados de 710 a 900 kg/m<sup>3</sup>. Vale ressaltar a importância do controle da umidade e absorção de água dos agregados como forma de manutenção da qualidade do CAA.

#### — Aditivos

Os aditivos utilizados no CAA deverão atender as exigências normativas disponíveis em cada país. Os aditivos superplastificantes e os modificadores de viscosidade são os mais utilizados, outros, como os incorporadores de ar, têm sua utilização em CAA mais restrita.

Aditivos superplastificantes – Os superplastificantes são uma categoria especial de agentes redutores de água, que são formulados a partir de materiais que permitem reduções de água muito superiores, ou trabalhabilidade extrema dos concretos nos quais são incorporados. Geralmente, são empregados na produção de concretos de alto-desempenho, particularmente, quando é exigida alta fluidez com baixa relação água/cimento. Os materiais originalmente desenvolvidos como a base para os superplastificantes, nos anos 60, foram o sulfonado de naftaleno-formaldeído (SNF) e o sulfonado de melamina-formaldeído (SMF). Atualmente, os mais utilizados são os produtos a base de poliacrilato, como os aditivos superplastificantes policarboxílicos de 3ª geração. A utilização do superplastificante no CAA é inevitável, seu uso é responsável por uma das principais propriedades do CAA, a fluidez. Sem o superplastificante seria impossível pensar em concreto auto-adensável. No mercado nacional são inúmeros os tipos e as marcas existentes, além dos novos que surgem a cada dia direcionado especificamente para CAA.

Aditivos modificadores de viscosidade – Também conhecido como aditivo *anti-washout*, ou agente espessante, tem sua composição dividida em três grupos: 1 – sintéticos solúveis em água e polímeros orgânicos naturais; 2 – emulsões acrílicas; 3 – à base de polissacarídeos naturais solúveis em água, copolímeros de estireno com grupos carboxílicos e polieletrólitos sintéticos. Seu mecanismo de ação no concreto é aumentar a coesão da mistura, melhorando a estabilidade e mobilidade do concreto. A

adição do agente de viscosidade afeta a fase aquosa da pasta de cimento, onde cadeias de polímeros solúveis em água podem absorver alguma água livre no sistema, reforçando a viscosidade da pasta de cimento. Como resultado, menos água livre estará sujeita à exsudação. O reforço da viscosidade da pasta de cimento pode também melhorar a capacidade da pasta de suspender partículas sólidas, reduzindo a sedimentação.

#### — Adições

Devida às exigências do CAA no estado fresco, adições inertes e reativas são comumente usadas para melhorar e manter a coesão e resistência à segregação. As adições também regulam a quantidade de cimento no sentido de reduzir o calor de hidratação e a retração (EFNARC, 2005).

De acordo com CAVALCANTI (2006), as adições podem ser classificadas como predominantemente inertes (API) ou predominantemente reativas (APR), de acordo com a sua ação no concreto. As APR contribuem para a formação dos hidratos, como: cinza volante, cinza da casca de arroz, escória de alto-forno, sílica ativa e metacaulin. Já as API provocam uma ação física, proporcionando uma estrutura com maior compacidade. Alguns exemplos são os fileres de calcário, quartzo, e o resíduo do beneficiamento de mármore e granito (RBMG).

Segundo a EFNARC (2005), as adições são classificadas de acordo com suas capacidades reativas com a água, conforme Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Classificação das adições (EFNARC, 2005, adaptado).

<b>TIPO I</b>	Inertes ou semi-inertes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fileres de agregados (calcários, dolomíticos ou graníticos);</li> <li>• Pigmentos.</li> </ul>
<b>TIPO II</b>	Pozolânicas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cinza volante, conforme a EN 450-1;</li> <li>• Sílica ativa, conforme a EN 13263-1.</li> </ul>
	Hidráulicas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Escória de alto-forno.</li> </ul>

#### — Água

Apesar de a água ser o material que exige um controle de qualidade menos rigoroso, entre todos os componentes do concreto, é certamente o parâmetro mais importante no controle das propriedades do concreto fresco e endurecido. A quantidade

de água de uma mistura depende de vários fatores, tais como: propriedades dos agregados, quantidade de água necessária para hidratação do cimento, quantidade total de partículas finas na mistura, uso de adições ou aditivos, e assim por diante. Além disso, depende do tipo de concreto, ou seja, para concretos de alto-desempenho, geralmente a relação água/cimento (a/c) está na faixa de 0,4, já para concretos convencionais, está na faixa de 0,6.

As propriedades de fluxo do concreto fresco são altamente influenciadas pela relação a/c. Um aumento na relação a/c, produz uma redução na viscosidade plástica e na resistência de fluxo. Uma baixa relação a/c e o uso de superplastificantes produzem concretos com alta viscosidade (BEAUPRÉ & MINDESS, 1998).

#### **2.2.4. Propriedades no estado endurecido**

Apesar dos diversos trabalhos desenvolvidos, desde a introdução do CAA na indústria da construção no início dos anos 90, relacionados com a obtenção e avaliação das propriedades no estado fresco, são as propriedades no estado endurecido que se apresentam como de importância primordial para os projetistas estruturais (DOMONE, 2007). Segundo GOMES *et al.* (2006), como os benefícios do CAA estão comumente direcionados ao estado fresco, suas propriedades no estado endurecido têm sido menos discutidas, porém, alguns estudos têm constatado o alcance de resistências superiores do CAA comparadas com a dos concretos convencionais.

O concreto auto-adensável e o concreto convencional de equivalentes resistências à compressão têm propriedades comparáveis no estado endurecido, se existirem diferenças, essas são geralmente cobertas pela adoção de coeficientes de segurança nos quais as normas de projeto são baseadas (EFNARC, 2005). HOLSCHEMACHER e KLUG (2002) mencionam que as razões para possíveis diferenças nas propriedades no estado endurecido entre o CAA e o concreto convencional se devem à melhor microestrutura e homogeneidade do CAA, e ao maior volume de materiais ultrafinos e utilização de aditivos.

DOMONE (2007) cita que alguns dados de resistência, como de compressão, tração, etc., têm sido obtidos rotineiramente durante o desenvolvimento de estudos de dosagem do CAA, enquanto outras propriedades, como módulo de elasticidade,

retração, fluência, aderência ao aço e durabilidade têm, freqüentemente, sido o objeto de investigações mais específicas.

— Resistência à compressão

Para o alcance de combinações adequadas entre alta fluidez e estabilidade (ou, em termos reológicos, baixa tensão de corte e moderada viscosidade plástica), o CAA exige um elevado volume de finos, com relação água/finos relativamente baixa e quantidade significativa de aditivo superplastificante (algumas vezes complementado por agentes modificadores de viscosidade). Geralmente, na composição do CAA, os finos são constituídos da combinação entre o cimento Portland e uma ou mais adições como, o filler calcário, cinza volante, escória de alto-forno e/ou sílica ativa, possibilitando assim, que a resistência tenda a ser governada mais significativamente pelo tipo e proporção dos finos adicionados do que pela relação água/finos (DOMONE, 2007).

HOLSCHEMACHER e KLUG (2002) concluíram pela observação da base de dados utilizada em seu estudo que, após os 28 dias, as resistências à compressão do CAA e do concreto convencional não apresentaram diferença significativa entre si. Porém, em alguns casos isolados, para a mesma relação água/cimento o CAA apresentou resistências à compressão sensivelmente superiores, apesar de que, segundo os autores, atualmente, não há pesquisas suficientes que resultem em conclusões generalizadas desse fato.

Em seu estudo, GOMES *et al.* (2006), através da observação de resultados de resistências à compressão do CAA em pesquisas de diversos autores, comparados com curvas de evolução da resistência à compressão para concretos convencionais, propostas por HELENE (1993) e CEB-FIP (1993), concluíram que a evolução da resistência à compressão do CAA pode obedecer às formulações sugeridas para concreto convencional.

— Resistência à tração

Segundo HOLSCHEMACHER e KLUG (2002), todos os parâmetros que influenciam nas características da microestrutura da matriz cimentícia e da zona interfacial de transição (ZIT) são de importância decisiva no que diz respeito ao comportamento à tração. Os autores relatam em seu estudo que maioria dos valores

pesquisados de resistência à tração medidos em CAA está dentro da faixa válida para concretos normais vibrados, de mesma resistência à compressão, especificada pelo CEB-FIP (1993). Porém, cerca de 30% dos dados de resistência à tração do CAA, colhidos por HOLSCHEMACHER e KLUG (2002), encontram-se fora dessa faixa por apresentarem valores superiores.

De acordo com o estudo de GOMES *et al.* (2006), onde foram utilizados dados de resistência obtidos por diversos autores, a relação entre as resistências médias de tração e compressão ( $f_t/f_c$ ) do CAA, variou entre 8,3% e 11%. Tais porcentagens apresentaram-se pouco superiores às relações  $f_t/f_c$ , encontradas na literatura, para concretos convencionais, que estão entre 7% e 10%. Já no estudo de DOMONE (2007), tal relação para o CAA obedeceu, aproximadamente, à curva dada no CEB-FIP (1993).

#### — Módulo de elasticidade

Devido ao CAA possuir um maior volume de pasta, em comparação com o concreto tradicional vibrado, algumas diferenças devem ser esperadas e o valor do módulo de elasticidade do CAA pode ser menor. Porém, isto deve ser adequadamente coberto pela adoção de coeficientes de segurança das normas de estruturas de concreto (EFNARC, 2005).

HOLSCHEMACHER e KLUG (2002) mostraram através da análise de dados obtidos por diversos autores, que o módulo de elasticidade do CAA pode ser 20% menor comparado ao do concreto convencional vibrado de mesma resistência à compressão e feito dos mesmos agregados. Porém, tais valores de módulo de elasticidade do CAA ainda encontraram-se dentro da faixa especificada pelo CEB-FIP (1993).

Segundo GOMES *et al.* (2006), existem algumas controvérsias em relação ao módulo de elasticidade do CAA. Alguns trabalhos têm constatado uma diminuição do valor do módulo do CAA, em comparação com o do concreto convencional, como no estudo de KLUG (2003), enquanto outros autores não observam diferença entre os valores, como por exemplo, no trabalho de PERSSON (2001).

De acordo com BRAMESHUBER e UEBACHS<sup>2</sup> *apud* HAMEED (2005), têm sido encontrados valores quase idênticos entre o módulo de elasticidade do CAA e aquele do concreto convencional, produzidos com os mesmos agregados. Segundo os autores, apesar de existir um maior volume de pasta no CAA, a elasticidade permanece inalterada devido ao empacotamento mais denso das partículas.

### 2.3. Flexão e força cortante em vigas de concreto armado

Em estruturas usuais de concreto, principalmente em vigas, uma situação comum de sollicitação é a atuação simultânea do momento fletor e da força cortante, gerados pelas cargas aplicadas e pelo próprio peso do elemento. Devido a isso, são previstas na etapa de dimensionamento de tais estruturas, armaduras longitudinais e transversais, para combaterem, respectivamente, os esforços de flexão e cisalhamento atuantes.

No início do século passado, os pesquisadores Leonhardt e Walther realizaram estudos na Alemanha sobre o comportamento de vigas de concreto armado, consistindo em uma viga biapoiada, armada longitudinal e transversalmente, submetida a duas cargas concentradas de mesma intensidade  $F$  e equidistantes dos apoios, conforme Figura 2.10a. Os resultados desses estudos comprovaram, experimentalmente, as idéias fundamentais da Teoria Clássica de Morsch e serviram de base para o desenvolvimento de normas técnicas para o cálculo de estruturas de concreto (SÜSSEKIND, 1985; ROCHA *et al.*, 2004). O arranjo adotado por Leonhardt e Walther no carregamento da viga ficou conhecido como ensaio de Stuttgart.

Quando a força  $F$  for pequena, o concreto resistirá aos esforços de tração desenvolvidos na alma da viga, dando origem, portanto, no Estádio I (concreto não fissurado), às tensões principais inclinadas  $\sigma_I$  e  $\sigma_{II}$ , as quais podem ser calculadas a partir das tensões  $\sigma_x$  e das tensões de cisalhamento  $\tau$  (Figura 2.10b e Figura 2.10c).

Os valores de  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau$  são apenas as componentes, em relação aos eixos x-y, das tensões principais  $\sigma_I$  e  $\sigma_{II}$ , sendo, unicamente essas últimas as que importam para o comportamento estrutural do elemento.

---

<sup>2</sup> BRAMESHUBER, W.; UEBACHS, S. Self-Compacting Concrete – Application in Germany. In: **6th International Symposium on High Strength/High Performance Concrete**, Leipzig, June, 2002. pp. 1503-1514.

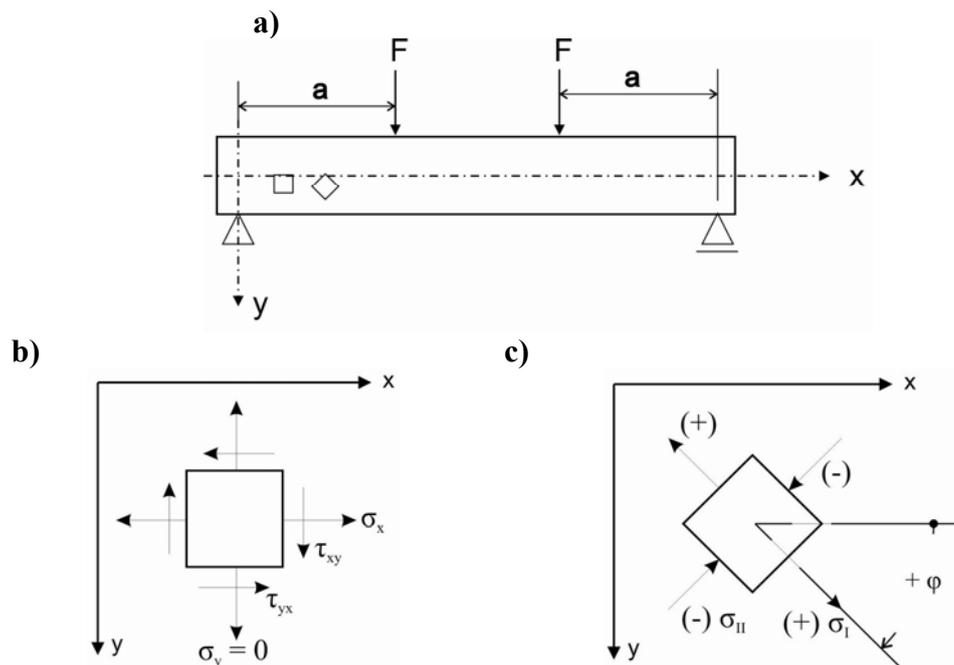


Figura 2.10 – a) Esquemática do ensaio de Stuttgart; b) e c) Determinação das tensões e do ângulo de inclinação  $\phi$ , para um estado duplo de tensões (Fonte: LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

LEONHARDT e MÖNNIG (1977) citam que as tensões principais  $\sigma_I$  e  $\sigma_{II}$  não podem ser determinadas com precisão, através das formulações dadas pela Resistência dos Materiais, nas regiões onde são aplicadas forças concentradas de grande intensidade, como por exemplo, nos apoios. Nessas regiões de comprimento  $x \approx d$ , também conhecidas como “regiões de perturbação de St. Venant”, devem ser adotadas as funções de tensão da teoria das chapas. A trajetória das tensões principais desenvolvidas na alma da viga de concreto, na situação não fissurada, é apresentada na Figura 2.11.

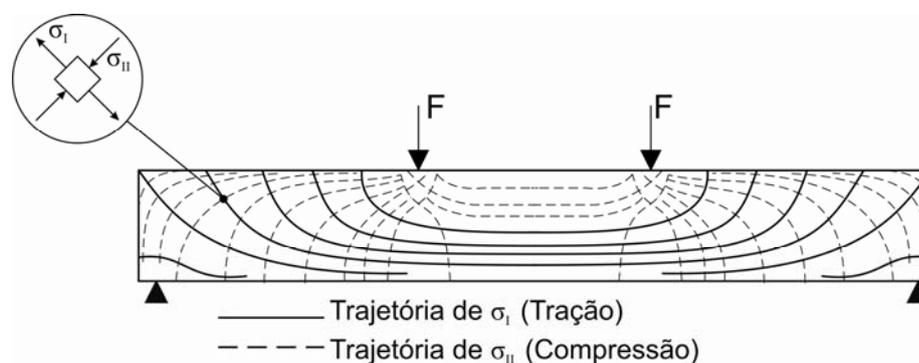


Figura 2.11 – Trajetória das tensões principais (Estádio I).

Com o aumento da força  $F$ , a uma intensidade tal que ultrapasse o limite da capacidade resistente do concreto à tração, as primeiras fissuras verticais começam a surgir na região central da viga, e então, as armaduras longitudinais, inseridas no elemento, passam a combater os esforços desenvolvidos entre as seções das fissuras. Com o início da fissuração de uma determinada seção, a mesma passa do Estádio de deformação I para o Estádio II, onde as fissuras verticais de flexão se desenvolvem no sentido da região comprimida da seção, elevando assim a posição da linha neutra e aumentando a tensão na armadura longitudinal.

No início do estágio de fissuração, apesar do concreto da região central da viga estar no Estádio II, o concreto nas regiões extremas da peça ainda encontra-se no Estádio I, de acordo como é ilustrado na Figura 2.12a. Continuando o aumento do carregamento, no trecho entre carga e apoio também começam a surgir fissuras (Figura 2.12b), sendo essas, por sua vez, inclinadas (fissuras de cisalhamento) devido à trajetória das tensões principais, ou seja, aproximadamente perpendiculares à direção das tensões principais de tração  $\sigma_I$  e na direção das tensões principais de compressão  $\sigma_{II}$ . As tensões de tração desenvolvidas entre as faces das fissuras de cisalhamento são resistidas pelos estribos, ou barras dobradas, inseridos na peça.

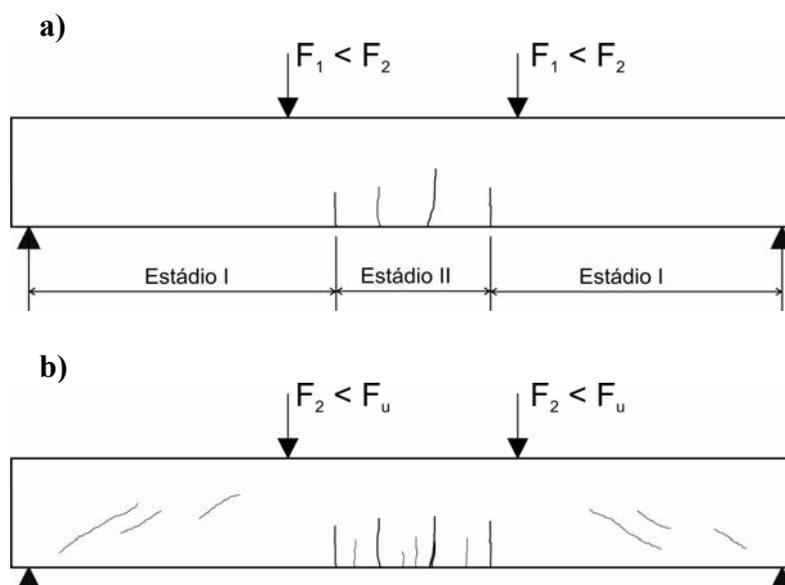


Figura 2.12 – a) Início do estágio de fissuração (fissuras verticais de flexão pura);  
b) Formação de fissuras inclinadas (fissuras de cisalhamento).

Com o aumento progressivo da carga  $F$ , até o colapso ( $F_u$ ), toda a viga é forçada a trabalhar fissurada, com exceção de regiões muito pequenas, próximas aos apoios, conforme Figura 2.13.

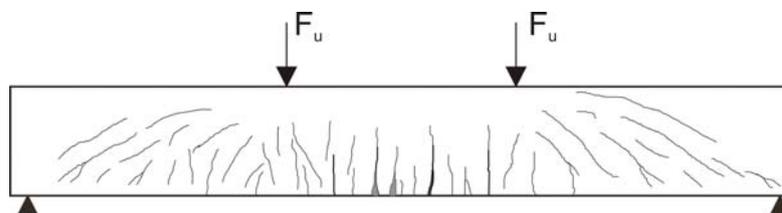


Figura 2.13 – Esquema da configuração de fissuração da viga na ruptura.

Conforme a situação apresentada na Figura 2.12a, a região não fissurada encontra-se no Estádio I, enquanto a região central, com início de fissuração, está no Estádio II. Assim, as deformações e tensões, do aço e do concreto, desenvolvidas nas duas ocasiões da seção transversal (não fissurada e fissurada), podem ser ilustradas de acordo com a Figura 2.14a e Figura 2.14b. Vale salientar que essa representação esquemática do desenvolvimento de tensões e deformações na seção transversal da viga é válida para as hipóteses de perfeita aderência entre aço e concreto e da manutenção da forma plana da seção transversal.

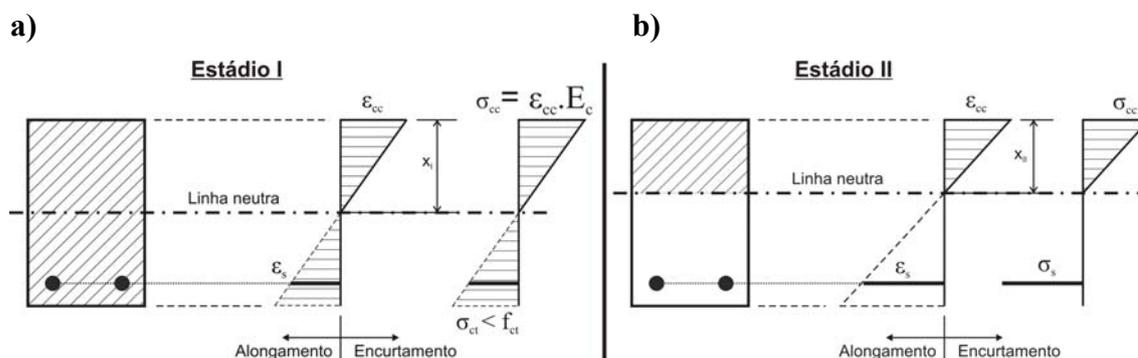


Figura 2.14 – Deformações e tensões nas seções transversais da viga nos Estádios I (a) e II (b).

O Estádio II inicia com a transferência das tensões de tração do concreto para o aço, no momento do surgimento das fissuras, e termina com o início da plastificação do concreto da região comprimida. A partir desse ponto, a seção entra no Estádio III de deformações e tensões, com o concreto comprimido plastificado e na iminência de ruptura. No Estádio III o diagrama de tensões é considerado com a forma parabólica-

retângular. Os diagramas de deformações e tensões da seção no Estádio III são apresentados na Figura 2.15. É nesse Estádio que é feito o dimensionamento dos elementos de concreto armado.

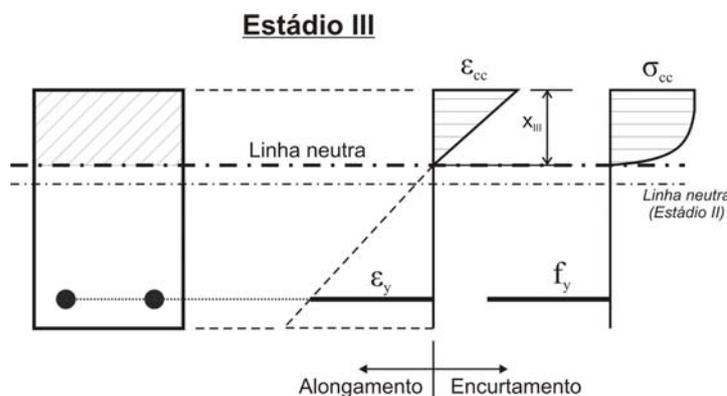


Figura 2.15 – Diagramas de deformações e tensões da seção transversal no Estádio III.

### 2.3.1. Arranjo das armaduras

Segundo MARINS *et al.* (2001), o concreto armado é um material composto, obtido da união entre concreto e aço (armadura), cujo princípio básico é que o último supra à deficiência à tração do primeiro. Para isso, a armadura deve ser posicionada de modo a “costurar” as fissuras de tração e, quando possível, paralelamente às tensões de tração. As trajetórias de tensões de tração (Figura 2.11) sugerem os seguintes arranjos práticos de armadura (MARINS *et al.*, 2001), conforme são apresentados na Figura 2.16.

De acordo com MARINS *et al.* (2001), apesar do arranjo de armadura mostrado na Figura 2.16a, aparentemente, apresentar um melhor acompanhamento das trajetórias de tensões principais de tração, ensaios têm mostrado um bom comportamento do arranjo apresentado na Figura 2.16b, onde os estribos, com espaçamentos adequados entre si, têm a função de combater o esforço cortante, e a armadura longitudinal de resistir à tração produzida pela flexão. Além disso, o segundo arranjo constitui um esquema bastante prático e usual.

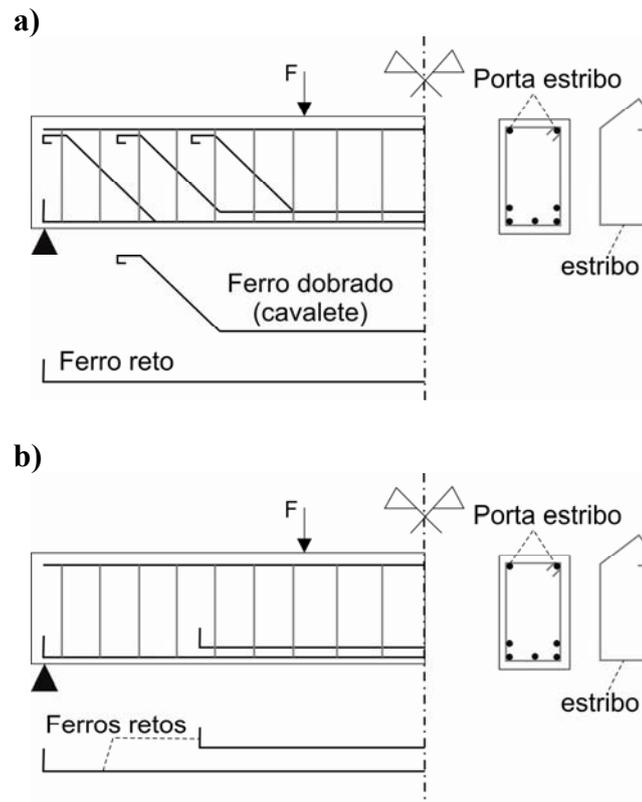
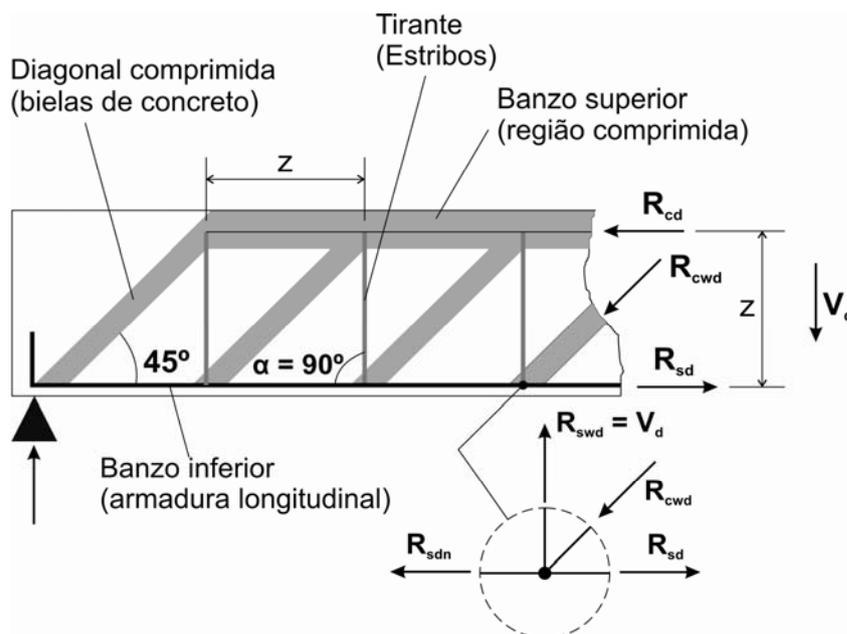


Figura 2.16 – Arranjos práticos de armaduras: a) armadura longitudinal (reta + dobrada) + armadura transversal (estribo); b) armadura longitudinal (reta) + armadura transversal (estribo) (Fonte: MARINS *et al.*, 2001).

### 2.3.2. Modelo de Treliça

No início do século XX, MÖRSCH e RITTER idealizaram o modelo clássico de treliça, onde foi feita uma analogia entre uma viga biapoiada fissurada e uma treliça, composta pelos seguintes elementos (PINHEIRO *et al.*, 2004), conforme Figura 2.17:

- banzo superior → região comprimida do concreto na parte superior da alma da viga;
- banzo inferior → armadura longitudinal;
- diagonais comprimidas → bielas de concreto entre as fissuras;
- diagonais tracionadas ou tirantes → armadura transversal (de cisalhamento).



$R_{cd}$  – resultante de compressão no banzo superior;

$R_{sd}$  – resultante de tração no banzo inferior;

$R_{sdn}$  – força nodal no banzo inferior;

$R_{cwd}$  – compressão nas bielas de concreto;

$R_{swd}$  – tração nos estribos;

$V_d$  – força cortante solicitante;

$z$  – braço de alavanca interno entre as resultantes  $R_{cd}$  e  $R_{sd}$ .

Figura 2.17 – Analogia de treliça idealizada por MÖRSCH e RITTER (para  $\alpha = 90^\circ$ ).

Supondo  $s$  o espaçamento entre estribos, cada tirante da treliça da Figura 2.17 corresponde à  $z/s$  estribos na viga real, o mesmo valendo para as diagonais comprimidas, com relação às bielas de concreto entre as fissuras.

Algumas considerações são feitas no modelo clássico de treliça, como: banzos paralelos entre si; bielas de compressão entre fissuras com inclinação de  $45^\circ$ ; treliça isostática, ou seja, não há engastamento nos nós; e armadura de cisalhamento com ângulo de inclinação  $\alpha$  entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$ . Porém, de acordo com PINHEIRO *et al.* (2004), resultados de ensaios têm comprovado imperfeições no modelo proposto por MÖRSCH e RITTER. Tais imperfeições devem-se, principalmente, ao fato de que a inclinação das fissuras é menor que  $45^\circ$ ; a treliça é altamente hiperestática; e os banzos não são paralelos, devido ao arqueamento do banzo comprimido nas regiões dos apoios. Por esta razão, para levar em conta as imprecisões verificadas, quando da utilização da analogia de treliça, devem ser introduzidas correções ao modelo.

A NBR 6118 (2003) apresenta dois modelos de cálculo para o dimensionamento da armadura transversal de cisalhamento. No Modelo I, admite-se que a inclinação  $\theta$  das diagonais de compressão, em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, é constante e vale  $45^\circ$ . Além disso, esse modelo também considera constante a parcela do esforço cortante resistido pelo concreto ( $V_c$ ). Já o Modelo II, considera diagonais de compressão inclinadas de  $\theta$ , em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, variando livremente entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ , admitindo ainda que  $V_c$  sofra redução com o aumento da força cortante solicitante. Em ambos os modelos, a inclinação  $\alpha$  da armadura transversal deve estar no intervalo de  $45^\circ$  a  $90^\circ$ .

Segundo CAMACHO (2004), nas vigas de concreto armado, o modelo de cálculo adotado pela NBR 6118 (2003) pressupõe a analogia de treliça de banzos paralelos de MÖRSH e RITTER, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos pela componente  $V_c$  (ver Equação 2.2), de acordo com a Figura 2.18.

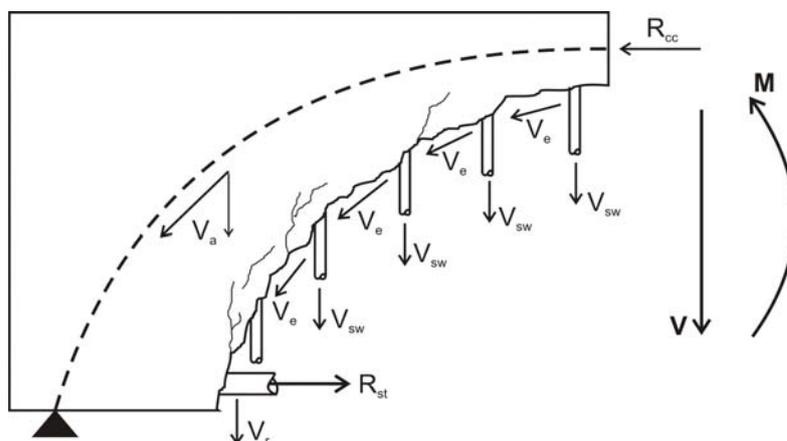


Figura 2.18 – Mecanismos internos resistentes da treliça (Fonte: CAMACHO, 2004).

Onde,  $V$  e  $M$  são, respectivamente, o esforço cortante e o momento fletor que atuam na seção transversal;  $R_{cc}$  é a resultante dos esforços de compressão atuantes na região comprimida da seção;  $R_{st}$  é a resultante dos esforços de tração absorvidos pela armadura longitudinal;  $V_{sw}$  é o esforço cortante absorvido pela armadura transversal;  $V_r$  é o esforço cortante absorvido pelo efeito de rebite da armadura de flexão (denominado por efeito Dowel, conforme Figura 2.19);  $V_e$  é o esforço cortante absorvido pelo

engrenamento dos agregados do concreto ao longo das fissuras; e  $V_a$  é a parcela do cortante que se direciona diretamente para os apoios pelo arqueamento de  $R_{cc}$ .

$$V_c \approx V_r + V_e + V_a$$

2.2

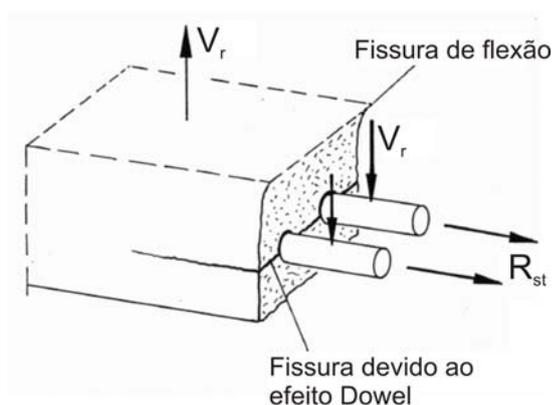


Figura 2.19 – Ação do efeito Dowel (Fonte: ZINK, 2000, adaptado).

### 2.3.3. Modos de ruptura

#### — Por flexão

Há alguns anos atrás a ruína dos elementos de concreto armado era considerada somente na ocorrência da ruptura do concreto, independentemente do escoamento ou não do aço inserido na peça (FUSCO, 1981). Posteriormente, foi verificado que o alongamento excessivo do aço causava fissuras no concreto com grandes aberturas, o que poderia provocar problemas relativos à corrosão das armaduras pela exposição dessas às possíveis substâncias deletérias presentes no ambiente onde a estrutura estava implantada.

A ruína por flexão de uma viga de concreto armado ocorre quando, pelo menos, um dos materiais, aço ou concreto, atinge seu limite de deformação, conforme os valores comumente encontrados em normas de estruturas de concreto e literatura técnica: alongamento último do aço de 10‰ e encurtamento último do concreto de 3,5‰ na flexão, e 2‰ na compressão simples.

Segundo PINHEIRO *et al.* (2004), a primeira situação é denominada de ruína por deformação plástica excessiva do aço, e a segunda de ruína por ruptura do concreto.

A forma de ruptura de um elemento de concreto armado está diretamente relacionada com o modo de desenvolvimento de tensões e deformações na seção transversal do mesmo. Na Figura 2.20 são apresentados os Domínios de estado limite último de uma seção transversal de um determinado elemento de concreto armado.

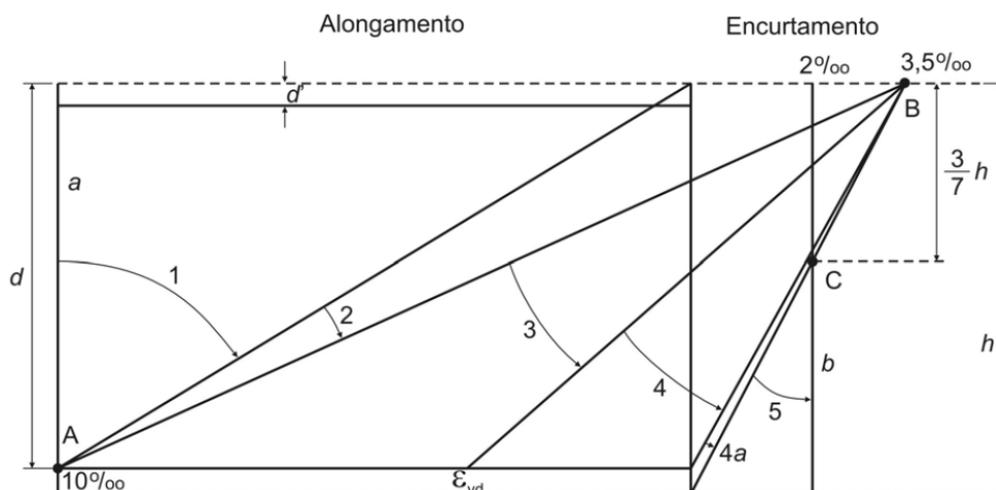


Figura 2.20 – Domínios de estado limite último de uma seção transversal  
(Fonte: NBR 6118, 2003)

### Deformação plástica excessiva do aço

Quando as tensões de tração atuantes na peça de concreto armado são capazes de produzir uma deformação específica de 10‰ na armadura principal inserida no concreto, é dito que tal elemento atingiu a deformação plástica excessiva do aço. LEONHARDT e MÖNNIG (1977) observam que a deformação plástica excessiva é anunciada através de fissuras e grande deformação (flecha).

As tensões que induzem deformações na armadura longitudinal podem ser provocadas por esforços tais como (PINHEIRO *et al.*, 2004): tração (uniforme ou não uniforme) e flexão (simples ou composta).

Esse modo de ruína pode ocorrer nas situações dos Domínios 1 e 2, conforme são representados na Figura 2.20.

No Domínio 1 o aço encontra-se com uma deformação específica constante de 10‰ e o concreto com uma deformação específica variando entre 10‰ e zero, com a linha neutra fora da seção e variando de  $-\infty$  a zero, indicando que toda a área encontra-se tracionada. No Domínio 1 é onde ocorre a situação de tração excêntrica, enquanto a *reta a* representa o caso de tração uniforme da seção.

Quando o aço da armadura apresenta uma deformação específica constante de 10‰ e o encurtamento do concreto da borda superior da seção variando entre zero e 3,5‰, com a linha neutra dentro da seção, indicando flexão simples ou composta, pode-se dizer que a seção está no Domínio II. Assim, como no Domínio II o concreto está trabalhando com uma variação de deformação de encurtamento menor do que o limite de 3,5‰, e o aço apresenta deformação de alongamento constante e igual ao limite de 10‰, esse último irá romper primeiro.

### **Ruína por ruptura do concreto**

Em peças que apresentam forte armadura longitudinal (superarmadas), a deformação máxima de encurtamento do concreto é atingida antes da deformação limite do aço, ocasionando uma ruptura por compressão na flexão, que pode ocorrer de forma brusca e sem aviso prévio, principalmente em concreto de boa qualidade e alta resistência (LEONHARDT & MÖNNIG, 1977).

A partir do Domínio 3, a ruína do elemento de concreto armado ocorrerá por ruptura do concreto, seja pelo alcance da deformação limite de encurtamento de 3,5‰ na flexão, seja pela deformação específica limite de encurtamento de 2‰ na compressão simples, como é apresentado na Figura 2.20.

O Domínio 3 é caracterizado pela situação em que há o melhor aproveitamento de ambos materiais, aço e concreto. Isso se deve à fixação da deformação de encurtamento do concreto na flexão igual ao limite de 3,5‰, enquanto o aço inicia seu escoamento a uma deformação específica de  $\epsilon_{yd}$  até o limite de 10‰. Desse modo, o elemento de concreto armado rompe com aviso prévio (ruína dúctil), através da excessiva fissuração da região tracionada e flecha acentuada, antes de atingir a ruína. A seção no Domínio 3 é denominada subarmada.

A ruína por ruptura do concreto com deformação limite de 3,5‰ também ocorre no Domínio 4, porém o aço apresenta deformação menor do que  $\epsilon_{yd}$ , ou seja, não há escoamento da armadura. O dimensionamento da seção no Domínio 4 deve ser evitado, pois a ruptura ocorre bruscamente (sem aviso) pelo esmagamento do concreto sem que a peça apresente fissuração e/ou deformação significativa. A seção dimensionada no Domínio 4 é dita superarmada.

No Domínio 4a tanto o concreto quanto a armadura longitudinal estão comprimidas, porém a ruína ainda ocorre por ruptura do concreto à deformação de 3,5%. Nesse Domínio a armadura longitudinal é muito mal aproveitada, apresentando pequenas deformações, e a linha neutra está bem próxima à borda da seção, entre  $d$  e  $h$ . Esta situação só ocorre na flexo-compressão (PINHEIRO *et al.*, 2004).

O caso da área transversal inteiramente comprimida é verificado no Domínio 5, onde a linha neutra encontra-se fora da seção, numa posição maior do que  $h$ , de modo a originar a condição de compressão excêntrica. Na borda mais comprimida desse Domínio, a deformação específica do concreto varia entre 3,5‰ e 2‰, enquanto que, à uma distância de  $3h/7$  dessa borda, a deformação de encurtamento do concreto é constante e vale 2‰. Na situação especial do Domínio 5, onde a posição da linha neutra tende a  $+\infty$ , representada na Figura 2.20 pela *reta b*, a ruína ocorre por ruptura do concreto à uma deformação de 2‰, sendo esse o evento de compressão uniforme da seção.

#### — Por cisalhamento

As fissuras inclinadas de cisalhamento que surgem na região entre o apoio e a carga, quando a resistência do concreto à tração é atingida, causam uma transferência dos esforços, antes resistidos pelo concreto no Estádio I, para as armaduras transversais e para as bielas de compressão do concreto. De acordo com LEONHARDT e MÖNNIG (1977), essa redistribuição dos esforços internos depende muito da quantidade e direção da armadura de cisalhamento, sendo possível, portanto, diversos tipos de ruptura por força cortante.

### **Ruptura das diagonais de compressão**

No caso de peças com pequenas seções em relação às cargas atuantes, as tensões principais de compressão poderão atingir valores excessivamente elevados, fazendo com que as diagonais comprimidas, desenvolvidas entre as fissuras de cisalhamento, rompam de maneira frágil quando solicitadas até o limite da capacidade resistente do concreto à compressão, sem que a armadura transversal inicie seu escoamento. LEONHARDT e MÖNNIG (1977) citam que a ruptura da diagonal comprimida determina o limite superior da capacidade resistente à força cortante das almas das

vigas, a qual depende, portanto, da resistência à compressão do concreto. É mostrada na Figura 2.21 a ilustração desse tipo de ruína.

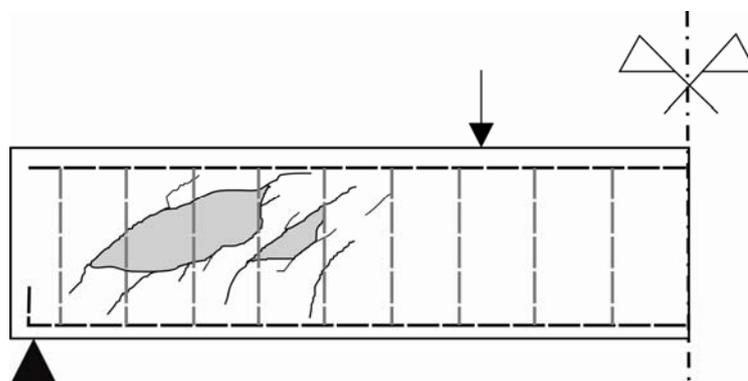


Figura 2.21 – Ruptura por esmagamento da biela.

### Ruptura por falha de ancoragem

A armadura longitudinal é altamente solicitada na seção sobre o apoio, em decorrência do efeito de arco. Devido a isso, a armadura principal de tração deve ser convenientemente ancorada, de modo que, em caso contrário, pode ocorrer a ruína na região de encontro da diagonal de compressão junto ao apoio e o banzo tracionado, onde, geralmente, essa se propaga provocando também uma ruptura por cisalhamento da alma, de acordo como é apresentado na Figura 2.22. A rigor, esse tipo de colapso não é caracterizado como ruptura por força cortante, pois, os elementos da alma não rompem e sim a ancoragem do banzo tracionado na diagonal comprimida na proximidade do apoio (PINHEIRO *et al.*, 2003).

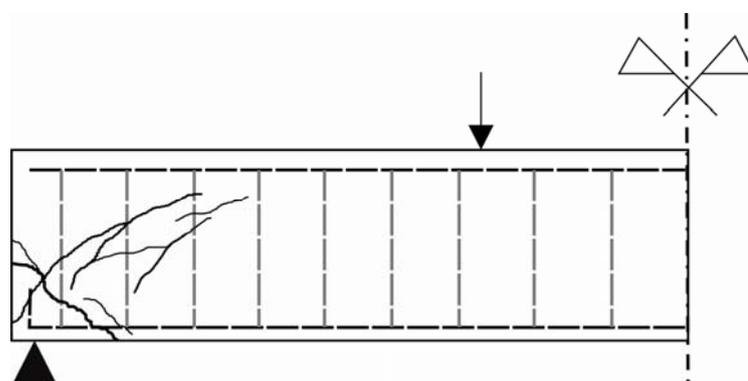


Figura 2.22 – Ruptura por falha de ancoragem no apoio.

### Ruptura por força cortante-tração

Quando o limite de escoamento do aço da armadura transversal é ultrapassado, há uma maior abertura das fissuras de cisalhamento e, também, maior penetração dessas na região comprimida originada pela flexão da viga. Nesse caso, a ruptura pode ocorrer pelo rompimento dos estribos, como apresentado na Figura 2.23. Além desse tipo de ruína, a deficiência da armadura transversal também pode ocasionar ruptura por esmagamento do banzo comprimido, como no caso da ruptura por força cortante-flexão, e ainda, ruptura por flexão da armadura longitudinal, conforme são descritos a seguir.

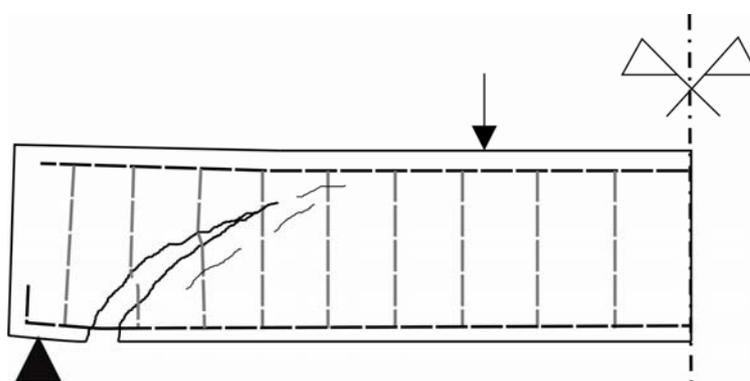


Figura 2.23 – Ruptura por força cortante-tração (ruptura da armadura transversal).

### Ruptura por força cortante-flexão

Em vigas com armadura de cisalhamento insuficiente, quando o aço dessa armadura atinge o limite de escoamento, há o surgimento de intensa fissuração na região entre apoio e carga. Tais fissuras são inclinadas (seguindo as trajetórias das tensões principais), quase planas e para o alto, elevando a posição da linha neutra e, conseqüentemente, reduzindo a região comprimida da alma da viga. Isso sobrecarrega o concreto, podendo esse sofrer esmagamento, e então, romper bruscamente, mesmo com valores de momento fletor inferiores àqueles para ruptura do concreto por flexão. Na Figura 2.24 é apresentado um esquema da ruptura de uma viga por força cortante-flexão.

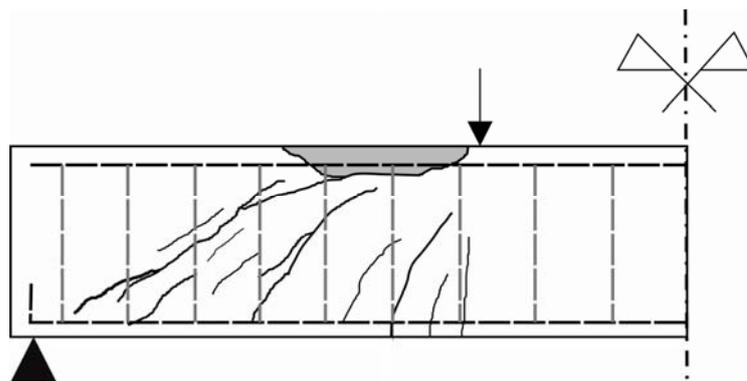


Figura 2.24 – Ruptura por força cortante-flexão (esmagamento da região comprimida).

### Ruptura por flexão da armadura longitudinal

As grandes aberturas devidas à deformação excessiva da armadura transversal provocam o deslocamento relativo entre as seções da fissura, podendo, com isso, ocasionar a flexão localizada da armadura longitudinal, conforme Figura 2.25. Esse tipo de ruína pode ocorrer quando há deficiências pontuais na armadura transversal, como, espaçamento inadequado e/ou ancoragem incorreta dos estribos.

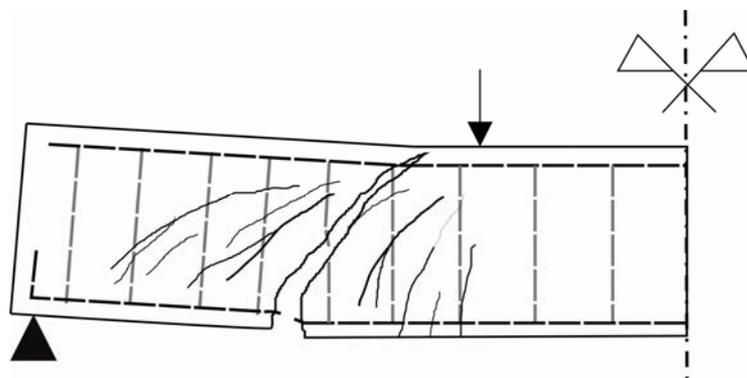


Figura 2.25 – Ruptura por flexão localizada da armadura longitudinal.

## 2.4. Concreto reforçado com fibras de aço

### 2.4.1. Breve histórico

Desde os tempos antigos, as fibras têm sido utilizadas em materiais frágeis, existindo relatos de que palhas e pêlos de cavalo foram utilizados para reforçar tijolos de adobe e alvenarias de argamassa e gesso. Uma casa construída por volta de 1540, que acredita-se ser a casa mais antiga dos Estados Unidos, foi erguida com tijolos de adobe reforçado com palha (ACI 544.1R, 1996) (Figura 2.26).



Figura 2.26 – Casa construída no ano de 1540: adobe reforçado com palha  
(Fonte: IMAGEM, 2008).

O grande desenvolvimento do concreto reforçado com fibras (CRF) se deu após a I Guerra Mundial (de 1914 a 1918), através da procura, por parte das instituições militares, de um material que absorvesse os impactos das explosões com baixa destruição do mesmo. Do meio militar para o meio civil foi um pequeno passo (EVANGELISTA, 2003), sendo os primeiros estudos sobre materiais compósitos a base de cimento desenvolvidos nos anos 50 e 60, tratando dos concretos reforçados com fibras de aço (CRFA) (LOPES, 2005).

Desde então o mercado vem oferecendo uma grande variedade de fibras que podem ser utilizadas como reforço de matrizes a base de cimento. Dentre elas incluem-se as fibras de aço, de vidro, fibras de carbono e kevlar, fibras de polipropileno, náilon, as fibras vegetais (sisal, juta, celulose) e as fibras minerais: volastonita e mica. Esses tipos de fibras variam consideravelmente em propriedades, eficiência e custo (LOPES, 2005).

#### **2.4.2. Fibras de aço**

O código ACI 544.1R (1996) define as fibras de aço para reforço do concreto como sendo, comprimentos discretos de aço tendo uma relação de aspecto (relação entre o comprimento e o diâmetro da seção transversal) entre 20 e 100, com várias formas de seção transversal, e que são suficientemente pequenas para serem dispersas randomicamente e misturadas no concreto fresco por procedimentos usuais. O intuito da

utilização deste tipo de fibra é aumentar a tenacidade\*, resistência à flexão, resistência ao impacto e fadiga e o controle da fissuração do compósito.

De acordo com EVANGELISTA (2003), as fibras de aço utilizadas na produção de CRFA estão longe dos “pregos” que originalmente se introduziram nas tentativas iniciais de reforço do concreto com fibras de aço. Hoje há desenvolvimentos constantes nas fibras de aço, facilmente perceptíveis pelas inúmeras patentes existentes (Figura 2.27). Essas variam, quer em processo de fabricação, quer em termos das características do aço usado, quer na sua forma, e ainda nas suas propriedades mecânicas, tais como resistência à tração, grau de ancoragem mecânica e capacidade de absorver e distribuir tensões.

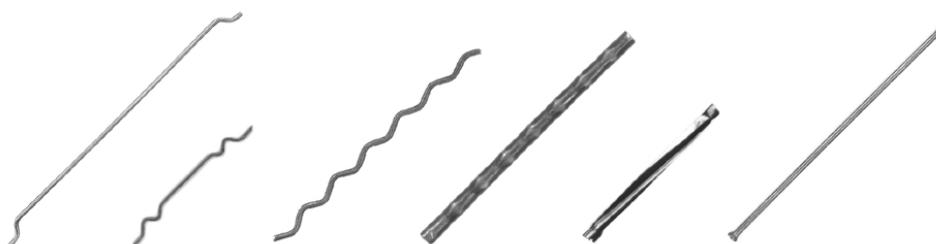


Figura 2.27 – Diferentes tipos de fibras de aço (Fonte: WEILER & GROSSE, 1996).

Dentre os vários processos de fabricação, o mais freqüente é aquele em que a fibra é obtida por corte de arame de aço-carbono ordinário\* trefilado. Para situações onde se exige maior resistência à corrosão ou concretos submetidos à altas temperaturas, as fibras produzidas com ligas metálicas são as mais indicadas (OLIVEIRA, 2005).

Recentemente publicada, a norma brasileira NBR 15530 (2007) – Fibras de aço para concreto – Especificação, estabelece parâmetros para a classificação das fibras de aço com baixo teor de carbono, além de requisitos mínimos de geometria e tolerâncias dimensionais, defeitos de fabricação, resistência à tração e dobramento (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

---

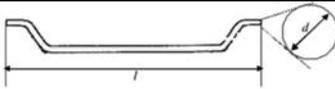
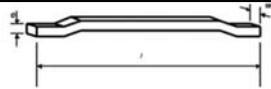
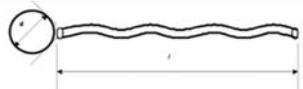
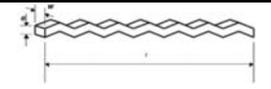
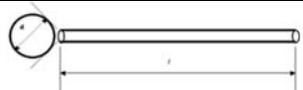
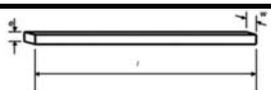
\* A tenacidade corresponde à medida da energia total absorvida pelo compósito até sua fratura. Tal energia pode ser quantificada pela área sob a curva tensão x deformação. Entretanto, como nos CRFA é difícil determinar a tensão pós-fissuração, pode-se obter a tenacidade calculando a área sob a curva carga x deslocamento vertical (REIS, 2003).

\* Aço-carbono ordinário é o aço composto essencialmente de ferro e carbono, onde outros elementos, eventualmente existentes em sua composição, como impurezas, são tolerados.

Na NBR 15530 (2007) são previstos três tipos básicos de fibras de aço em função de suas geometrias: o Tipo A é referente à fibra de aço com ancoragens nas extremidades; o Tipo C corresponde à fibra de aço corrugada; e o Tipo R indica fibra de aço reta. Além disso, de acordo com a NBR 15530 (2007), existem três classes previstas para as fibras de aço, definidas através do aço que as deu origem: a Classe I indica fibra de aço proveniente de arame trefilado à frio; a Classe II corresponde à fibra de aço obtida a partir de chapa laminada cortada à frio; e Classe III, referenciando fibra de aço oriunda de arame trefilado e escarificado.

Na Tabela 2.3 apresenta-se a correspondência entre as geometrias e classes definidas na NBR 15530 (2007) para as fibras de aço.

Tabela 2.3 – Classificação e geometria das fibras de aço (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

<b>Tipo (geometria)</b>	<b>Classe da fibra</b>	<b>Geometria</b>
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Segundo FIGUEIREDO *et al.* (2008), além dessa classificação possibilitar o estabelecimento de requisitos mínimos que podem ser correlacionados com o comportamento final do CRFA, procurou-se também abranger a maioria das fibras de aço disponíveis no mercado nacional.

### 2.4.3. Fator de forma da fibra

O fator de forma ou relação de aspecto é a relação entre o comprimento da fibra e o diâmetro da circunferência com área equivalente a seção transversal ( $l/d_f$ ), conforme Figura 2.28. É um índice capaz de indicar com apenas um número o grau de eficiência da fibra em função de sua geometria (NUNES, 2006).

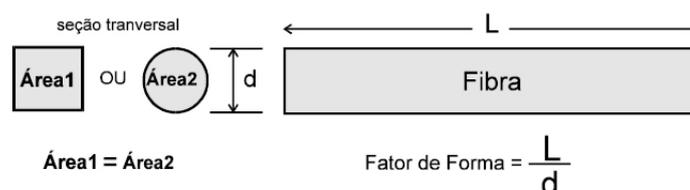


Figura 2.28 – Conceituação do fator de forma da fibra (Fonte: NUNES, 2006).

Segundo CHANH (2005), o melhor desempenho do CRF, no estado endurecido, está diretamente relacionado com fibras de maior fator de forma, uma vez que essas melhoram a aderência fibra-matriz. Por outro lado, um maior fator de forma, afeta negativamente a trabalhabilidade da mistura fresca. CHANH (2005) observa ainda que, na prática, é muito difícil obter uma mistura uniforme se o fator de forma das fibras for maior do que 100.

Os resultados dos ensaios realizados por GAO *et al.* (1997), em concreto leve de alta resistência, mostraram que o efeito da fração volumétrica ( $V_f$ ) e fator de forma ( $l/d$ ) das fibras, na resistência à flexão e tenacidade, são extremamente proeminentes (Figura 2.29a). GAO *et al.* (1997) perceberam também que a resistência à compressão apresentou incrementos sensíveis com os aumentos de  $V_f$  e  $l/d$ , conforme Figura 2.29b. A resistência à tração e o módulo de elasticidade também sofreram incrementos.

YAZICI *et al.* (2007) observaram em seu estudo que a adição de fibras com um fator de forma de 80 e frações volumétricas de 1,0% e 1,5% promoveram redução acentuada da trabalhabilidade das misturas de concreto. Por outro lado, a resistência à flexão dos concretos reforçados com fibras de aço foi significativamente melhorada com os aumentos de  $l/d$  e de  $V_f$ .

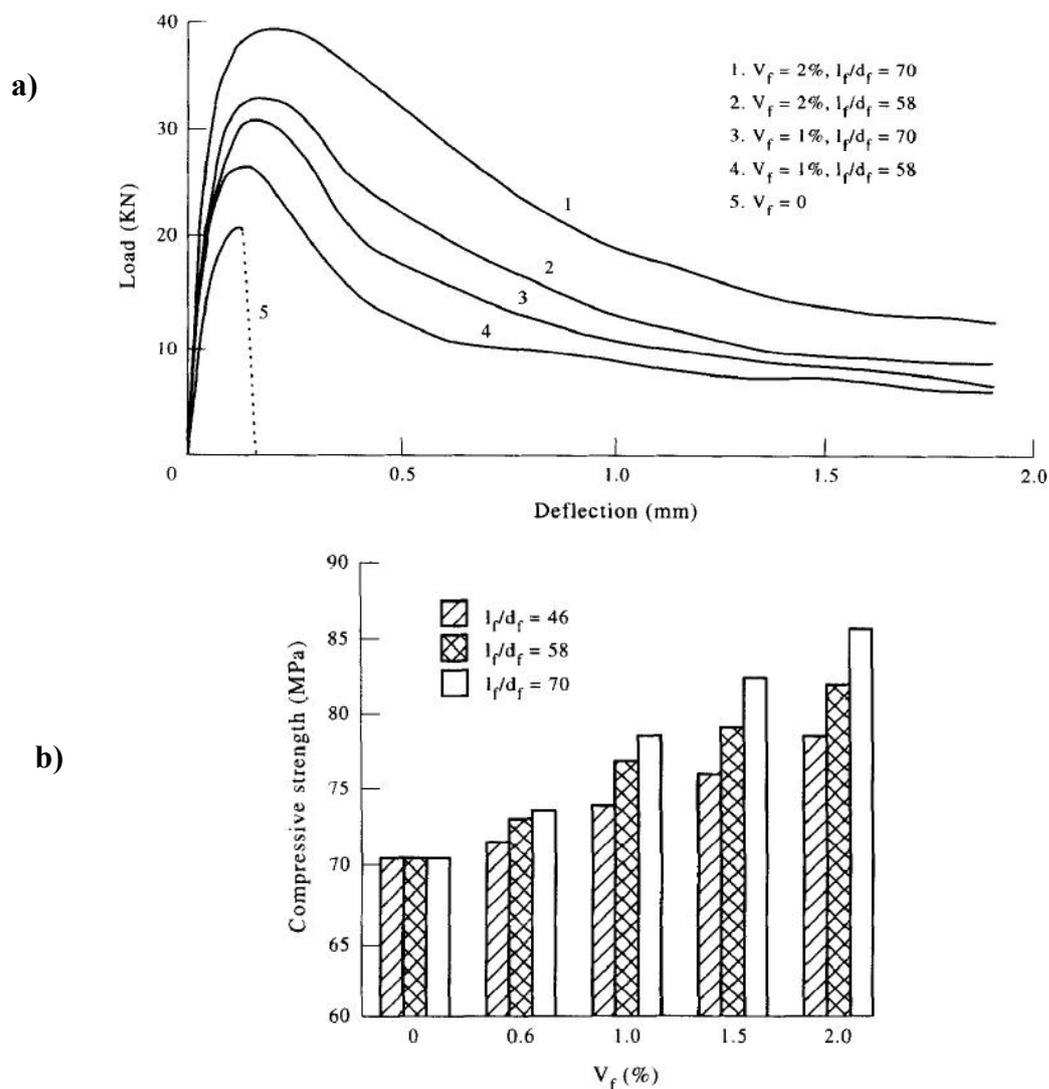


Figura 2.29 – Resultados obtidos por GAO *et al.* (2005) (Fonte: GAO *et al.*, 2005).

Tendo em vista a importância do fator de forma no desempenho do CRFA, segundo FIGUEIREDO *et al.* (2008), na elaboração da NBR 15530 (2007) procurou-se regular dois fatores primordiais: a geometria da fibra e a resistência do aço utilizado na fabricação da mesma. Na Tabela 2.4 apresenta-se a classificação das fibras de aço (ver Tabela 2.3) e a correspondente resistência mínima à tração, definidas pela NBR 15530 (2007), além da especificação do fator de forma mínimo, para cada uma das situações.

Tabela 2.4 – Requisitos especificados pela NBR 15530 (2007) para as fibras de aço (FIGUEIREDO *et al.*, 2008).

<b>Classificação da fibra</b>	<b>Fator de forma mínimo</b>	<b>Limite de resistência à tração do aço (MPa)</b>
A I	40	1000
A II	30	500
C I	40	800
C II	30	500
C III	30	800
R I	40	1000
R II	30	500

#### 2.4.4. Características e comportamento do CRFA

Apesar do concreto convencional apresentar um bom desempenho quando solicitado à compressão, o mesmo indica um menor desempenho quando submetido a esforços de tração. Uma viga de concreto submetida à condições de flexão, possui zonas com elevadas tensões de compressão, bem como, elevadas tensões de tração. A solução tradicional para este problema é o concreto armado, onde as armaduras, passivas ou ativas, inseridas nos elementos de concreto são capazes de absorver as tensões de tração que surgem (WEILER & GROSSE, 1996).

No entanto, nem sempre é possível distribuir essas armaduras por toda área de solicitação de tração, ficando as mesmas concentradas em determinadas regiões, não impedindo o aparecimento de algumas fissuras em áreas mais distantes das armaduras.

Um recurso alternativo e mais recentemente desenvolvido é o reforço do concreto com fibras de aço. A adição de fibras de aço, em frações volumétricas adequadas, pode ser uma aliada importante ao concreto armado no combate às tensões de tração induzidas. Desse modo, o uso de fibras pode ajudar na redução do aparecimento de fissuras, inclusive aquelas decorrentes da retração do concreto.

Devida à adição de fibras de aço, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto são praticamente inalterados. Sob flexão, a carga que provoca a fissura inicial pode ser aumentada, e quando a primeira fissura ocorrer, as forças que são liberadas podem ser transferidas através das seções da fissura, e conseqüentemente, é

prevenida uma ruptura frágil (HOLSCHEMACHER *et al.*, 2002), conforme Figura 2.30.

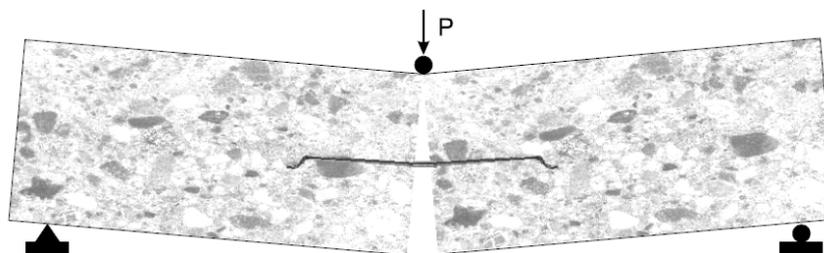


Figura 2.30 – Princípio de reforço da matriz com fibra de aço  
(Fonte: WEILER & GROSSE, 1996).

Segundo é apresentado no ACI 544.1R (1996), na compressão, a carga última é sensivelmente afetada pela incorporação das fibras de aço ao concreto, onde são observados aumentos entre 0 e 15% para frações volumétricas de fibras acima de 1,5%. A atuação das fibras de aço no aumento da resistência à tração direta de matrizes de concreto é mais significativa, estando entre 30 e 40% os incrementos, para adições de fibras ao concreto a uma fração volumétrica de 1,5%.

Ainda de acordo com o ACI 544.1R (1996), as fibras de aço, geralmente, aumentam as resistências ao cisalhamento e à torção de matrizes de concreto, embora existam poucos dados de trabalhos que tratem exclusivamente desses esforços em CRFA, ao contrário daqueles que tratam de vigas de concreto reforçado com fibras de aço armadas com armadura convencional. O aumento da resistência ao cisalhamento puro em CRFA tem se mostrado dependente da técnica de ensaio utilizada e do alinhamento das fibras na zona de ruptura ao cisalhamento. Para uma fração volumétrica de 1%, os incrementos na resistência ao cisalhamento compreendem uma faixa de valores que variam entre aumentos desprezíveis e 30%.

Diversos fatores podem influenciar as propriedades mecânicas dos concretos com fibras de aço. Dentre estes fatores os principais são (LOPES, 2005): interação fibra/matriz, comprimento das fibras e orientação e volume das fibras no concreto.

#### — Interação entre fibras de aço e matriz de concreto

No momento em que o concreto fissura, a tensão que antes atravessava aquele trecho desviará seu percurso para outra região mais próxima que possibilite sua

propagação, ou seja, na extremidade da fissura, conforme Figura 2.31. Assim, há uma concentração das tensões na ponta da abertura, onde, no instante em que esta tensão superar a resistência do concreto, ocorrerá a ruptura frágil do material.

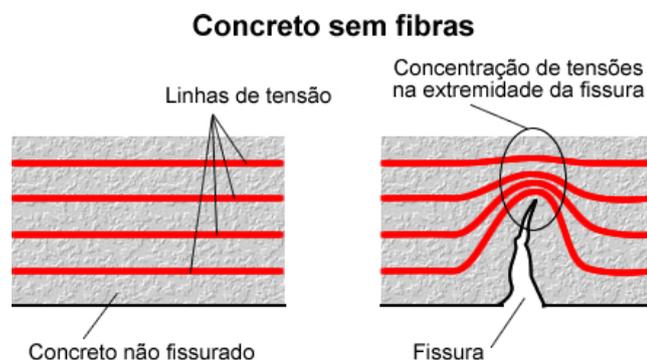


Figura 2.31 – Esquema da concentração de tensões para concreto sem reforço de fibras.

Quando a capacidade resistente da matriz é ultrapassada, as fibras adicionadas ao concreto atuam como “pontes” de transferência de tensões, favorecendo a uma redução nas concentrações das tensões na extremidade da fissura, em comparação com o concreto sem fibras, conforme Figura 2.32. Segundo FIGUEIREDO (2000), desse modo, há menor velocidade de propagação das fissuras no concreto e o material passa a ter um comportamento pseudo-dúctil, ou seja, apresenta certa capacidade portante pós-fissuração.

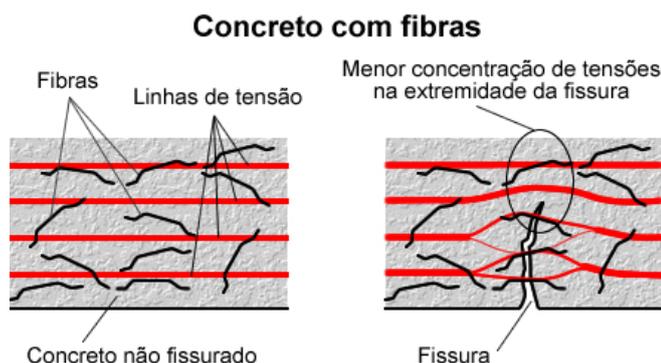


Figura 2.32 – Esquema da concentração de tensões para concreto reforçado com fibras.

De acordo com OLIVEIRA (2005), a ruína do compósito fibroso pode ocorrer por alongamento elástico ou plástico das fibras, por degradação da matriz de concreto na zona de aderência entre a fibra e a matriz, e por arrancamento ou ruptura da fibra.

— Comprimento das fibras

A definição do comprimento crítico ( $l_c$ ) está baseada no modelo que descreve a tensão de cisalhamento superficial atuante na fibra como aumentando linearmente dos extremos para o centro da mesma. Essa tensão atinge seu valor máximo quando se iguala à tensão de ruptura da fibra ( $\sigma_{fu}$ ) (FIGUEIREDO, 2000). Assim, o comprimento crítico é aquele suficiente para desenvolver na fibra tensão cisalhante superficial que se iguale à sua resistência última à tração. Na Figura 2.33 encontram-se apresentadas as situações possíveis de distribuição de tensão na fibra em relação ao comprimento crítico:  $l_f = l_c$ ,  $l_f > l_c$  e  $l_f < l_c$ , onde  $l_f$  é o comprimento da fibra.

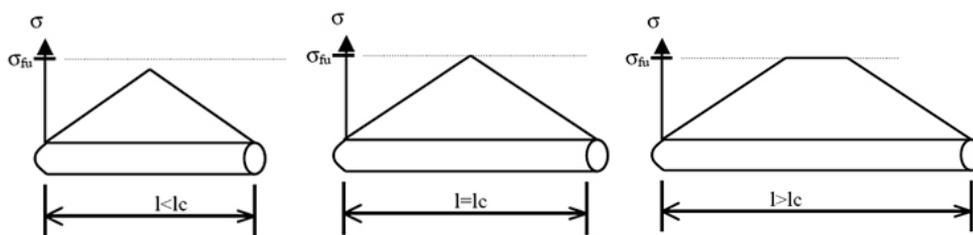


Figura 2.33 – Distribuições possíveis de tensão ao longo de uma fibra em função do comprimento crítico (Fonte: FIGUEIREDO, 2000).

Quando a fibra possui um comprimento menor que o crítico, a carga de arrancamento proporcionada pelo comprimento embutido na matriz não é suficiente para produzir uma tensão cisalhante que supere a resistência da fibra. Nessa situação, com o aumento da deformação e conseqüentemente da abertura da fissura, a fibra que está atuando como ponte de transferência de tensões pela fissura, será arrancada do lado que possuir menor comprimento embutido. Esse é o caso normalmente encontrado para as fibras de aço nos concretos de baixa e moderada resistência (FIGUEIREDO, 2000). Quando se tem um concreto de elevada resistência mecânica, melhora-se a condição de aderência entre a fibra e a matriz e, conseqüentemente, aumenta-se a tensão de cisalhamento na superfície da fibra, onde, nesse caso, é possível ocorrer a ruptura da mesma.

Alguns autores apresentam formulações matemáticas para o cálculo do comprimento crítico, onde são levados em consideração o fator de forma da fibra, as

resistências à tração da matriz, do compósito e das fibras, a tensão de aderência fibra-matriz e o volume de fibras.

O comprimento da fibra deve ainda possuir compatibilidade dimensional com o agregado graúdo, o que aumentará a probabilidade das fibras interceptarem possíveis fissuras, conforme é apresentado na Figura 2.34.

Segundo CHENKUI e GUOFAN (1995), as fibras tendem a se acomodar na interface entre o agregado graúdo e a matriz argamassa, onde há uma maior probabilidade da fissura se desenvolver. Assim, se as fibras são muito curtas, não interceptam as fissuras, e, se as fibras são muito longas, prejudicam as propriedades do concreto no estado fresco, afetando, conseqüentemente, as propriedades no estado endurecido. Desta forma, recomenda-se que a relação entre o comprimento da fibra e a dimensão máxima do agregado graúdo deva estar na faixa de 1,5 a 2,0.

Trabalhos da literatura relatam que a máxima dimensão dos agregados não deve ser superior a 20 mm (EVANGELISTA, 2003), porém, alguns estudos em CRF já vêm sendo desenvolvidos com a utilização de maior agregado graúdo, com dimensão máxima de 40 mm (CHENKUI & GUOFAN, 1995).

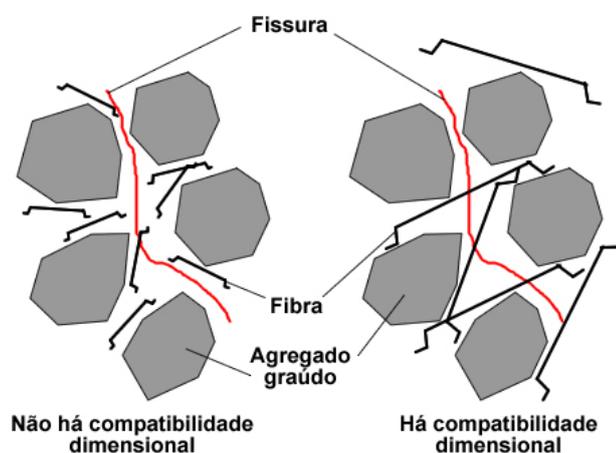


Figura 2.34 – Probabilidade de interceptação da fissura em função da compatibilidade dimensional entre fibra e agregado graúdo.

#### — Volume de fibras

O volume crítico de fibras é aquele que possibilita ao compósito manter a mesma capacidade portante após a ruína da matriz. Quando o teor de fibras está abaixo do volume crítico, no momento em que há a ruptura da matriz, o compósito sofrerá uma redução na sua capacidade de suportar carga. Acima do volume crítico, o compósito

resiste à carregamentos superiores ao que vinha sendo submetido antes da ruptura da matriz (FIGUEIREDO, 2000), conforme Figura 2.35.

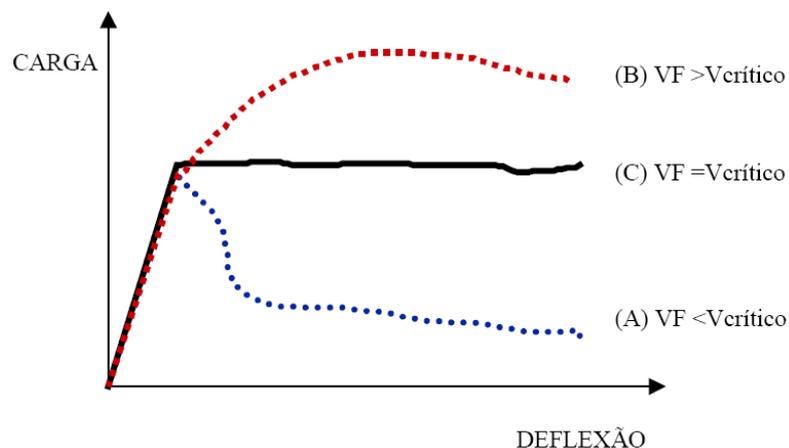


Figura 2.35 – Curvas carga x deflexão de prismas de concreto ensaiados à flexão, contendo volume de fibras abaixo (A), igual (C) e superior (B) ao volume crítico (Fonte: FIGUEIREDO, 2000).

Segundo FIGUEIREDO (2000), pode-se determinar analiticamente o volume crítico de fibras através de uma formulação baseada no modelo proposto por AVESTON *et al.*<sup>3</sup>, que assume um compósito ideal, com fibras contínuas e alinhadas à direção do esforço principal. Porém, as fibras de aço são descontínuas e possuem orientação aleatória tridimensional, fazendo com que sejam necessárias adaptações do modelo nesse sentido, trazendo os resultados para valores mais próximos da situação real.

## 2.5. Vigas de concreto reforçado com fibras de aço

Com a adição de fibras, o concreto torna-se mais heterogêneo e passa de um comportamento de material frágil para o de um material mais dúctil (IMAM *et al.*, 1997). Segundo IMAM *et al.* (1997), quando adequadamente utilizadas, as fibras podem proporcionar concretos com maiores resistências à tração e capacidade de deformação, fadiga e resitência ao impacto, absorção de energia, resistência à fissuração e durabilidade.

<sup>3</sup> AVESTON, J.; COOPER, G. A.; KELLY, A. Single and multiple fracture. In: Conference on the Properties of Fiber Composites, London. **Proceedings...** NPL. p.15-26. 1971.

Por sua vez, a razão principal para a incorporação de fibras de aço ao concreto está em melhorar sua resposta pós-fissuração (CHEN *et al.*, 1994). Além disso, as fibras de aço atuam, mais efetivamente, no reforço da matriz aos esforços que produzem tensões de tração, como por exemplo, nas situações de vigas de concreto submetidas à flexão.

YAZICI *et al.* (2007) observaram através dos resultados de seu estudo, variando-se o fator de forma e fração volumétrica das fibras, que a resistência à tração indireta do CRFA é cerca de 11 a 54% maior do que aquela do concreto sem fibras. Já no caso da resistência à flexão dos concretos reforçados com fibras de aço, os autores verificaram aumentos da ordem de 3 a 81%, em comparação com o concreto normal. Por outro lado, a resistência à compressão dos concretos apresentou menores incrementos, entre 4 e 19%, com a incorporação das fibras de aço.

Segundo FANTILLI *et al.* (2008), para um dado valor de abertura de fissura, as tensões de tração que são transmitidas entre as seções da fenda se devem à forças coesivas da matriz e à resistência ao arrancamento das fibras que atravessam a fissura. Na Figura 2.36 é esquematizado o comportamento de uma fibra inclinada durante seu arrancamento, para uma dada fissura com abertura  $w > 0$ .

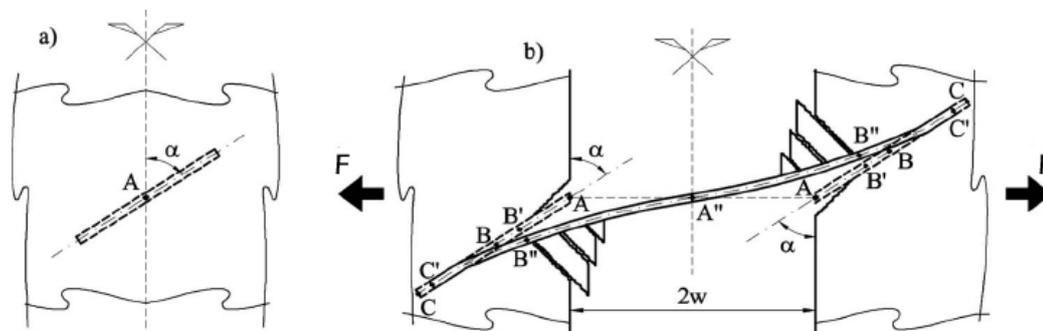


Figura 2.36 – Arrancamento de uma fibra inclinada: a) estágio não fissurado; e b) comportamento da fibra durante o estágio fissurado (Fonte: FANTILLI *et al.*, 2008).

Geralmente, nos estudos de concretos reforçados com fibras de aço, são apresentadas avaliações de seu comportamento no estado endurecido através de vigas submetidas à flexão, assim, é possível determinar, dentre outros parâmetros, a capacidade do compósito em resistir aos esforços de tração, a inibição ao surgimento da primeira fissura, e avaliar o comportamento pós-fissuração e a tenacidade do material,

que de certa forma refletem indiretamente as complexas relações existentes entre as fibras e a matriz que as envolve.

De acordo com PRUDENCIO JR. *et al.* (2006), muitas tentativas de modelagem do comportamento de vigas de CRFA à flexão foram feitas, porém, nenhuma foi capaz de explicar completamente o que ocorre na seção crítica fissurada, no que se refere às interações entre matriz e fibras. Ainda segundo os autores, a capacidade do compósito em resistir aos esforços de tração desenvolvidos na flexão é composta da parcela resistida pela matriz de concreto e da parcela resistida pelas fibras de aço, atuando como pontes de transferência de tensões através das seções da fissura.

ROBINS *et al.* (2001) através da curva carga-deflexão típica de uma viga de concreto reforçado com fibras de aço, submetida à flexão, conforme apresentada na Figura 2.37, indicam quatro estágios de evolução das fissuras.

No Estágio 1 a matriz de concreto ainda não apresenta fissuras, correspondendo, portanto, ao trecho aproximadamente linear da curva da Figura 2.37. Quando a resistência à tração da matriz de concreto é atingida, a viga encontra-se no Estágio 2, apresentando microfissuras desenvolvidas na região tracionada, resultando na diminuição gradual da rigidez do elemento. Na situação de uma viga de concreto normal, a microfissuração do Estágio 2 desenvolve-se rapidamente em macrofissuras ao longo da altura total do elemento, causando sua ruptura brusca. Porém, em vigas de CRFA, a presença das fibras estabiliza o processo de fissuração através de uma variedade de mecanismos de absorção de energia. No Estágio 3 ocorre a abertura de macrofissuras que se propagam ao longo de uma maior altura da viga, causando o arrancamento de algumas fibras, até que, no Estágio 4 (Figura 2.38) as fibras são completamente arrancadas ou fraturadas (originando uma zona livre de tração na região tracionada), onde geralmente ocorre então a ruptura da viga (ROBINS *et al.*, 2001).

As forças de tração são transmitidas pelas fibras através da aderência na interface entre as fibras e a matriz. As componentes da aderência podem ser divididas em: adesão física e/ou química entre fibra e matriz; resistência de atrito; componente mecânica, a qual é associada com uma geometria particular da fibra, seja ela, deformada, corrugada ou com gancho; e engrenamento entre as fibras (PRUDENCIO JR. *et al.*, 2006).

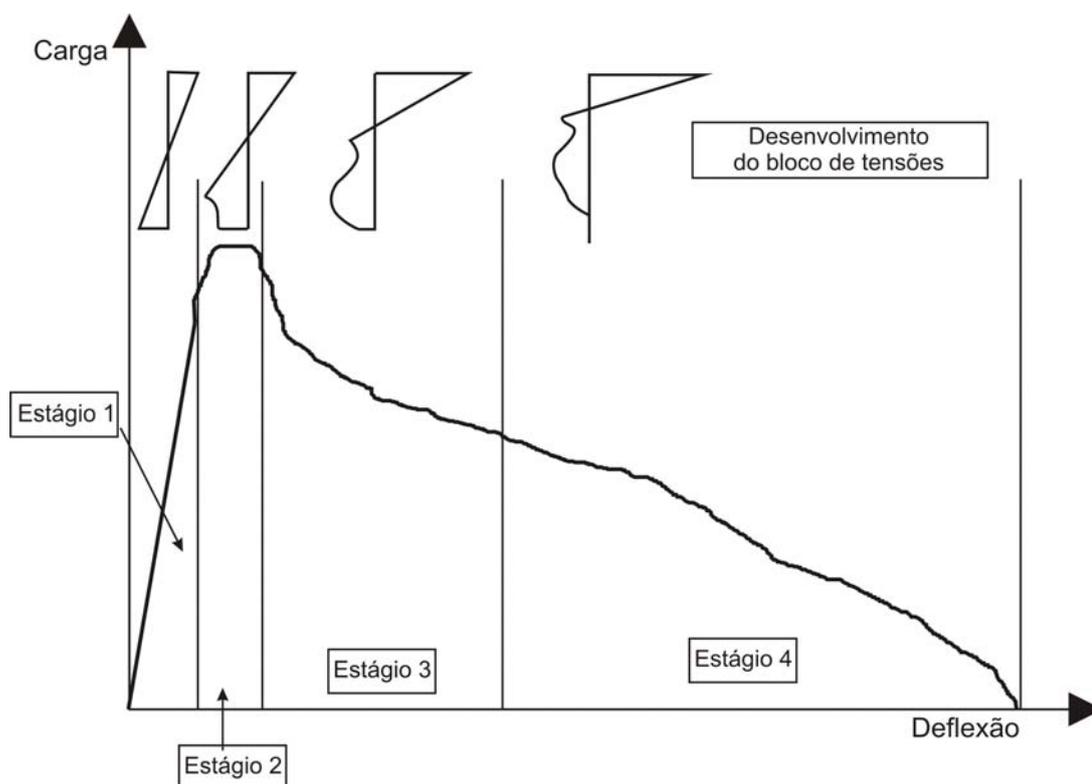


Figura 2.37 – Estágios de propagação das fissuras em viga de CRFA (Fonte: ROBINS *et al.*, 2001, adaptado).

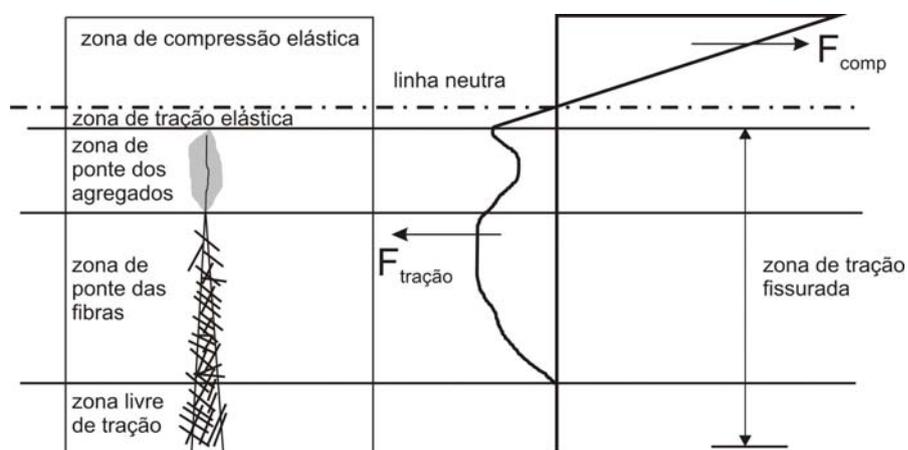


Figura 2.38 – Detalhe da seção de uma viga de CRFA no Estágio 4 de fissuração e desenvolvimento de tensões correspondente (Fonte: ROBINS *et al.*, 2001, adaptado).

### 2.5.1. Ensaio de flexão

Muitos testes vêm sendo desenvolvidos para caracterizar diretamente a capacidade de absorver energia do concreto reforçado com fibras de aço, seja sob carregamento de compressão, flexão, tração ou impacto (GAVA *et al.*, 2004).

Através da comparação entre os ensaios de impacto e de flexão para avaliação da tenacidade, JOHNSTON *apud* GAVA *et al.* (2004), concluiu que os ensaios de flexão são os mais indicados, principalmente pela exigência de equipamentos simples, sendo os mesmos utilizados para o ensaio de flexão em concretos convencionais.

O ensaio de flexão pode ser realizado em vigas através de flexão a quatro pontos ou flexão a três pontos.

O ensaio de flexão a quatro pontos é o recomendado uma vez que apresenta uma região, entre os pontos de aplicação de carga, de flexão pura, com momento fletor constante, enquanto que no ensaio de flexão a três pontos em todo o vão da viga há influência simultânea dos esforços de flexão e de cisalhamento (GAVA *et al.*, 2004), conforme Figura 2.39.

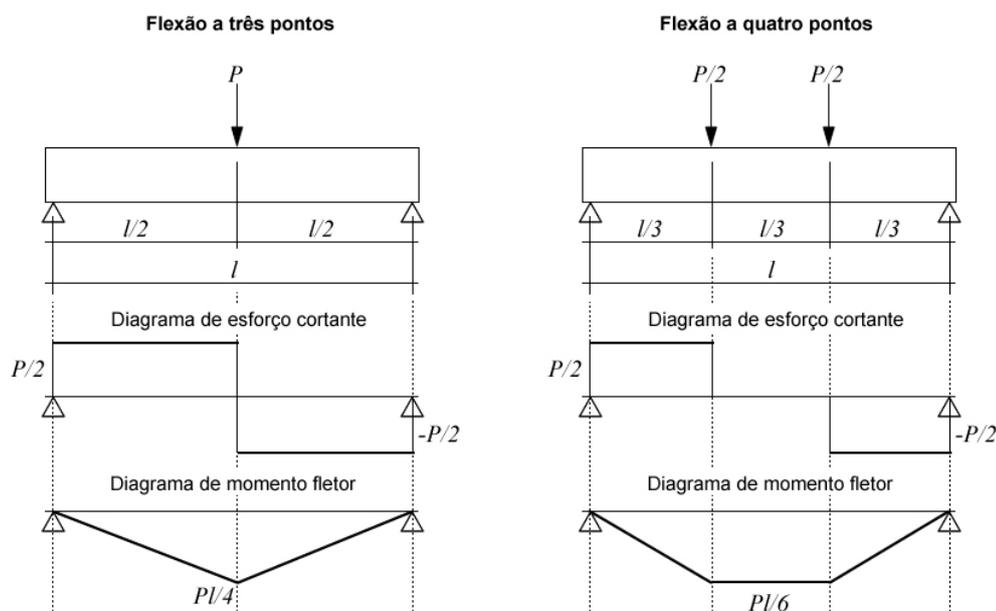


Figura 2.39 – Esquemática dos ensaios de flexão a três e quatro pontos e respectivos diagramas de esforço cortante e momento fletor.

A NBR 12142 (1991) – Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos – estabelece procedimento para execução do ensaio de flexão a quatro pontos, conforme Figura 2.40.

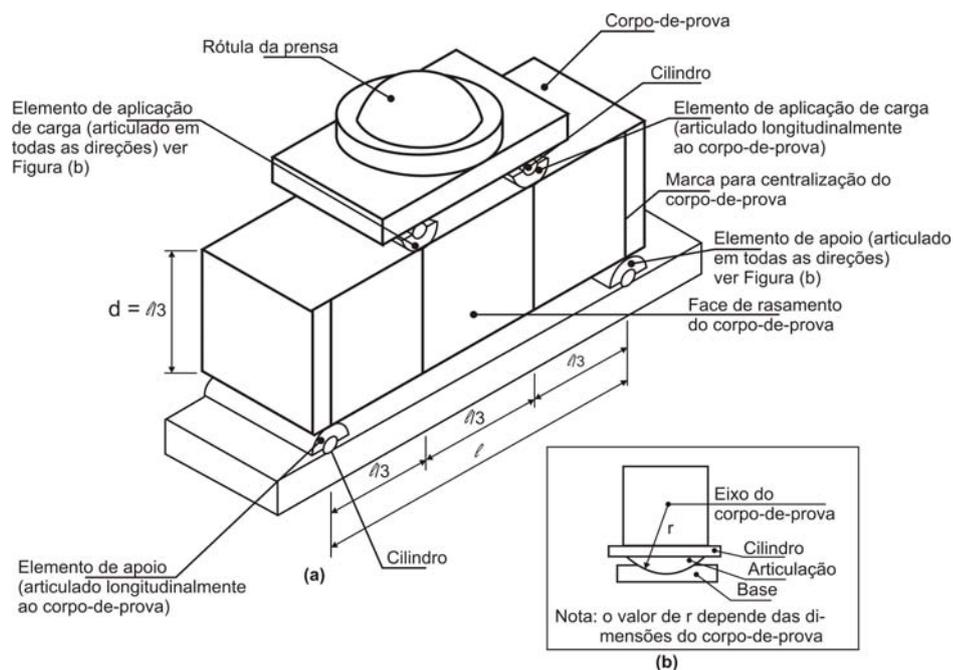


Figura 2.40 – Aparelhagem do ensaio de flexão a quatro pontos  
(Fonte: NBR 12142, 1991).

Segundo a NBR 12142 (1991) a resistência à tração na flexão, caso a ruptura ocorra no terço médio da distância entre os elementos de apoio, é calculado de acordo com a Equação 2.3:

$$f_{ctM} = p \cdot l / b_b \cdot d_b^2 \quad 2.3$$

Onde:

$f_{ctM}$  é a resistência à tração na flexão, em MPa;

$p$  é a carga máxima aplicada, em N;

$l$  é a distância entre cutelos de suporte, em mm;

$b_b$  é a largura média do corpo-de-prova, na seção de ruptura, em mm;

$d_b$  é a altura média do corpo-de-prova, na seção de ruptura, em mm.

Na situação da ruptura ocorrer fora do terço médio, a uma distância deste não superior a 5% de  $l$ , a resistência à tração na flexão é calculada segundo a Equação 2.4 (NBR 12142, 1991).

$$f_{ctM} = 3 \cdot p \cdot a / b_b \cdot d_b^2 \quad 2.4$$

Onde,

$a$  é a distância média entre a linha de ruptura na face tracionada e a linha correspondente ao apoio mais próximo, obtida com aproximação de 1 mm, mediante a tomada de, pelo menos, três medida ( $a \geq 0,283.l$ ).

Se a ruptura ocorrer fora do terço médio, a uma distância superior a 5% de  $l$ , o ensaio não tem validade.

## 2.6. Vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço

A adição de fibras curtas e descontínuas desempenham um importante papel na melhoria das propriedades mecânicas do concreto, seja reduzindo a fragilidade da matriz, seja controlando o início, desenvolvimento e propagação da fissuração. BENCARDINO *et al.* (2008) citam que as propriedades especiais do CRFA sugerem sua utilização em elementos estruturais, com armaduras convencionais inseridas, ou sem as tradicionais barras de aço, como por exemplo, no caso das pequenas placas simplesmente apoiadas (1,07 m x 1,07 m, com espessura de 10 cm), submetidas à flexão, utilizadas no estacionamento do aeroporto de Heathrow (ACI 544.4R, 1988).

De acordo com as recomendações do ACI 544.4R (1988), para aplicações estruturais, a utilização das fibras de aço deve ser feita concomitantemente com as barras de aço convencionais de tração, ou seja, as fibras de aço devem ter um papel secundário no reforço da estrutura, como, por exemplo, inibir a fissuração e melhorar a resistência ao impacto ou carregamentos dinâmicos. Em outras palavras, em elementos estruturais onde ocorrerá flexão ou atuação carregamentos que induzam tensões de tração, as barras da armadura principal deverão ser capazes de resistir, na sua totalidade, aos esforços resultantes, mesmo na situação onde se faz uso do concreto com fibras de aço. Ainda segundo o ACI 544.4R (1998), essas restrições se devem à variabilidade na distribuição das fibras, que pode ser de tal forma que cause uma baixa quantidade de fibras em áreas críticas, ocasionando inaceitáveis reduções na resistência.

Além disso, HOLSCHMACHER *et al.* (2002) observam que, na maioria dos casos, a quantidade de fibras utilizada no concreto fica abaixo do volume crítico, e assim, as fibras são capazes de transferir apenas uma parte das forças que surgem no

início da fissuração. Ainda nesse sentido, ORGASS e KLUG (2004) apontam o CRF como um concreto situado na faixa entre um concreto simples e um concreto armado, não devendo, portanto, ser colocado no mesmo patamar de utilização do concreto estrutural convencional com barras de aço.

BENTUR e MINDESS (1990) observam que em vigas contendo armaduras convencionais e fibras de aço, a atuação das fibras se dá de dois modos:

- 1 – permitem a consideração da resistência à tração do CRFA no projeto, pois a matriz já não perde sua capacidade portante no momento do surgimento da primeira fissura (comportamento dúctil pós-fissuração); e
- 2 – melhoram a aderência entre a matriz e as barras da armadura pela inibição do desenvolvimento das fissuras decorrentes das deformações nas barras.

No entanto, a principal propriedade considerada na análise de vigas armadas é a resistência à tração do CRFA, tendo em vista que a quantificação da resistência de aderência é muito mais complexa (BENTUR & MINDESS, 1990).

Vários estudos têm mostrado que a adição de fibras de aço proporcionam aumentos no momento último e flecha última em vigas de concreto com armadura convencional, onde, quanto maior a resistência à tração devido às fibras de aço, maior o momento último (BENTUR & MINDESS, 1990).

Uma formulação para consideração do efeito das fibras de aço no projeto de vigas de concreto armado é proposta pelo ACI 544.4R (1988). Essa formulação é baseada no estudo de HENAGER e DOHERTY<sup>4</sup>, onde a resistência à tração computada para o concreto fibroso é adicionada à contribuição das barras de aço para determinação do momento resistente. Na Figura 2.41 são apresentados os diagramas de tensão e deformação assumidos por HENAGER e DOHERTY no projeto de vigas de concreto fibroso com armadura de tração.

---

<sup>4</sup> HENAGER, C. H.; DOHERTY, T. J. **Analysis of reinforced fibrous concrete beams**. J. Struct. Engrg., ASCE, 102 (1), pp. 178-188. 1976.

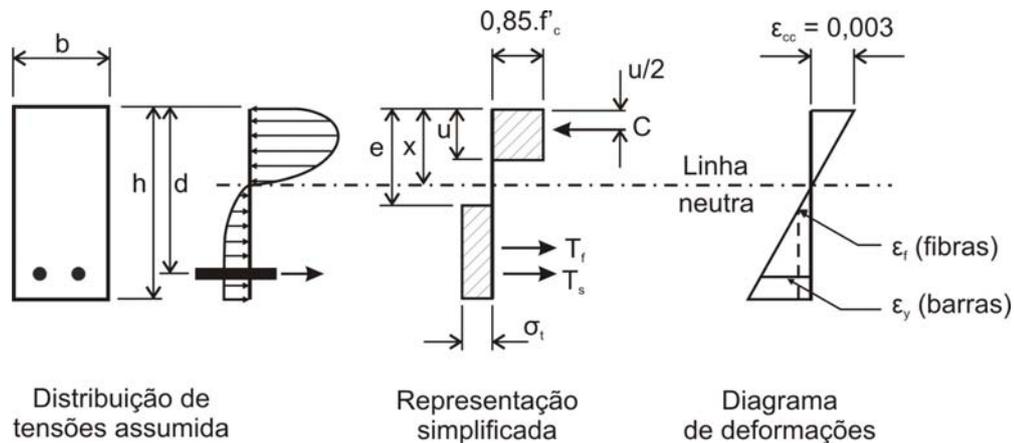


Figura 2.41 – Suposições de projeto feitas por HENAGER e DOHERTY para análise de vigas de concreto fibroso armadas à tração (Fonte: ACI 544.4R, 1988, adaptado).

A parcela do esforço de tração resistida pelo concreto com fibras de aço é obtida através da Equação 2.5.

$$\sigma_t = 0,00772 \cdot (l_f / d_f) \cdot V_f \cdot F_{be} \quad 2.5$$

Onde,

$\sigma_t$  é a parcela da tração resistida pelo concreto com fibras de aço, em MPa;

$l_f$  é o comprimento da fibra;

$d_f$  é o diâmetro equivalente da seção transversal da fibra de aço;

$V_f$  é a fração volumétrica de fibras, em porcentagem; e

$F_{be}$  é a eficiência de aderência da fibra, que varia entre 1,0 e 1,2, dependendo das características da fibra.

Segundo BENTUR e MINDESS (1990), na formulação de HENAGER e DOHERTY, o CRFA absorve apenas cerca de 5 a 15% da resistência à tração solicitante, sendo o restante resistido pelas barras da armadura.

Com base nas suposições de HENAGER e DOHERTY, ilustradas na Figura 2.41, a posição da linha neutra pode ser determinada através da relação de triângulos do diagrama de deformações, onde é possível obter a Equação 2.6.

$$x = \frac{0,003 \cdot d}{\varepsilon_y + 0,003} \quad 2.6$$

Onde,

$x$  é a posição da linha neutra da seção;

$d$  é a altura útil da viga;

$\varepsilon_y$  é a deformação específica da armadura de tração no escoamento, dada por  $f_y/E_s$ ;

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço da armadura de tração; e

$E_s$  é o módulo de elasticidade do aço.

Com a determinação da posição da linha neutra é possível calcular a posição do topo do bloco de tensão devido às fibras de aço, em relação à região mais comprimida da seção, conforme Equação 2.7.

$$e = \frac{(\varepsilon_f + 0,003) \cdot x}{0,003} \quad 2.7$$

Sendo,

$e$  a distância entre a faixa mais comprimida da seção transversal e o topo do bloco de tensão de tração do concreto fibroso;

$\varepsilon_f$  é a deformação específica da fibra de aço devida à tensão desenvolvida no arrancamento, dada por  $\sigma_f/E_s$ ; e

$\sigma_f$  é a tensão de tração na fibra desenvolvida no arrancamento (tensão de aderência dinâmica de 333 psi, ou 2,296 MPa (ACI 544.4R, 1988)).

Assim, o cálculo do momento resistente da viga de concreto armado, apenas com barras de tração e reforçado com fibras de aço, é dado de acordo com a Equação 2.8 (ACI 544.4R, 1988).

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{u}{2} \right) + \sigma_t \cdot b \cdot (h - e) \cdot \left( \frac{h}{2} + \frac{e}{2} - \frac{u}{2} \right) \quad 2.8$$

Onde,

$A_s$  é a área de aço da armadura de tração;

$b$  é a largura da seção transversal;

$h$  é a altura da seção transversal; e

$u$  é a altura do bloco de tensões retangularizado.

De acordo com TAN *et al.* (1995), vários autores observam que a adição de fibras de aço em vigas de concreto armado melhora de forma significativa o comportamento de tais elementos estruturais frente à fissuração, como, restrição ao desenvolvimento das fissuras, resistência à fissuração e redução das tensões de tração nas barras da armadura, resultando assim em menores aberturas de fissuras. Na Figura 2.42 são apresentados os resultados obtidos por TAN *et al.* (1995), onde foi avaliada a abertura de fissuras em vigas de concreto armado contendo diferentes frações volumétricas de fibras de aço.

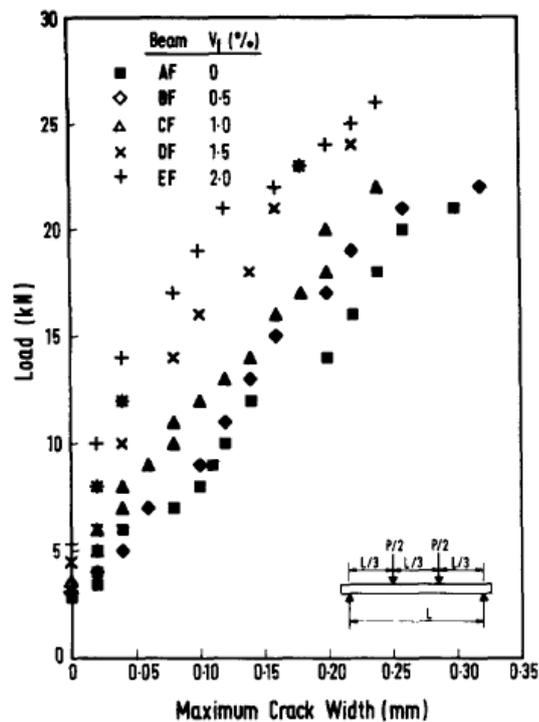


Figura 2.42 – Aberturas máximas de fissuras em vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço (Fonte: TAN *et al.*, 1995).

Pela observação da Figura 2.42, pode-se verificar que para um mesmo nível de carregamento, as vigas de concreto armado contendo fibras de aço apresentaram menores aberturas de fissuras, onde, em geral, maiores frações volumétricas indicaram maiores contribuições para redução das tensões de tração nas barras das armaduras.

BENTUR e MINDESS levando em conta a possibilidade de economia na utilização de fibras de aço em vigas de concreto armado, analisaram o desenvolvimento da flecha em diferentes situações, como, a incorporação de uma fração volumétrica de 1,5% de fibras de aço apenas na metade inferior (região de tração) da seção transversal e o uso das fibras de aço em toda a seção transversal da viga, conforme Figura 2.43.

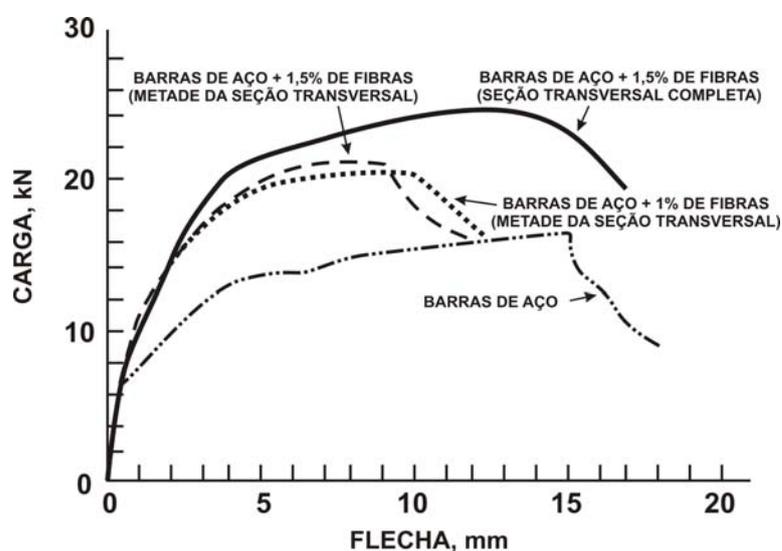


Figura 2.43 – Curvas carga x flecha típicas de vigas de concreto armado, com e sem fibras de aço (Fonte: BENTUR & MINDESS, 1990, adaptado).

Como resultado de sua análise BENTUR e MINDESS verificaram que quando foi utilizada uma fração volumétrica de 1,5% de fibras de aço apenas na metade inferior da seção transversal, houve um aumento de 32% na carga última, enquanto que, quando a mesma fração volumétrica foi incorporada em toda a seção transversal da viga, o ganho na carga última foi de 55%. Com isso, BENTUR e MINDESS observaram que as fibras de aço contribuem para uma maior capacidade resistente das vigas, mesmo quando presentes na região de compressão da seção transversal.

Em relação ao esforço cortante, segundo o ACI 544.4R (1988), as fibras de aço apresentam vários benefícios quando utilizadas de forma complementar ou substituindo os estribos verticais das vigas. As vantagens da utilização das fibras de aço em vigas de

concreto submetidas a esforços de cisalhamento se devem a: distribuição randômica na massa de concreto, formando uma armadura difusa, com espaçamentos menores do que se pode obter com barras de armadura, melhorando a distribuição das fissuras e reduzindo a abertura das mesmas; aumento das resistências à tração na primeira fissura e tensão última de tração; e aumento da resistência de fricção no cisalhamento, tendo em vista a energia necessária para o arrancamento das fibras e a atuação das fibras como pontes de transferência de tensões através das fissuras (ACI 544.4R, 1988).

CUCCHIARA *et al.* (2004) observaram benefícios na utilização das fibras de aço em seu estudo, onde avaliaram a efetividade dos estribos e fibras de aço no reforço ao cisalhamento em vigas de concreto. Os autores concluíram que nas vigas reforçadas com fibras de aço, a fissuração ocorreu de forma progressiva e com menores aberturas de fissuras. Além disso, em dosagens adequadas, quando as fibras de aço foram utilizadas como reforço ao cisalhamento, em substituição aos estribos, foi possível obter desempenhos equivalentes em termos da resistência última. Porém, CUCCHIARA *et al.* (2004) ressaltam que uma utilização conjugada entre fibras de aço e estribos é mais adequada, pois os estribos permitem uma maior capacidade de deformação após o regime elástico.

LIM e OH (1999) apresentam, conforme Figura 2.44, o diagrama de corpo livre do trecho próximo ao apoio de uma viga de CRF, onde a partir deste, discriminam a força cortante total resistida pelo concreto fibroso e mecanismos complementares, de acordo com a Equação 2.9. Na Figura 2.44,  $R_{cc}$ ,  $R_{st}$  e  $a_s$ , indicam, respectivamente, a resultante dos esforços de compressão atuantes na região comprimida da seção, a resultante dos esforços de tração absorvidos pela armadura longitudinal e o vão de atuação do esforço cortante.

$$V_{cf} = V_r + V_e + V_{ac} + V_{sf} \quad 2.9$$

Sendo,

$V_{cf}$  a força cortante atribuída ao concreto com fibras;  $V_r$  a parcela do esforço cortante absorvida pelo efeito de rebite da armadura de flexão;  $V_e$  o esforço cortante absorvido pela força de engrenamento interno ao longo da fissura;  $V_{ac}$  a força cortante

que atravessa a zona de compressão;  $V_{sf}$  a componente perpendicular do arrancamento das fibras ao longo da fissura inclinada.

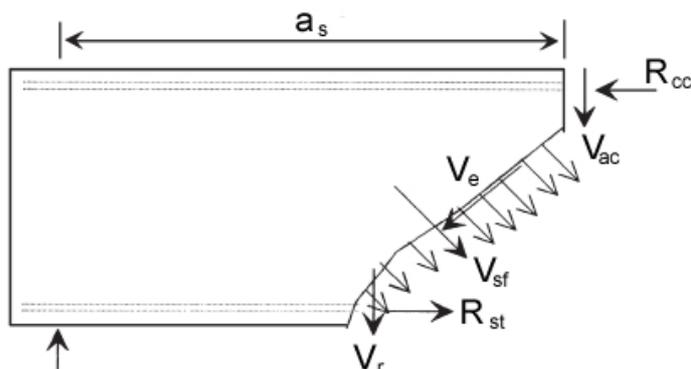


Figura 2.44 – Diagrama de corpo livre do trecho de atuação da força cortante em uma viga de concreto armado reforçado com fibras (Fonte: LIM & OH, 1999).

O ACI 544.4R (1988) apresenta uma formulação proposta por SHARMA<sup>5</sup> para estimar a resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto reforçado com fibras de aço, conforme Equação 2.10.

$$V_{cf} = \frac{2}{3} \cdot f_t' \cdot \left(\frac{d}{a}\right)^{0,25} \quad 2.10$$

Onde,  $f_t'$  é a resistência à tração indireta do concreto com fibras de aço, em corpos-de-prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura; e  $d/a$  é a relação entre a altura útil e o vão de atuação do esforço cortante.

Através da análise feita utilizando-se a Equação 2.10 e ensaios com vigas de concreto contendo fibras de aço, a relação média entre os valores das tensões de cisalhamento experimentais e teóricas foi de 1,03, com desvio padrão de 7,6% (ACI 544.4R, 1988). Na formulação proposta, a consideração dos efeitos decorrentes das diferentes geometrias das fibras de aço (reta, corrugada, ancorada em gancho nas extremidades, etc.) na resistência ao esforço cortante do CRFA, é feita através do valor de  $f_t'$ .

<sup>5</sup> SHARMA, A. K. Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams. **ACI Journal**, Proceedings V. 83, No. 4, pp. 624-628. 1986.

No caso de vigas de CRFA contendo armadura transversal, de acordo com o ACI 544.4R (1998), o procedimento de cálculo segue o método do ACI 318 (2008), onde a parcela do esforço cortante resistida pelos estribos deve ser somada à contribuição do concreto fibroso, a qual é determinada a partir da Equação 2.10.

Por sua vez, FURLAN JR. e HANAI (1997), citam que a influência das fibras no esforço cortante pode ser associada a dois fatores: ação direta em fissuras inclinadas (de modo similar à atuação dos estribos) e contribuição indireta no mecanismo de transferência de forças transversais (efeito de pino da armadura longitudinal), o qual aumenta a participação da resistência do concreto devido ao melhorado controle de fissuras.

Em seu estudo, FURLAN JR. e HANAI (1997), produziram duas séries de vigas de dimensões 10 cm x 10 cm x 100 cm, sendo, 07 vigas da série A (com estribos) e 07 da série B (sem estribos), onde foram variados os volumes e tipos de fibras para reforço do concreto, conforme Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Misturas dos concretos (FURLAN JR. & HANAI, 1997).

Misturas	Vigas	Tipo de fibras	Volume de fibras $V_f$ [%]
1	P1A/P1B	-----	-----
2	P2A/P2B	Polipropileno	0,5
3	P3A/P3B	Aço 25,4 mm	1,0
4	P4A/P4B	Aço 25,4 mm	2,0
5	P5A/P5B	Aço 38,1 mm	1,0
6	P6A/P6B	Aço 38,1 mm	2,0
7	P7A/P7B	Aço 38,1 mm	0,5

Nas vigas com estribos, a ruptura por cisalhamento foi prevista para uma carga próxima de 37 kN, com escoamento da armadura longitudinal (desprezando qualquer influência das fibras nos cálculos do dimensionamento das vigas). Nas vigas sem estribos foi prevista uma baixa carga de ruptura por cisalhamento, próxima de 8 kN.

Experimentalmente, a carga máxima alcançada pela viga com estribos e sem fibras (P1A) foi 40 kN, quando a ruptura por cisalhamento ocorreu. Tal tipo de ruptura só se repetiu em duas vigas da série A (P5A e P7A), com aumentos de resistência da ordem de 7,5% e 12,5%, respectivamente. Para as demais vigas dessa série (P2A, P3A, P4A e P6A) a ruptura se deu por flexão, com os aumentos das resistências em torno de 13%, 17%, 15% e 17%, respectivamente.

Todas as vigas sem estribos (série B) romperam por cisalhamento, onde, as resistências últimas foram superiores em relação àquela avaliada teoricamente, devido a mecanismos alternativos (efeito Dowel, engrenamento dos agregados e contribuição da zona comprimida) representados de maneira simplificada por  $V_c$ .

Na Figura 2.45 são apresentados os resultados obtidos por FURLAN JR. e HANAI para as deformações nos estribos.

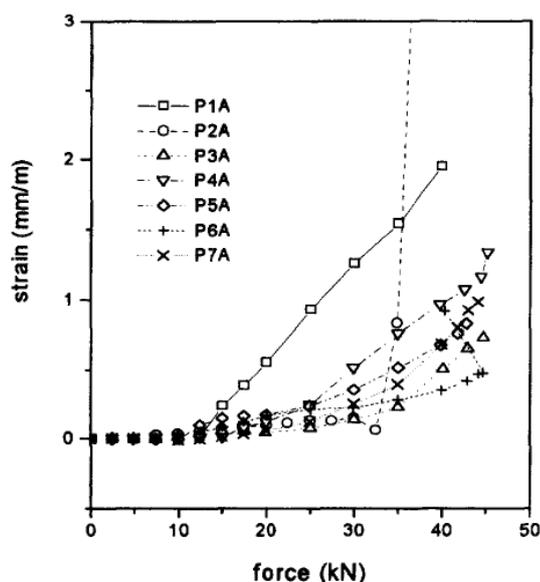


Figura 2.45 – Deformações nos estribos (Fonte: FURLAN JR. & HANAI, 1997).

Segundo os autores o progresso das tensões nos estribos é um parâmetro que indica a contribuição do concreto e das fibras ao esforço cortante.

FURLAN JR. e HANAI (1997) observam que as tensões nos estribos das vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço foram, em todos os casos, comparativamente menores. Nas vigas com fibras de polipropileno, com a propagação das fissuras, há um aumento da tensão nos estribos, mas a ruptura ainda é retardada devida a grande quantidade de energia necessária para o arrancamento das fibras. Por

outro lado, as fibras de aço são mais efetivas, como uma armadura que “costura” as fissuras inclinadas, sendo a ação das fibras similar a dos estribos.

## 2.7. Concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço

A eliminação da necessidade de vibração e os materiais incorporados à mistura agregam benefícios ao concreto auto-adensável, tanto no estado fresco, tais como, redução de custos e melhoria do ambiente de trabalho no momento do lançamento do concreto nas fôrmas, quanto no estado endurecido, como a menor porosidade apresentada em sua microestrutura, o que favorece as propriedades mecânicas e de durabilidade. A incorporação de fibras de aço ao concreto auto-adensável pode elevar consideravelmente essas propriedades (TORRIJOS *et al.*, 2008), principalmente por se tratar de um compósito fibroso com condições de matriz muito favoráveis.

Porém, segundo PEREIRA *et al.* (2008), alguns entraves são observados na incorporação de fibras ao concreto auto-adensável, onde, o mais relevante é a perturbação na habilidade de fluxo do concreto fresco. Entretanto, tal obstáculo serviu de motivação para o surgimento de métodos de dosagem de CAA com a consideração da adição de fibras à mistura, como por exemplo, os estudos de FERRARA *et al.* (2007) e PEREIRA *et al.* (2008). Além disso, investigações têm constatado a possibilidade de uso das fibras em misturas de CAA padrão já obtidas, respeitados aspectos relacionados ao tipo e volume adicionado de fibras, sem prejuízos acentuados das propriedades de auto-adensabilidade do concreto.

Segundo TVIKSTA (2000), a dosagem de um concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço (CAARFA) pode ser obtida a partir de uma mistura de CAA já existente, onde, de preferência, esta deve possuir um *slump-flow* entre 650 e 700 mm.

A necessidade ou não de alterações na dosagem de um CAA já existente, quando da adição de fibras de aço, pode ser avaliada através do fator de fibra ( $F_{sf}$ ), segundo Equação 2.11.

$$F_{sf} = \frac{m_f}{78,5} \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad 2.11$$

Sendo,

$m_f$  é a quantidade de fibra adicionada em kg/m<sup>3</sup>;

$l_f$  é o comprimento da fibra;

$d_f$  é o diâmetro equivalente da fibra, onde,  $d_f = \sqrt{\frac{4 \cdot A_f}{\pi}}$  no caso de fibras com

seção transversal não circular; e

$A_f$  é a área da seção transversal da fibra.

De acordo com TVIKSTA (2000), na produção de CAARFA, não existe problema em usar uma dosagem normal de CAA já definida, para um  $F_{sf} < 30$ . Se o fator de fibra está no intervalo  $30 \leq F_{sf} < 50$ , um teste de dosagem é exigido para o CAARFA. Se  $F_{sf} \geq 50$  é provável que a dosagem original do CAA necessite ser ajustada, aumentando-se a quantidade de filer e/ou alterando-se as quantidades de agregados miúdo e graúdo, sendo necessário ainda, aumentar a quantidade de aditivo superplastificante.

GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001) estudaram os efeitos da quantidade de agregado graúdo, e quantidade e tipo de fibras de aço nas características do concreto auto-adensável (CAA) no estado fresco. Os concretos auto-adensáveis com fibras de aço foram obtidos a partir de duas dosagens de referência de CAA (Séries 1 e 2). Quatro tipos de fibras com seção transversal circular foram utilizados: três com ancoragem em gancho nas extremidades, com fatores de forma de 45, 65 e 80, e comprimentos de 30 mm, 40 mm e 60 mm, respectivamente, e uma do tipo corrugada com relação  $l/d$  igual a 50 e comprimento de 50 mm.

Pelo prévio conhecimento de que quantidades consideráveis de fibras podem afetar a trabalhabilidade do concreto, os autores optaram por utilizar a combinação de dois superplastificantes para alcançar uma elevada capacidade de espalhamento no *slump-flow*, em torno de 700 mm, e tempo de fluxo de 10 segundos no Funil-V, para as dosagens de referência dos CAA.

Na Tabela 2.6 está apresentado o programa experimental utilizado por GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001). As dosagens de fibras de aço utilizadas foram de 40 kg/m<sup>3</sup>, 60 kg/m<sup>3</sup>, 80 kg/m<sup>3</sup>, 100 kg/m<sup>3</sup> e 120 kg/m<sup>3</sup>, que correspondem, respectivamente, à frações volumétricas de 0,51%, 0,77%, 1,02%, 1,28% e 1,54%, em relação ao volume total da matriz de concreto.

Tabela 2.6 – Programa experimental de GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001).

Misturas \ Fibras	40 kg/m <sup>3</sup>	60 kg/m <sup>3</sup>	80 kg/m <sup>3</sup>	100 kg/m <sup>3</sup>	120 kg/m <sup>3</sup>
<i>CAA – Série 1</i>					
l/d = 45; l = 30			○	○	
l/d = 50; l = 50		○	○		
l/d = 65; l = 40	○	○			
l/d = 80; l = 60	○	○			
<i>CAA – Série 2</i>					
l/d = 45; l = 30			○	○	○
l/d = 50; l = 50		○	○	○	
l/d = 65; l = 40	○	○	○		
l/d = 80; l = 60	○	○	○		

Os autores observaram que as fibras de aço afetaram o espalhamento das duas dosagens de CAA de referência. Com a adição das fibras, os concretos auto-adensáveis apresentaram espalhamento não homogêneo (não circular), ou seja, impedimento da fluidez em algumas direções, e concentração de partículas na região central do concreto espreado. Na Figura 2.46 são apresentadas as ilustrações de tais resultados.

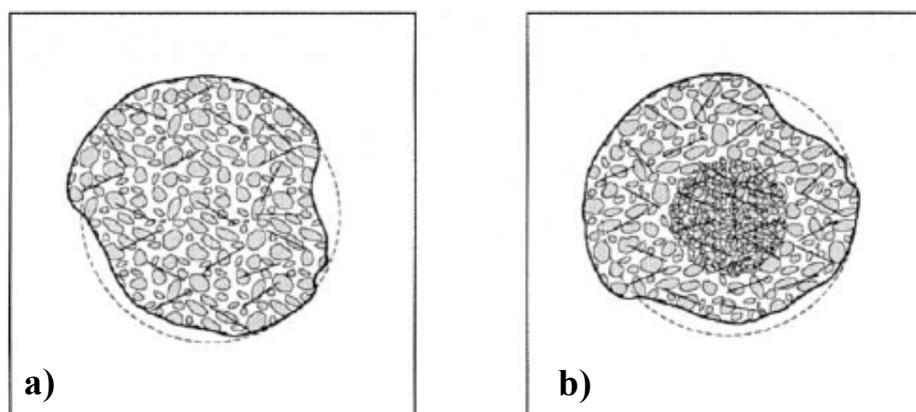


Figura 2.46 – Fluidez não homogênea do CAA com fibras de aço: a) impedimento da fluidez e b) concentração de partículas na região central do concreto espreado (Fonte: GRÜNEWALD & WALRAVEN, 2001).

GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001) também verificaram que quanto mais fibras eram adicionadas, mais a deformabilidade do CAA era reduzida. Na Figura 2.47 são apresentadas as relações entre o diâmetro de espraimento no ensaio do *slump-flow* e o produto entre a fração volumétrica ( $V_f$ ) e o fator de forma ( $l/d$ ) das fibras, para as duas séries de CAA.

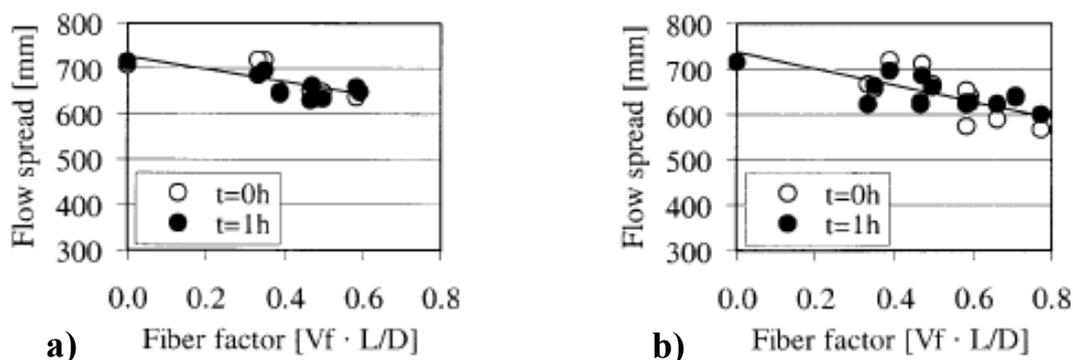


Figura 2.47 – *Slump-flow* x fator de fibra: a) Série 1 e b) Série 2 (Fonte: GRÜNEWALD & WALRAVEN, 2001).

Uma constatação feita por GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001) é que para evitar o bloqueio do concreto, nos testes de passagem do CAA com fibras de aço por armaduras, os espaçamentos entre barras devem ser maiores em relação àqueles utilizados nos ensaios dos concretos auto-adensáveis sem fibras.

Os autores concluíram que, apesar da adição de uma quantidade considerável de fibras, foi possível obter ainda comportamentos auto-adensáveis dos concretos, cujos critérios de julgamento foram: diâmetro de espalhamento mínimo de 600 mm no *slump-flow test*, observações do aspecto do concreto em relação à sua homogeneidade e a ausência de segregação. Porém, GRÜNEWALD e WALRAVEN (2001) ressaltam que a quantidade máxima de fibras possível depende da composição da mistura do CAA de referência.

SAHMARAN e YAMAN (2005) estudaram o comportamento no estado fresco e as propriedades mecânicas do concreto auto-adensável com adição de um alto volume de sílica ativa e reforçado com fibras de aço.

Foram utilizadas cinco misturas de CAA, duas como referência, sendo uma com sílica ativa, substituindo 50% da massa de cimento, e outra sem sílica ativa e três misturas de CAA reforçado com fibras de aço com adição de sílica ativa, sendo: uma

somente com o tipo de fibra SF1 (seção transversal circular, ancoragem em gancho nas extremidades, comprimento de 30 mm e  $l/d = 55$ ), uma somente com o tipo de fibra SF2 (fibra de aço reta, seção transversal circular, comprimento de 6 mm e  $l/d = 37,5$ ), e outra mistura com os dois tipos de fibras, SF1 e SF2. A quantidade de fibras de aço foi constante para todas as misturas:  $60 \text{ kg/m}^3$ . No caso da dosagem contendo simultaneamente SF1 e SF2 foram utilizados  $30 \text{ kg/m}^3$  para cada tipo de fibra.

Os autores concluíram que a adição de um alto volume de sílica ativa proporcionou um aumento da trabalhabilidade característica do CAA. Por outro lado, o alto volume de sílica ativa adicionado à mistura ocasionou redução da resistência à compressão, devida à baixa atividade pozolânica da sílica, sendo tal efeito parcialmente compensado pela utilização de fibras menores (SF2). Já as fibras maiores, ou seja, as fibras do tipo SF1 com ancoragem em gancho, apresentaram maior eficiência na tração do concreto. Além disso, verificaram que a geometria da fibra influencia nas propriedades das misturas de CAA, não só no estado endurecido, mas também no estado fresco.

Devido ao seu comportamento no estado fresco e a ausência de vibração do concreto, o modo de distribuição e alinhamento das fibras no CAA é um ponto geralmente destacado e analisado em muitos estudos. Através da análise de fotos de raio-X de corpos-de-prova de CAARFA, foi verificado que a distribuição das fibras é similar ao observado em CRFA (TVIKSTA, 2000). Nos CAARFA, a orientação das fibras apresenta ângulo de inclinação tendendo à direção de fluxo do concreto. Na Figura 2.48 são apresentadas imagens de raio-X de CAARFA, contendo fração volumétrica de fibras de 1%, obtidas por MARANGON (2006).

Conforme apresentado na Figura 2.48, a ausência de vibração no concreto auto-adensável favorece a uniformidade de distribuição das fibras em toda a matriz. Já na situação do concreto vibrado, o adensamento mecânico tende a provocar maior dispersão das fibras, exceto no plano perpendicular ao lançamento (plano xz), onde se pode verificar boa uniformidade na distribuição.

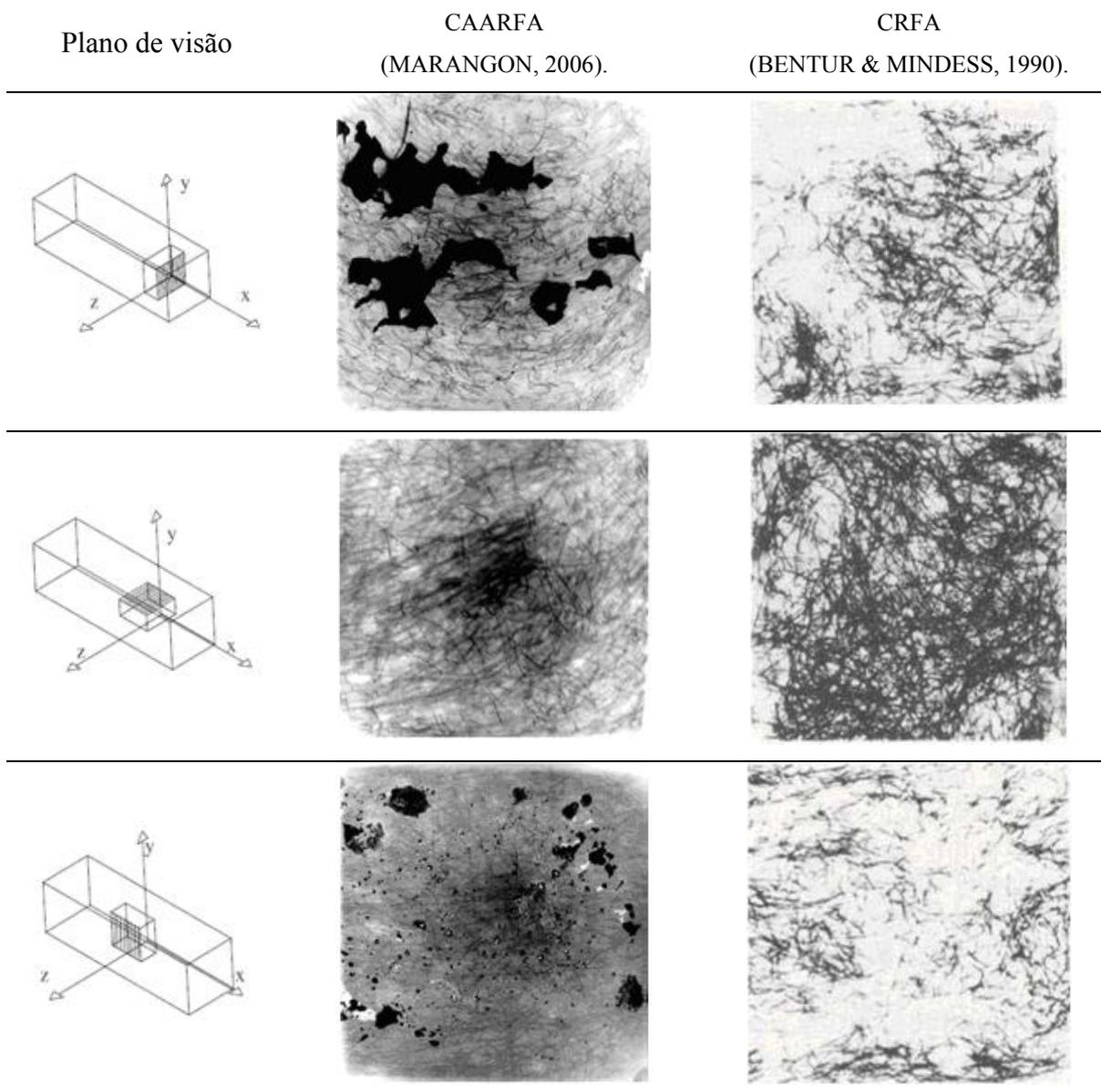


Figura 2.48 – Comparativo entre a distribuição das fibras de aço no CAA e no concreto vibrado, em diferentes planos (Fonte: MARANGON, 2006).

TORRIJOS *et al.* (2008) analisaram a variação das propriedades físicas e mecânicas do CAA e CAARFA através do lançamento desses concretos no interior de tubos esbeltos com 2,5 m de altura e seção circular de 0,15 m de diâmetro. Foram utilizadas as dosagens de 25 kg/m<sup>3</sup> e 50 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço, correspondendo, aproximadamente, à frações volumétricas de 0,30% e 0,60%, respectivamente. Após o endurecimento do concreto foram extraídas do tubo amostras com 30 cm de altura para realização de ensaios de compressão e módulo de elasticidade, bem como a retirada de discos com 20 mm de espessura para a avaliação da distribuição de agregados e fibras

de aço nas seções transversais ao longo da altura. TORRIJOS *et al.* (2008) observaram que não houve variação significativa nas propriedades físico-mecânicas dos concretos ao longo do comprimento das colunas. O peso específico dos concretos apresentaram variações máximas em torno de  $\pm 1\%$ . A menor compactação do concreto na zona superior das colunas afetou de modo mais expressivo a resistência à compressão, onde foram registradas reduções em torno de 15% para todos os concretos estudados. O módulo de elasticidade dos concretos também apresentou redução na região superior das colunas, porém, menos significativa em comparação com a resistência à compressão, ficando em torno de 2% em relação ao módulo de elasticidade do concreto da região inferior. A variação na distribuição dos agregados ao longo da altura não se mostrou significativa, sendo considerada típica para o concreto. Porém, a distribuição dos agregados nos concretos com fibras foi sensivelmente mais homogênea, indicando que as fibras podem promover maior resistência à segregação do CAA. A variação da densidade das fibras ao longo da altura das colunas apresentou-se relativamente elevada, para as duas dosagens avaliadas, atingindo cerca de 50% em relação à média global. Foram observadas reduções da densidade de fibras na região superior das colunas, principalmente na dosagem utilizando 50 kg/m<sup>3</sup> de fibras.

MARANGON (2006) estudou propriedades físicas e mecânicas de concretos auto-adensáveis com fibras de aço. As frações volumétricas de fibras de aço adicionadas foram de 1,0%, 1,5% e 2,0%. No estado fresco, os concretos auto-adensáveis, com e sem fibras, foram avaliados através dos ensaios de Espalhamento (*slump-flow*), Caixa-L, Funil-V e Tubo-U. No estado endurecido, os concretos foram submetidos à ensaios de resistência à compressão, flexão e cisalhamento. Com seu estudo MARANGON (2006) verificou que os concretos atenderam aos valores recomendados para o ensaio de espalhamento, inclusive aqueles com adição de fibras, caracterizando comportamento auto-adensável no que se refere à capacidade de preenchimento. No ensaio da Caixa-L os concretos apresentaram relação  $H_2/H_1$  maior que 0,70, porém, com o aumento da dosagem de fibras, o espaçamento entre as barras teve que ser aumentado para permitir o fluxo do concreto sem bloqueio. As misturas de CAA apresentaram boa fluidez no ensaio do Funil-V, exceto aquela com adição de fração volumétrica de 2,0% de fibras de aço. No ensaio do Tubo-U os concretos foram capazes de fluir e preencher todos os espaços vazios no interior do mesmo. A resistência à compressão dos concretos

mantve-se na faixa de 80 MPa, não sendo afetada de forma significativa pela incorporação das fibras, porém, a adição das mesmas promoveu ductilidade ao concreto. A média dos módulos de elasticidade dos concretos foi de 35,61 GPa, com variação inferior a 0,05% entre os resultados. O coeficiente de poisson dos concretos apresentaram-se constantes e iguais a 0,2. A adição das fibras não afetou expressivamente a carga da primeira fissura no ensaio de flexão, no entanto, a carga última foi significativamente aumentada, sendo registrado um acréscimo de 113% para a fração volumétrica de 2,0%. A carga última do CAA no ensaio de flexão foi aumentada de 1,5 a 2,1 vezes com a incorporação das fibras de aço. Com relação ao ensaio de cisalhamento, com a adição das fibras, foram verificados aumentos de 3,8 a 4,8 vezes da resistência última ao cisalhamento do CAA sem fibras.

## Capítulo 3

### Programa experimental

#### 3.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados os materiais e equipamentos utilizados na pesquisa, bem como a discussão dos procedimentos de ensaios realizados nos concretos, nos estados fresco e endurecido.

#### 3.2. Materiais

Os materiais empregados para a produção dos concretos são listados a seguir.

##### 3.2.1. Cimento

O cimento utilizado foi do tipo Portland composto CP II-Z 32, de acordo com a NBR 11578 (1991), de densidade 3150 kg/m<sup>3</sup>.

##### 3.2.2. Agregados

A caracterização dos agregados foi realizada por LISBÔA (2004) em estudo desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas. Os agregados utilizados no presente trabalho fazem parte do mesmo lote de agregados usados por LISBÔA (2004).

Foram utilizados dois tipos de brita, uma com dimensão máxima de 12,5 mm, usada na produção dos concretos auto-adensáveis e de referência, e outra com dimensão máxima de 19 mm, a qual foi usada na produção do concreto convencional vibrado. Foi utilizado somente um tipo de areia para a produção de todos os concretos desta pesquisa, classificada como areia média, de acordo com a NBR 7211 (2005), cuja dimensão máxima característica é de 2,4 mm. Na Tabela 3.1 são apresentadas as características da areia e das britas utilizadas.

Tabela 3.1 – Caracterização dos agregados.

<b>Caracterização</b>	<b>Areia média</b>	<b>Brita 12,5 mm</b>	<b>Brita 19 mm</b>
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,611	2,650	2,667
Massa unitária no estado solto (g/cm <sup>3</sup> )	1,449	1,381	1,409
Massa unitária no estado compactado (g/cm <sup>3</sup> )	-	1,456	1,513
Módulo de finura	2,492	-	-
Absorção (%)	0,60	0,82	0,43

As composições granulométricas dos agregados são apresentadas na Tabela 3.2 e na Figura 3.1 são traçadas as curvas granulométricas dos mesmos.

Tabela 3.2 – Composição granulométrica dos agregados.

<b>Peneiras (mm)</b>	<b>Areia média</b>		<b>Brita 12,5 mm</b>		<b>Brita 19 mm</b>	
	<b>% retida</b>	<b>% retida acumulada</b>	<b>% retida</b>	<b>% retida acumulada</b>	<b>% retida</b>	<b>% retida acumulada</b>
19	-	-	-	-	0,28	0,28
12,5	-	-	0,4	0,4	44,04	44,32
9,5	-	-	22,0	22,4	29,98	74,3
6,3	-	-	51,7	74,1	23,95	98,25
4,8	1,1	1,1	17,5	91,6	1,14	99,39
2,4	3,4	4,5	7,0	98,6	-	-
1,2	10,8	15,3	0,5	99,1	-	-
0,6	28,2	43,5	0,3	99,4	-	-
0,3	43,5	87	0,2	99,6	-	-
0,15	10,8	97,8	0,2	99,8	-	-
Fundo	2,2	100	0,2	100	0,61	100
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>-</b>	<b>100</b>	<b>-</b>	<b>100</b>	<b>-</b>

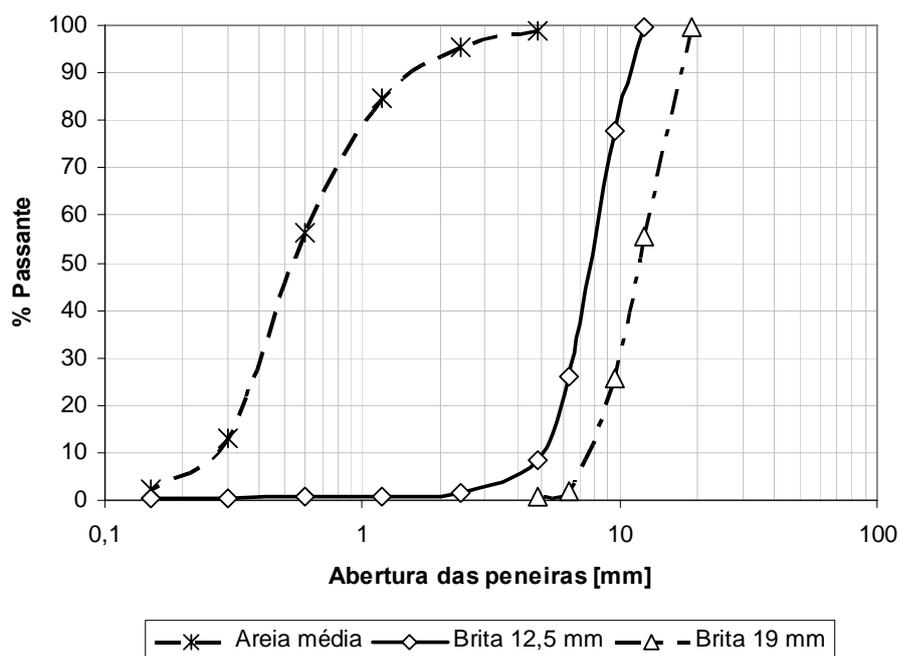


Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos agregados.

### 3.2.3. Resíduo do beneficiamento do mármore e granito (RBMG)

Tendo em vista a necessidade de uma elevada quantidade de finos na mistura de concretos auto-adensáveis, neste trabalho, foi utilizado o resíduo do beneficiamento do mármore e granito (RBMG) como adição mineral.

O RBMG já vem, há certo tempo, sendo utilizado em diversos estudos desenvolvidos na Universidade Federal de Alagoas, sendo avaliada a sua viabilidade na produção de materiais à base de cimento, tais como pastas, argamassas e concretos (CRUZ & LAMEIRAS, 2003; TENÓRIO, 2004; LAMEIRAS, 2004; LISBÔA, 2004; CAVALCANTI, 2006; BARROS, 2006; BARROS *et al.*, 2007, BARROS, 2008).

Após a extração das rochas do ambiente natural, em forma de blocos (processo denominado lavra), esses são armazenados nos pátios das empresas beneficiadoras. No município de Maceió, existem duas grandes beneficiadoras de mármore e granitos, onde ambas produzem, juntas, entre 800 a 1500 ton/mês de resíduo proveniente do beneficiamento de rochas ornamentais (BARROS *et al.*, 2007).

Os resíduos gerados nas etapas de desdobramento (transformação dos blocos em chapas através de serragem), polimento e corte das chapas de mármore e granitos, são depositados em lagoas situadas ao redor das empresas beneficiadoras, conforme Figura 3.2. O material lançado nas lagoas é composto basicamente de pó de rocha, água

(utilizada no resfriamento das lâminas das máquinas de serragem, polimento e corte), cal hidratada e granalha de aço, que juntamente com a água produzem um material abrasivo utilizado na etapa de serragem dos blocos.



Figura 3.2 – Lagoa de deposição de resíduos do beneficiamento de mármore e granito.

Após a evaporação de parte da água, quando o material lançado na lagoa encontra-se com uma consistência semelhante à de uma lama, realiza-se então a coleta desse.

No laboratório, o material coletado passa por secagem ao sol (Figura 3.3a), onde após essa etapa, o mesmo é estocado em tonéis, como é apresentado na Figura 3.3b.



Figura 3.3 – a) Secagem ao sol do resíduo recém-coletado; e b) resíduo estocado em tonéis após secagem (Fonte: LISBÔA, 2004).

Continuando o processo de preparação do resíduo para utilização em materiais à base de cimento, a partir do RBMG estocado nos tonéis, é feito o destorroamento, peneiramento e, por fim, o armazenamento em recipientes fechados com tampa,

conforme Figura 3.4, estando assim o material pronto para ser utilizado. Neste trabalho, o RBMG foi passado em peneira com abertura de malha de 0,3 mm.



Figura 3.4 – a) Destorroamento; b) Peneiramento; e c) Armazenamento do RBMG.

O RBMG é considerado uma adição predominantemente inerte, contribuindo para uma maior compacidade da estrutura interna do material cimentício, principalmente por ação física, conhecida como efeito filer.

Através de análises feitas por granulometria à laser no Laboratório de Engenharia Química da Universidade Federal de Alagoas, foi possível avaliar a composição granulométrica do RBMG. Na Tabela 3.3 é apresentada a caracterização do RBMG e na Figura 3.5 é mostrada a curva granulométrica do resíduo.

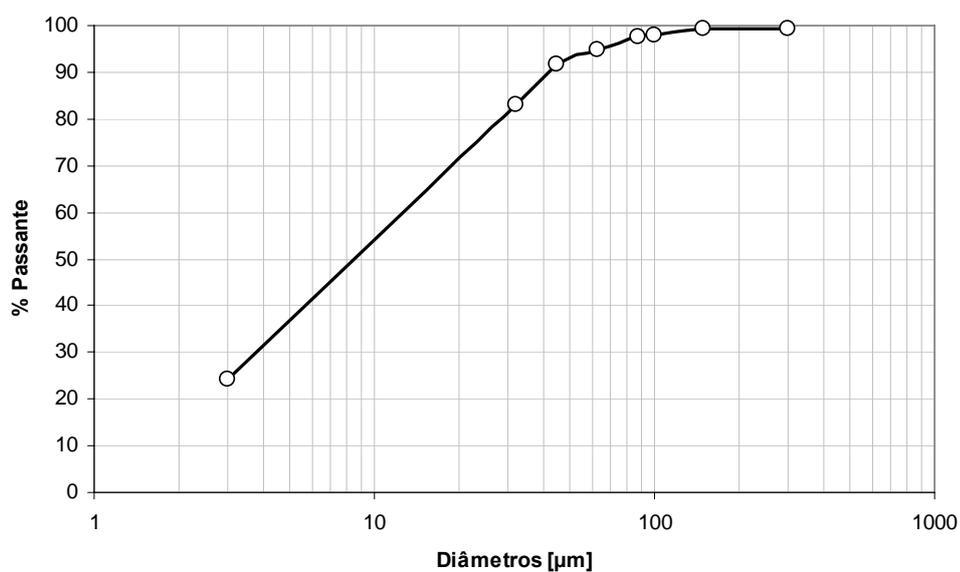


Figura 3.5 – Curva granulométrica do RBMG.

Tabela 3.3 – Caracterização do RBMG (CAVALCANTI, 2006).

Tipo	Inerte
Massa específica real (método do picnômetro)	2,685 g/cm <sup>3</sup>
Superfície específica (método de Blaine)	208,5 m <sup>2</sup> /kg
Material retido na peneira de 300 µm	0,558%
<b>Granulometria à laser – Diâmetros (µm)</b>	<b>% Passante</b>
3	24,08
32	82,97
45	91,77
63	94,78
88	97,56
100	98,06
150	99,15

### 3.2.4. Aditivos

Os aditivos utilizados neste estudo foram o aditivo superplastificante, usado na produção dos concretos auto-adensáveis, e o aditivo plastificante, o qual foi usado na confecção dos concretos de referência para promover trabalhabilidade à mistura.

#### — Aditivo superplastificante

Para produção dos concretos auto-adensáveis foi utilizado aditivo superplastificante de última geração com base em uma cadeia de éter carboxílico modificado. As propriedades fornecidas pelo fabricante do aditivo estão apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Propriedades do aditivo superplastificante segundo dados do fabricante.

<i>Fabricante</i>	<i>MBT</i>
Nome	Glenium 51
Função principal	Superplastificante 3ª geração
Base química	Policarboxilatos
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	1,067 – 1,107
Teor de sólidos (%)	28,5 – 31,5
Aspecto	Líquido viscoso
Viscosidade (cps)	95 – 160
Cor	Bege
pH	5 a 7

## — Aditivo plastificante

Na produção dos concretos de referência foi utilizado aditivo plastificante no sentido de proporcionar melhor trabalhabilidade à mistura, sem a necessidade de alteração da relação água/cimento. Na Tabela 3.5 apresentam-se as propriedades do aditivo plastificante fornecidas pelo fabricante.

Tabela 3.5 – Propriedades do aditivo plastificante segundo informações do fabricante.

<i>Fabricante</i>	<i>MBT</i>
Nome	Mastermix 390 N
Função principal	Plastificante multidosagem
Base química	Lignosulfonatos
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	1,16 – 1,20
Teor de sólidos (%)	34 – 38
Aspecto	Líquido
Cor	Castanho escuro
pH	7 a 9

### 3.2.5. Água

Na produção dos concretos foi utilizada água potável proveniente do sistema de abastecimento de água da Universidade Federal de Alagoas.

### 3.2.6. Aço para concreto armado

O aço utilizado nas armaduras das vigas foram do tipo CA-50 – aço para concreto armado, cuja resistência ao escoamento vale 50 kN/cm<sup>2</sup>. Foram utilizadas barras com diâmetros nominais de 6,3 mm, 5,0 mm e 12,5 mm. O peso específico do aço vale 7850 kgf/m<sup>3</sup>.

### 3.2.7. Fibras de aço

Foram utilizadas fibras de aço com ancoragem em gancho nas extremidades, obtidas através do processo de trefilação à frio do aço, com resistência à tração em torno de 1100 MPa. Quanto à geometria, as fibras apresentam comprimento (l) de 30 mm e seção transversal circular com diâmetro (d) de 0,6 mm, resultando em um fator de forma de 50, conforme Figura 3.6.

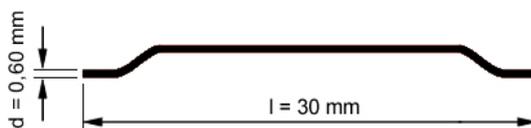


Figura 3.6 – Ilustração da fibra de aço utilizada no estudo.

## 3.3. Produção dos concretos

Neste estudo foram produzidos 05 concretos, onde, para viabilizar comparações futuras entre esses, mantiveram-se constantes o consumo de cimento e a relação água/cimento dos mesmos. Os concretos estudados foram os seguintes:

- Concreto auto-adensável (CAA);
- Concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço (CAARFA);
- Concreto de referência (CREF);
- Concreto de referência reforçado com fibras de aço (CREF-F); e
- Concreto convencional (CC).

Neste trabalho, o concreto de referência foi determinado com base no método de dosagem proposto pela ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland). Não foi usado o RBMG na mistura e utilizou-se aditivo plastificante para promover a trabalhabilidade desejada, correspondente a uma consistência do concreto fresco classificada como média, conforme Tabela 3.6 apresentada por ANDOLFATO (2002). Os agregados miúdos e graúdos foram mantidos os mesmos utilizados na mistura do CAA.

Tabela 3.6 – Classificação das consistências dos concretos (ANDOLFATO, 2002).

<b>Consistência</b>	<b>Abatimento (cm)</b>
Seca	0 a 2
Firme	2 a 5
Média	5 a 12
Mole	12 a 18
Fluida	18 a 25

Por sua vez, para a mistura do concreto convencional, a qual também foi obtida através da metodologia da ABCP, a dimensão máxima do agregado graúdo foi aumentada, de 12,5 mm do CREF, para 19 mm. Não foram utilizados aditivos, sendo o concreto convencional composto apenas pelos quatro componentes básicos (cimento, areia, brita e água).

Na produção dos concretos, a colocação dos materiais no misturador foi iniciada com os agregados, areia e brita, e a incorporação da água de absorção dos mesmos, sendo misturados por 30 segundos. Na seqüência, o misturador teve seu movimento cessado para a colocação dos finos, cimento e RBMG, no caso dos concretos auto-adensáveis, e apenas cimento, nos concretos de referência e convencional, onde, nessa etapa, os materiais foram misturados por mais 30 segundos. Com a betoneira ainda em movimento, após os 30 segundos da etapa anterior, parte da água de amassamento foi adicionada (80% da relação a/c), onde foram misturados por mais 90 segundos. Porém, no caso do concreto convencional, toda a água de amassamento foi colocada nesse estágio, sendo essa a fase final de sua mistura. Nos demais concretos, CAA, CAARFA, CREF e CREF-F, o processo de mistura continua com a colocação do aditivo

(superplastificante para os concretos auto-adensáveis e plastificante para os concretos de referência), juntamente com a parte restante da água de amassamento (20% da relação a/c), sendo misturados por 120 segundos. Por fim, nos concretos CAARFA e CREF-F, após os 120 segundos do passo anterior, foram incorporadas as fibras de aço ao concreto e misturadas por mais 60 segundos.

Na Tabela 3.7 são apresentadas as principais diferenças entre as dosagens propostas para o estudo.

Tabela 3.7 – Principais diferenças entre as dosagens propostas para o estudo.

Tipos de concreto	D <sub>máx</sub> agregado graúdo (mm)	RBMG	Aditivo superplastificante	Aditivo plastificante	Fibras de aço	Adensamento
CAA	12,5	Sim	Sim	Não	Não	Auto-adensável
CAARFA	12,5	Sim	Sim	Não	Sim	Auto-adensável
CREF	12,5	Não	Não	Sim	Não	Vibrado
CREF-F	12,5	Não	Não	Sim	Sim	Vibrado
CC	19,0	Não	Não	Não	Não	Vibrado

Nos concretos CREF e CREF-F foi utilizada a mesma dimensão máxima característica do agregado graúdo dos concretos auto-adensáveis (CAA e CAARFA), possibilitando assim, uma melhor comparação entre esses concretos no estado endurecido. Por sua vez, no concreto convencional (CC) foi utilizado agregado graúdo com uma maior dimensão máxima característica (19 mm), com o intuito de se obter uma dosagem mais próxima de concretos usuais, composta apenas pelos quatro componentes básicos (cimento, areia, brita e água).

### 3.3.1. Definição da dosagem de fibras para o CAARFA

A etapa de definição da fração volumétrica de fibras de aço a ser adicionada no CAA baseou-se nas recomendações de TVIKSTA (2000), onde, com a fixação da relação  $l/d$  igual a 50, foram propostas três dosagens de fibras que fossem tecnicamente praticáveis e implicassem em pequenas alterações, ou nenhuma, na dosagem de CAA já obtida no estudo de CAVALCANTI (2006), que foi tomada como base para a produção do CAARFA.

Inicialmente, foi testada a dosagem de 30 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço, que corresponde a uma fração volumétrica de aproximadamente 0,4%. Em seguida, o volume de fibra testado foi o dobro, 60 kg/m<sup>3</sup>, correspondendo à fração volumétrica de 0,8%. Por fim, foi testada uma dosagem correspondente a uma fração volumétrica de fibras de aço de 1,0%, ou seja, 78,5 kg/m<sup>3</sup>. Com isso, obteve-se, de acordo com a Equação 2.11 (Item 2.7, página 67):  $F_{sf} = 19,1$  para 30 kg/m<sup>3</sup>;  $F_{sf} = 38,2$  para 60 kg/m<sup>3</sup>; e  $F_{sf} = 50$  para 78,5 kg/m<sup>3</sup>.

Porém, de acordo com TVIKSTA (2000), como, para quantidade de 60 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço, tem-se que  $30 \leq F_{sf} < 50$ , isso indica que se faz necessário um teste de dosagem do CAARFA para verificar se esse atende às características de auto-adensamento do concreto. Por sua vez, para 78,5 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço, tem-se que  $F_{sf} = 50$ , indicando que, possivelmente, alterações devem ser feitas na dosagem do CAA base para que o CAARFA atenda satisfatoriamente às propriedades de auto-adensabilidade.

Na Tabela 3.8 é apresentada a dosagem obtida por CAVALCANTI (2006) que serviu de base para a produção do CAARFA, onde, *spc/c* indica a relação superplastificante (fração sólida)/cimento. A relação água/cimento e a relação filler (RBMG) / cimento valem 0,5.

Tabela 3.8 – Dosagem do CAA obtida por CAVALCANTI (2006).

Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]		RBMG [kg/m <sup>3</sup> ]	SPC [kg/m <sup>3</sup> ] ( <i>spc/c</i> = 0,525%)
		Areia	Brita		
392,2	191,3	784	795	196	6,31

Por ser o primeiro teste e por não se conhecer ao certo qual seria o comportamento do CAA, no que se refere à redução da deformabilidade do concreto quando da adição das fibras, foi feita uma ligeira modificação na dosagem de aditivo superplastificante da mistura original de CAA, permanecendo inalteradas as quantidades dos demais materiais componentes. A relação *spc/c* foi alterada de 0,525% para 0,6%. Desse modo, a dosagem do CAA de referência (TESTE-F0), sem fibras, e a dosagem de

teste do CAARFA, com 30 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço (TESTE-F30), são indicadas na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Dosagens dos concretos TESTE-F0 e TESTE-F30.

Concreto	Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]		RBMG [kg/m <sup>3</sup> ]	SPC [kg/m <sup>3</sup> ] (spc/c = 0,6%)	Fibras [kg/m <sup>3</sup> ]
			Areia	Brita			
TESTE-F0	392,2	190,6*	784	795	196	7,844	0
TESTE-F30	392,2	190,6*	784	795	196	7,844	30

Na Figura 3.7 são apresentados o aspecto e dimensões de espalhamento dos concretos TESTE-F0 e TESTE-F30, após ensaio de espalhamento.

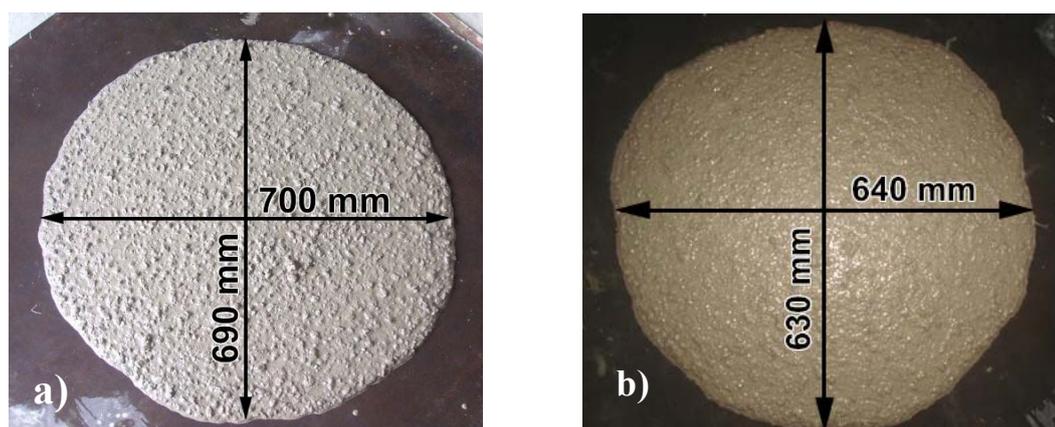


Figura 3.7 – CAA espalhado: a) TESTE-F0 e b) TESTE-F30.

Através da avaliação visual do aspecto dos concretos após ensaio de espalhamento, não foi verificada a ocorrência de segregação, nem do agregado graúdo, nem das fibras de aço, esse último, no caso do TESTE-F30. Na Tabela 3.10 são apresentados como resultados do ensaio, para os concretos TESTE-F0 e TESTE-F30, a média dos dois diâmetros perpendiculares da extensão final de espalhamento e o tempo necessário para o concreto alcançar um diâmetro de 50 cm ( $T_{50}$ ).

\* Neste trabalho, a água já contida na solução do superplastificante sempre foi descontada.

Tabela 3.10 – Ensaio de espalhamento para os concretos TESTE-F0 e TESTE-F30.

<b>Concreto</b>	<b>T<sub>50</sub> [s]</b>	<b>Diâmetro final [mm]</b>
TESTE-F0	5	695
TESTE-F30	5	635

Com os resultados apresentados na Tabela 3.10, observa-se que a adição de 30 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço causou redução de 8,6% no diâmetro final de espalhamento do CAA. Porém, essa redução não impediu o concreto de atingir a faixa de valores aceitáveis, encontrada na literatura, para CAA no ensaio de espalhamento, a qual recomenda o diâmetro final entre 600 e 750 mm. No entanto, verifica-se que a deformabilidade do CAA foi alterada pela presença das fibras, assim, pode ser considerado que as misturas necessitem de ajustes na composição para que apresentem o mesmo comportamento do CAA sem fibras. Já o tempo necessário para o concreto atingir um diâmetro de espalhamento de 50 cm, T<sub>50</sub>, que, segundo a faixa de valores recomendada na literatura, é de 3 a 7 segundos, não sofreu alteração com a incorporação das fibras. Isso pode significar que as fibras não afetaram a viscosidade da mistura .

Os resultados obtidos no ensaio de espalhamento com o CAA TESTE-F30 mostraram que a dosagem de 30 kg/m<sup>3</sup> de fibras não trouxe prejuízos destacáveis para o alcance das propriedades desejadas, no que se refere à capacidade de preenchimento, o que motivou o uso de maiores incorporações de fibras.

Desse modo, para a incorporação de 60 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço, foi usada a mesma composição do CAA, obtida por CAVALCANTI (2006), conforme

Tabela 3.8.

A avaliação da capacidade de preenchimento foi feita através do ensaio de espalhamento, a fim de verificar o atendimento às faixas de valores recomendadas e comparação dos resultados com aqueles obtidos por CAVALCANTI (2006). A dosagem do CAA com a incorporação de 60 kg/m<sup>3</sup> de fibras foi denominada de TESTE-F60, e é apresentada na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Dosagem do concreto TESTE-F60.

Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]		RBMG [kg/m <sup>3</sup> ]	SPC [kg/m <sup>3</sup> ] (spc/c = 0,525%)	Fibras [kg/m <sup>3</sup> ]
		Areia	Brita			
392,2	191,3	784	795	196	6,31	60

O aspecto e dimensões do espalhamento dos concretos TESTE-F60 e do CAA obtido por CAVALCANTI (2006), após ensaio de espalhamento são mostrados na Figura 3.8.

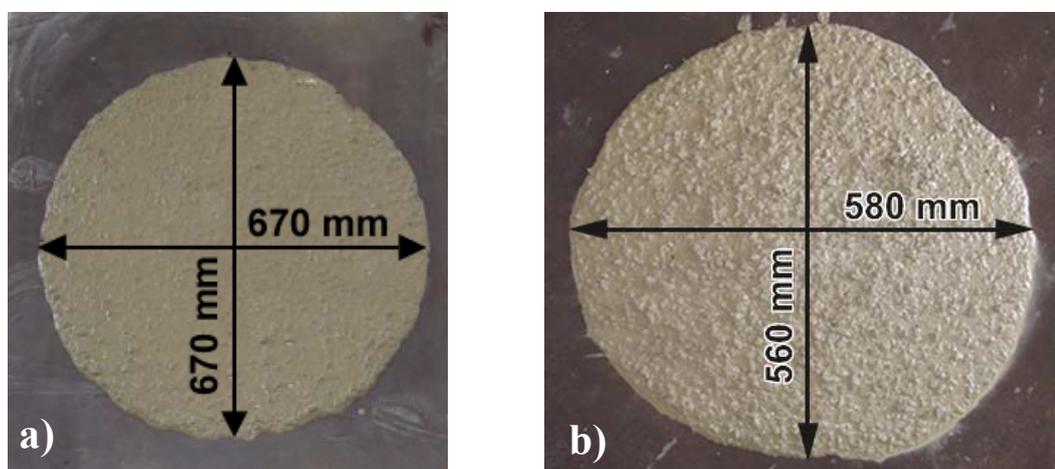


Figura 3.8 – Concreto após ensaio de espalhamento: a) CAVALCANTI (2006); e b) TESTE-F60.

Na Tabela 3.12 são apresentados os resultados do ensaio de espalhamento do CAA obtido por CAVALCANTI (2006) e do concreto TESTE-F60.

Tabela 3.12 – Ensaio de espalhamento do concreto TESTE-F60.

Concreto	T <sub>50</sub> [s]	Diâmetro final [mm]
CAVALCANTI (2006)	2,4	670
TESTE-F60	16	570

Comparando-se os resultados obtidos por CAVALCANTI (2006) e aqueles alcançados pelo concreto TESTE-F60, conforme Tabela 3.12, é constatado que a

incorporação de 60 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço acarretou em uma redução de 14,9% no diâmetro de extensão final do CAA e um aumento considerável no tempo T<sub>50</sub>, em torno de 566%.

Apesar do TESTE-F60 estar fora da faixa ideal, o diâmetro de sua extensão final ficou próximo do valor inferior do intervalo recomendado para o diâmetro de espalhamento do CAA, de 600 mm. Porém, com relação ao tempo T<sub>50</sub>, este foi muito superior ao valor máximo recomendado de 7 segundos, caracterizando um concreto com alta coesão.

Com isso, verifica-se que é necessário modificar a composição do CAA utilizado por CAVALCANTI (2006).

No teste do CAA com a incorporação de 78,5 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço (TESTE-F78), em decorrência dos resultados de espalhamento do TESTE-F60, conforme Tabela 3.12, foi mantida a modificação de dosagem inicialmente feita para o TESTE-F0, onde a relação *spc/c* foi alterada de 0,525% para 0,6%. Assim, a dosagem do concreto TESTE-F78 é apresentada na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Dosagem do concreto TESTE-F78.

Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]		RBMG [kg/m <sup>3</sup> ]	SPC [kg/m <sup>3</sup> ] ( <i>spc/c</i> = 0,6%)	Fibras [kg/m <sup>3</sup> ]
		Areia	Brita			
392,2	190,6	784	795	196	7,844	78,5

Na Figura 3.9 é apresentado o aspecto do concreto TESTE-F78 após a execução do ensaio de espalhamento.

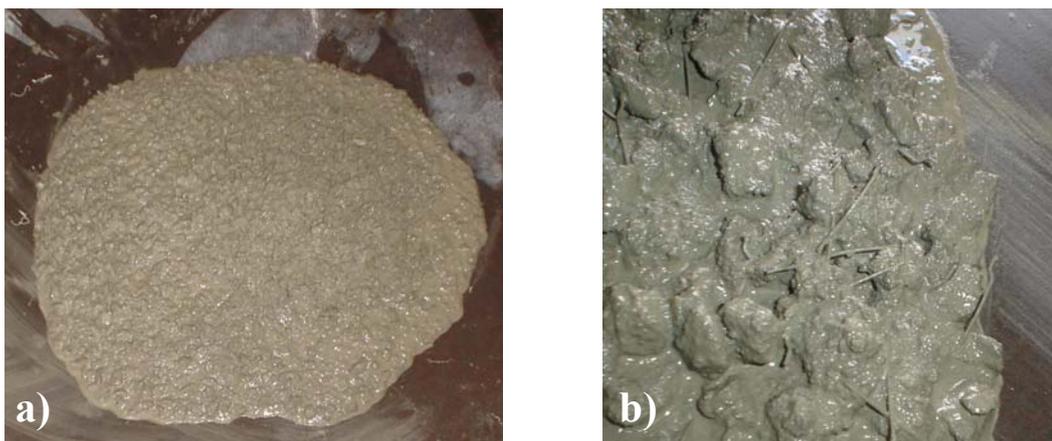


Figura 3.9 – Aspecto do concreto TESTE-F78 após ensaio de espalhamento: a) concreto espreado; b) detalhe da periferia do concreto espreado.

Assim como o TESTE-F60, o concreto TESTE-F78, mesmo sendo incorporado 0,6% de superplastificante na composição, não atendeu à faixa de valores que caracterizam um comportamento auto-adensável do concreto, avaliado através do ensaio de espalhamento, atingindo um diâmetro final inferior a 600 mm. Isso mostra que o alcance das propriedades do CAA não depende apenas do superplastificante, é necessário um ajuste também dos demais componentes. Através de uma análise visual (Figura 3.9a e Figura 3.9b), observou-se que o concreto TESTE-F78, com 1,0% de fibras, apresentou insuficiência no volume de pasta, caracterizada pela forma de espalhamento irregular (espraio não circular, com impedimento de fluxo em algumas direções) e acúmulo de partículas na região central do espalhamento, bem como pelo aparecimento de fibras não envolvidas pela pasta e aglomeração de agregados na periferia do espalhamento do concreto.

Assim, a fim de eliminar essa deficiência, foram feitos alguns ajustes na composição do concreto TESTE-F78, no sentido de aumentar o volume de pasta e obter um comportamento auto-adensável do concreto, após a incorporação das fibras de aço.

Na Tabela 3.14 apresenta-se a composição do CAARFA, com 78,5 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço (fração volumétrica de 1,0%), onde, além da dosagem do aditivo superplastificante, previamente alterada (de 0,525% para 0,6%), a quantidade de finos também foi aumentada, modificando-se a dosagem de cimento de 392,2 kg/m<sup>3</sup> para 400 kg/m<sup>3</sup>, e ainda, foram feitas sensíveis alterações nas dosagens dos agregados.

Tabela 3.14 – Dosagem ajustada do concreto TESTE-F78.

Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]		RBMG [kg/m <sup>3</sup> ]	SPC [kg/m <sup>3</sup> ] (spc/c = 0,6%)	Fibras [kg/m <sup>3</sup> ]
		Areia	Brita			
400	194,4	785	790	200	8,0	78,5

Na Figura 3.10 são apresentadas a aparência e as dimensões do concreto TESTE-F78, produzido com a dosagem mostrada na Tabela 3.14, após o ensaio de espalhamento.

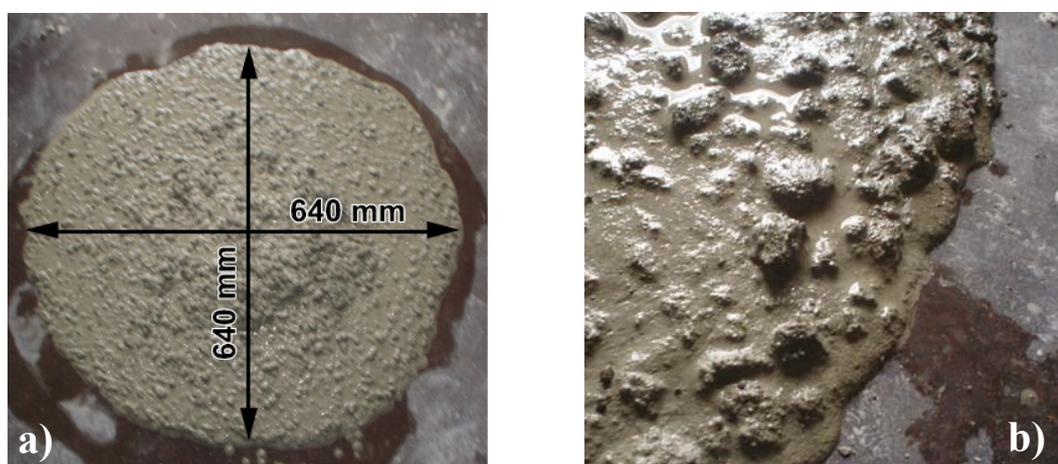


Figura 3.10 – TESTE-F78 após ajuste na dosagem: a) dimensões da extensão final; e b) detalhe da periferia do espalhamento.

Os resultados do ensaio de espalhamento do concreto TESTE-F78, após ajuste da dosagem, indicaram um comportamento auto-adensável do concreto, onde, o diâmetro final de espalhamento foi de 640 mm e o tempo  $T_{50}$  de 5 segundos. Conforme pode ser verificado na Figura 3.10b, a pasta envolve os agregados e as fibras e não foi observada a ocorrência de segregação, nem do agregado graúdo, nem das fibras de aço.

Portanto, tendo em vista os resultados satisfatórios, após as modificações na mistura do TESTE-F78, a dosagem do CAARFA produzido neste estudo foi definida conforme apresentado na Tabela 3.14. A dosagem para a produção do CAA de referência foi mantida a mesma apresentada na Tabela 3.14, com exceção das fibras.

### 3.3.2. Definição das demais dosagens

Estando definidas as dosagens do CAA (sem fibras) e CAARFA (Tabela 3.14), foram determinadas as misturas dos concretos de referência, com e sem fibras de aço, CREF e CREF-F, e do concreto convencional, CC, sendo essa última, uma dosagem onde foi alterada a dimensão máxima do agregado, em comparação com os concretos de referência e auto-adensáveis ( $D_{\text{máx}} = 12,5$  mm), na tentativa de utilizar tamanhos de agregados geralmente empregados na execução de concretos usuais, onde a dimensão máxima característica da brita foi de 19 mm e não houve a incorporação de aditivos.

#### — Concretos CREF e CREF-F

As dosagens dos concretos de referência foram obtidas a partir do método da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), conforme apresentado por RODRIGUES (1998). Porém, para que fosse possível viabilizar comparações entre os concretos, foram mantidas constantes a quantidade de cimento, de  $400 \text{ kg/m}^3$ , e a relação a/c de 0,5, da dosagem de CAA definida anteriormente (ver Tabela 3.14). Além disso, foram utilizados os mesmos agregados empregados na produção dos concretos auto-adensáveis (areia média com dimensão máxima de 2,4 mm e brita de 12,5 mm).

A seguir, apresenta-se o procedimento da definição das quantidades dos materiais componentes da mistura do concreto de referência (CREF), segundo o método da ABCP.

1. A quantidade de cimento e a relação a/c já foram previamente fixadas, de acordo com a dosagem de CAA.
  - a) Consumo de cimento:  $400 \text{ kg/m}^3$ ;
  - b) Relação a/c: 0,5.
  
2. A Tabela 3.15 fornece o volume compactado seco de agregado graúdo por metro cúbico de concreto ( $V_{\text{comp}}$ ), através do módulo de finura (MF) da areia e da dimensão máxima característica ( $D_{\text{máx}}$ ) do agregado graúdo. A partir de  $V_{\text{comp}}$  são definidas as quantidades dos agregados. Sendo assim:

- a) conforme apresentado na Tabela 3.1 (item 3.2.2, página 76), o módulo de finura da areia é de 2,492;
- b) a dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado é 12,5 mm.

Tabela 3.15 – Volume compactado seco de agregado graúdo por metro cúbico de concreto (RODRIGUES, 1998).

MF	D <sub>máx</sub> (mm)				
	9,5	19,0	25,0	32,0	38,0
1,8	0,645	0,770	0,795	0,820	0,845
2,0	0,625	0,750	0,775	0,800	0,825
2,2	0,605	0,730	0,755	0,780	0,805
2,4	0,585	0,710	0,735	0,760	0,785
2,6	0,565	0,690	0,715	0,740	0,765
2,8	0,545	0,670	0,695	0,720	0,745
3,0	0,525	0,650	0,675	0,700	0,725
3,2	0,505	0,630	0,655	0,680	0,705
3,4	0,485	0,610	0,635	0,660	0,685
3,6	0,465	0,590	0,615	0,640	0,665

Portanto, com o MF da areia de 2,492 e D<sub>máx</sub> do agregado graúdo igual a 12,5 mm, pela interpolação dos valores da Tabela 3.15, V<sub>comp</sub> vale 0,615. Desse modo, com a determinação de V<sub>comp</sub> o consumo de brita (C<sub>b</sub>) é dado pela Equação 3.1.

$$C_b = V_{comp} \cdot M_c \quad 3.1$$

Onde M<sub>c</sub> é a massa unitária compactada do agregado graúdo.

De acordo com os dados apresentados na Tabela 3.1 (item 3.2.2, página 76), o valor de M<sub>c</sub> da brita utilizada vale 1456 kg/m<sup>3</sup>. Assim, C<sub>b</sub> é igual a 895,44 kg/m<sup>3</sup>.

O volume de areia ( $V_m$ ) é determinado admitindo-se que o volume do concreto é a soma dos volumes absolutos de todos os materiais constituintes, conforme Equação 3.2.

$$V_m = 1 - \left( \frac{C_{cim}}{\rho_c} + \frac{C_b}{\rho_b} + \frac{C_a}{\rho_a} \right) \quad 3.2$$

Onde,  $C_{cim}$ ,  $C_a$ ,  $\rho_c$ ,  $\rho_b$  e  $\rho_a$  são, respectivamente, o consumo de cimento, o consumo de água, a densidade do cimento, a densidade da brita e a densidade da água.

Como já foram definidos,  $C_{cim} = 400 \text{ kg/m}^3$  e  $C_b = 895,44 \text{ kg/m}^3$ . Do mesmo modo,  $C_a$  é determinado pela relação a/c de 0,5 previamente fixada, ou seja,  $C_a = 200 \text{ kg/m}^3$ . As densidades  $\rho_c$ ,  $\rho_b$  e  $\rho_a$  valem, respectivamente,  $3150 \text{ kg/m}^3$ ,  $2650 \text{ kg/m}^3$  e  $1000 \text{ kg/m}^3$ . Assim, pela Equação 3.2,  $V_m$  vale 0,335.

O consumo de areia é expresso então pela Equação 3.3.

$$C_m = V_m \cdot \rho_m \quad 3.3$$

Onde  $\rho_m$  a densidade da areia.

Então, sendo  $\rho_m$  igual a  $2611 \text{ kg/m}^3$ ,  $C_m$  vale  $874,69 \text{ kg/m}^3$ .

Além do cimento, areia, brita e água, foi incorporada ao concreto de referência uma dosagem de aditivo plastificante, de relação plastificante (fração sólida)/cimento ( $plc/c$ ) de 0,162%, no sentido de promover maior trabalhabilidade à mistura. Assim, na Tabela 3.16 apresentam-se as dosagens do concreto de referência, CREF, e do concreto de referência com fibras de aço, CREF-F, cuja dosagem de fibras foi a mesma do CAARFA, ou seja,  $78,5 \text{ kg/m}^3$ .

Tabela 3.16 – Dosagens dos concretos de referência CREF e CREF-F.

Concreto	Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]		PLC [kg/m <sup>3</sup> ] (plc/c = 0,162%)	Fibras [kg/m <sup>3</sup> ]
			Areia	Brita		
CREF	400	198,9*	875	895	1,8	0
CREF-F	400	198,9*	875	895	1,8	78,5

— Concreto convencional (CC)

Assim como nos concretos CREF e CREF-F, a dosagem do concreto convencional foi obtida a partir do método da ABCP. Foram mantidos o consumo de cimento, a relação a/c e o tipo de agregado miúdo (areia média de dimensão máxima de 2,4 mm) dos demais concretos. Para o CC, o tipo de agregado graúdo foi alterado, foi utilizada brita com dimensão máxima característica de 19 mm, com a finalidade de se aproximar das dosagens geralmente empregadas na execução de estruturas usuais. Além disso, não se fez uso de aditivos para promover a trabalhabilidade da mistura.

Sendo assim, seguindo o mesmo procedimento da ABCP apresentado anteriormente, na definição das dosagens do CREF e CREF-F, e sabendo que o consumo de cimento é de 400 kg/m<sup>3</sup>, que a relação a/c vale 0,5, que o módulo de finura da areia é de 2,492 e que a dimensão máxima característica do agregado graúdo é 19 mm, pela Tabela 3.15,  $V_{\text{comp}}$  vale 0,7.

Sendo a massa unitária compactada do agregado graúdo ( $M_c$ ) igual a 1513 kg/m<sup>3</sup> e  $V_{\text{comp}}$  igual a 0,7, pela Equação 3.1, o consumo de agregado graúdo ( $C_b$ ) é de 1059,1 kg/m<sup>3</sup>.

Através da Equação 3.2, e sabendo-se que a densidade da brita vale 2667 kg/m<sup>3</sup>, tem-se que  $V_m$  é igual a 0,275.

Por sua vez, o consumo de areia ( $C_m$ ), dado pela Equação 3.3, é de 718,03 kg/m<sup>3</sup>.

Assim, a dosagem do concreto convencional (CC) é definida conforme apresentado na Tabela 3.17.

\* A água já contida na solução do aditivo plastificante foi descontada.

Tabela 3.17 – Dosagem do concreto convencional.

Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]	
		Areia	Brita
400	200	718	1060

Na Tabela 3.18, apresenta-se um resumo das dosagens obtidas para os concretos.

Tabela 3.18 – Resumo das dosagens obtidas para os concretos.

Tipos de concreto	Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	a/c	Água [kg/m <sup>3</sup> ]	Agregados [kg/m <sup>3</sup> ]		RBMG [kg/m <sup>3</sup> ]	SPC [kg/m <sup>3</sup> ] (spc/c = 0,6%)	PLC [kg/m <sup>3</sup> ] (plc/c = 0,162%)	Fibras [kg/m <sup>3</sup> ]
				Areia	Brita				
CAA	400	0,5	194,4	785	790	200	8,0	0	0
CAARFA	400	0,5	194,4	785	790	200	8,0	0	78,5
CREF	400	0,5	198,9	875	895	0	0	1,8	0
CREF-F	400	0,5	198,9	875	895	0	0	1,8	78,5
CC	400	0,5	200	718	1060*	0	0	0	0

### 3.4. Ensaios no estado fresco

No estado fresco, os concretos de referência (CREF e CREF-F) e convencional (CC) foram avaliados segundo o ensaio do abatimento do tronco de cone, tendo dessa forma, um parâmetro de medida da trabalhabilidade. Já os concretos auto-adensáveis (CAA e CAARFA) foram submetidos ao ensaio de espalhamento (*slump-flow test*), para avaliação da capacidade de preenchimento e verificação do aspecto do concreto quanto à uniformidade da distribuição do agregado graúdo, e ainda, ao teste de auto-adensabilidade que serviu para avaliar a capacidade de passagem por obstáculos.

\* Agregado graúdo com  $D_{\text{máx}} = 19 \text{ mm}$ .

Foram registrados também os teores de ar incorporado de todas as misturas de concreto produzidas nesta pesquisa, sendo possível avaliar a influência de variáveis, como, tipo de adensamento e adição de fibras de aço, na quantidade de ar da mistura fresca e comparação com o valor encontrado para um concreto convencional.

#### 3.4.1. Abatimento do tronco de cone

A consistência dos concretos (CREF, CREF-F e CC) foi determinada através do ensaio de abatimento do tronco de cone, segundo a NBR NM 67 (1998). Na Figura 3.11 é apresentada a execução do ensaio.



Figura 3.11 – Execução do ensaio de abatimento.

#### 3.4.2. Ensaio de espalhamento (*slump-flow test*)

A capacidade de preenchimento dos concretos auto-adensáveis, com e sem fibras de aço, foi avaliada através do ensaio de espalhamento, sendo o concreto lançado no interior do cone de Abrams sem nenhum tipo de compactação mecânica. No ensaio de espalhamento são registrados o tempo  $T_{50}$  e o diâmetro da extensão final de fluxo do concreto, conforme Figura 3.12. Além disso, também verifica-se o aspecto do concreto espreado quanto à segregação do agregado graúdo.

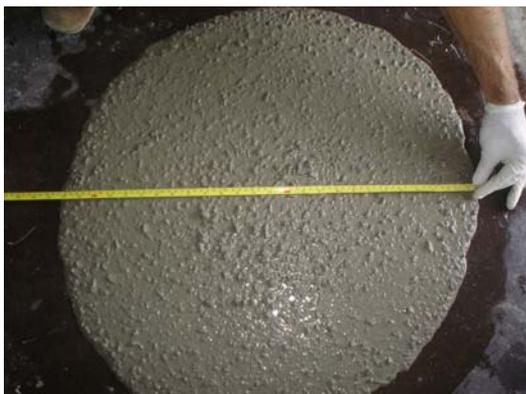


Figura 3.12 – Execução do ensaio de espalhamento: determinação do diâmetro final.

### 3.4.3. Teste de auto-adensabilidade

Nesta pesquisa, o teste de auto-adensabilidade foi utilizado para verificar a capacidade de passagem dos concretos auto-adensáveis através de obstáculos. O equipamento do ensaio foi posicionado de modo que todo o concreto que fosse lançado dentro da fôrma da viga pudesse ser avaliado. Na Figura 3.13 é apresentada a execução do ensaio, onde podem ser observados o equipamento e o posicionamento do mesmo em relação à fôrma da viga.

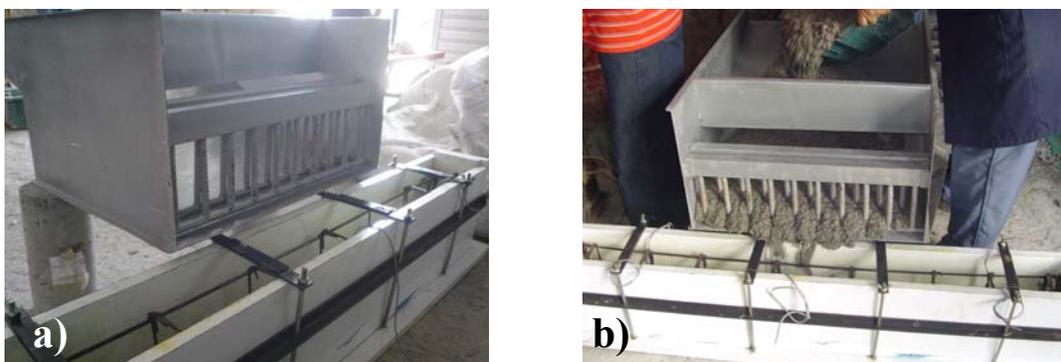


Figura 3.13 – Teste de auto-adensabilidade: a) posicionamento do equipamento; e b) execução do ensaio.

### 3.4.4. Teor de ar incorporado

O teor de ar incorporado foi determinado em todos os concretos estudados através do método pressométrico, conforme a NBR NM 47 (2002), sendo utilizado medidor tipo B, como mostrado na Figura 3.14. O recipiente do medidor foi preenchido com concreto do mesmo modo da moldagem dos corpos-de-prova. Assim, quando o concreto auto-adensável foi avaliado, o preenchimento do recipiente foi feito apenas

lançando-se o concreto no seu interior, sem nenhum tipo de vibração. No caso dos concretos de referência e convencional, o recipiente foi preenchido em duas camadas, sendo cada uma delas adensadas com vibrador de imersão. Após o adensamento, o concreto foi rasado e as bordas do recipiente foram limpas com pano úmido (Figura 3.15a). Estando posicionada a tubulação do equipamento (Figura 3.15b), os parafusos dispostos na tampa do recipiente foram atarrachados, procedendo ao fechamento hermético do mesmo (Figura 3.15c). Com o auxílio de uma seringa de borracha, foi injetada água no interior do recipiente através da tubulação existente, até que a água saiu na válvula oposta à tubulação (Figura 3.15d). Em seguida, todas as válvulas foram fechadas (entrada e saída de água) e, com uma bomba para enchimento de pneus de bicicleta, foi bombeado ar para a câmara, até a indicação do manômetro na linha de pressão inicial (Figura 3.15e). Então, a válvula de ar principal foi aberta e registrou-se o valor de ar incorporado do concreto, em porcentagem, conforme indicado no manômetro (Figura 3.15f).



Figura 3.14 – Medidor tipo B para determinação do teor de ar incorporado do concreto fresco.



Figura 3.15 – Determinação do teor de ar incorporado do concreto fresco.

### 3.5. Moldagem dos corpos-de-prova

Para cada concreto produzido, foram moldados 08 corpos-de-prova cilíndricos, com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (10 x 20), 03 corpos-de-prova prismáticos, medindo cada um, 15 cm de largura, 15 cm de altura e 50 cm de comprimento (15 x 15 x 50) e 01 (uma) viga de concreto armado com dimensões de 12,5 cm de largura, 23,5 de altura e 132 cm de comprimento (12,5 x 23,5 x 132), conforme é mostrada na Figura 3.16.

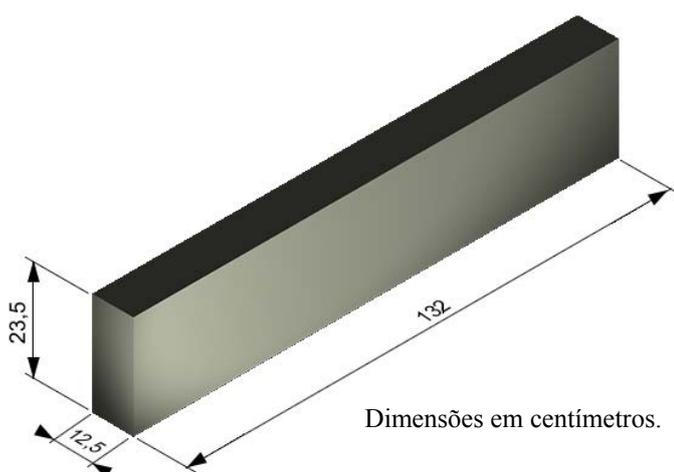


Figura 3.16 – Dimensões da viga de concreto armado confeccionada.

A moldagem dos corpos-de-prova variou conforme o processo de adensamento de cada tipo de concreto utilizado. Os concretos auto-adensáveis, como o próprio nome já diz, não necessitam de nenhum tipo de vibração para seu adensamento nas fôrmas. Já os demais concretos produzidos, como os de referência (CREF e CREF-F) e o convencional (CC), na moldagem dos corpos-de-prova, foram adensados através de vibração mecânica.

Tanto para as vigas moldadas com concretos auto-adensáveis, como para as vigas moldadas com concretos adensados por vibração, o cobrimento das armaduras foi garantido pela utilização de espaçadores, de acordo como é mostrado na Figura 3.17.



Figura 3.17 – Detalhe dos espaçadores para garantia do cobrimento das armaduras.

### 3.5.1. Moldagem com concretos auto-adensáveis

Quando foram utilizados os concretos CAA e CAARFA, a moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20, prismas e viga se deu em uma única camada, sendo o preenchimento feito pelo lançamento cauteloso do concreto no interior das fôrmas de modo a permitir a adequada ocupação dos espaços vazios somente pela ação do peso próprio do concreto. Na Figura 3.18 é apresentada a etapa de moldagem dos corpos-de-prova com concretos auto-adensáveis.



Figura 3.18 – Moldagem com CAA: a) corpos-de-prova cilíndricos; b) prismas; e c) viga armada.

### 3.5.2. Moldagem com concretos adensados por vibração

Na moldagem feita com os concretos adensados por vibração, ou seja, os concretos de referência e convencional, o preenchimento das fôrmas se deu em duas camadas, sendo cada uma devidamente vibrada, com vibrador de imersão, no caso dos corpos-de-prova cilíndricos e prismas, em mesa vibratória, no caso das vigas de concreto armado. A etapa de moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos e prismas é mostrada na Figura 3.19, enquanto que, o preenchimento da viga na mesa vibratória é apresentado na Figura 3.20.



Figura 3.19 – Moldagem com concretos adensados por vibração:  
a) corpos-de-prova cilíndricos; e b) prismas.

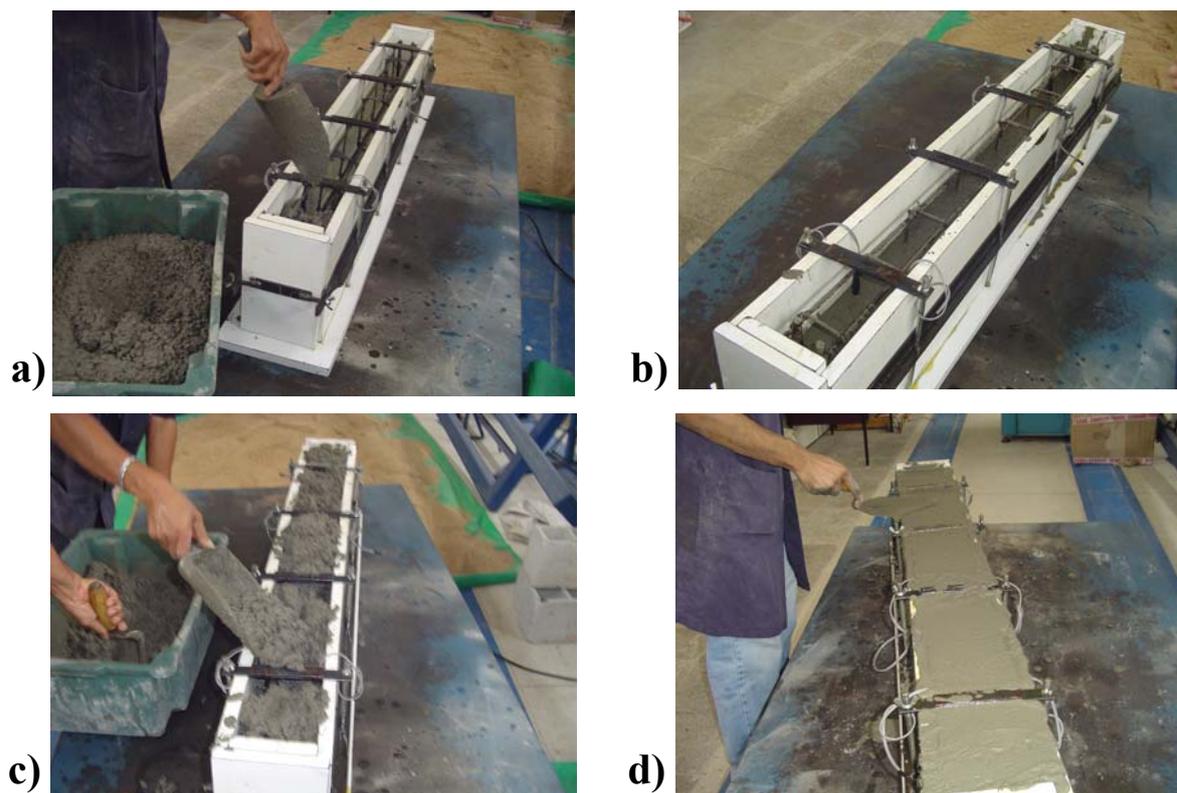


Figura 3.20 – Moldagem da viga armada com concreto adensado na mesa vibratória.

### 3.6. Cura dos corpos-de-prova

Os corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos foram desmoldados após 24 horas, enquanto que as vigas de concreto armado foram retiradas das fôrmas após 48 horas.

Feita a desmoldagem, os corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos foram levados à cura em tanque de imersão, onde permaneceram até a idade de ensaio de 28 dias.

Após a retirada das fôrmas, a cura das vigas foi realizada por molhagem, onde as mesmas foram colocadas sobre colchão de areia e cobertas com estopa, conforme Figura 3.21. A molhagem das vigas era feita uma vez por dia, ou duas vezes, dependendo da temperatura ambiente. Tal procedimento se estendeu até a idade de ensaio de 28 dias.



Figura 3.21 – Cura das vigas por molhagem.

### **3.7. Ensaio no estado endurecido**

No estado endurecido os concretos foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração na flexão e flexão a quatro pontos de vigas de concreto armado. Todos os ensaios no estado endurecido foram realizados aos 28 dias de idade.

#### **3.7.1. Resistência à compressão**

No ensaio de resistência à compressão, para cada tipo de concreto estudado, foram utilizados 04 corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20.

#### **3.7.2. Módulo de elasticidade**

Para cada tipo de concreto estudado, na determinação do módulo de elasticidade, foram utilizados 04 corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20. Para a realização do ensaio foi usado equipamento digital que registrava as leituras dos carregamentos, impostos pela prensa através da célula de carga, e das respectivas deformações do concreto, através de extensômetros posicionados diametralmente opostos no corpo-de-prova. Na Figura 3.22 é apresentada a execução do ensaio.

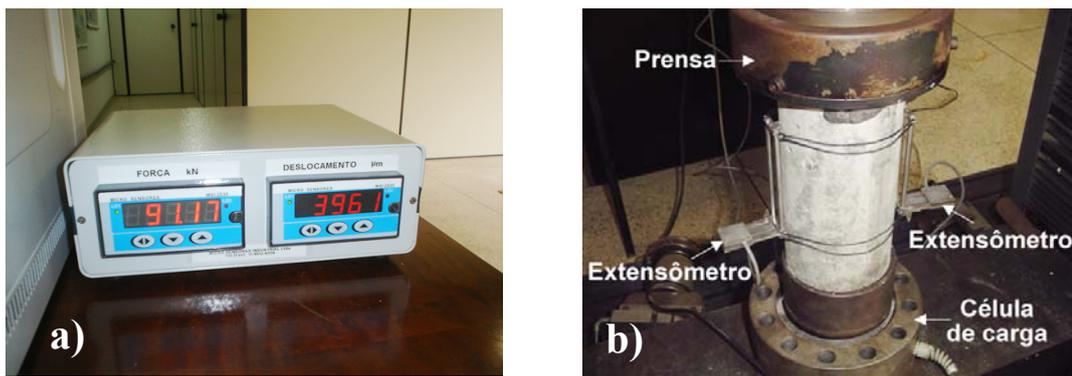


Figura 3.22 – Execução do ensaio do módulo de elasticidade: a) equipamento de leitura digital; e b) instrumentação do corpo-de-prova.

O procedimento para determinação do módulo de elasticidade seguiu as recomendações da NBR 8522 (2008), sendo utilizada a Metodologia A (tensão  $\sigma_a$  fixa), conforme representação esquemática das etapas de carregamento apresentada na Figura 3.23.

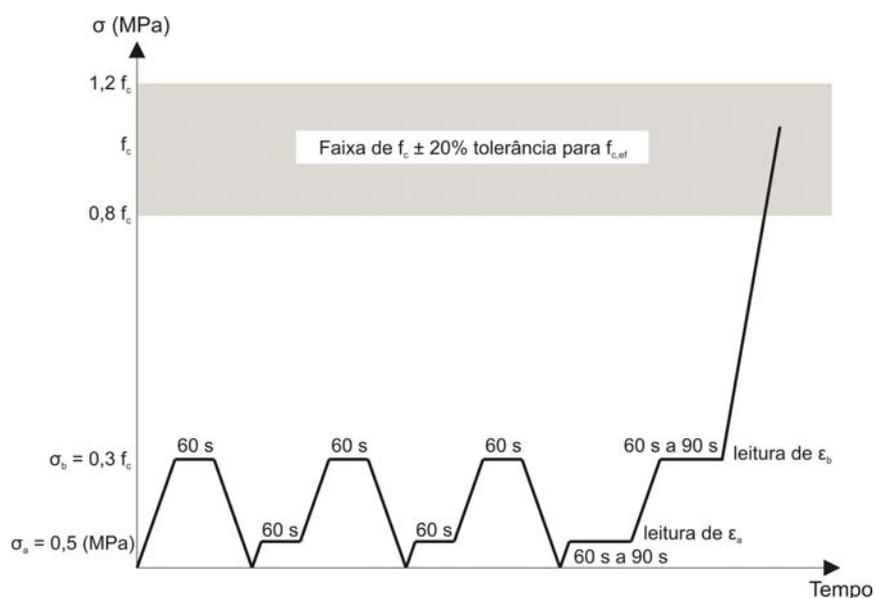


Figura 3.23 – Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade – Metodologia A – Tensão  $\sigma_a$  fixa (Fonte: NBR 8522, 2008).

O valor de  $f_c$  foi determinado através da média dos valores obtidos no ensaio de resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos.

As etapas de carregamento foram comandadas manualmente pelo operador da prensa, onde, na última etapa, conforme é mostrado na Figura 3.23, os valores de  $\epsilon_a$  e  $\epsilon_b$

e seus respectivos valores de carregamento foram anotados para posterior determinação do módulo de elasticidade do concreto ( $E_c$ ), em GPa, dado pela Equação 3.4.

$$E_c = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \cdot 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad 3.4$$

Onde,  $\sigma_b$  é a tensão maior, em MPa, dada por  $\sigma_b = 0,3.f_c$ ;  $\sigma_a$  é a tensão básica, igual a 0,5 MPa (conforme Metodologia A);  $\varepsilon_b$  é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão maior; e  $\varepsilon_a$  é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão básica (0,5 MPa).

As deformações específicas  $\varepsilon$  foram calculadas a partir da Equação 3.5.

$$\varepsilon = \frac{\text{valor de deformação registrado no equipamento}}{\text{valor da base do extensômetro}} \quad 3.5$$

Para corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20, o valor da base do extensômetro é de 100 mm, conforme especificação do fabricante do equipamento digital utilizado para realizar as leituras das cargas e deformações no ensaio do módulo de elasticidade.

Após as leituras de  $\varepsilon_a$  e  $\varepsilon_b$  e seus respectivos valores de carregamento, foram retiradas as instrumentações, e o corpo-de-prova foi carregado na mesma taxa de velocidade utilizada durante as etapas de carregamento, até que se produziu a ruptura, obtendo-se a resistência efetiva ( $f_{c,ef}$ ). Quando o valor de  $f_{c,ef}$  diferiu em mais de 20% do valor de  $f_c$ , os resultados do corpo-de-prova foram descartados.

### 3.7.3. Resistência à tração na flexão

Para a execução do ensaio foram seguidas as recomendações da NBR 12142 (1991), que prescreve a metodologia para determinação da resistência à tração na flexão do concreto, usando corpo-de-prova prismático, o qual recebe carregamento nos terços do vão.

Para cada tipo de concreto, foram utilizados 03 corpos-de-prova prismáticos, medindo cada um 15 cm x 15 cm x 50 cm, curados em tanque de imersão. Assim, de acordo com especificação da NBR 12142 (1991), cada terço do vão do prisma de

concreto apresentava medida de 15 cm (a altura da seção transversal do prisma deve ser igual a um terço do vão).

Além do valor da resistência à tração na flexão do concreto, foram traçadas as curvas carga x flecha de cada um dos corpos-de-prova prismáticos. Para isso, uma barra metálica foi fixada no topo do corpo-de-prova e um transdutor de deslocamento foi posicionado de modo a registrar os deslocamentos no meio do vão, enquanto uma célula de carga registrava os valores de carregamento. Na Figura 3.24a é apresentada a instrumentação utilizada no ensaio.

A fixação da barra metálica no topo do prisma foi feita com adesivo cianoacrilato industrial de secagem rápida, 24 horas antes da execução do ensaio. A barra foi posicionada no alinhamento correspondente ao centro do terço médio do corpo-de-prova, conforme Figura 3.24b. Uma base magnética foi utilizada para apoiar o transdutor de deslocamento na prensa do ensaio.

Durante o ensaio, os valores de deslocamento e carregamento eram registrados no computador, em tempo real, pelo sistema de aquisição de dados (SPIDER 8<sup>®</sup>) (ver Figura 3.25), ao qual estavam conectados o transdutor e a célula de carga.

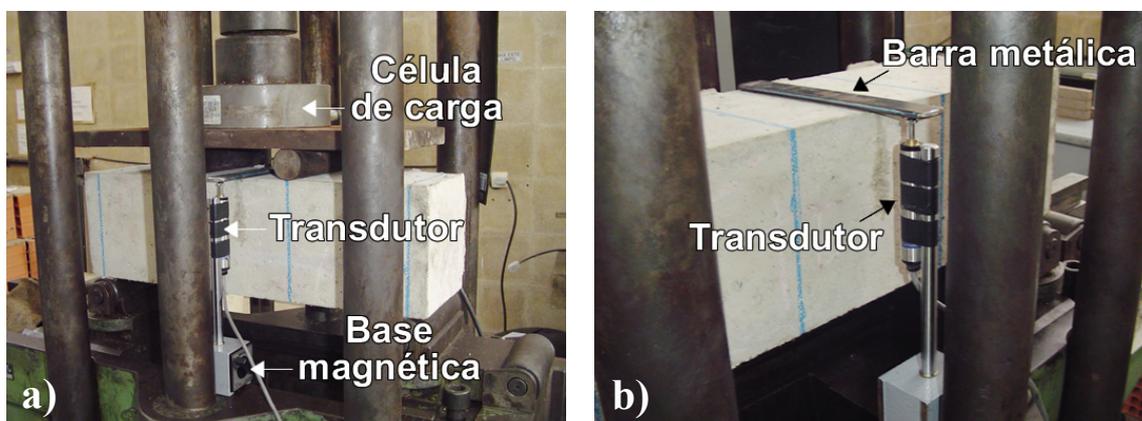


Figura 3.24 – Determinação da resistência à tração na flexão do concreto: a) instrumentação do ensaio; e b) detalhe da barra metálica fixada no prisma.



Figura 3.25 – Sistema de aquisição de dados utilizado.

#### 3.7.4. Flexão a quatro pontos de vigas de concreto armado

Na Figura 3.26 são apresentadas a armação da viga utilizada no ensaio de flexão a quatro pontos e o posicionamento dos *strain-gages* para medição de deformações nas armaduras longitudinal (posição E3) e transversal (posições E1 e E2) e na região de concreto comprimido (posição E4). As vigas foram dimensionadas com armadura transversal insuficiente para induzir a ruptura por cisalhamento e acentuar a solicitação dos estribos.

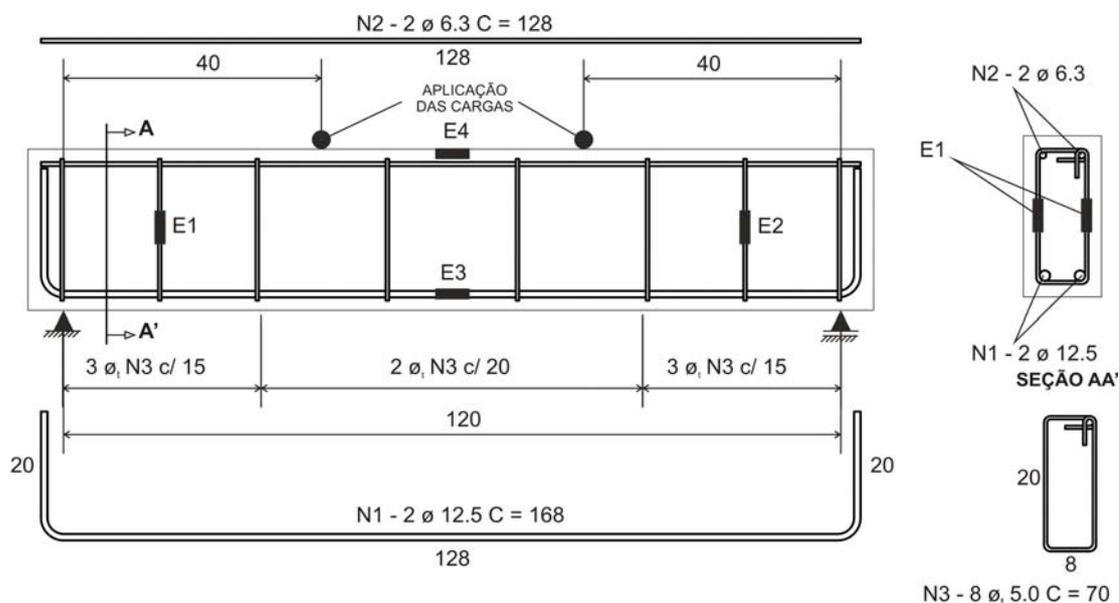


Figura 3.26 – Detalhamento das armaduras da viga e posicionamento dos *strain-gages*.

A armadura longitudinal é composta por duas barras de aço com 12,5 mm de diâmetro cada uma (N1), enquanto que, a armadura transversal é formada por 08 estribos confeccionados com aço de bitola 5 mm (N3). Além disso, foi utilizada

armadura construtiva de bitola 6,3 mm (N2). O vão livre da viga foi de 120 cm, estando ambas as cargas aplicadas eqüidistantes de 40 cm dos apoios.

Foram utilizados dois tipos de *strain-gages* uniaxiais, com resistência de 120  $\Omega$ , do fabricante KYOWA<sup>®</sup>, o KFG-5-120-C1-11 (comprimento da grade de 5 mm), para medição das deformações nos estribos, e o KFG-10-120-C1-11 (grade de 10 mm) usado na armadura longitudinal e na região de compressão do concreto. Na figura são apresentadas as etapas de colagem e proteção dos *strain-gages* das armaduras. A colagem dos *strain-gages* nas armaduras foi feita 24 horas antes da concretagem da viga, e teve início com a preparação da superfície da barra de aço (Figura 3.27a), onde, tendo em vista sua seção circular, a mesma foi acabada de modo a se obter uma superfície plana, melhorando assim as condições para colagem dos *strain-gages* (Figura 3.27b). Terminada a preparação da superfície, a mesma foi limpa com gaze e álcool (Figura 3.27c), e então, o *strain-gage* foi posicionado no local desejado através de uma fita adesiva transparente (Figura 3.27d). Levantando-se uma das extremidades da fita, foi espalhado adesivo especial para colagem de *strain-gages*, à base de cianoacrilato de secagem rápida, fornecido pelo próprio fabricante, em toda a superfície onde o extensômetro seria fixado (Figura 3.27e). Logo após a aplicação do adesivo na superfície de colagem, a fita, juntamente com o *strain-gage* aderido a ela, foi recolocada na sua posição inicialmente demarcada. Após a aplicação de uma leve pressão com a ponta do dedo sobre o *strain-gage*, por alguns segundos, a fita adesiva foi retirada, permanecendo assim o extensômetro no local desejado (Figura 3.27g).

Após a colagem dos extensômetros na armadura, os terminais dos mesmos foram unidos aos condutores de espera para posterior conexão ao sistema de aquisição de dados. A união dos terminais dos *strain-gages* com os fios condutores foi feita com solda de estanho (Figura 3.27h). Finalmente, os *strain-gages* e seus terminais foram protegidos com fita de borracha de autofusão (Figura 3.27i), evitando que, durante a concretagem, a água de amassamento do concreto entrasse em contato com os extensômetros. Também foi realizado, com fita isolante, o isolamento do contato direto dos terminais dos *strain-gages* com a superfície metálica da armadura.

Vinte e quatro horas antes da realização do ensaio, foi feita a colagem dos *strain-gages* na região de compressão do concreto, fixação de barra metálica no topo da viga para medição da flecha e a demarcação de uma malha quadriculada, de 4,7 cm x 5 cm,

em uma das faces da viga, para o mapeamento de fissuras durante o ensaio, conforme apresentado na Figura 3.28.

As deformações, deslocamentos e carregamentos, foram registrados em computador através do sistema de aquisição de dados SPIDER 8<sup>®</sup>.

A verificação da evolução das fissuras na viga, com o progresso do carregamento, foi feita utilizando-se incrementos de carga de 1 tf.

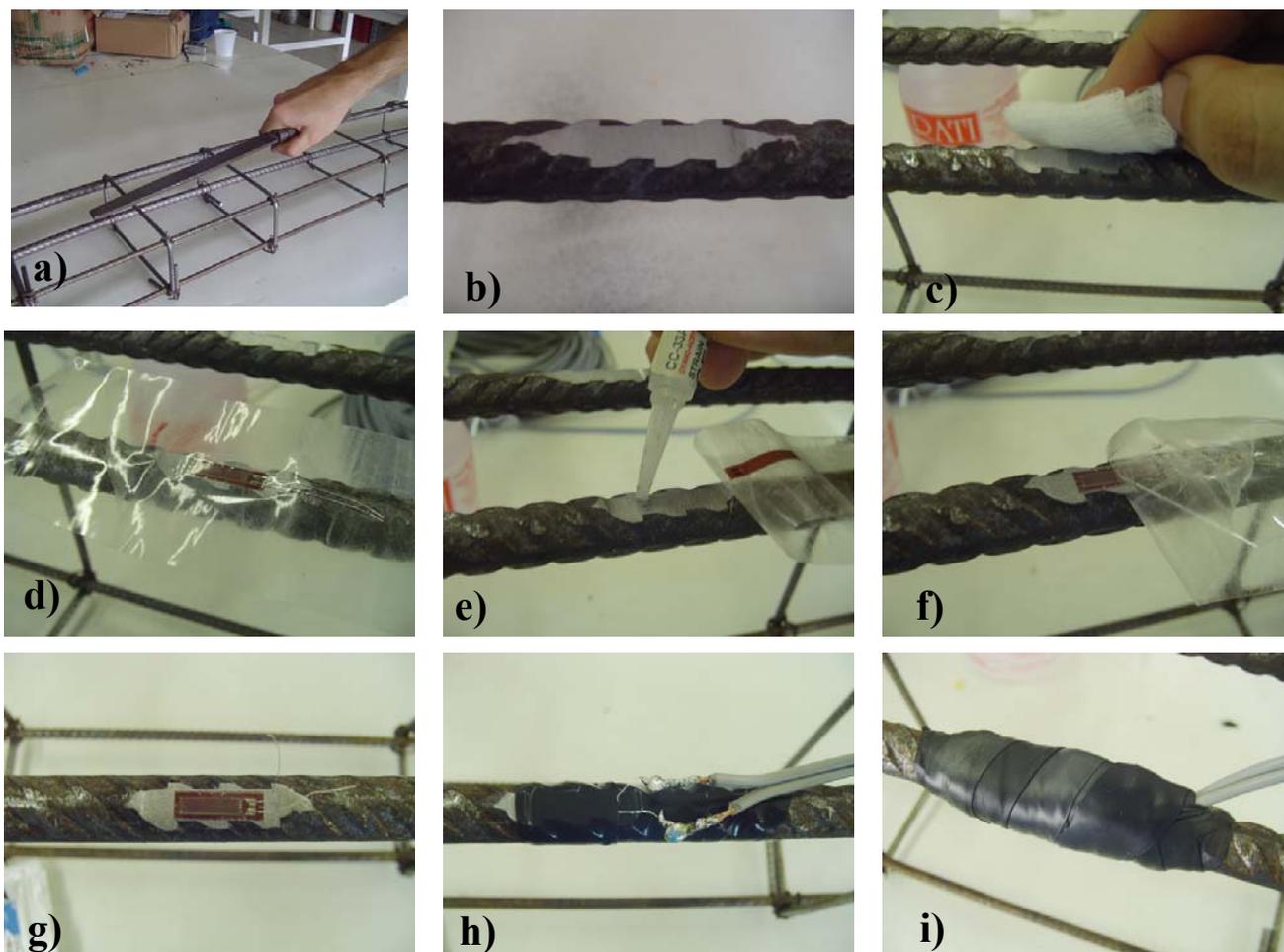


Figura 3.27 – Procedimento de colagem dos *strain-gages* nas armaduras.

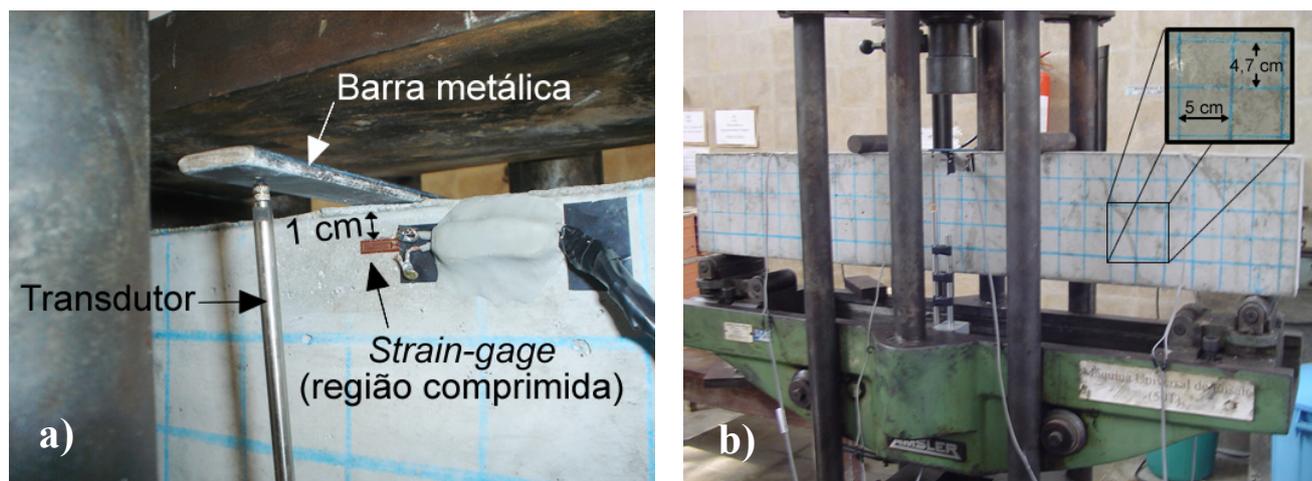


Figura 3.28 – Flexão de viga de concreto armado: a) Detalhe do *strain-gage* na região comprimida da viga e barra metálica fixada; e b) malha para mapeamento de fissuras.

Em cada ponto de interesse para medição das deformações (E1, E2, E3 e E4), foram utilizados pares de *strain-gages*, de acordo como é esquematizado na Figura 3.29.

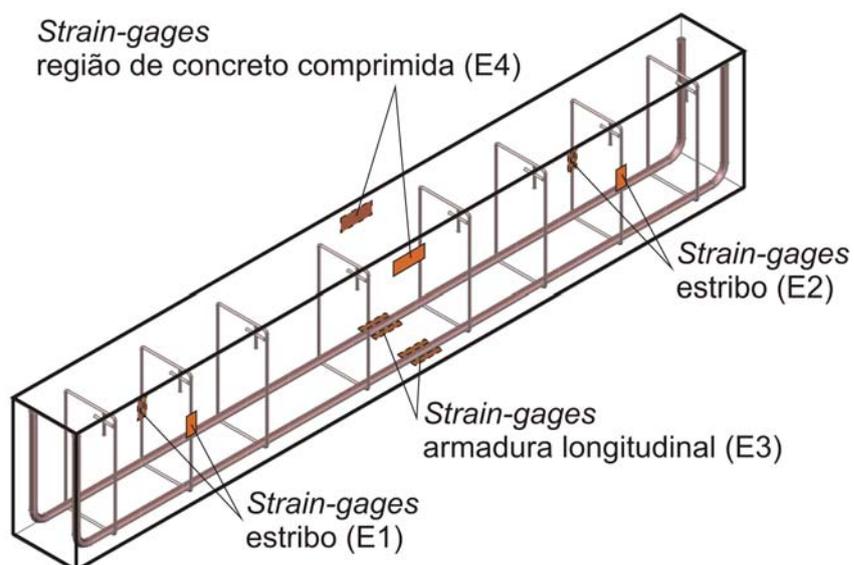


Figura 3.29 – Pontos de colagem dos *strain-gages*.

## Capítulo 4

### Resultados e discussões

#### 4.1. Introdução

Neste capítulo, serão apresentados e discutidos os resultados obtidos para os concretos analisados neste estudo, com base nos experimentos realizados nos estados fresco e endurecido.

#### 4.2. Estado fresco

No estado fresco, foram executados os ensaios de abatimento, para os concretos adensados por vibração (CREF, CREF-F e CC), de espalhamento e de auto-adensabilidade, para os concretos auto-adensáveis (CAA e CAARFA) e determinação do teor de ar incorporado, esse último para todos os concretos pesquisados neste trabalho.

##### 4.2.1. Abatimento do tronco de cone

Os resultados do ensaio de abatimento do tronco de cone para os concretos CREF, CREF-F e CC, executado de acordo com a NBR NM 67 (1998), são mostrados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resultados do ensaio de abatimento do tronco de cone.

Concreto	Abatimento (cm)
CREF	13
CREF-F	12
CC	10

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.1, é possível verificar que a adição das fibras de aço, numa fração volumétrica de 1%, não representou redução destacável no abatimento do concreto de referência (CREF).

O concreto convencional (CC) apresentou a menor trabalhabilidade, indicando reduções de cerca de 23% em relação ao CREF, e 17% em relação ao CREF-F. O menor valor no ensaio de abatimento do CC deve-se ao fato de que, na sua composição, não foram incorporados aditivos plastificantes.

A Figura 4.1 apresenta a determinação do abatimento dos concretos CREF, CREF-F e CC.

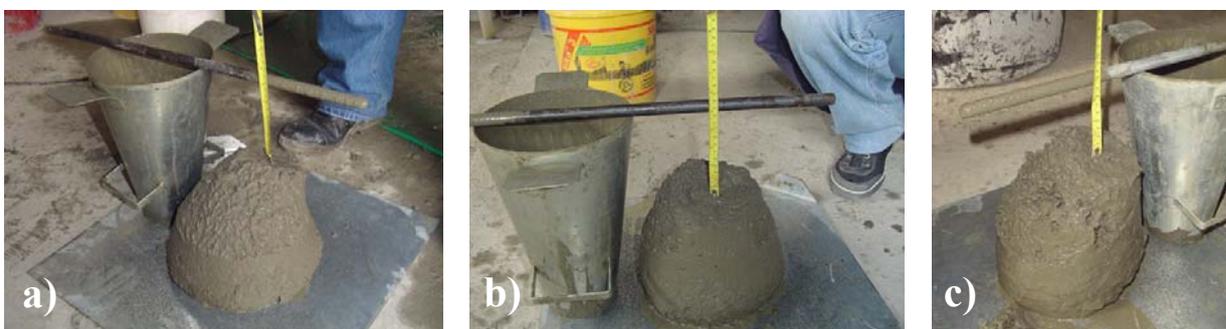


Figura 4.1 – Determinação do abatimento dos concretos: a) CREF; b) CREF-F; e c) CC.

Portanto, segundo a classificação apresentada por ANDOLFATO (2002), conforme Tabela 3.6 (item 3.3, página 83), os concretos CREF e CREF-F apresentaram consistência mole, enquanto que, o valor de abatimento do concreto convencional (CC) correspondeu a uma consistência média.

#### 4.2.2. Espalhamento (*slump-flow*)

Os resultados do ensaio de espalhamento dos concretos auto-adensáveis (CAA e CAARFA) são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de espalhamento dos concretos auto-adensáveis.

Concreto	T <sub>50</sub> (s)	d <sub>1</sub> (mm)	d <sub>2</sub> (mm)	D <sub>f</sub> (mm)
CAA	3,7	740	670	705
CAARFA	5	640	620	630

Os aspectos finais dos concretos CAA e CAARFA, após o ensaio de espalhamento, são apresentados na Figura 4.2.

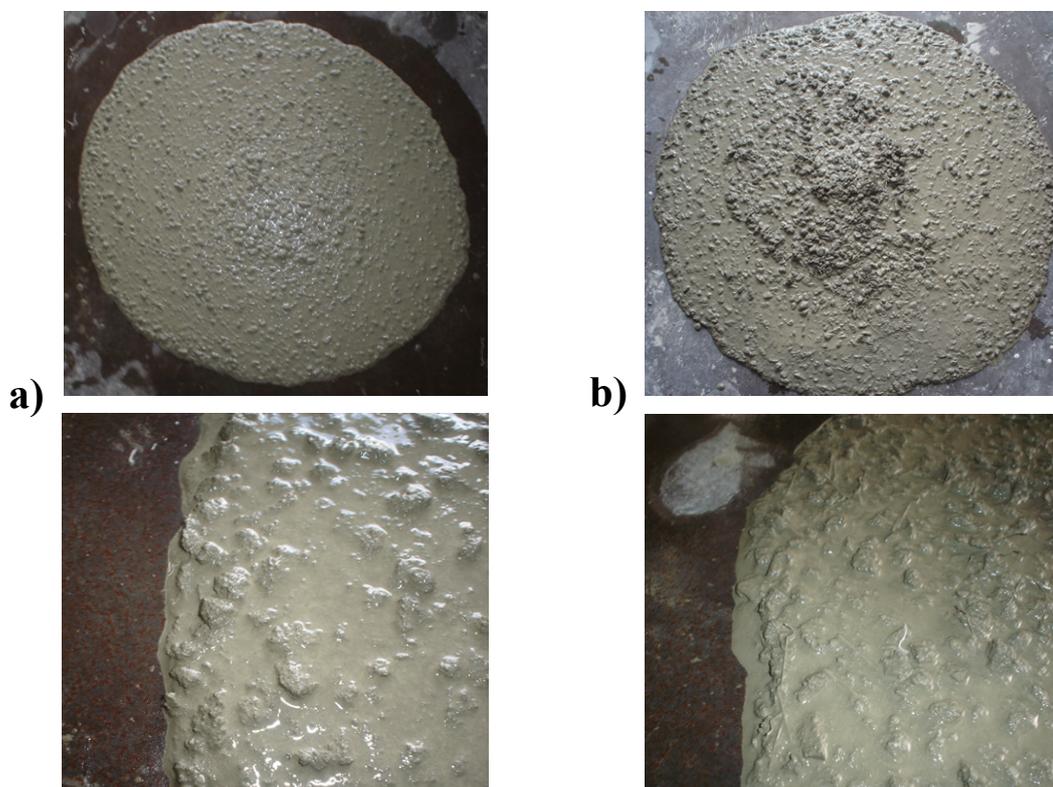


Figura 4.2 – Aspectos finais dos concretos após ensaio de espalhamento (visão geral e detalhe da periferia): a) CAA; e b) CAARFA.

Através dos resultados obtidos, foi possível observar que a adição de fibras de aço ocasionou redução de 10,6% na fluidez do CAA, conforme os valores de  $D_f$  apresentados na Tabela 4.2. Além disso, foi observado na região central do espalhamento do CAARFA, uma leve concentração de partículas (brita e fibras), como pode ser observado na visão geral de espraçamento da Figura 4.2b. Esses resultados indicam que, como já era esperado, parte da pasta, que serviria para transportar o agregado graúdo da mistura durante o fluxo do concreto, é consumida no envolvimento das fibras, resultando numa menor extensão de espalhamento. Além disso, há o efeito físico das fibras no impedimento de fluxo do concreto, que causam resistência ao movimento pela engrenagem dessas com o agregado graúdo. Um reflexo disso, pode ser observado no aumento do tempo  $T_{50}$ , quando da adição das fibras de aço, como é mostrado na Tabela 4.2, indicando uma maior coesão do CAARFA.

Apesar da redução da extensão de fluxo e aumento no tempo  $T_{50}$ , quando comparado ao CAA, o CAARFA atendeu às características de auto-adensabilidade no ensaio de espalhamento, onde, conforme Tabela 2.1 (página 19),  $D_f$  deve estar entre 600 e 750 mm, e o tempo  $T_{50}$  na faixa de 3 a 7 s.

Pela observação do detalhe da periferia do espalhamento de ambos os concretos, de acordo como é mostrado na Figura 4.2, não foi verificada a ocorrência de segregação, nem do agregado graúdo, nem das fibras de aço, essas últimas no caso do CAARFA.

#### 4.2.3. Teste de auto-adensabilidade

Na Figura 4.3 são apresentadas as execuções dos testes de auto-adensabilidade em ambos os concretos, CAA e CAARFA.

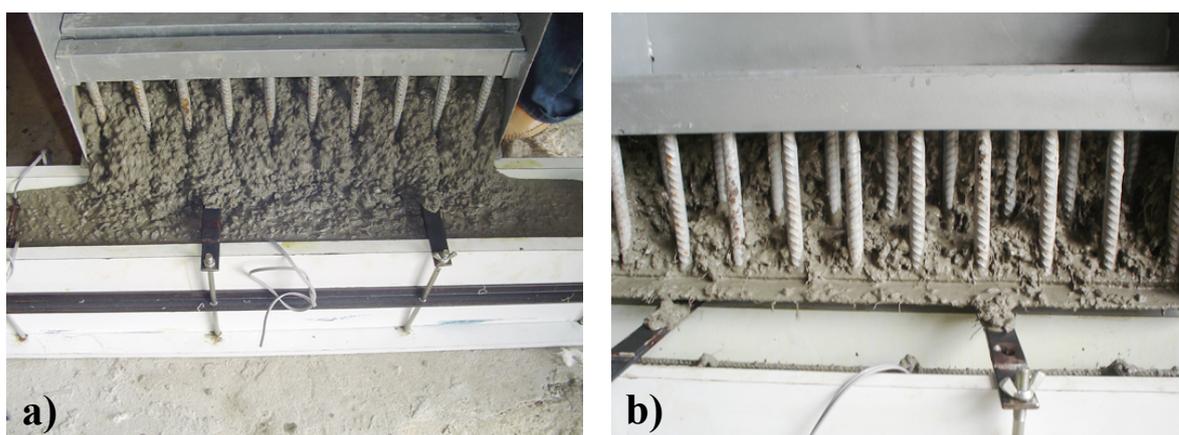


Figura 4.3 – Execução do teste de auto-adensabilidade: a) CAA; e b) CAARFA.

Como pode ser observado na Figura 4.3a, o CAA foi capaz de fluir entre as armaduras do teste de auto-adensabilidade, preenchendo, na seqüência, a fôrma da viga armada. Por sua vez, o CAARFA apresentou bloqueio do concreto entre os obstáculos do equipamento, conforme Figura 4.3b. O bloqueio do CAARFA no teste de auto-adensabilidade, indicou que seria necessário um maior espaçamento entre as barras do equipamento para se avaliar o concreto auto-adensável fibroso.

Como citam vários autores (GRÜNEWALD & WALRAVEN, 2001; MARANGON, 2006; TVIKSTA, 2000; entre outros), o espaçamento entre barras, em testes de capacidade de passagem por obstáculos de concretos auto-adensáveis com fibras, devem ser especificados caso a caso, dependendo do comprimento da fibra

utilizada. Geralmente, concretos auto-adensáveis com adição de fibras, exigem maiores espaçamentos, em comparação aqueles dos testes de bloqueio realizados em concretos auto-adensáveis padrão.

Como a armadura da viga executada possuía uma menor densidade de armação, em comparação àquela do teste de auto-adensabilidade, simulada pelas barras de aço dispostas no equipamento, o CAARFA conseguiu preencher completamente todos os espaços vazios da fôrma, sem a aplicação de nenhum tipo de vibração, adensando-se apenas pelo efeito de seu peso próprio, passando entre as armaduras da viga, sem apresentar bloqueio, sendo porém, lançado diretamente na fôrma.

#### 4.2.4. Teor de ar incorporado

Os resultados da determinação do teor de ar incorporado no concreto fresco são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados do teor de ar incorporado do concreto fresco.

<b>Tipos de Concreto</b>	<b>Teor de ar incorporado (%)</b>
CAA	2,5
CAARFA	2,5
CREF	3,5
CREF-F	3,0
CC	1,3

De acordo com os valores determinados, apresentados na Tabela 4.3, foi possível observar que, no concreto auto-adensável, a adição das fibras de aço não causou alteração na quantidade de ar incorporado. Caso semelhante foi do concreto de referência, onde, a adição das fibras não apresentou influência significativa no teor de ar incorporado do concreto.

MARANGON (2006), em seu estudo sobre concreto auto-adensável com fibras de aço<sup>\*</sup>, observou aumento no teor de ar incorporado do CAA, após a incorporação de 1% de fibras. Porém, com a adição de 1,5 e 2% de fibras de aço, os teores de ar

<sup>\*</sup> MARANGON (2006) utilizou fibras de aço com 35 mm de comprimento e 0,55 mm de diâmetro ( $l/d = 64$ ), apresentando ancoragem em gancho nas extremidades.

incorporado se apresentaram inferiores àquele do CAA contendo 1% de fibras de aço. Na Tabela 4.4 são apresentados os resultados obtidos por MARANGON (2006).

Tabela 4.4 – Resultados de teor de ar incorporado do CAA com fibras de aço obtidos por MARANGON (2006).

<b>Misturas</b>	<b><math>V_f</math> (%)</b>	<b>Teor de ar incorporado (%)</b>
C0	0	4,0
C1,0	1,0	6,0
C1,5	1,5	5,0
C2,0	2,0	3,0

No estudo de MARANGON (2006), a incorporação de 1% de fibras de aço no CAA acarretou em um aumento de 50% no teor de ar incorporado do concreto. A adição de 1,5 e 2,0% de fibras no CAA, por sua vez, indicaram, respectivamente, aumento de 25% e redução 25%, no teor de ar incorporado.

No geral, os concretos de referência (CREF e CREF-F) apresentaram maiores teores de ar incorporado, quando comparados com os valores encontrados para os concretos auto-adensáveis (CAA e CAARFA), possivelmente, devido à utilização de aditivo plastificante, o que pode ter ocasionado o surgimento de bolhas de ar na mistura fresca dos concretos CREF e CREF-F (ver Figura 4.4). Além disso, os finos presentes na composição do CAA podem ter contribuído para o menor valor do teor de ar incorporado, em comparação aos obtidos para os concretos de referência.

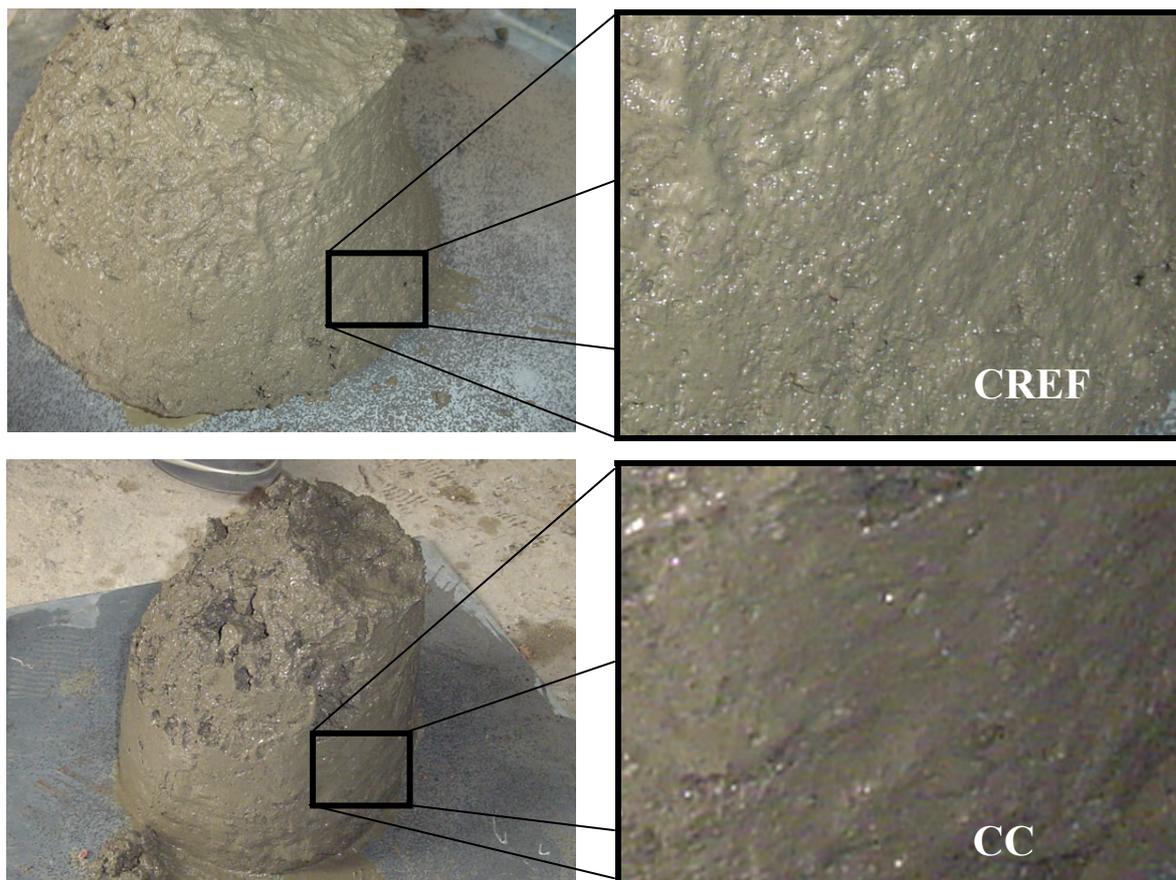


Figura 4.4 – Detalhe do aspecto dos concretos CREF e CC.

Já o concreto convencional (CC), em relação às demais misturas produzidas neste estudo, apresentou o menor teor de ar incorporado. Tal resultado pode ser avaliado como uma causa da ausência de incorporação de aditivos e da média consistência do concreto, favorecendo à obtenção de uma mistura com uma menor quantidade de bolhas de ar, em comparação ao CREF, conforme pode ser verificado na Figura 4.4.

### 4.3. Estado endurecido

No estado endurecido, aos 28 dias de idade, foram realizados os ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração na flexão e flexão a quatro pontos de vigas de concreto armado.

#### 4.3.1. Resistência à compressão

Os resultados de resistência à compressão média dos concretos são apresentados na Tabela 4.5. Para cada tipo de concreto, aos 28 dias, foram rompidos quatro corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20.

Tabela 4.5 – Resultados de resistência média à compressão dos concretos.

Tipos de Concreto	$f_c$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
CAA	42,9	2,2	5,1
CAARFA	47,3	2,2	4,7
CREF	39,9	1,8	4,5
CREF-F	39,1	1,2	3,1
CC	38,0	2,1	5,5

Na Figura 4.5 estão dispostos, graficamente, os resultados de resistência média à compressão apresentados na Tabela 4.5.

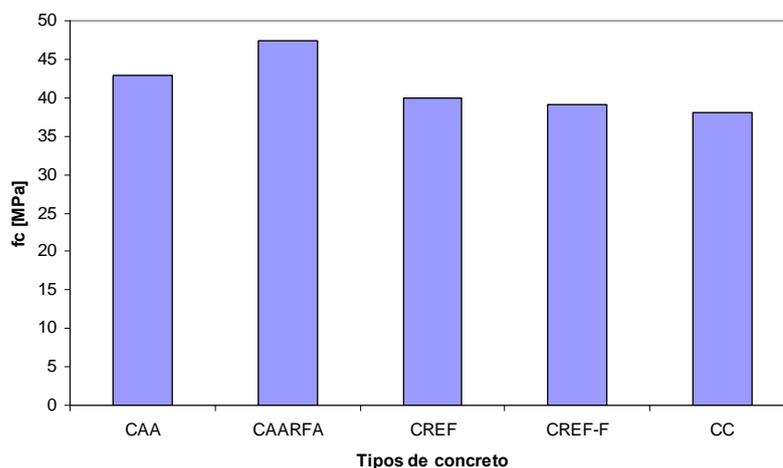


Figura 4.5 – Representação gráfica dos resultados de resistência média à compressão.

Como pode ser observado pelos resultados apresentados na Tabela 4.5 e Figura 4.5, os concretos auto-adensáveis (CAA e CAARFA) alcançaram resistências médias à compressão superiores aquelas dos demais concretos. O CAA obteve resistência média à compressão em torno de 7,5% superior àquela do CREF, e cerca de 12,9% maior que a resistência média do CC. Por sua vez, o CAARFA indicou resistência média à compressão 21% superior à alcançada pelo CREF-F.

Possivelmente, esses resultados estão associados às condições favoráveis da matriz de CAA, a qual apresenta microestrutura mais densa, devida à utilização de uma elevada quantidade de finos na sua mistura, favorecendo assim, a uma melhor aderência na zona de interface fibra/matriz. Além disso, podem ser destacados também como

fatores de influência, a ausência de vibração no adensamento do concreto e a propensão do alinhamento das fibras na direção de fluxo do concreto auto-adensável.

A adição das fibras de aço apresentou efeitos opostos, de acordo com o tipo de concreto, no que se refere à resistência à compressão. Quando incorporadas ao CAA, as fibras de aço promoveram um ganho de 10,3% na resistência média à compressão do concreto, enquanto que, no CREF, as fibras de aço não ocasionaram uma redução evidente.

A ruptura do concreto devida à ação de esforços de compressão se dá pelo desenvolvimento e interligação das microfissuras, existentes nas várias zonas de interface entre a pasta e os agregados, a medida que se aumenta a intensidade do carregamento. Dependendo do alinhamento da fibra em relação à direção do carregamento, fração volumétrica e geometria das fibras, e condições da microestrutura da matriz, as fibras de aço podem promover ganhos na resistência à compressão pelas capacidades de retardar o prolongamento das fissuras interceptadas por elas e transferir esforços entre as faces das fissuras.

No caso dos resultados obtidos, conforme Tabela 4.5, o CAA, por apresentar melhor microestrutura, promove melhores condições de aderência na matriz, desse modo, as fibras de aço podem ter atuado de forma semelhante a um sistema de confinamento do concreto, dificultando o desenvolvimento de fissuras longitudinais e, assim, ocasionado ganho na resistência à compressão.

#### **4.3.2. Módulo de elasticidade**

Na Tabela 4.6 são apresentados os resultados do módulo de elasticidade médio dos concretos, determinado segundo a NBR 8522 (2008). Para cada tipo de concreto, foram utilizados quatro corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20, curados por imersão até a idade de ensaio de 28 dias.

Tabela 4.6 – Resultados do módulo de elasticidade médio dos concretos.

Tipos de concreto	$E_c$ (GPa)	$E_c/f_c$	Desvio padrão (GPa)	Coef. de variação (%)
CAA	39,6	923,1	0,6	1,5
CAARFA	35,4	748,4	2,3	6,5
CREF	39,9	1000	3,8	9,5
CREF-F	36,4	930,9	2,6	7,1
CC	35,5	934,2	1,2	3,4

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.6, ao contrário do que foi verificado na resistência à compressão, a adição das fibras de aço ocasionou redução no módulo de elasticidade do concreto auto-adensável. Já o CREF, assim como na resistência à compressão, também sofreu redução do módulo de elasticidade após a incorporação das fibras de aço. No CAA foi verificada uma redução de 10,6% no módulo de elasticidade, após a adição das fibras de aço, enquanto que no CREF, essa diminuição foi de 8,8%.

Possuindo agregados graúdos com a mesma dimensão máxima característica de 12,5 mm, o CAA e o CREF não apresentaram diferença significativa entre os valores de seus módulos de elasticidade. Porém, quando se comparam os valores do módulo de elasticidade do CAA e do CREF, em função da resistência média ( $f_c$ ) obtida no ensaio de compressão, pode-se observar que o CAA indica uma menor relação  $E_c/f_c$ , evidenciando uma queda no valor do módulo de elasticidade do CAA, em relação ao mesmo nível de resistência do CREF. O mesmo é observado entre os concretos CAARFA e CREF-F, como pode ser verificado através dos valores obtidos na relação  $E_c/f_c$ , apresentados na Tabela 4.6. Tal resultado pode ser justificado pelo maior volume de pasta e menor teor de agregado graúdo dos concretos auto-adensáveis, em comparação ao concreto de referência.

Conforme explica NEVILLE (1997), o módulo de elasticidade do concreto depende do módulo de elasticidade do agregado e da proporção em volume do agregado no concreto. Porém, apesar de possuir agregado graúdo com maior dimensão máxima (19 mm) e maior volume de agregado, o concreto convencional (CC) alcançou módulo de elasticidade em torno de 11% inferior àqueles do CAA e do CREF. Ainda assim,

quando se verificam os valores de  $E_c/f_c$ , pode-se constatar que o CAA apresentou, para a referida relação, resultado inferior, em comparação ao concreto convencional.

De um modo geral, a adição das fibras de aço não representou alterações expressivas nos valores médios de módulo de elasticidade dos concretos. Tal resultado vai de encontro com o que normalmente é encontrado na literatura técnica, como citam MEHTA e MONTEIRO (1994), indicando a pouca influência das fibras no módulo de elasticidade do concreto. ALTUN *et al.* (2007), verificaram em seu estudo, sensíveis reduções nos módulos de elasticidade dos concretos após a incorporação das fibras de aço.

Como forma de comparação dos resultados alcançados neste estudo, são apresentados na Tabela 4.7 os valores médios de módulo de elasticidade de concretos auto-adensáveis com a adição de fibras de aço obtidos por MARANGON (2006).

Tabela 4.7 – Valores médios de módulo de elasticidade de concreto auto-adensável com fibras de aço obtidos por MARANGON (2006).

Misturas	$V_f$ (%)	$E_c$ (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coef. de variação (%)
C0	0	35,8	1,7	4,8
C1,0	1,0	34,7	1,9	5,6
C1,5	1,5	34,4	0,4	1,2
C2,0	2,0	37,6	1,6	4,3

#### 4.3.3. Resistência à tração na flexão

Através da flexão de prismas de concreto, com cargas aplicadas nos terços do vão, conforme é prescrito na NBR 12142 (1991), os valores da resistência à tração na flexão, computados de acordo com a Equação 2.3 (item 2.5.1, página 56), apresentada em capítulo anterior, são expostos na Tabela 4.8. Foram utilizados, para cada tipo de concreto, três corpos-de-prova prismáticos de dimensões 15 cm x 15 cm x 50 cm, curados em tanque de imersão e ensaiados aos 28 dias. Os corpos-de-prova para o ensaio de tração na flexão foram retirados do tanque de imersão 24 horas antes da data de realização do ensaio. Os resultados apresentados na Tabela 4.8 correspondem a média dos três prismas ensaiados, por tipo de concreto. Em todos os prismas, a ruptura se deu dentro do terço médio do vão, ou seja, entre as cargas aplicadas. Na Figura 4.6 é

mostrada a esquematização do ensaio com as posições dos elementos de apoio, instrumentação e aplicação das cargas.

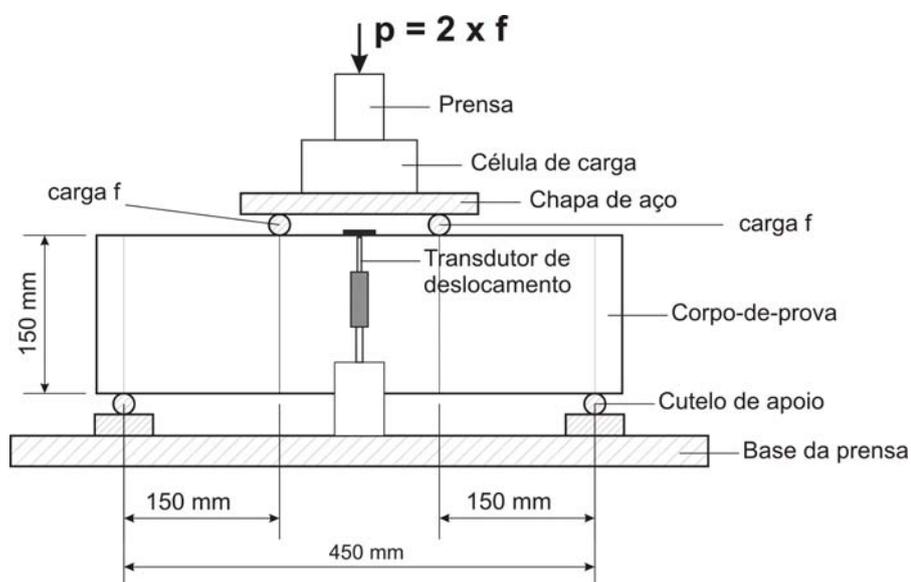


Figura 4.6 – Esquemática do ensaio de resistência à tração na flexão.

O ACI 544.4R (1988) apresenta uma formulação, conforme Equação 4.1, para determinação da resistência à tração na flexão de pequenas vigas de concreto, reforçadas unicamente por fibras de aço ( $f_{ct,u}$ ), obtida por análises de regressão de resultados alcançados por diversos autores.

$$f_{ct,u} = 0,97 \cdot f_r \cdot V_{mat} + 494 \cdot V_f \cdot (l/d) \quad 4.1$$

Onde,

$f_r$  é o módulo de ruptura à flexão da matriz, em psi\*;

$V_f$  é a fração volumétrica de fibras no compósito;

$V_{mat}$  é a fração volumétrica da matriz do compósito, dada por  $1 - V_f$ ; e

$l/d$  é a relação entre o comprimento e o diâmetro da fibra.

Como neste estudo foi utilizada apenas uma fração volumétrica de fibras, e um único tipo de fibra, para todos os concretos fibrosos produzidos,  $V_f$  vale 1% e  $l/d$  é igual a 50. O valor de  $f_r$  foi considerado como sendo o valor obtido no ensaio de resistência à

---

\* 1 MPa = 145,038 psi.

tração na flexão para os concretos sem a incorporação das fibras. Ou seja, para determinação do  $f_{ct,u}$  do CAARFA,  $f_r$  foi adotado igual ao valor de  $f_{ctM}$  (em psi) obtido para o CAA. Do mesmo modo, para o caso do CREF-F,  $f_r$  foi tomado como sendo o valor de  $f_{ctM}$  alcançado pelo CREF no ensaio de tração na flexão. Os valores de  $f_{ct,u}$ , obtidos através da formulação apresentada no ACI 544.4R (1988), são mostrados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Resultados de resistência à tração na flexão de prismas de concreto e valores de resistência à tração na flexão obtidos através da formulação proposta pelo ACI 544.4R (1988).

<b>Tipos de concreto</b>	<b><math>f_{ctM}</math> (MPa)</b>	<b>Desvio padrão (MPa)</b>	<b>Coef. de variação (%)</b>	<b><math>f_{ct,u}</math> (ACI 544.4R, 1988) (MPa)</b>
CAA	4,4	0,2	4,5	-
CAARFA	10,6	1,1	10,4	5,9
CREF	4,6	0,6	13,0	-
CREF-F	5,2	0,4	7,7	6,1
CC	4,9	0,4	8,2	-

Como pode ser observado na Tabela 4.8, a adição das fibras de aço favoreceu o aumento das resistências à tração na flexão dos concretos. O CAARFA destacou-se entre os demais concretos, apresentando, em relação ao CAA, aumento de 141,6%. Já o CREF, com a incorporação das fibras, teve sua resistência à tração elevada em 12,9%.

Comparando-se os valores obtidos pela Equação 4.1, com os resultados alcançados pelos concretos CREF-F e CAARFA, é verificado que o CREF-F apresentou resistência à tração na flexão cerca de 15% inferior àquela determinada teoricamente. Por outro lado, o CAARFA alcançou resistência à tração, determinada experimentalmente, em torno de 80% superior, em relação ao valor de  $f_{ct,u}$  obtido pela Equação 4.1.

Esses resultados indicam que o CAA com adição de fibras de aço não seguiu a tendência de resistência à tração na flexão de concretos normais com fibras de aço incorporadas, como propõe a Equação 4.1. Por sua vez, o CREF-F não apresentou diferença significativa entre os valores obtidos experimentalmente e através do modelo

porposto pelo ACI, indicando que o resultado alcançado no ensaio está dentro de uma faixa, de certa forma, aceitável, para concretos fibrosos.

O resultado obtido com o CAARFA pode estar relacionado com as condições favoráveis de aderência das fibras na matriz (microestrutura mais densa do CAA), além do alinhamento das fibras na direção do fluxo do concreto e ausência de vibração no adensamento do mesmo, o que podem ter aumentado o número de fibras em uma direção mais favorável para o combate dos esforços de tração desenvolvidos na flexão dos prismas.

Os concretos CAA, CREF e CC apresentaram valores de resistência à tração na flexão próximos entre si. No entanto, o concreto convencional alcançou resistência sensivelmente superior aos concretos CAA e CREF, em torno de 12% e 7%, respectivamente.

Na Figura 4.7 são apresentadas as superfícies de ruptura dos concretos fibrosos CREF-F e CAARFA. As fibras expostas nas seções transversais dos prismas foram demarcadas, com auxílio de computador, para favorecer à visualização das mesmas.

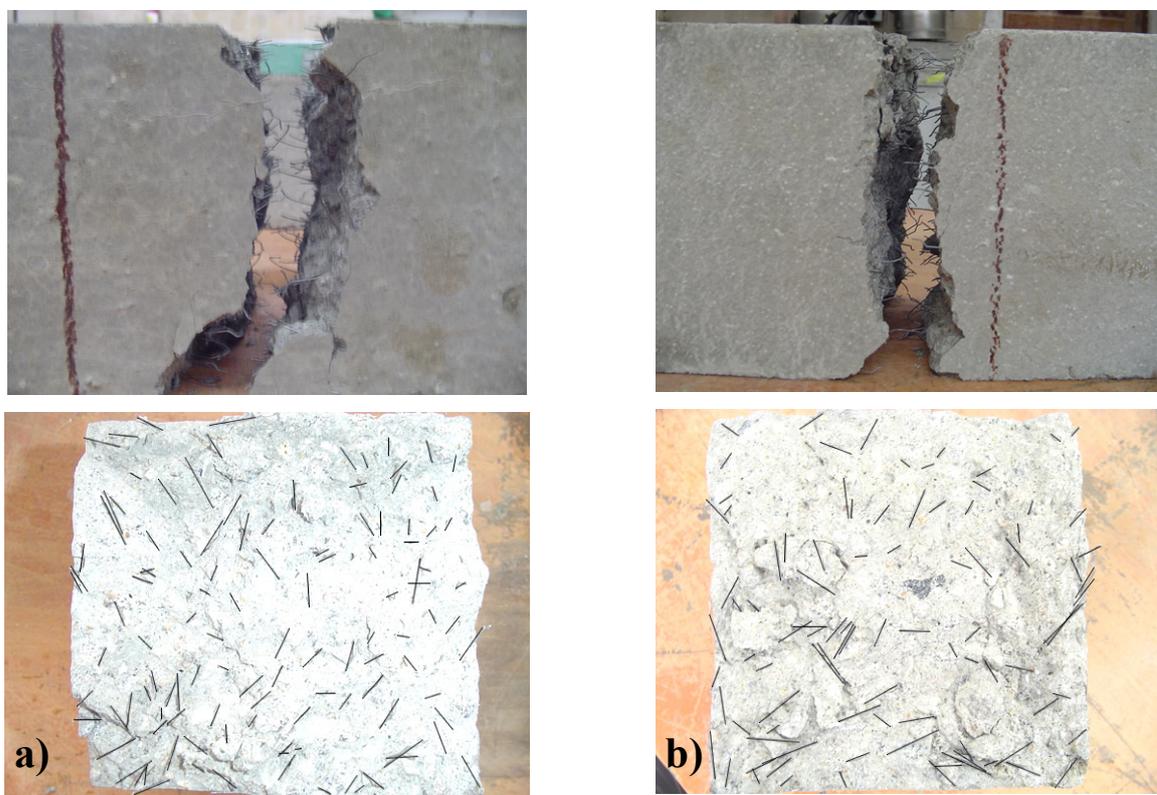


Figura 4.7 – Seções de ruptura das prismas: a) CAARFA; e b) CREF-F.

Conforme apresentado na Figura 4.7, pode-se observar que o CAARFA mostra uma distribuição das fibras na seção transversal sensivelmente mais uniforme, enquanto que no CRFE-F, verificam-se alguns pontos de concentração de fibras de aço.

LIM e OH (1999) apresentam uma formulação proposta por HANNANT<sup>6</sup> para a determinação do número de fibras (N) que atravessam uma unidade de área, conforme Equação 4.2.

$$N = 0,5 \cdot \frac{V_f}{\pi \cdot \left(\frac{d_f}{2}\right)^2} \quad 4.2$$

Onde,  $V_f$  é a fração volumétrica de fibras e  $d_f$  é o diâmetro da seção transversal da fibra. O coeficiente 0,5 considera a distribuição tridimensional e aleatória das fibras na matriz.

Desse modo, sabendo-se que, neste estudo, foi utilizada fração volumétrica de fibras ( $V_f$ ) de 1% e fibras de aço com diâmetro da seção transversal igual a 0,6 mm, de acordo com a Equação 4.2, o número teórico de fibras por unidade de área  $N_{teo.}$  vale 17684 fibras/m<sup>2</sup>.

Na Tabela 4.9 são apresentados os resultados, obtidos experimentalmente através de contagem, do número médio de fibras por unidade de área, para os concretos CAARFA e CREF-F, considerando a área da seção transversal do prisma de concreto utilizado no ensaio de resistência à tração na flexão, de 0,15 m x 0,15 m.

Tabela 4.9 – Número experimental de fibras por unidade de área.

Concreto	$N_{exp.}$
CAARFA	13244 fibras/m <sup>2</sup>
CREF-F	12756 fibras/m <sup>2</sup>

Conforme os resultados indicados na Tabela 4.9, ambos os concretos apresentaram valores do número de fibras por unidade de área consideravelmente inferiores ao valor obtido numericamente. No CAARFA essa diferença foi de 25,1%, e

<sup>6</sup> HANNANT, D. J. **Fibers cements and fibers concretes**. New York: Wiley, 1978.

no CREF-F ficou em 27,87%. A utilização de vibrador de imersão para compactação do CREF-F pode ter influenciado na ocorrência de um menor número de fibras por unidade de área na seção de ruptura do prisma, conforme apresentado na Tabela 4.9.

Ainda com os resultados mostrados na Tabela 4.9, pode-se verificar que o CAARFA apresentou um número de fibras 3,7% superior àquele obtido para o CREF-F, o que pode ter contribuído também, ainda que não de forma significativa, com o melhor desempenho do CAARFA frente ao comportamento à flexão.

As curvas carga x flecha dos prismas, para cada um dos concretos, são apresentadas na Figura 4.8.

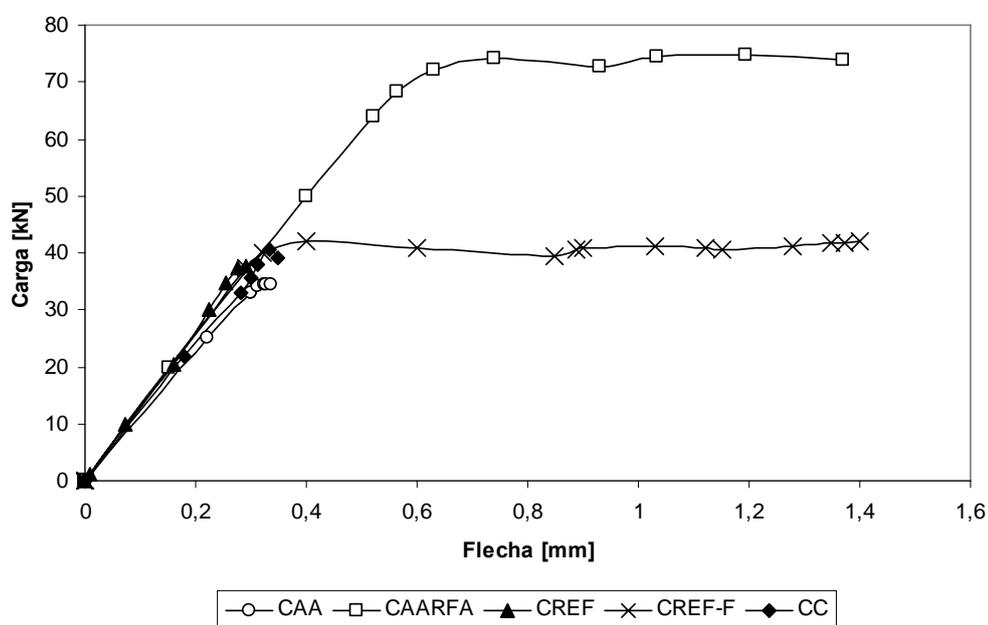


Figura 4.8 – Curvas carga x flecha dos prismas de concreto.

Conforme as curvas carga x flecha dos concretos, apresentadas na Figura 4.8, pode-se verificar o comportamento dos prismas durante o ensaio. Como já havia sido observado, a adição das fibras de aço proporcionou um melhor comportamento do CAA durante a flexão, quando comparado com a contribuição das fibras no concreto de referência.

Independente das cargas últimas alcançadas, as fibras de aço promoveram ductilidade aos concretos. Tanto o CAA, quanto o CREF, passaram de uma ruptura frágil, para um comportamento de material dúctil, como pode ser observado no

desenvolvimento das curvas carga x flecha dos concretos CAARFA e CREF-F (Figura 4.8).

Observa-se ainda, de acordo com a Figura 4.8, através do modo de desenvolvimento das curvas carga x flecha dos concretos CAARFA e CREF-F, onde verifica-se a ocorrência de patamar após a ruptura da matriz, que a fração volumétrica de fibras utilizada ficou próxima do valor correspondente ao volume crítico de fibras (ver Figura 2.35, página 51).

#### 4.3.4. Flexão a quatro pontos de vigas de concreto armado

A ilustração do ensaio é apresentada na Figura 4.9, onde podem ser observadas as dimensões da viga, distância entre apoios e cargas aplicadas, bem como o posicionamento da instrumentação utilizada.

Na Figura 4.10 são apresentados os resultados das medições das deformações na região de compressão das vigas.

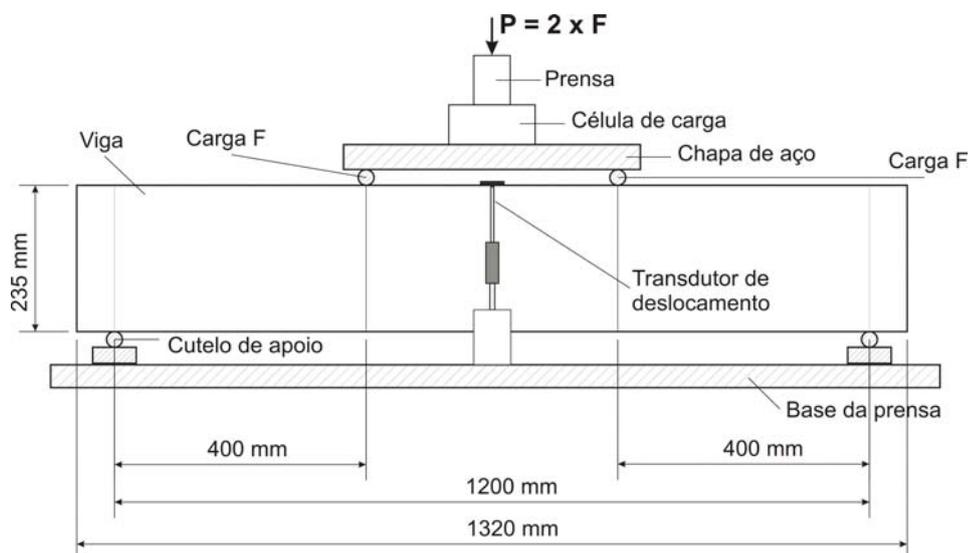


Figura 4.9 – Ilustração do ensaio de flexão das vigas de concreto armado.

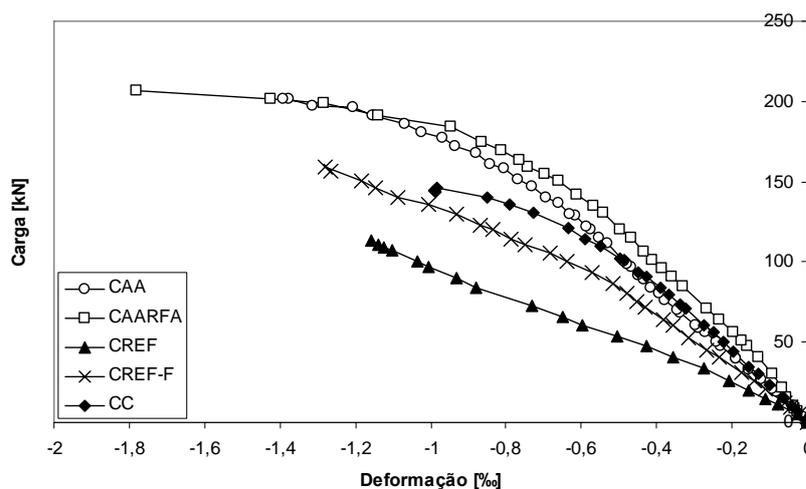


Figura 4.10 – Resultados das medições feitas na região comprimida das vigas.

Pela observação das curvas mostradas na Figura 4.10, verifica-se que a adição das fibras de aço proporcionou ao CAARFA menores deformações na região de compressão da viga, para o mesmo nível de carga, quando comparada com a viga confeccionada com CAA. Porém, o efeito das fibras foi reduzido na fase final da capacidade portante da viga, onde se observa, praticamente, a superposição das curvas do CAA e CAARFA.

No caso do concreto de referência (CREF), as fibras de aço melhoraram consideravelmente o comportamento do concreto na região de compressão da viga, como pode ser verificado pela comparação das curvas do CREF e CREF-F. Ainda assim, o concreto convencional (CC), quando comparado ao CREF-F, apresentou menores deformações na região de compressão, para o mesmo nível de carregamento. Porém, na fase final da capacidade resistente, a viga confeccionada com o CREF-F apresentou um melhor comportamento.

Nos concretos com fibras (CREF-F e CAARFA), o retardamento no progresso das fissuras, decorrente da interceptação dessas pelas fibras de aço, pode ter afastado a linha neutra da borda superior da seção transversal, em comparação aos concretos sem fibras, aumentando a região de compressão, e conseqüentemente, favorecendo o alcance de menores deformações do concreto comprimido, como pode ser observado na Figura 4.10, comparando-se o CREF com o CREF-F, e o CAA com o CAARFA.

No geral, em relação aos demais concretos, os concretos auto-adensáveis apresentaram uma melhor atuação na região comprimida das vigas. Tal comportamento

reflete os resultados de resistência à compressão observados anteriormente, obtidos através do ensaio de corpos-de-prova cilíndricos.

As medições feitas na armadura longitudinal das vigas são apresentadas na Figura 4.11. Durante a execução do ensaio, ocorreram alguns imprevistos que impossibilitaram as medições das deformações das barras de tração das vigas confeccionadas com os concretos CAA e CC.

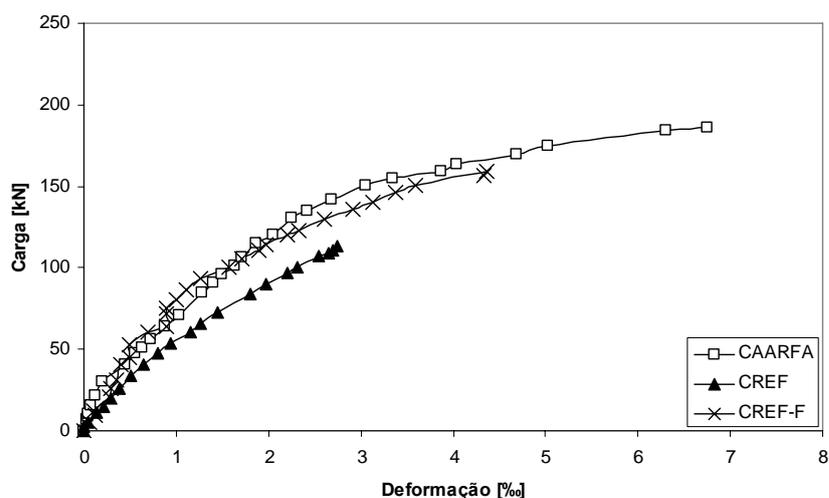


Figura 4.11 – Deformações na armadura longitudinal das vigas.

Conforme as curvas apresentadas na Figura 4.11, a adição das fibras de aço ao CREF promoveu ao concreto uma maior capacidade de resistir aos esforços de tração desenvolvidos durante a flexão da viga. Os reflexos disso estão nas menores deformações da armadura longitudinal da viga produzida com o CREF-F, em comparação aquelas da viga confeccionada com CREF, indicando que, parte dos esforços de tração foram absorvidos pelo concreto com fibras de aço, aliviando assim a atuação da armadura principal.

O comportamento do CREF-F foi semelhante àquele do CAARFA, pelo menos até, aproximadamente, a carga de 100 kN, pois, com o avanço do carregamento, a viga de concreto auto-adensável fibroso apresentou, em relação ao CREF-F, uma melhor atuação, ainda que sensível, possibilitando o alcance de maiores níveis de carregamento com menores deformações da armadura longitudinal. Vale ressaltar que, o *strain-gage*

fixado na armadura longitudinal da viga de CAARFA descolou quando o carregamento atuante era de 186,2 kN, correspondente à uma deformação de 6,75%. Desse modo, a curva apresentada na Figura 4.11, não descreve o comportamento completo das deformações na armadura longitudinal da viga de CAARFA.

Na Figura 4.12 são mostradas as deformações medidas nos estribos, nas posições E1 e E2 (ver Figura 3.26, página 108 e Figura 3.29, página 111, ambas no item 3.7.4).

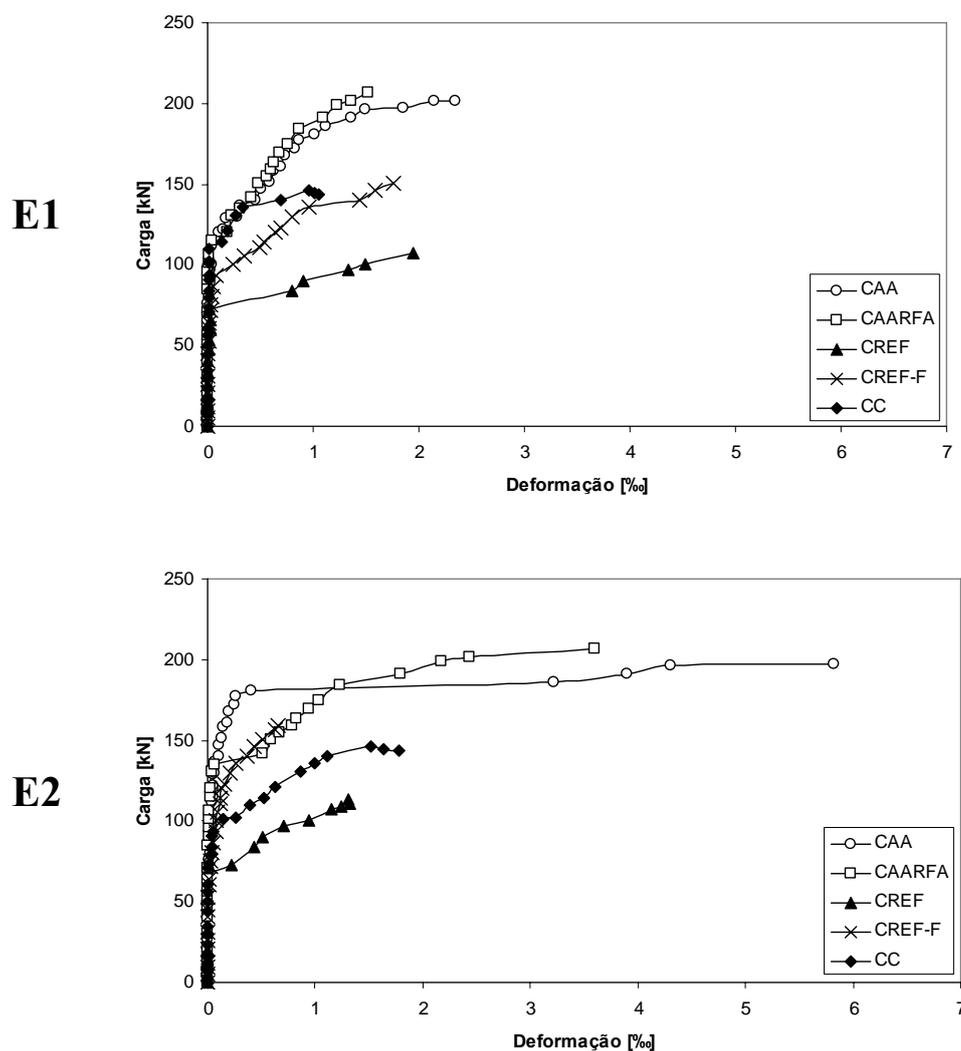


Figura 4.12 – Deformações medidas nos estribos.

Conforme as curvas apresentadas na Figura 4.12, verifica-se que nas vigas confeccionadas com concretos auto-adensáveis (CAA e CAARFA) há indicação de

menores deformações nos estribos, observada através dos níveis de carregamento alcançados pelos concretos. Contudo, a adição das fibras de aço ao CAA não trouxe benefício evidente para o concreto, no combate aos esforços de cisalhamento atuantes na viga. Possivelmente, esse resultado é devido ao comportamento já favorável da matriz, o que gera uma melhor aderência entre concreto e armadura, fazendo com que após a incorporação das fibras o ganho de resistência ao cortante não seja significativo.

Por sua vez, quando foram adicionadas as fibras de aço, o CREF teve um ganho considerável no combate ao esforço cortante. Isso indica uma atuação das fibras de aço na absorção de parte do cisalhamento, costurando as fissuras inclinadas que surgem nas regiões da viga entre a carga e o apoio, de forma semelhante aos estribos.

O concreto convencional apresentou uma maior capacidade de absorção do esforço cortante, quando comparado ao CREF, onde, a maior dimensão do agregado graúdo pode ter contribuído na parcela resistente do concreto devida ao engrenamento dos agregados ao longo da fissura inclinada.

As medições das deflexões no meio do vão das vigas são apresentadas na Figura 4.13. Além das curvas carga x flecha, está indicada (ver legenda das curvas) a carga onde ocorreu a primeira fissura em cada uma das vigas.

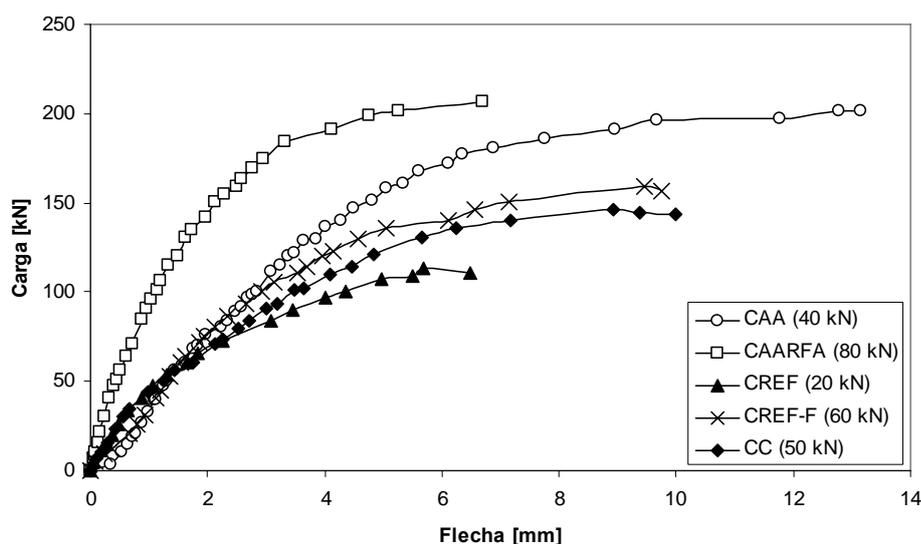


Figura 4.13 – Curvas carga x flecha das vigas e indicação da carga de ocorrência da primeira fissura.

Conforme as curvas indicadas na Figura 4.13, assim como no ensaio dos prismas, o CAARFA indicou as menores flechas para o mesmo nível de carregamento, quando comparado aos demais concretos. Provavelmente, a melhor aderência do aço ao concreto auto-adensável, em decorrência de sua estrutura interna mais densa, pela utilização de uma elevada quantidade de finos à mistura, promoveu uma maior capacidade de deformação das vigas. Desse modo, a aderência entre as fibras e a matriz também é melhorada, aumentando ainda mais a ductilidade da viga de CAARFA, em comparação àquela apresentada pela viga confeccionada com CAA.

De forma semelhante ao CAA, após a incorporação das fibras de aço, o CREF também apresentou aumento de sua capacidade portante com a inclusão das fibras de aço à sua mistura. Como foi observado anteriormente, nos resultados de deformação da armadura longitudinal (Figura 4.11, página 130), a adição das fibras de aço ao CREF reduziu a sollicitação na armadura principal de tração, indicando que o concreto de referência com fibras combateu parte dos esforços de tração desenvolvidos na flexão. Sendo assim, os resultados apresentados na Figura 4.13 refletem esse comportamento, indicando uma maior ductilidade da viga de CREF-F, em relação à viga moldada com CREF.

A viga produzida com concreto convencional apresentou um melhor comportamento, em comparação àquela confeccionada com o concreto de referência, mostrando uma maior capacidade de deformação. Na Figura 4.13 podem ser comparadas as curvas da viga de concreto convencional e da viga de CREF, onde observa-se que a primeira apresentou menores flechas, para o mesmo nível de carregamento da segunda.

Em relação ao aparecimento da primeira fissura, o CAARFA apresentou um aumento de 100% na carga de surgimento da primeira fissura, em comparação com a carga do início de fissuração indicada na viga confeccionada com CAA. Já a incorporação das fibras de aço ao CREF proporcionou um aumento de 200% na carga de início da fissuração.

A observação da primeira fissura na viga produzida com concreto convencional ocorreu com a carga de 50 kN, 150% superior à carga de início da fissuração da viga

confeccionada com o CREF (20 kN). Em relação ao CAA, o CC apresentou carga de início de fissuração 25% maior.

A seguir, apresenta-se o desenvolvimento das fissuras nas vigas, para cada um dos concretos, desde o momento da primeira fissura, até a ruptura. Também são apresentadas as cargas que geraram os estágios de fissuração apresentados.

Na Figura 4.14 são apresentados os mapeamentos das fissuras da viga produzida com CAA.

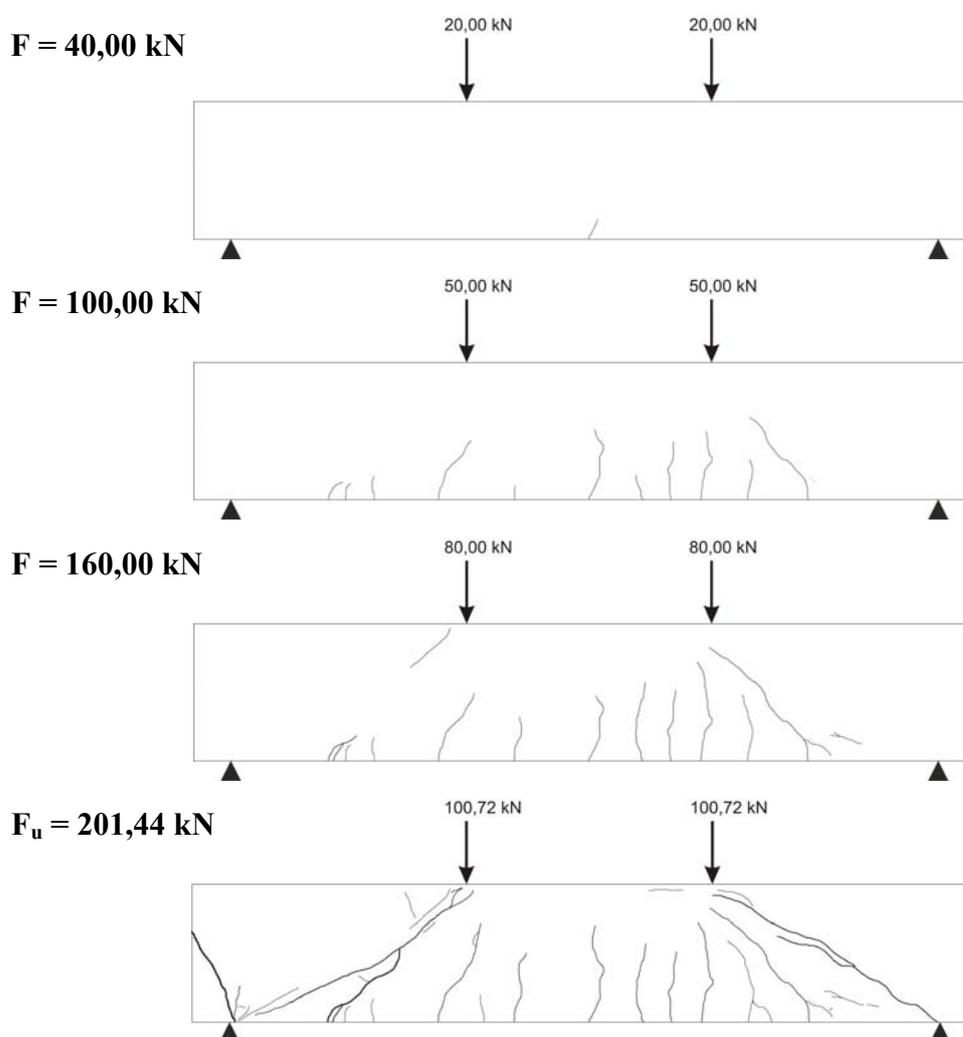


Figura 4.14 – Desenvolvimento das fissuras na viga confeccionada com CAA.

A primeira fissura da viga surgiu aos 40 kN, localizada na região do meio do vão, entre as cargas concentradas.

Aproximadamente na metade da capacidade resistente da viga, em um carregamento de 100 kN (50 kN em cada uma das cargas concentradas aplicadas), quase a totalidade das fissuras verticais de flexão já haviam se formado.

Com o progresso do carregamento, aos 160 kN, foi possível observar mais claramente algumas fissuras inclinadas, nas regiões entre cargas e apoios. Até que, aos 201,44 kN, ocorreu a ruptura da viga por cisalhamento, com a propagação das fissuras inclinadas, sendo atingido o bordo comprimido superior da alma da viga.

Conforme mostrado na Figura 4.14, no canto inferior esquerdo da viga produzida com CAA, foi verificada ainda uma fissura característica de falha de ancoragem da armadura longitudinal no apoio, a qual surgiu de forma brusca aos 190 kN.

Após a ruptura, o concreto de cobrimento na região do apoio foi removido, sendo comprovado o escorregamento da armadura pela observação do descolamento entre a barra de aço e o concreto, como mostrado na Figura 4.15.



Figura 4.15 – Verificação da falha de ancoragem da armadura longitudinal na viga produzida com CAA.

De acordo com o item 2.3.3 (Figura 2.22, página 38) esse tipo de falha no apoio, conforme detalhe apresentado na Figura 4.15, pode acarretar uma ruptura por cisalhamento do concreto da alma, confirmando assim, a causa da ruína do elemento.

O desenvolvimento das fissuras na viga produzida com CAARFA é mostrado na Figura 4.16.

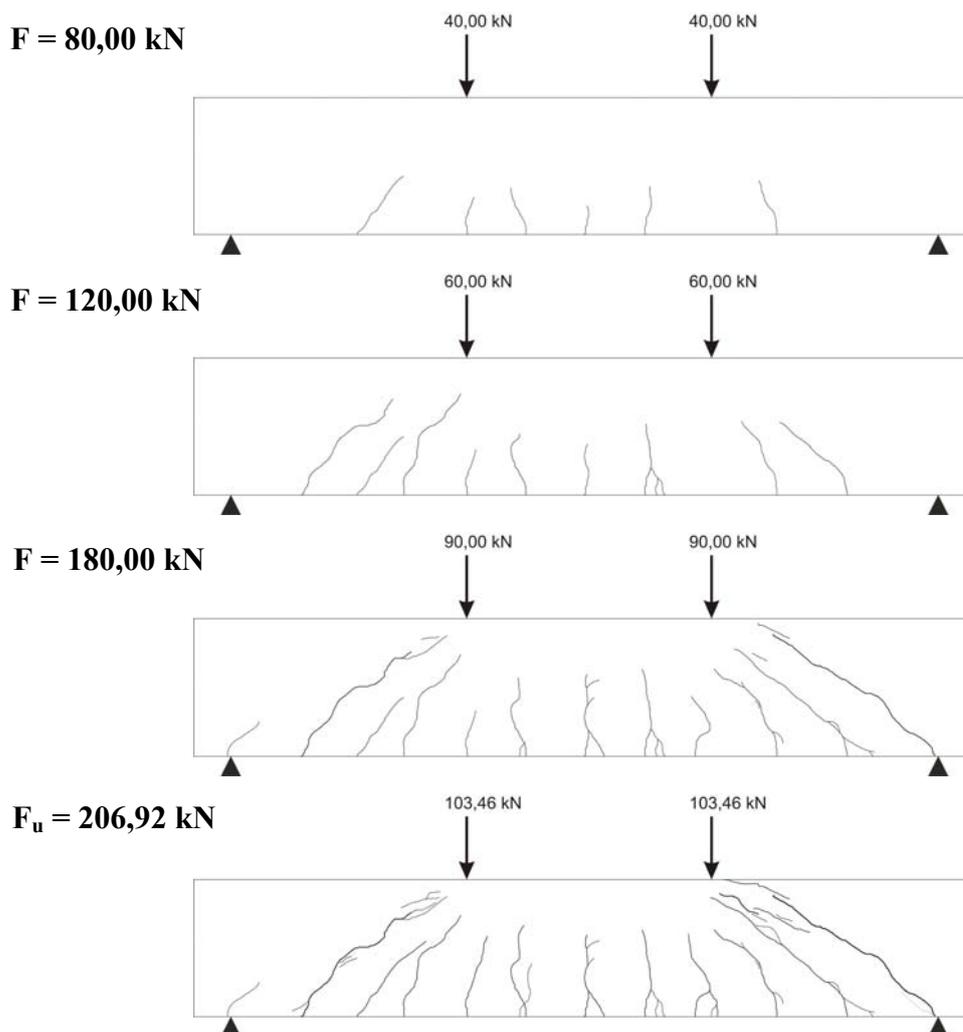


Figura 4.16 – Desenvolvimento das fissuras na viga confeccionada com CAARFA.

As primeiras fissuras na viga de CAARFA, de acordo como é apresentado na Figura 4.16, surgiram na carga de  $80 \text{ kN}$ , já com o aparecimento de algumas fissuras nas regiões entre as cargas e os apoios.

Com a continuidade do aumento de carregamento, ocorreu a propagação das fissuras observadas inicialmente, surgindo ainda, novas fissuras, tanto verticais, quanto inclinadas. Porém, as fissuras inclinadas de cisalhamento se propagaram até o bordo comprimido superior, ocasionando a ruptura da viga aos  $206,92 \text{ kN}$ . Por sua vez, as fissuras verticais não se desenvolveram até o topo da alma da viga, sendo, parte dos esforços de tração desenvolvidos na flexão, resistidos pelas fibras de aço, o que possivelmente, impediu maiores extensões dessas fissuras.

.Na Figura 4.17 é apresentado o detalhe da fissuração da viga produzida com CAARFA na ruptura

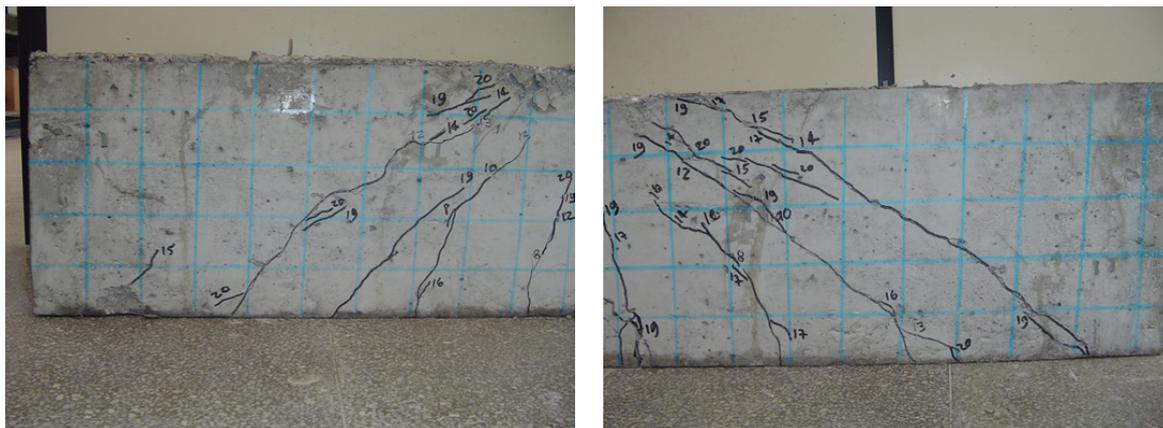


Figura 4.17 – Fissuração da viga de CAARFA na ruptura.

A fissuração da viga produzida com o CREF é mostrada na Figura 4.18.

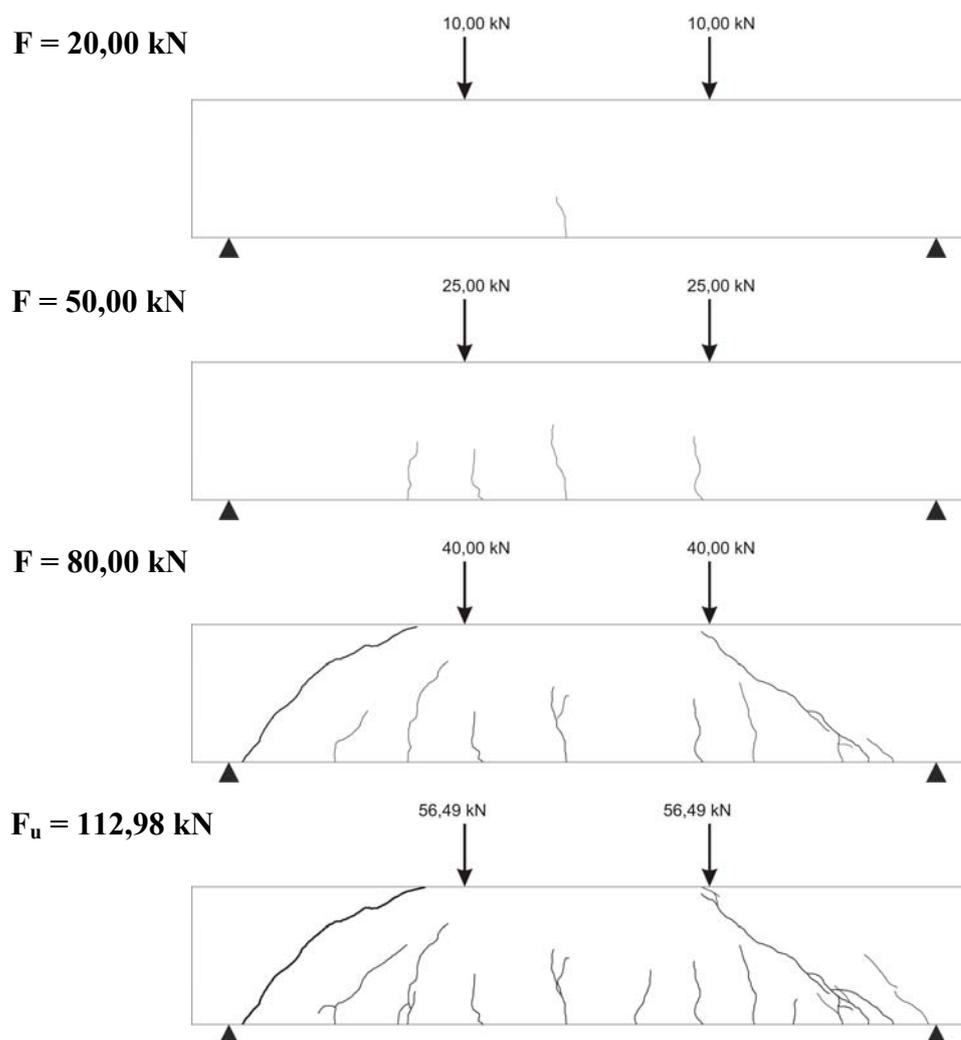


Figura 4.18 – Desenvolvimento das fissuras na viga produzida com CREF.

A primeira fissura da viga ocorreu no carregamento de 20 kN, na região entre as cargas aplicadas.

Conforme Figura 4.18, aos 80 kN, é possível verificar uma significativa fissura inclinada na região entre a carga e o apoio esquerdo. Através da Figura 4.12 (página 131), que apresenta as curvas plotadas na medição das deformações das armaduras transversais das vigas, pode-se observar o alongamento acentuado e repentino do estribo (posição E1) da viga produzida com CREF, no nível de carga acima referido.

Segundo LEONHARDT e MÖNNIG (1977) o desenvolvimento de uma fissura de cisalhamento na alma, depende, dentre outros fatores, da rigidez à deformação do banzo tracionado, ou seja, quanto menos rígido for o banzo tracionado, mais ele se alonga com o progresso do carregamento e, conseqüentemente, a fissura de cisalhamento prolonga-se mais rapidamente, chegando até o bordo superior da zona comprimida do concreto. Assim, como pode ser observado na Figura 4.11 (página 130), a viga produzida com CREF apresentou maiores deformações da armadura longitudinal, para os mesmos níveis de carga das demais vigas, o que pode ter acarretado o desenvolvimento, de forma brusca, aos 80 kN, de uma relevante fissura de cisalhamento na alma do elemento, conforme é mostrado na Figura 4.19.

Como pode ser observado no detalhe da Figura 4.19, a fissura inclinada atingiu a parte superior da viga, indo de encontro ao local de aplicação da carga concentrada, gerando assim a ruptura da viga por cisalhamento aos 112,98 kN.



Figura 4.19 – Detalhe de fissura na ruptura da viga produzida com o CREF.

Na Figura 4.20 é apresentada a fissuração na viga produzida com o CREF-F.

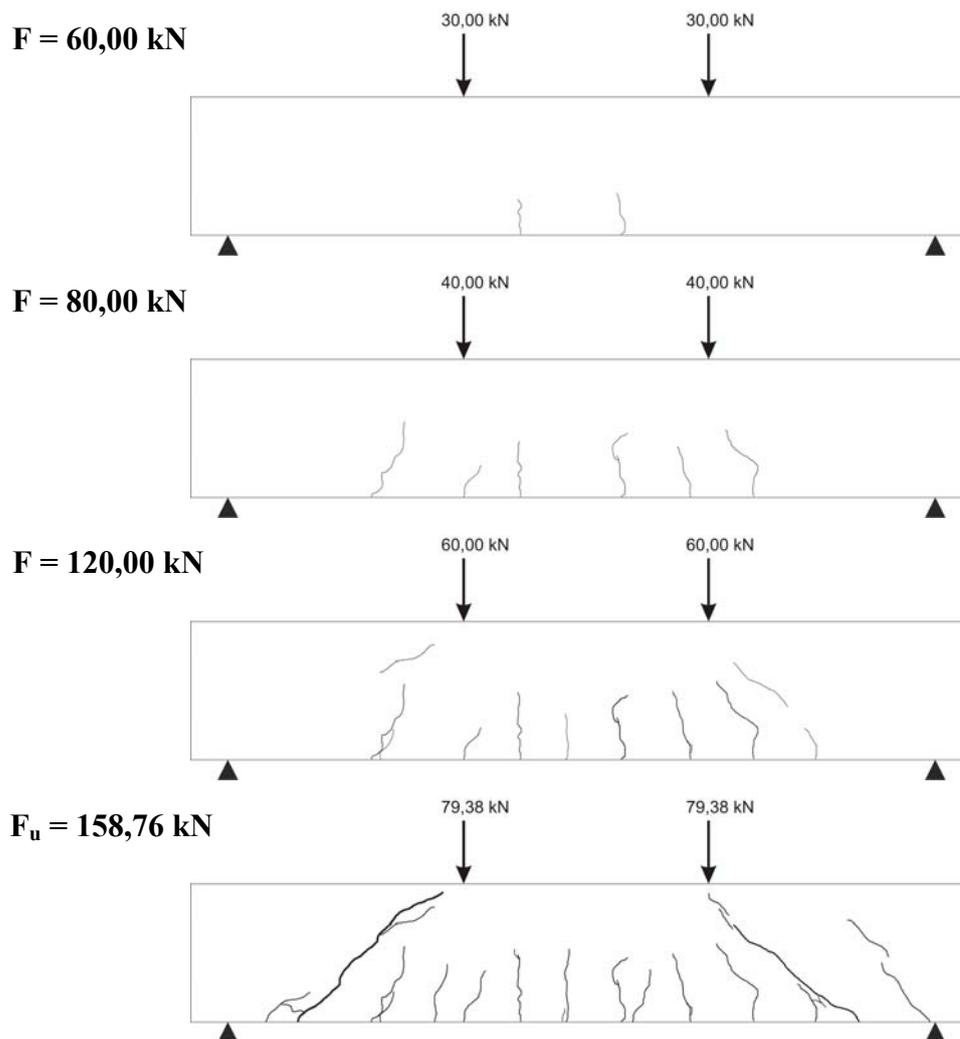


Figura 4.20 – Desenvolvimento das fissuras na viga produzida com CREF-F.

O aparecimento das primeiras fissuras na viga se deu aos 60 kN, localizadas na região central, entre as cargas aplicadas. Conforme Figura 4.20, aos 120 kN, foi possível verificar algumas fissuras inclinadas entre as cargas e os apoios, ocorrendo, com o progresso do carregamento, aos 158,76 kN, a ruptura da viga com formação de acentuada fissura inclinada do lado esquerdo do elemento, possivelmente, decorrente da deformação excessiva da armadura de flexão, no nível de sua máxima capacidade resistente. As fissuras verticais de flexão não apresentaram propagação relevante para a ruptura da viga (Figura 4.21), porém, o controle da fissuração vertical promovido pelas fibras de aço, pode ter aumentado a concentração de esforços nas regiões entre as cargas e os apoios, gerando maiores fissuras nessas áreas, as quais atingiram o banzo comprimido da viga.



Figura 4.21 – Fissuras na ruptura da viga produzida com o CREF-F.

Na Figura 4.22 é apresentado o desenvolvimento das fissuras na viga produzida com o concreto convencional.

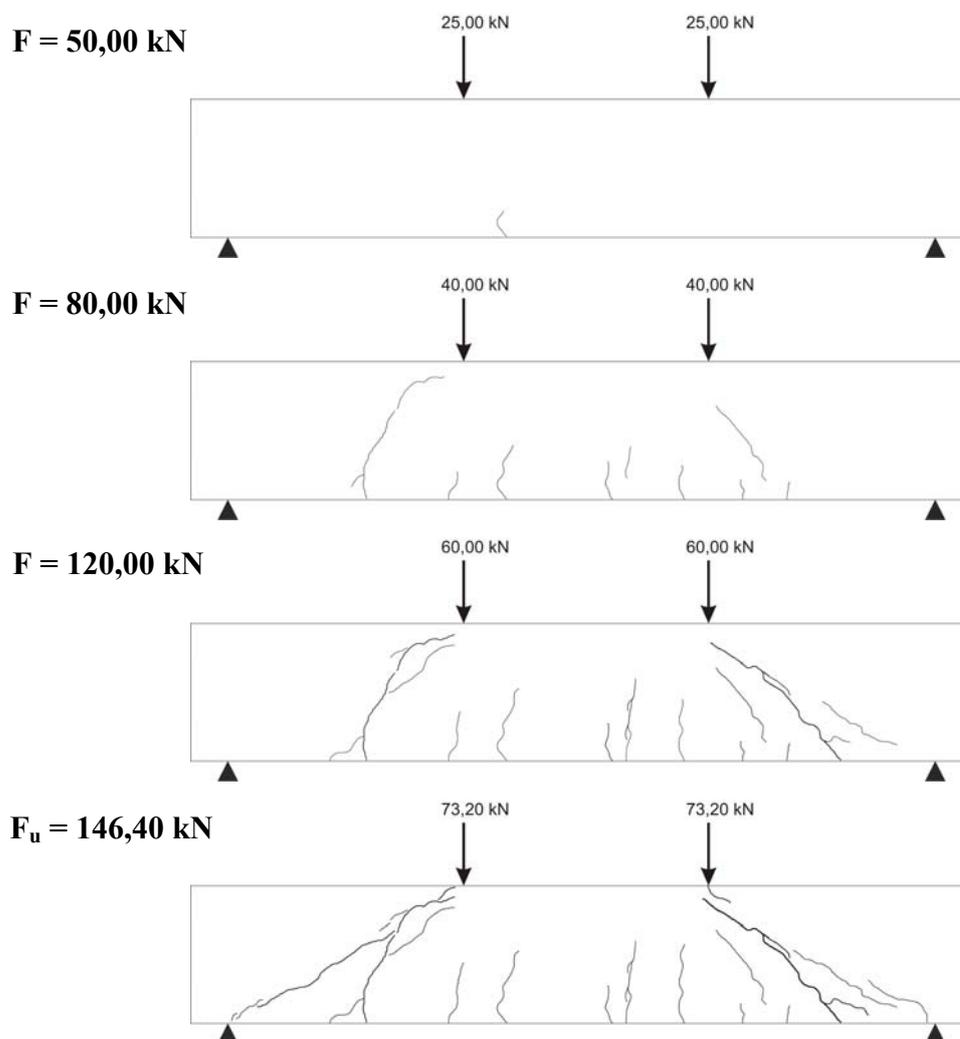


Figura 4.22 – Desenvolvimento das fissuras na viga produzida com o CC.

A primeira fissura da viga moldada com concreto convencional ocorreu aos 50 kN, na região entre as cargas concentradas. Conforme apresentado na Figura 4.22, aos 80 kN, já haviam sido iniciadas algumas fissuras inclinadas.

Com o aumento do carregamento foi verificada a maior propagação dessas fissuras, em comparação àquelas verticais de flexão, sendo mais acentuadas na área entre carga e apoio direito da viga, atingindo assim a região comprimida do concreto da alma, produzindo desse modo, ruína por cisalhamento aos 146,40 kN.

É mostrado na Figura 4.23 o quadro de fissuração na ruptura da viga confeccionada com concreto convencional.

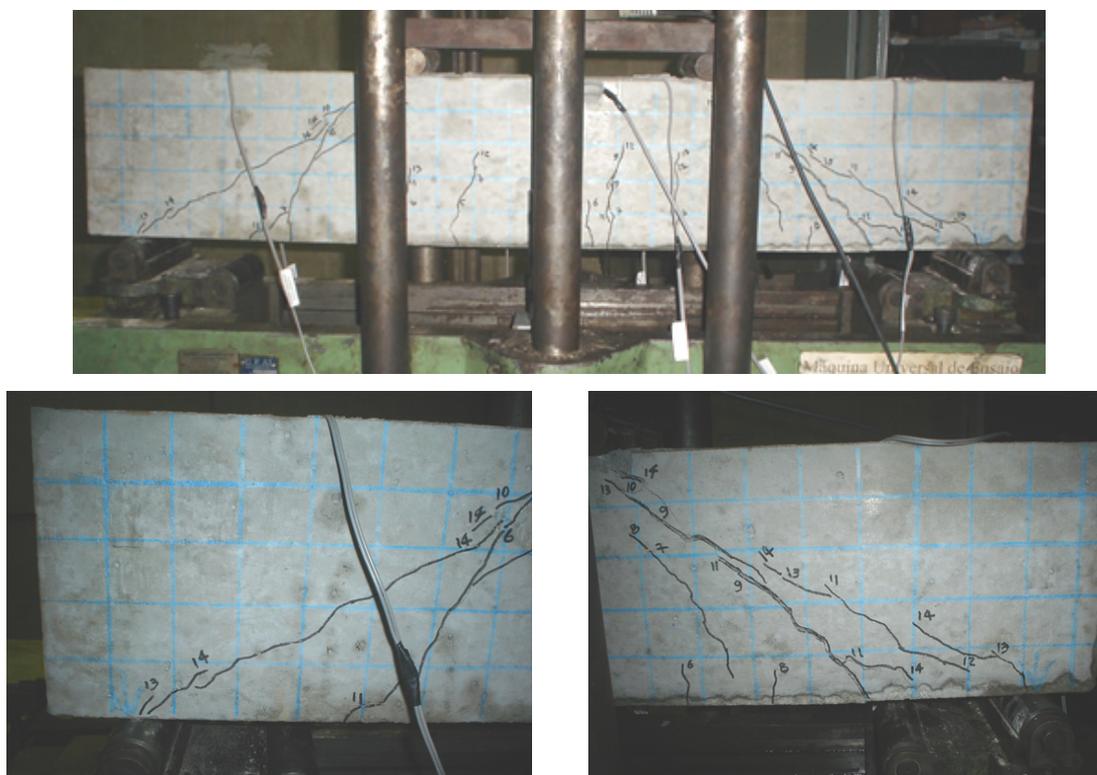


Figura 4.23 – Fissuras na ruptura da viga produzida com o CC.

Nas vigas confeccionadas com concretos fibrosos (CAARFA e CREF-F), foi observado um controle da fissuração sensivelmente melhor, principalmente na região central, nas fissuras verticais de flexão, onde ocorreu um maior número de fissuras com menores espaçamentos entre elas, em comparação ao que foi verificado nas vigas de CAA e CREF (Figura 4.14 e Figura 4.18, respectivamente).

A incorporação das fibras de aço aos concretos promoveu aumentos das cargas últimas das vigas, possivelmente, devido ao melhor controle da fissuração e retardo no surgimento e propagação das fissuras. Apesar de não ter sido significativo, o CAARFA indicou um aumento de 2,72% na carga última, em relação a viga confeccionada com CAA. Além disso, a inclusão das fibras de aço no CAA impediu a ocorrência do escorregamento da armadura longitudinal, na viga produzida com CAARFA. Já o CREF teve sua carga última aumentada em 40,52% com a adição das fibras de aço.

O concreto convencional, por sua vez, apresentou carga última 29,6% superior àquela do CREF, e 27,32% inferior a indicada pelo CAA. Uma possível causa para esses resultados pode estar na aderência das barras de aço ao concreto, onde, uma melhor adesão entre esses materiais pode resultar em uma maior capacidade de deformação e aumento da carga resistida pelo elemento. Um reflexo disso pode ser observado nas curvas carga x flecha dessas vigas, apresentadas na Figura 4.13 (página 132).

Através dos resultados verificados, a adição das fibras de aço não alterou o modo de ruptura das vigas. Assim, nesse caso, com armadura transversal insuficiente, as fibras de aço não foram capazes de evitar a ruína das vigas por cisalhamento. Observa-se, portanto, que de qualquer modo, em vigas armadas submetidas à flexão e cisalhamento, deve-se prever armadura transversal mínima, mesmo quando são incorporadas as fibras de aço ao concreto, como forma de prevenir a ruptura frágil do elemento, em decorrência da atuação do esforço cortante.

Na Figura 4.24 são apresentados os ângulos de inclinação das fissuras das vigas, medidas em fotografias através de feramentas disponíveis em programa de desenho auxiliado por computador.

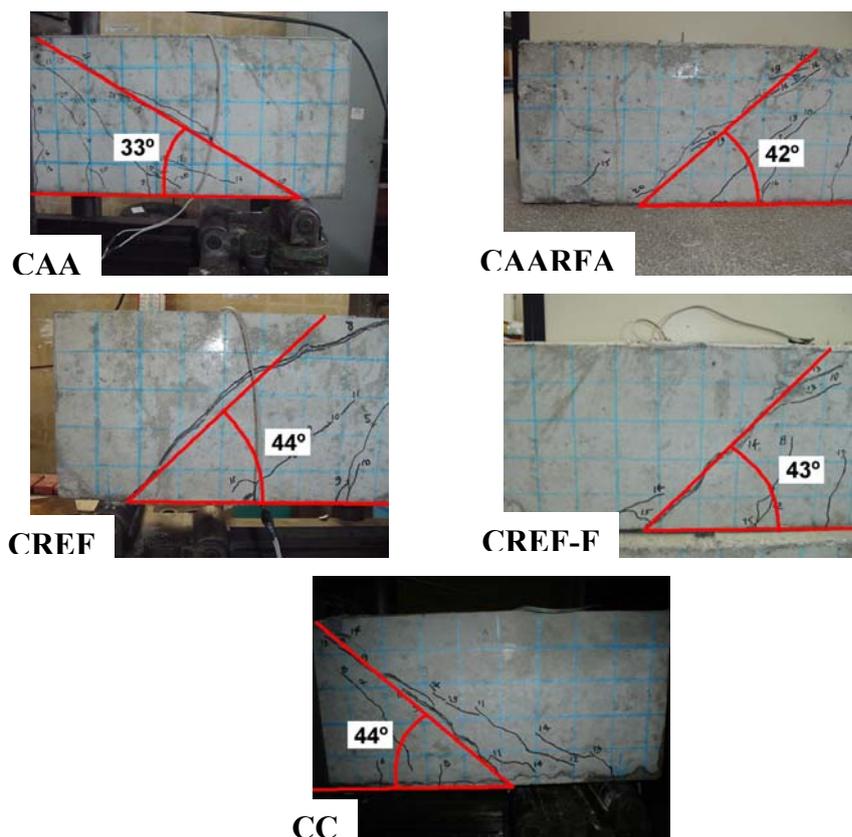


Figura 4.24 – Medidas dos ângulos das fissuras inclinadas das vigas.

Através dos ângulos das fissuras inclinadas medidos nas vigas, conforme Figura 4.24, os quais apresentaram pequenas variações entre si, pode ser verificado que, em comparação às vigas de concreto sem fibras de aço, a incorporação das fibras ao concreto, aparentemente, não alterou de forma significativa o caminho das cargas no elemento. Isso pode indicar que modelos tradicionais, como por exemplo, a teoria clássica de treliça proposta por Morsch, podem ser utilizados para o dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado reforçados com fibras de aço.

## Capítulo 5

### Conclusões

#### 5.1. Conclusões

- Em decorrência do melhorado controle de fissuração, a viga confeccionada com CAARFA, com incorporação das fibras em uma fração volumétrica de 1%, apresentou um melhor comportamento estrutural, sendo alcançada uma maior capacidade de carga com menores deformações dos estribos, da armadura longitudinal e da região de concreto comprimido no bordo superior da seção transversal. Apesar do melhor comportamento da viga produzida com CAARFA, as fibras de aço atuaram de forma mais significativa na viga moldada com CREF-F, onde as reduções de deformações nas armaduras e região comprimida foram bem mais acentuadas, em comparação com os resultados obtidos para a viga com CREF.
- As fibras de aço não apresentaram benefícios evidentes ao reforço da viga moldada com CAA, sendo apenas verificado, com maior destaque, o retardamento no surgimento da primeira fissura e as menores flechas, em comparação ao que foi observado na viga produzida com CAA sem fibras. Além disso, na viga com CAARFA, as fibras de aço evitaram o escorregamento da armadura longitudinal no apoio, no momento da ruptura, conforme ocorreu na viga confeccionada com CAA, evidenciando algum reforço nesse sentido. A melhor aderência entre o aço das armaduras e o concreto, em decorrência da estrutura interna mais densa do CAA, foi capaz de promover um melhor comportamento da viga, em comparação às demais vigas produzidas com CREF, CREF-F e CC. Desse modo, com a adição de uma fração volumétrica de 1%, não foi possível verificar um reforço significativo das fibras de aço no CAA armado.

- O comportamento da viga produzida com CAARFA não foi o esperado, tendo em vista a considerável capacidade de reforço apresentada pelas fibras de aço no ensaio de resistência à tração na flexão dos prismas de CAARFA. Verifica-se, contudo, que seria necessária a produção de, no mínimo, duas vigas para cada tipo de concreto analisado, auxiliando assim na observação de variações de comportamento e, conseqüentemente, uma melhor análise da atuação de cada uma das dosagens. Seria também interessante a utilização de diferentes frações volumétricas de fibras de aço, sendo possível verificar as mudanças de comportamento das vigas, a partir de incrementos na quantidade de fibras, o que poderia viabilizar uma análise de custos na produção da dosagem, em relação ao reforço obtido para o concreto.
- Foi verificada a possibilidade de obtenção de um concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço, em uma fração volumétrica de 1%, a partir de uma dosagem de CAA já existente, com incorporação de adição mineral proveniente de resíduo da indústria de beneficiamento de rochas ornamentais. Observou-se, porém, que a mistura de CAA que serviu de base para a obtenção do CAARFA, apresentou diâmetro de espalhamento em torno de 700 mm, indo de encontro com recomendações da literatura. Sendo assim, constata-se que o atingimento do diâmetro de espalhamento adequado para mistura de CAA que servirá de base, é um dos principais critérios para se obter sucesso no alcance de um CAARFA. Apesar de não terem sido estudados nesta pesquisa, diferentes fatores de forma e geometrias das fibras, além da quantidade de fibras adicionadas, são outros elementos que podem influenciar no alcance de misturas de CAARFA.
- Na utilização do teste de auto-adensabilidade, o CAARFA apresentou impedimento de fluxo do concreto pelo bloqueio das fibras de aço entre as barras do equipamento. Verifica-se que nos ensaios de avaliação da capacidade de passagem do CAARFA, deve-se estabelecer um maior espaçamento entre as barras que servem de obstáculos, em relação àqueles utilizados quando se estuda CAA convencional. O espaçamento adequado entre as barras para avaliação da capacidade de passagem do CAARFA pode ser estipulado a partir do comprimento das fibras utilizadas.

- Um ponto que merece ser destacado, é que se deve evitar o adensamento de concreto com fibras utilizando vibrador de imersão, pois pode haver elevada influência na distribuição das fibras no interior do volume de concreto, principalmente nos pontos onde é inserido o mangote do equipamento de vibração. Possíveis interferências do vibrador de imersão na distribuição das fibras no concreto foram verificadas na contagem das fibras presentes nas seções transversais dos prismas de CREF-F. Deve-se dar preferência ao adensamento de concreto com fibras em mesas de vibração.
- As fibras de aço não apresentaram influência nos teores de ar incorporado dos concretos. O mesmo pode ser observado nas propriedades mecânicas de resistência à compressão e módulo de elasticidade, onde as fibras de aço não apresentaram interferências marcantes. Porém, por possuir um maior volume de pasta e menor teor de agregado graúdo, o CAA, em comparação ao CREF, apresentou redução no valor do módulo de elasticidade, sendo feita a análise a partir do nível de resistência à compressão de cada um desses concretos, através da relação  $E_c/f_c$ .

## **5.2. Sugestões para Trabalhos Futuros**

- Desenvolver método de dosagem racional para concretos auto-adensáveis fibrosos, de forma que possibilite a utilização de maiores frações volumétricas de fibras à mistura, sem prejuízo das propriedades de auto-adensabilidade do concreto, levando em consideração os custos totais relativos à produção e aplicação.
- Estudo do espaçamento adequado entre as barras, nos ensaios de capacidade de passagem por obstáculos de concretos auto-adensáveis fibrosos, em relação ao comprimento e fração volumétrica das fibras utilizadas.
- Avaliação do comportamento estrutural de vigas de concreto auto-adensável fibroso armado, com variações da fração volumétrica  $V_f$ , tipos e fatores de forma das fibras.

## Referências bibliográficas

ALTUN, F.; HAKTANIR, T.; ARI, K. (2007) Effects of steel fiber addition on mechanical properties of concrete and RC beams. **Construction and Building Materials**. Vol. 21. p. 654-661.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 116R**. (2000) **Cement and concrete terminology**.

\_\_\_\_\_. **ACI 318**. (2008) **Building code requirements for structural concrete**.

\_\_\_\_\_. **ACI 544.1R**. (1996) **Report on fiber reinforced concrete**.

\_\_\_\_\_. **ACI 544.4R**. (1988) **Design considerations for steel fiber reinforced concrete**.

ANDOLFATO, R. P. (2002) **Controle tecnológico básico do concreto**. Universidade Estadual Paulista. Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural. 33 f. Ilha Solteira, São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11578**. (1991) **Cimento Portland Composto**. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. **NBR 12142**. (1991) **Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos**. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. **NBR 15530**. (2007) **Fibras de aço para concreto - Especificação**. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**. (2003) **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. **NBR 7211**. (2005) **Agregados para concreto**. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522**. (2008) **Concreto. Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 47**. (2002) **Concreto. Determinação do teor de ar em concreto fresco – Método pressométrico**. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 67**. (1998) **Concreto. Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro.

BARROS, A. R. (2006) **Estudo das propriedades de durabilidade do concreto auto-adensável**. 2006. 137 f. Monografia de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, Alagoas.

BARROS, A. R.; GOMES, P. C. C.; BARBOZA, A. S. R. (2007) Utilização do resíduo do mármore e granito em materiais à base de cimento. In: **IC-NOCMAT – Conferência Internacional de Materiais e Tecnologias Não-Convencionais: Materiais ecológicos e tecnologias para construções sustentáveis**. 13 a 17 de outubro de 2007. Maceió, Alagoas.

BARROS, P. G. S. (2008) **Avaliação das propriedades de durabilidade do concreto auto-adensável obtido com resíduo de corte de mármore e granito**. 2008. 121 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió/AL.

BARTOS, P. J. M. (1992) **Fresh Concrete: Properties and Tests**. Elsevier Science Publishers B. V., London.

BARTOS, P. J. M.; GRAUERS, M. (1999) **Self-Compacting Concrete**. Concrete, Vol. 33, No. 4, pp. 9-13.

BEAUPRÉ, D.; MINDESS, S. (1998) Rheology of fresh concrete: principles, measurement, and applications. **Materials Science of Concrete V**, J. Skalny, S. Mindess, and M. Cohen (editors), The American Ceramic Society, Westerville, Ohio, 1998, 149 - 190.

BENCARDINO, F.; RIZZUTI, L.; SPADEA, G.; SWAMY, R. N. (2008) Strees-strain behavior of steel fiber-reinforced concrete in compression. **Journal of Materials in Engineering Civil**. Vol. 20, nº 3. p. 255-263.

BENTUR, A.; MINDESS, S. (1990) **Fiber reinforced cementitious composites**. Elsevier Science publishers, 1<sup>st</sup> Ed. London, England.

BILLBERG, P. (1999) **Self-compacting concrete for civil engineering structures – The Swedish experience**. S.C.C.R.I., Stockholm, pp. 1-77.

BOEL, V., AUDENAERT, K., SCHUTTER, G. (2003). Behaviour of Self-compacting Concrete Concerning Frost Action with Deicing Salts. In: **Third International RILEM Symposium**. RILEM Proceedings PRO 33. Paris Cedex (France): RILEM Publications S.A.R.L.

BORGES, J. U. A. (2002) **Análise do comportamento de vigas de concreto de alto desempenho por meio da mecânica da fratura**. 2002. 311 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

CAMACHO, J. S. (2004) **Curso de concreto armado (NBR 6118/2003) - Estudo do esforço cortante**. Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil. 35 f. Ilha Solteira, São Paulo.

CAVALCANTI, D. J. H. (2006) **Contribuições ao estudo de propriedades do concreto auto-adensável visando sua aplicação em elementos estruturais**. 2006. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió/AL.

CHANH, N. V. (2005) Steel fiber reinforced concrete. In: **Joint Seminar on Concrete Engineering**. Ho Chi Minh City University of Technology. 8<sup>th</sup> – 9<sup>th</sup> December, 2005. p. 108-116.

CHEN, L.; MINDESS, S.; MORGAN, D. R. (1994) Specimen geometry and toughness of steel-fiber-reinforced concrete. **Journal of Materials in Engineering Civil**. Vol. 6, n° 4. Paper n° 6855. p. 529-541.

CHENKUI, H.; GUOFAN, Z. (1995) Properties of steel fibre reinforced concrete containing larger coarse aggregate. **Cement and Concrete Composites**. Vol. 17. p. 199-206.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. (1993) **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford.

CRUZ, D. F. M.; LAMEIRAS, R. M. (2003) Estudo das propriedades mecânicas de argamassas produzidas utilizando-se resíduo do corte de mármore e granito. In: **VI Seminário Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem na Construção Civil – Materiais Reciclados e suas Aplicações**. IBRACON.

CUCCHIARA, C.; LA MENDOLA, L.; PAPIA, M. (2004) Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement. **Cement and Concrete Composites**. Vol. 26. p. 777-786.

DOMONE, P. L. (2007) A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Composites**. Vol. 29, p. 1-12.

EFNARC. (2005) **Specificacion and Guidelines for Self-Compacting Concrete**. European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems – EFNARC.

EVANGELISTA, L. M. R. (2003) **Betão reforçado com fibras de aço: aplicação em pavimentos industriais**. Construlink Press. No. 11. Disponível em: [http://www.construlink.com/Homepage/2003\\_ConstrulinkPress/Monografias.php](http://www.construlink.com/Homepage/2003_ConstrulinkPress/Monografias.php). Acessado em: 19 de novembro de 2006.

FANTILLI, A. P.; MIHASHI, H.; VALLINI, P. (2008) Effect of bond-slip on the cracking bridging capacity of steel fibers in cement-based composites. **Journal of Materials in Engineering Civil**. Vol. 20, n° 9. p. 588-598.

FERRARA, L.; PARK, Y.-D.; SHAH, S. P. (2007) A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete. **Cement and Concrete Research**. Vol. 37. p. 957-971.

FIGUEIREDO, A. D. (2000) **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil e Urbana. BT/PCC/260. São Paulo.

FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J.; FARIA, H. M. (2008) A nova normalização brasileira sobre fibras de aço. **Concreto & Construções**. IBRACON. Ano XXXVI. Nº 50. ISSN 1809-7197. p. 67-75.

FILHO, F. M. A. (2006) **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis**. 2006. 310 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

FURLAN JR., S.; HANAI, J. B. (1997) Shear behavior of fiber reinforced concrete beams. **Cement and Concrete Composites** 19. Elsevier Science Ltd. p. 359-366.

FUSCO, P. B. (1981) **Estruturas de Concreto - Solicitações Normais**. Editora Guanabara Dois S.A., 464 p. Rio de Janeiro.

GAO, J.; SUN, W.; MORINO, K. (1997) Mechanical properties of steel fiber-reinforced, high-strength, lightweight concrete. **Cement and Concrete Composites**. Vol. 19. p. 307-313.

GAVA, G. P.; PIERI, T. S.; PRUDÊNCIO JR., L. R. (2004) Ensaio de flexão de vigas de concreto reforçado com fibras de aço: influência da presença e posicionamento do entalhe e do número de fibras na seção fissurada. **e-Mat - Revista de Ciência e Tecnologia de Materiais de Construção Civil**. Vol. 1, n. 2, p. 114-127.

GOMES, P. C. C. (2002) **Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete**. 2002. 150 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

GOMES, P. C. C.; CAVALCANTI, D. J. H.; BARROS, A. R.; BARBOZA, A. S. R.; LIMA, F. B. (2006) Propriedades mecânicas de concreto auto-adensável. In: **XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural**. 10 f. XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Campinas, São Paulo.

GRAM, H. E.; PIIPARINEN, P. (1999) Properties of SCC-especially early age and long term shrinkage and salt frost resistance. In: **First international RILEM symposium on self-compacting concrete**, Rilem Publications s.a.r.l., p. 211–226.

GROTH, P.; NEMEGEER, D. (1999) The Use of Steel Fibres in Self-Compacting Concrete. In: **First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete** (Stockholm, Sweden), A. Skarendahl and Ö. Petersson (editors), RILEM Publications S.A.R.L, pp. 497- 508.

GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C. (2001) Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Research**. Vol. 31. p. 1793 – 1798.

HAMEED, M. A. (2005) **A study of mix design and durability of self-compacting concrete**. 2005. 111 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – King Fahd University of Petroleum & Minerals, Dhahran, Arábia Saudita.

HELENE, P. (1993) **Proposta apresentada em reunião da comissão de revisão da NBR 6118**. 2 f.

HOLSCHEMACHER, K.; KLOTZ, S.; WEIßE, D. (2002) Application of steel fibre reinforced concrete for timber-concrete composite constructions. **LACER**, nº 7. p. 161-170.

HOLSCHEMACHER, K.; KLUG, Y. (2002) A database for the Evaluation of Hardened Properties of SCC. **LACER**, nº 7. p. 123-134.

HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. (2008) Bond behavior of self-consolidating concrete with mineral and chemical admixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**. ASCE. p. 608-616.

IMAGEM. (2008) **2332411511\_8e094831b9\_o.jpg**. Largura: 1280 pixels. Altura: 853 pixels. 240 dpi. 24 BIT RGB. 196 KB. Formato JPEG. Disponível em: <<http://flickr.com/photos/kafkan/2332411511/sizes/o/>>. Acesso em: 29 de julho de 2008.

IMAM, M.; VANDEWALLE, L.; MORTELMANS, F.; VAN GEMERT, D. (1997) Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. **Engineering Structures**. Vol. 19, nº 9. p. 738-747.

JAPANESE SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING. (1990) **JSCE-F503 – Method of Test for the Slump Flow of Concrete**.

KIM, J-K.; MAI, Y-W. (1998) **Engineered interfaces in fiber reinforced composites**. Elsevier Science Ltd. 1<sup>st</sup> Ed. Oxford, U.K. ISBN 0-08-042695-6.

KLUG, K. H. Y. (2003) Comparison of the hardened properties of self-compacting and normal vibrated concrete. In: **Third International RILEM Symposium**. RILEM Proceedings PRO 33. Paris Cedex (France): RILEM Publications S.A.R.L.

LAMEIRAS, R. M. (2004) **Desenvolvimento de concretos através da utilização do resíduo do beneficiamento de chapas de granito (RBCG)**. Monografia (TCC em Engenharia Civil) - Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977) **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Livraria Interciência. Vol. 1, 1<sup>a</sup> Edição, Rio de Janeiro.

LIM, D. H.; OH, B. H. (1999) Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams. **Engineering Structures**. Vol. 21. p. 937-944.

LISBÔA, E. M. (2004) **Obtenção do concreto auto-adensável utilizando o resíduo de serragem de mármore e granito e estudo de propriedades mecânicas**. 2004.

115p. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas.

LOPES, M. M. (2005) **Substituição parcial de armaduras de flexão em vigas de concreto**. 2005. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.

MARANGON, E. (2006) **Desenvolvimento e caracterização de concretos auto-adensáveis reforçados com fibras de aço**. 2006. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.

MARINS, K. R. C.; TAKAHASHI, R. I.; RIBEIRO, T. G. (2001) **Referência para cálculo de concreto armado**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. 27 f., São Paulo.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994) **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1ª Edição. São Paulo. Editora PINI.

NEVILLE, A. M. (1997) **Propriedades do concreto**. 2ª Edição. São Paulo. Editora PINI.

NGUYEN, T. L. H.; ROUSSEL, N.; COUSSOT, P. (2006) Correlation between L-box test and rheological parameters of a homogeneous yield stress fluid. **Cement and Concrete Research**. Vol. 36. p. 1789-1796.

NÍELSSON, I.; WALLEVIK, Ó. H. (2003) Rheological Evaluation of Some Empirical Test Methods – Preliminary Results. In: **Third International RILEM Symposium**. RILEM Proceedings PRO 33. Paris Cedex (France): RILEM Publications S.A.R.L. pp. 59-68.

NUNES, N. L. (2006) **Contribuição para a aplicação do concreto reforçado com fibras de aço em elementos de superfície restringidos**. 2006. 276 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

OKAMURA, H. (1997) Self-compacting high-performance concrete. **Concrete International**. Vol. 19, n. 7, p. 50-54.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. (1999) Self-compacting concrete. Development, present use and future. Edição: A. Skarendhal; Petersson. In: **First International Rilem Symposium on Self-compacting Concrete**. 1999, Stockholm. Proceedings... France: RILEM Publications, p.3-14.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. (2003) Self-compacting concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 1, n. 1, p. 5-15.

OLIVEIRA, S. L. (2005) **Taxa de armadura longitudinal mínima em vigas de concreto de alta resistência com fibras de aço**. 2005. 115 f. Dissertação (Mestrado em

Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.

ORGASS, M.; KLUG, Y. (2004) Steel fibre reinforced ultra-high strength concretes. **LACER**, nº 9. 12 f.

OUCHI, M. (1999) Self-compacting concrete – development, applications and investigations. In: **17<sup>th</sup> Nordic Concrete Research Symposium**. Reykjavik, Iceland.

OZAWA, K., MAEKAWA, K., Y OKAMURA, H. (1990) High Performance Concrete With High Filling Capacity. **Admixtures for Concrete: Improvement of properties**, Ed. E. Vázquez, pp. 51-63.

OZAWA, K.; OUCHI, M. (editor). (1999) State-of-the art report on self-compactability evaluation, materials & design, construction, manufacturing & concrete products and summary of recommendations & manuals for self-compacting concrete in Japan. In: **International Workshop on Self-Compacting Concrete**. Kochi, March 1999. Proceedings... Japan. CD-ROM. *Also available from Concrete Engineering Series, No. 30, Japan Society of Civil Engineers, March 1999.* Disponível em: <<http://www.infra.kochi-tech.ac.jp/sccnet/>>.

PEREIRA, E. N. B.; BARROS, J. A. O.; CAMÕES, A. (2008) Steel fiber-reinforced self-compacting concrete: experimental research and numerical simulation. **Journal of Materials in Engineering Civil**. Vol. 134, nº 8. p. 1310-1321.

PERSSON, B. (2001) A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete. **Cement and Concrete Research**. Vol. 31. p. 193-198.

PETERSSON, Ö., BILLBERG, P.; SUNDBOM, S., (1996a) **Vibreringsfri betong för brogjutningar**, CBI Uppdragsrapport nr 96090, Stockholm, Sweden.

PETERSSON, Ö.; BILLBERG, P.; VAN, B. K. (1996) A model for self-compacting concrete. In: **International Rilem Conference on Production Methods And Workability Of Concrete**. P.J.M. Bartos, D.L. Marris e D.J. Cleand (editores), E & FN Spon, 483-492.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. (2004) **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas. 336 f. São Carlos, São Paulo.

PRUDENCIO JR., L.; AUSTIN, S.; JONES, P.; ARMELIN, H.; ROBINS, P. (2006) Prediction of steel fibre reinforced concrete under flexure from an inferred fibre pull-out response. **Materials and Structures**. Vol 39. p. 601-610.

REINHARDT, H. W.; WÜSTHOLZ, T. (2006) About the influence of the content and composition of the aggregates on the rheological behaviour of self-compacting concrete. **RILEM. Materials and Structures**. p.683-693.

REIS, A. P. A. (2003) **Reforço de vigas de concreto armado submetidas à pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço.** 2003. 355 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

ROBINS, P.; AUSTIN, S.; CHANDLER, J.; JONES, P. (2001) Flexural strain and crack width measurement of steel-fibre-reinforced concrete by optical grid and gauge electrical methods. **Cement and Concrete Research.** Vol. 31. p. 719-729.

ROCHA, A. C.; OLIVEIRA, M. G. D.; RESENDE, P. S. O.; CHAER, A. V. (2004) Ensaio de Stuttgart – Reprodução em laboratório. In: **46º Congresso Brasileiro do Concreto.** IBRACON. Florianópolis.

RODRIGUES, P. P. F. (1998) **Parâmetros de dosagem do concreto – ET-67.** 3ª edição. Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo.

ROONEY, M. J. (2002) **Assessment of the properties of fresh self-compacting concrete with reference to aggregate segregation.** Tese - University of Paisley/USA.

ROZIÈRE, E.; GRANGER, S.; TURCRY, Ph.; LOUKILI, A. (2007) Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Composites.** Vol. 29. p. 626-636.

SAHMARAN, M.; YAMAN, I. O. (2005) Hybrid fiber reinforced self-compacting concrete with a high-volume coarse fly ash. **Construction and Building Materials.** Vol. 21. p. 150 – 156.

SCHUTTER, G. (2005) **Guidelines for testing fresh self-compacting concrete.** European Research Project: Measurement of properties of fresh self-compacting concrete. Acronym: TESTING-SCC. 24 f. September.

SEDRAN, T.; DE LARRARD, F. (1999) Optimization of self-compacting concrete thanks to packing model. In: **First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete.** (Stockholm, Sweden), A. Skarendahl and Ö. Petersson (editors), pp. 321-332.

SHINDOH, T.; MATSUOKA, Y. (2003) Development of combination-type self-compacting concrete and evaluation test methods. **Journal of Advanced Concrete Technology.** Vol. 1, p. 26-36.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. (1998) **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** 1ª Edição. Editora Pini. São Paulo, SP.

SÜSSEKIND, J. C. (1985) **Curso de Concreto.** Vol. 1. Editora Globo, Rio de Janeiro.

TAKADA, K.; TANGTERMSIRIKUL, S. Testing of fresh concrete. (2000) In: **Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art report of RILEM Technical Committee 174-SCC.** Ed.: Skarendahl, Å.; Petersson, Ö., RILEM Publications, S.A.R.L, Cachan, pp. 20-34.

TAN, K.-H.; PARAMASIVAM, P.; TAN, K.-C. (1995) Cracking characteristics of reinforced steel fiber concrete beams under short- and long-term loadings. **Advanced Cement Based Materials**. Vol. 2. p. 127-137.

TATTERSALL, G. H.; BANFILL, P. F. G. (1983) **The Rheology of Fresh Concrete**. Pitman Publishing, London.

TENÓRIO, J. J. L. (2004) **Desenvolvimento de argamassa através da utilização do resíduo do beneficiamento de chapas de granito (RBCG)**. Monografia (TCC em Engenharia Civil) - Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

TESTING-SCC PROJECT – SELF-COMPACTING CONCRETE. (2005) **Measurement of properties of fresh self-compacting concrete**. Final Report. Project Co-ordinator: ACM Centre, University of Paisley, UK. September.

TORRIJOS, M. C.; BARRAGÁN, B. E.; ZERBINO, R. L. (2008) Physico-mechanical properties, and mesostructure of plain and fibre reinforced self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. Vol. 22. p. 1780-1788.

TUTIKIAN, B. F. (2004) **Método para dosagem de concretos auto-adensáveis**. 2004. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul.

TVIKSTA, L. (2000) End product. In: **Brite EuRam Program: Rational production and improved working environment through using self-compacting concrete**. Task 9, pp. 1-48.

WEILER, B.; GROSSE, C. (1996) Pullout behaviour of fibers in steel fiber reinforced concrete. **Annual Journal on Research and Testing Materials**. Vol. 7. p. 116-127. Otto - Graf - Institut (FMPI). Stuttgart University.

YAZICI, Ş.; GÖZDE, İ.; VOLKAN, T. (2007) Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC. **Construction and Building Materials**. Vol. 21. p. 1250-1253.

ZERBINO, R.; BARRAGÁN, B.; AGULLÓ, L.; GARCÍA, T.; GETTU, R. (2006) Reología de hormigones autocompactables. **Ciencia y Tecnología del Hormigón**. Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica – LEMIT. Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires. N° 13. ISSN 0327-4845. pp. 51-64.

ZHU, W.; BARTOS, P. J. M. (2003) Permeation properties of self-compacting concrete. **Cement and Concrete Research**. Vol. 33. pp. 921-926.

ZINK, M. (2000) Diagonal shear cracking in slender concrete beams. **LACER**, n° 5. p. 305-332.