



CARACTERIZAÇÃO MATERIAL E ESTRUTURAL DE CONCRETOS
AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

Ederli Marangon

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

Orientador: Romildo Dias Toledo Filho

Rio de Janeiro

Julho de 2011

CARACTERIZAÇÃO MATERIAL E ESTRUTURAL DE CONCRETOS
AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

Ederli Marangon

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

Examinada por:

Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D. Sc.

Prof. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn, Dr. Ing.

Prof. Luiz Fernando Lomba Rosa, D. Sc.

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph. D.

Prof. Mounir Khalil El Debs, Ph. D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JULHO DE 2011

Marangon, Ederli

Caracterização Material e Estrutural de Concretos Autoadensáveis Reforçados com Fibras de Aço/ Ederli Marangon. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2011.

XIII, 309 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Romildo Dias Toledo Filho

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2011.

Referencias Bibliográficas: p. 286-303.

1. Concreto Autoadensável. 2. Fibras. 3. Caracterização Estrutural. I. Toledo Filho, Romildo Dias. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Aos meus pais, Pedro e Ironita,
à minha irmã Maiara e a minha namorada Thatiane.*

Agradecimentos

Primeiramente agradeço a Deus e ao meu santo protetor, Santo Expedito, que, apesar de minha fé vacilante, me ajudaram a vencer mais esta etapa da vida.

Aos meus pais Pedro e Ironita, que têm a simplicidade como maior virtude, pela dedicação, amizade, amor, carinho e ainda pela graça de existirem como base principal de minha vida.

À minha irmã Maiara, pelo encorajamento, carinho e favor, não medindo esforços para me auxiliar no decorrer deste trabalho.

À minha amiga, companheira e namorada Thatiane pela paciência, amor e auxílio.

A todos os meus familiares, que sempre demonstraram muito carinho e atenção, em especial ao tio Irineu.

Ao meu orientador, professor Romildo Dias Toledo Filho, pela disposição, incentivo, apoio, orientação e entusiasmo na crença da inovação a mim dedicados durante o doutorado.

Ao professor Luiz Fernando Lomba Rosa, pela atenção e auxílio na correção e ajustes do texto. Muito obrigado, pois sua ajuda foi fundamental para a conclusão do trabalho.

Aos professores Dudu e Ronaldo, sempre dispostos, compartilhando muitos conhecimentos que foram extremamente importantes para o desenvolvimento do trabalho. Agradeço também aos professores Ibrahim, Lídia e Michèle.

Aos amigos pessoais Ivar, Juliana e Luis Eduardo, que, mesmo distantes, sempre me deram incentivo nas horas de maiores dificuldades.

Ao amigo João de Almeida pelo acolhimento, amizade, atenção e colaboração desde o início, começando pelo mestrado e continuando durante o doutorado. Que Deus te abençoe.

Aos amigos que me ajudaram, nas disciplinas, nos ensaios, na análise dos resultados, com muita disposição: Reila, Marcos Silvano, Vivian, Élcio e Flávio Silva.

Aos amigos que aqui fiz, que me ajudaram de maneira direta ou indireta, com um sorriso, um bom dia, uma boa tarde, um abraço, mesmo na correria de nossos afazeres, que serão lembrados sempre com muito carinho. Em especial, Sidiclei, Cintia, Étore, Wendell, Paulo Fernando, Maria Rita, Rosana, Vanessa, Isabela, Alex, Marco, Walber,

Emerson, Iuri, Guilherme Cordeiro, Guilherme Quinderé, Helano, Lourdes, Camila, Gadéa, Jeanine, Fábio, Kiko, Diego Fagundes, Alexandre, Silvana, Marco Chile, Glauco, Diego Hartmman, Jaelson, Dimas, João Augusto, Fabrício, Otávio, Samanta, Ana Paula, Shirlei, Tina, Adriana, Andriele, Tâmara, Hector, Nelson, Carlos Rosigali, Eduardo, Eliane, Flávia, Hidekel por toda atenção e colaboração.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas e Materias da COPPE/UFRJ, em especial, Santiago, Flávio Sarquis, Júlio, Arnaldo, Manuel, Clodoaldo, Flávio, Adailton, Rodrigo, Renan, Eduardo, Alessandro, Rosangela, Marcio, e Rocha, pelo auxílio nos trabalhos realizados. Além desse, aos meus amigos da limpeza, Josimar, Cristina e Conceição.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

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

CARACTERIZAÇÃO MATERIAL E ESTRUTURAL DE CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

Ederli Marangon

Julho/2011

Orientador: Romildo Dias Toledo Filho

Programa: Engenharia Civil

Foram produzidos e caracterizados, no presente trabalho, concretos autoadensáveis contendo agregados graúdos com diâmetros máximos de 9,5 mm e 19 mm reforçados com frações volumétricas de fibra de aço variando de 1 % a 1,5 % e comprimentos de 35 mm e 60 mm. A tensão de escoamento e a viscosidade plástica das misturas foram determinadas utilizando-se o reômetro BTRHEOM e os ensaios de abatimento e espalhamento, caixa “L”, funil “V”, tubo “U” que permitiu determinar a fluidez, exsudação, segregação, capacidade de auto-nivelamento e preenchimento e habilidade passante dos concretos. Ensaio de compressão, tração direta, cisalhamento, e flexão (monotônica e cíclica) foram realizados para a determinação das suas propriedades mecânicas. A retração autógena, por secagem e a fluência na compressão e na tração direta foram determinadas visando avaliar as deformações diferidas das misturas. Ensaio de tração direta foram realizados em blocos estruturais com substituição parcial (37-60%) das barras de aço pelo reforço fibroso e em uma estrutura de paredes finas (similar a uma viga alta em balanço) onde as fibras eram o único reforço da estrutura. Os concretos autoadensáveis apresentaram tensões de escoamento entre 102 e 253 Pa e viscosidades plásticas entre 129 e 260 Pa.s. Os concretos apresentaram alto desempenho mecânico com resistência à compressão, tração e flexão variando, de respectivamente, 70-76 MPa, 4,2-5,3 MPa e 8,4-19,2 MPa, e elevada tenacidade. A inclusão das fibras de aço não alterou significativamente a fluência das matrizes e proporcionaram reduções de 16-23 % na retração autógena e por secagem. Os resultados dos ensaios estruturais indicam que a mistura com a substituição parcial de 37 % da taxa de armadura apresentaram aumento de cerca de 40 % na carga de serviço e aberturas de fissura 34 % menores que do bloco reforçado apenas com barras de aço.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

MATERIAL AND STRUCTURAL CHARACTERIZATION OF SELF-COMPACTING
CONCRETE REINFORCED WITH STEEL FIBERS

Ederli Marangon

July/2011

Advisor: Romildo Dias Toledo Filho

Department: Civil Engineering

In this work self-compacting composites were produced and characterized, containing coarse aggregate with maximum size of 9.5 mm and 19 mm. They were reinforced with steel fiber with volume fractions between 1 % to 1.5 % and lengths of 35 mm and 60 mm. Yield stress and plastic viscosity of the mixtures were determined using the rheometer BTRHEOM and tests of slump, slump flow, "L" box, "V" funnel and "U" tube that allowed to determine the flow, bleeding, segregation, self-leveling and filling capacity and passing ability of concrete. Mechanical properties were evaluated by tests of compressive strength, direct tensile, shear and bending tests (monotonic and cyclic). The long-term properties studied were autogenous shrinkage, drying shrinkage, and creep in compression and in direct tension. Structural tests (direct tensile) were also carried out in blocks with partial replacement of rebars (37-60 %) by steel fibers and in a structure with thin wall (same a "I" beam), containing fibers as main reinforcement. The self-compacting concrete had yield stress between 102 and 253 Pa and plastic viscosity between 129 and 260 Pa.s. The composites had high mechanical performance with compressive strength, tensile and bending in the range of, respectively, 70-76 MPa, 4.2 to 5.3 MPa and 8.4 to 19.2 MPa and high toughness. The inclusion of steel fibers did not significantly change the creep of the matrix and provided reductions (16-23 %) in autogenous and drying shrinkage. The results of structural tests indicate that the mixture with the partial replacement of 37 % of the reinforcement ratio showed an increase of about 40 % in the service load and 34 % crack openings smaller than the block reinforced with rebars only.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Motivação.....	1
1.2	Objetivos da pesquisa.....	3
1.3	Estrutura do Trabalho.....	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	7
2.1	Comportamento Reológico do Concreto Autoadensável Fibroso.....	7
2.1.1	Resistência à Segregação e Capacidade de Fluidez.....	7
2.1.2	Reologia do CAAF.....	9
2.2	Comportamento Mecânico do CAAF.....	14
2.2.1	Comportamento à Compressão.....	14
2.2.2	Comportamento à Tração.....	15
2.2.3	Comportamento ao Cisalhamento.....	17
2.2.4	Comportamento à Flexão.....	18
2.2.4.1	Tenacidade de Painéis Circulares Submetidos a Ensaios de Flexão.....	19
2.2.4.2	Comportamento à Carregamento Cíclicos/Fadiga à Flexão....	21
2.3	Comportamento Estrutural do CAAF.....	25
2.4	Propriedades Referentes às Variações Dimensionais.....	31
2.4.1	Retração.....	31
2.4.2	Fluência.....	32
3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	34
3.1	Introdução.....	34
3.2	Agregados.....	34
3.2.1	Massa Específica dos Agregados.....	35
3.2.2	Compacidade dos Agregados.....	36
3.3	Aglomerantes.....	40
3.3.1	Massa Específica dos Aglomerantes.....	41
3.3.2	Compacidade dos Aglomerantes.....	42
3.4	Superplastificante.....	42
3.5	Agente Modificador de Viscosidade.....	44
3.6	Fibras de aço.....	45
3.7	Barras de Aço.....	49

3.8	Água	51
4	PRODUÇÃO E MÉTODOS DE ENSAIOS	52
4.1	Misturas Produzidas	52
4.2	Ensaio Reológico.....	56
4.2.1	Ensaio de Abatimento e Espalhamento.....	56
4.2.2	Fluidez na Caixa “L”	57
4.2.3	Fluidez no Funil “V”	59
4.2.4	Auto-Nivelamento e Potencial de Segregação no Tubo “U”	59
4.2.5	Teor de Ar Aprisionado.....	61
4.2.6	Reologia Utilizando o Reômetro BTRHEOM	62
4.3	Propriedades Mecânicas	64
4.3.1	Comportamento à Compressão.....	65
4.3.2	Comportamento à Tração Direta	66
4.3.3	Comportamento ao Cisalhamento	69
4.3.4	Comportamento à Flexão.....	71
4.3.4.1	Comportamento de Ciclos de Carregamento/Descarregamento à Flexão	72
4.3.5	Comportamento à Flexão de Painéis Circulares.....	76
4.3.6	Tenacidade.....	80
4.3.6.1	Índices de Tenacidade da ASTM C1018.....	80
4.3.6.2	Índices de Tenacidade da Norma Belga NBN B15-238.....	81
4.3.6.3	Tenacidade.....	82
4.4	Determinação das Variações Dimensionais	82
4.4.1	Retração Autógena	83
4.4.2	Retração por Secagem	85
4.4.3	Fluência à Compressão.....	87
4.4.4	Fluência na Tração.....	90
4.5	Programa Experimental dos Ensaio Estruturais de Tração direta.....	94
5	PROPRIEDADES REOLÓGICAS DOS CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS NO ESTADO FRESCO	101
5.1	Propriedades dos Concretos Autoadensáveis e Concretos Autoadensáveis Fibrosos no Estado Fresco.....	101
5.1.1	Abatimento, Espalhamento do Tronco de Cone e Espalhamento do Tronco de Cone Invertido.....	101

5.1.2	Escoamento na Caixa “L”.....	108
5.1.3	Fluidez no Funil “V”	110
5.1.4	Ensaio de Auto-nivelamento e Resistência de Segregação no Tubo “U”	111
5.1.5	Comportamento Reológico Utilizando Reômetro	115
6	PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	120
6.1	Compressão	120
6.1.1	Comportamento à Compressão das Matrizes Autoadensáveis.....	122
6.1.2	Comportamento à Compressão dos Concreto do Tipo C1	123
6.1.3	Comportamento à Compressão dos Concretos do tipo C2.....	126
6.1.4	Comportamento à Compressão de Concretos Autoadensáveis com Mesmo Teor de Fibra e Mesma Relação de Aspecto	129
6.1.5	Comportamento à Compressão de Concretos Autoadensáveis com o Mesmo Índice de Reforço.....	131
6.1.6	Ajuste de equação aos resultados experimentais de compressão .	133
6.2	Tração Direta	134
6.2.1	Comportamento à Tração das Matrizes Autoadensáveis.....	135
6.2.2	Comportamento à Tração dos Concretos do Tipo C1	136
6.2.3	Comportamento à Tração dos Concretos do Tipo C2	139
6.2.4	Comportamento à Tração de Concretos com Mesmo Teor de Fibra e Mesma Relação de Aspecto.....	143
6.2.5	Comportamento à Tração de Concretos com o Mesmo Índice de Reforço	144
6.3	Cisalhamento	146
6.3.1	Comportamento ao Cisalhamento das Matrizes Autoadensáveis.	148
6.3.2	Comportamento ao Cisalhamento dos Concretos do Tipo C1	149
6.3.3	Comportamento ao Cisalhamento dos Concretos do Tipo C2	153
6.3.4	Comportamento ao cisalhamento dos concretos com o mesmo teor de fibra e mesma relação de aspecto	156
6.3.5	Comportamento ao Cisalhamento dos Concretos com o Mesmo Índice de Reforço	158
6.4	Flexão	159
6.4.1	Ensaio monotônicos	159
6.4.1.1	Curvas Carga x Deslocamento das Matrizes Autoadensáveis	162

6.4.1.2	Comportamento à flexão dos concretos fibrosos do tipo C1.	163
6.4.1.3	Comportamento à flexão dos concretos fibrosos do tipo C2.	170
6.4.1.4	Comportamento à flexão dos concretos com mesmo teor de fibra e mesma relação de aspecto	178
6.4.1.5	Comparação de concretos com o mesmo Índice de Reforço.	180
6.4.1.6	Ajuste de equações aos resultados experimentais de flexão..	181
6.4.2	Ensaio cíclicos	182
6.4.2.1	Concreto C1 Reforçado com 1 % de Fibras de Aço (relação de aspecto 65).....	182
6.4.2.2	Concreto C1 Reforçado com 1,25 % de Fibras de Aço (relação de aspecto 65).....	189
6.4.2.3	Concreto C1 Reforçado com 1,5 % de Fibras de Aço (relação de aspecto 65).....	195
6.5	Tenacidade à Flexão de Painéis Circulares	200
6.5.1	Concretos Autoadensáveis sem Fibra.....	201
6.5.2	Concretos do tipo C1 reforçados com fibra de aço	202
6.5.3	Concretos do tipo C2 reforçados com fibra de aço	205
6.5.4	Concretos com o mesmo teor de fibra e mesma relação de aspecto...	208
6.5.5	Concretos com o mesmo índice de reforço	210
7	DEFORMAÇÕES DIFERIDAS DOS CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS FIBROSOS.....	214
7.1	V variações Dimensionais ao Longo do Tempo.....	214
7.2	Retração Autógena	214
7.3	Retração por Secagem	217
7.4	Fluência na Compressão.....	219
7.5	Fluência na Tração.....	223
8	APLICAÇÕES ESTRUTURAIS DO CONCRETO AUTOADENSÁVEL FIBROSO	228
8.1	Ensaio de Tração Direta em Blocos de Concreto Fibroso Armado	228
8.1.1	Ensaio de Tração Direta no Bloco B1-Referência.....	228
8.1.2	Ensaio de Tração Direta no Bloco B2	233
8.1.3	Ensaio de Tração Direta no Bloco B3	237
8.1.4	Ensaio de Tração Direta no Bloco B4	241

8.1.5	Ensaio de Tração Direta no Bloco B5	245
8.2	Ensaio em Flutuador de Paredes Finas	248
8.2.1	Introdução	248
8.2.2	Preparação da Forma do Protótipo	253
8.2.2.1	Armaduras Utilizadas no Flutuador.....	255
8.2.3	Concretagem e Desforma do Setor Típico do Flutuador.....	256
8.2.4	Posicionamento e Instrumentação para o Ensaio	258
8.2.5	Ensaio Estrutural do Flutuador	266
8.2.6	Ensaio Mecânicos à Flexão em Amostras Retiradas do Protótipo do Flutuador.....	276
9	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	281
9.1	Sugestões para Futuros Trabalhos	285
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	286
	Anexo.....	304

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

O conceito de concreto autoadensável (CAA) vem abrindo novos horizontes nas possibilidades de aplicação de um material que desde sua criação tem se revelado versátil e eficaz. Ao longo dos anos, passou a existir uma preocupação com o desenvolvimento tecnológico do concreto como material estrutural que se concentra no aperfeiçoamento das suas aptidões em termos de comportamento mecânico e de durabilidade. No entanto, com as evoluções na tecnologia de plastificantes e superplastificantes, abriram-se novos horizontes no trajeto evolutivo do concreto, o que permitiu acrescentar uma nova dimensão no seu desenvolvimento, que é a do seu comportamento como material fluido, enquanto no estado fresco. Ao lado dessa evolução, a indústria da construção revela-se cada vez mais exigente no que tange a versatilidade, qualidade e desempenho do concreto. Os processos construtivos evoluem no sentido de uma otimização constante de recursos e a complexidade das estruturas realizadas cresce continuamente.

Dessa forma, o desenvolvimento de concretos autoadensáveis fibrosos (CAAF) representa um novo marco na indústria da construção civil no que se refere à melhora da qualidade e eficiência dos concretos. Um concreto autoadensável fibroso que se espalhe e preencha todos os espaços das fôrmas homogeneamente sob seu próprio peso, sem nenhuma necessidade de energia de compactação adicional e sem o acúmulo de ar, torna-se competitivo em comparação aos concretos tradicionais. Da mesma maneira que o CAA melhora a produtividade no campo, o uso de fibras no concreto propicia melhorias nas suas propriedades mecânicas. Neste contexto, as misturas autoadensáveis fibrosas podem gerar um concreto mais homogêneo no estado endurecido, uma vez que

ocorre uma melhor dispersão das fibras e redução na orientação preferencial destas, já que não é necessária a vibração. Como as fibras fazem pontes de ligação entre as fissuras, elas retardam e controlam a sua propagação e contribuem para o aumento da absorção de energia quando comparados com o concreto convencional. Assim, o concreto autoadensável fibroso combina os benefícios do concreto autoadensável no estado fresco com o melhor desempenho do concreto fibroso no estado endurecido. Além disso, permite que elevadas frações volumétricas de fibras (1 % - 1,5 %) sejam adicionadas sem introduzir danos a matriz. Portanto, ao apresentar essas características especiais, novos campos de aplicação se abrem para esse tipo de material.

Para a obtenção de concretos autoadensáveis fibrosos, se faz necessária a utilização de uma grande quantidade de materiais finos, o que pode apresentar um comportamento diferenciado com relação às propriedades ao longo do tempo, tais como retração e fluência, propriedades relevantes no projeto de estruturas, estando diretamente relacionadas com a durabilidade e segurança das construções.

Aliado aos benefícios proporcionados pelas fibras, o estudo da resistência dos compósitos quando submetidos a carregamento cíclicos tem levantado o interesse da comunidade científica e tem crescido nos últimos anos. O conhecimento de como ocorre o acúmulo de danos e perdas de desempenho estrutural ao longo dos ciclos de carga, principalmente em estruturas submetidas a carregamentos repetidos (exemplos: pontes viadutos, casas de máquinas, etc), é fundamental no que tange tanto à segurança, quanto à manutenção dessas estruturas. Além disso, o conhecimento do comportamento dos concretos fibrosos sob ciclos repetitivos de carga é essencial para a determinação e o aprimoramento dos critérios de normas e para o desenvolvimento de métodos analíticos para análises de fadiga e estimativa de ruptura.

No que se refere ao processo construtivo das estruturas de concreto, em geral, uma das etapas mais trabalhosas é a montagem das armaduras, principalmente quando estas são muito densas ou quando as peças são pouco espessas. Nesses casos, o lançamento e o adensamento do concreto tornam-se complexos, implicando em uma concretagem bastante difícil, o que pode comprometer a qualidade do elemento estrutural. Assim, o uso do concreto autoadensável fibroso pode possibilitar a diminuição da taxa de armadura de elementos estruturais densamente armados e favorecer o aumento da mecanização e da produtividade, com possíveis vantagens em relação ao custo e qualidade final da obra.

Entretanto, apesar de conhecidos os benefícios mecânicos proporcionados pelas fibras adicionadas ao concreto, poucos estudos existem sobre a ação conjunta do reforço híbrido barras de aço-fibras no concreto. Dessa forma, a realização de ensaios na escala estrutural, utilizando-se concretos autoadensáveis fibrosos e barras de aço, torna-se necessário para a geração de novos conceitos que possam vir a ser utilizados em códigos e normas de projeto estrutural. Assim, este trabalho propõe o estudo das propriedades reológicas, mecânicas e de longa duração dos concretos autoadensáveis fibrosos, além do seu uso estrutural em conjunto com barras de aço.

1.2 Objetivos da pesquisa

O programa experimental estabelecido no presente estudo visou a determinação das propriedades de curta e longa duração de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço, bem como o seu uso estrutural. Os principais objetivos da investigação foram:

Dosagem dos concretos autoadensáveis fibrosos

(i) **Dosagem:** A dosagem dos concretos foi realizada utilizando-se o Método do Empacotamento Compressível (MEC) de partículas com o auxílio do programa ^(c)BetonLabPro2. Foram utilizadas fibras de aço de comprimentos, 35 mm e 60 mm e índices de reforço de 65, 80 e 100. As frações volumétricas de fibras de aço variaram de 1,0 % a 1,5 %. Dois concretos autoadensáveis com agregados de diâmetro máximo 9,5 mm e 19 mm, areia de rio, cinza volante, sílica ativa, sílica 325, superplastificante de terceira geração e agente modificador de viscosidade a base de celulose foram dosados para a resistência à compressão de 70 MPa aos 28 dias de idade.

Propriedades no estado fresco

(i) **Propriedades reológicas:** A caracterização reológica das misturas de concreto produzidas foi realizada utilizando-se o reômetro BTRHEOM para a determinação da tensão de escoamento e da viscosidade plástica dos compósitos. Ensaio reológico tradicionalmente realizados em concretos autoadensáveis, tais como, abatimento, espalhamento, espalhamento utilizando o cone invertido, caixa L, funil V e tubo U

foram realizados para indicar a influência do reforço fibroso nas características de fluidez, capacidade de auto-nivelamento e preenchimento, e habilidade passante das misturas.

Propriedades no estado endurecido

(i) Propriedades mecânicas: A caracterização mecânica foi realizada visando obter as leis constitutivas dos compósitos através de ensaios de compressão, tração direta, cisalhamento, flexão em quatro pontos (monotônicos e cíclicos) e flexão em painéis circulares. A caracterização dos concretos submetidos a carregamentos cíclicos, foi realizada nas misturas contendo fibras de aço de comprimento 35 mm e agregados de diâmetro máximo de 9,5 mm, em ensaios de flexão em quatro pontos, realizada a uma frequência quase-estática e com quatro ciclos.

(ii) Propriedades ao longo do tempo: Considerando o concreto autoadensável fibroso como um novo material de engenharia para a construção civil, o estudo das deformações diferidas de utilização, ao longo do tempo, torna-se importante. Assim, ensaios de retração autógena, retração por secagem, fluência na compressão e na tração direta foram realizados para avaliar a influência das fibras de aço de comprimentos 35 mm e 60 mm na mistura de concreto autoadensável contendo agregados de diâmetro máximo 19 mm.

Uso estrutural do CAAF

(i) Ensaios de tração direta: Os concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço foram utilizados em elementos estruturais tendo como o objetivo a substituição parcial das barras de aço (reforço híbrido) em blocos estruturais massivos submetidos a ensaios de tração direta. O concreto autoadensável reforçado com fibras de aço de comprimento de 35 mm e 60 mm e agregado com diâmetro máximo de 9,5 mm e 19 mm, foram utilizados em conjunto com barras de aço na produção de blocos estruturais. O bloco de referência, de dimensões 500 mm x 500 mm x 1500 mm, foi produzido utilizando o concreto autoadensável contendo agregado graúdo de 19 mm de diâmetro máximo, reforçado por uma taxa de armadura de 1 % ($5\phi 25$ mm). Três blocos foram produzidos substituindo-se 37 % da taxa de armadura por uma fração volumétrica de 1,25 % de

reforço fibroso. No último caso estudado, a substituição parcial da armadura foi de 60 %. Os blocos foram então ensaiados com o monitoramento do processo de fissuração.

(ii) Ensaio estrutural em elemento de paredes finas: O concreto autoadensável fibroso foi utilizado em uma estrutura de paredes finas projetada para a construção de um segmento de um protótipo de um flutuador que foi ensaiado até a ruptura. Além do comportamento estrutural foi possível observar, nesse caso, a adequação do uso do concreto fibroso autoadensável na produção de elementos de pouca espessura (30-50 mm) e de forma geométrica complexa (parede curva e inclinada). A capacidade de lançamento do material e o acabamento superficial do elemento estrutural foi verificado na produção de um setor típico do flutuador utilizando o concreto autoadensável reforçado com a fração volumétrica de 1,5 % da fibra de aço de comprimento de 35 mm, e agregado de diâmetro máximo de 9,5 mm.

1.3 Estrutura do Trabalho

O trabalho está estruturado em nove capítulos. O capítulo 1 introduz brevemente a motivação e os objetivos da pesquisa.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre o estado da arte das propriedades reológicas, no estado fresco e no estado endurecido, mecânicas e estruturais de concretos autoadensáveis fibrosos.

A caracterização dos materiais utilizados na pesquisa, os procedimentos de ensaios e os resultados físicos, químicos e mecânicos, são apresentados no capítulo 3.

Apresenta-se, no capítulo 4, a descrição da produção e dos métodos de ensaio utilizados para a avaliação dos compósitos. Na produção dos compósitos está apresentada a quantidade dos materiais utilizados em cada traço, obtidas pelo Método do Empacotamento Compressível (MEC). Nos métodos de ensaios são descritos os procedimentos utilizados para a caracterização reológica, mecânica, fadiga, variações dimensionais e estruturais para os concretos autoadensáveis estudados.

O capítulo 5 mostra os resultados do comportamento reológico dos concretos autoadensáveis obtidos pelos métodos tradicionais de ensaio e as propriedades de tensão de escoamento e viscosidade plástica obtidas utilizando-se o reômetro.

Os resultados referentes ao comportamento mecânico dos compósitos são apresentados no capítulo 6. A avaliação mecânica foi feita com base nos resultados dos ensaios de compressão, flexão em quatro pontos, cisalhamento, tração e flexão em painéis circulares. Os resultados referentes aos carregamentos cíclicos são apresentados também nesse capítulo. Os ensaios foram realizados sobre esforços à flexão e para diferentes níveis de carregamento.

O capítulo 7 apresenta os resultados referentes às variações dimensionais com o tempo, tais como retração autógena, retração por secagem, fluência na compressão e fluência na tração direta.

Os ensaios estruturais de blocos submetidos à tração direta e o comportamento estrutural da estrutura de paredes finas são apresentadas no capítulo 8.

Por fim, no capítulo 9 são apresentadas as principais conclusões e considerações finais do presente trabalho, além das sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Comportamento Reológico do Concreto Autoadensável Fibroso

Este item descreve as características dos concretos autoadensáveis no estado fresco, os métodos de ensaios utilizados e os modelos reológicos que descrevem seu comportamento. As propriedades reológicas dos concretos são de extrema importância para prever as suas características de bombeabilidade e lançamento, e a presença de fibras de aço na sua composição altera significativamente tal comportamento, principalmente se frações volumétricas superiores a 0,75 % (~ 60 kg/m³ de fibras de aço) são utilizadas [1].

2.1.1 Resistência à Segregação e Capacidade de Fluidéz

A resistência à segregação expressa a capacidade que os ingredientes do CAAF possuem de fluir sem apresentar separação das diversas fases da mistura. Os agregados, principalmente os grãos, têm uma pequena relação superfície/volume, sendo mais propício à segregação. A resistência à segregação do CAA pode ser diferente em condições estáticas (em repouso) e condições dinâmicas (durante o lançamento) [2]. Assim, a mistura precisa permanecer estável após o lançamento do concreto na forma para que se possa obter uma resposta mecânica homogênea dos elementos estruturais após o endurecimento do concreto [3]. No caso do uso do reforço fibroso, é importante que as fibras não segreguem da matriz, apesar da diferença de densidade entre os constituintes, caso específico das fibras de aço. Assim, o CAAF não deve apresentar

nenhum dos seguintes tipos de problema, tanto em repouso quanto em movimento [2], [4].

- exsudação;
- segregação da pasta, agregados e fibras;
- forma não arredondada do espalhamento após o slump.

Os métodos utilizados comumente para determinar a resistência à segregação são: Funil V, Tubo U, Orimet e observações visuais nos ensaios de espalhamento e espalhamento utilizando o cone invertido. No ensaio do funil V, é possível observar a viscosidade plástica do CAAF através do tempo de escoamento que o material leva para fluir pela abertura do equipamento. Quanto maior o tempo de escoamento, maior a viscosidade plástica do concreto. No ensaio do tubo U, é possível observar a capacidade de fluidez, preenchimento e resistência a segregação do concreto. A resistência à segregação é obtida por meio de ensaios físicos (absorção de água, índices de vazios e massa específica) de amostras extraídas do tubo em diferentes posições. Se os resultados obtidos para as diversas amostras apresentarem diferenças percentuais menores do que 5 %, conclui-se que a mistura não apresentou segregação. O ensaio do Orimet indica a resistência à segregação do concreto quando o concreto flui por meio obstáculos (barras de aço). Se durante o ensaio for observado que a pasta de concreto flui entre as barras e as fibras e agregados ficam obstruídas, a mistura apresenta segregação. No ensaio do espalhamento e do espalhamento do cone invertido, pode ser observada a presença de segregação pelo acúmulo de agregados e fibras na parte central do material espalhado, e se os ingredientes da misturas não estão homogeneamente dispostos, do centro do círculo para a borda de espalhamento da mistura [2], [3], [5].

A capacidade de fluidez é definida como a habilidade da mistura em fluir através de espaços confinados e de aberturas estreitas, tais como áreas congestionadas de barras de aço, sem apresentar segregação e bloqueamento [6], [7]. O CAAF deve possuir a capacidade de fluir nas direções vertical e horizontal sem a incorporação de ar ou acúmulo de bolhas superficiais. As forças que comandam esse processo são o peso próprio do concreto e a energia de lançamento do concreto [8] [9]. O espaçamento entre as barras, o diâmetro máximo do agregado, a quantidade de pasta, o tipo e comprimento das fibras e a forma dos agregados são parâmetros importantes na definição da capacidade de fluidez [10], [11].

2.1.2 Reologia do CAAF

Do ponto de vista reológico, o concreto flui como um líquido e seus conceitos devem ser estudados a partir do conceito de reologia [12]. Reologia é a ciência que estuda o fluxo e a deformação dos materiais quando submetidos a uma determinada solicitação mecânica externa [1], [8], [13], [14]. A reologia concerne com as relações entre tensão, deformação, taxa de deformação e tempo [1], [15], [16]. Reometria é a notação para a medida da reologia. O CAA é uma suspensão de materiais sólidos de diversos tamanhos em água. As medidas reológicas provêm da percepção de fundamentos, as quais dependem do efeito da mistura de composição, da interação dos componentes e do comportamento de fluidez [1]. Diferentes tipos de reômetros têm sido utilizados na tecnologia de concretos e alguns dos reômetros comerciais disponíveis no mercado são o BML-Viscometer [17], o BTRHEOM [18] o UBC-Rheometer e o MK-Apparatus ([14], [19]).

De um modo geral, suspensões são misturas do tipo sólido/líquido, formadas por um conjunto de partículas distribuídas de forma relativamente uniforme através de um meio líquido, sem que haja dissolução significativa do material particulado em função do tempo [20]. Assim, os fluidos são caracterizados em diferentes modelos, tais como: (i) *Newton*; (ii) *Bingham* e (iii) *Herschel-Bulkley*.

O modelo newtoniano (Equação 2.1) apresenta uma relação linear entre a tensão de cisalhamento e a taxa de deformação cisalhante [1]. Esse modelo descreve o caso de suspensões diluídas e de grande parte dos líquidos puros (por exemplo, água, acetona, álcool, etc.), para os quais a viscosidade é uma característica intrínseca que depende apenas da temperatura e, de forma menos significativa, da pressão [8], [12], [13], [14]. No entanto, a vasta maioria dos fluidos utilizados em processos tecnológicos apresenta uma correlação entre a tensão e a taxa de cisalhamento que difere da relação de proporcionalidade encontrada por Newton.

$$\tau = \mu \cdot \dot{\gamma} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde: τ = Tensão de cisalhamento (Pa);

μ = Viscosidade plástica (Pa.s);

•
 $\dot{\gamma}$ = Taxa de deformação de cisalhamento (1/s).

A viscosidade é uma medida da resistência que o fluido oferece ao escoamento. Assim, é razoável que a dificuldade imposta pelas partículas ao fluxo do líquido ao seu redor aumente a viscosidade do fluido. No caso de a concentração de sólidos da suspensão ser reduzida e a frequência de colisões entre as partículas ser relativamente baixa, a viscosidade é normalmente constante em função da tensão de cisalhamento e a suspensão comporta-se como um fluido newtoniano. Os principais fatores que afetam a viscosidade são a concentração volumétrica dos sólidos, as características do meio líquido (viscosidade, densidade, etc.) e a temperatura [8], [12], [13]. À medida que a concentração de sólidos e as partículas passam a interagir entre si, o comportamento reológico da suspensão desvia-se do modelo newtoniano e passa a depender não só dos fatores mencionados anteriormente, como também de uma série de outras variáveis, dentre as quais se destacam [21]: (a) características físicas das partículas (distribuição granulométrica, densidade, formato, área superficial específica, rugosidade superficial, etc.); (b) Tipo de interação entre partículas (por exemplo, repulsão, atração).

O comportamento reológico se torna ainda mais complexo quando determinadas moléculas (dispersantes) são adicionadas ao meio líquido para se adsorverem à superfície das partículas, de modo a impedir a formação de aglomerados. Assim, os dispersantes podem influenciar as características de suspensão, dependendo da concentração de moléculas de dispersante no meio líquido, peso molecular, conformação espacial da molécula e a espessura da camada de moléculas de dispersante adsorvida em torno das partículas. Todas essas variáveis podem influenciar a relação entre a tensão e a taxa de cisalhamento de suspensões concentradas, causando desvios em relação ao comportamento previsto por Newton [8], [12], [13].

Para determinar a tensão de escoamento e a viscosidade plástica dos concretos, utilizam-se reômetros que possibilitam a obtenção dos parâmetros referentes a estas duas propriedades sob diferentes taxas de deformação. Diversas equações do estado reológico já foram propostas com o objetivo de descrever o comportamento de fluidos. Os fluidos considerados mais simples são descritos pelo modelo de *Bingham*. No entanto, os concretos podem possuir um comportamento reológico mais complexo do

que o modelo de *Bingham*. Em virtude disso, outras equações são propostas, destacando-se entre eles o modelo de *Herschel-Bulkley* [14], [22], [23], [24].

O modelo de *Bingham* descreve o comportamento de fluidez de suspensão de forma mais simples. Para iniciar a fluidez, uma tensão mínima de cisalhamento tem que ser excedida. Além disso, a tensão de cisalhamento é linearmente relacionada ao aumento da taxa de deformação. O modelo de *Bingham* reduz-se ao modelo Newtoniano no caso em que a tensão de cisalhamento é nula.

O modelo de *Herschel-Bulkley* descreve o comportamento de um fluido com tensão de escoamento e com uma relação não-linear entre a tensão e a taxa de cisalhamento [8], [12], [13], [18], [25], [26].

Um concreto autoadensável com boa qualidade deve apresentar um valor de tensão de escoamento baixo para se alcançar uma alta fluidez e uma moderada viscosidade plástica, a fim de se equilibrar a resistência à segregação e exsudação [27], [28], [29]. As diferentes aplicações necessárias no campo requerem características reológicas distintas do concreto [15].

Dependendo do tipo de reômetro utilizado, o comportamento reológico dos concretos autoadensáveis pode se ajustar aos modelo de Bingham ou de Herschel-Bulkley [30]. Segundo Feys *et al.* [19], cada tipo de reômetro de concreto tem suas especificações, princípios de trabalho, dimensões e, como consequência, a comparação dos resultados de ensaios obtidos pode ser realizada quando estes são expressos em unidades reológicas, tais como, tensão de cisalhamento e taxa de cisalhamento, ou relacionados aos parâmetros.

De Larrard [26] obteve curvas de fluidez do CAA utilizando o BTRHEOM e o comportamento reológico foi melhor descrito pelo modelo de Herschel-Bulkley. De acordo com o autor, a faixa de viscosidade plástica do CAA encontra-se entre 200 e 300 Pa.s e a tensão de escoamento é menor que 500 Pa. Segundo [18] e [32], a melhor relação com o modelo de *Herschel-Bulkley* decorre do fato de os dados experimentais apresentarem um alto grau de não-linearidade, impedindo assim a utilização do modelo de *Bingham* para extrapolar o valor correto da tensão de escoamento.

Thrane *et al.* [7] e Bentur e Mindess [31] utilizaram o BML-Viscometer e as medidas reológicas do CAA resultam em faixas de 7 a 160 Pa.s para a viscosidade

plástica, e de 0 a 60 Pa para a tensão de escoamento. O modelo de Bingham apresentou melhor relação ao comportamento de fluidez do CAA.

Velasco [33] determinou as propriedades reológicas de concretos autoadensáveis utilizando o reômetro BTRHEOM e observou que os resultados se ajustaram ao modelo de *Herschel-Bulkley*. Os resultados de tensão de escoamento variaram entre 77 Pa e 256 Pa e a viscosidade plástica dos concretos variou entre 37 Pa.s e 228 Pa.s. Utilizando o reômetro BTRHEOM, [4] observou valores de tensão de escoamento e de viscosidade plástica, respectivamente, de 191 Pa e 227 Pa.s. Para o concreto estudado, o modelo que melhor ajustou-se aos dados experimentais foi de *Bingham*.

No caso do CAAF, a trabalhabilidade é afetada pelo uso de fibra, ocorrendo uma redução da mesma com o aumento da fração volumétrica de fibras utilizada [35], [36], [37], [38], [39], [40], [41]. Estudos realizados por [42] indicam que não somente a fração volumétrica de fibras afeta a trabalhabilidade dos CAAF, mas também a sua geometria. Markovic *et al.* [43] observaram em suas misturas que a utilização de altas frações volumétricas de fibras curtas (2 % de fibras de 13 mm de comprimento) não afetou a trabalhabilidade do CAAF. Porém, quando utilizaram fibras de comprimento 60 mm, observaram que a mistura apresentava-se autoadensável com a utilização de no máximo 1 % de fibras. Lappa *et al.* [44] também obtiveram concretos altamente fluidos, mesmo com a utilização de altas frações volumétricas de fibras curtas (1,6 % de fibras de aço de comprimento 13 mm). Groth [45] concluiu que as misturas que continham um alto índice de reforço ($V_f \cdot L_f / d_f$) apresentaram espalhamento menor. Segundo Oliveira *et al.* [22] e Hwang *et al.* [46], para a produção de CAAF deve-se otimizar o teor de argamassa à medida que mais fibras forem adicionadas à mistura.

Segundo [48] e [49], com o aumento da quantidade de fibras adicionadas à mistura, o espaçamento entre as barras de aço no ensaio da caixa L precisou ser aumentado para que o concreto fluísse sem ser bloqueado. Segundo [49], no ensaio de espalhamento foi detectado o agrupamento na parte central de agregado graúdo com as fibras, sendo que quanto maior o volume de fibras, menor era a fluidez da mistura.

Estudos realizados por [50] em misturas de concreto contendo dois comprimentos diferentes de fibras (6 mm e 30 mm), em proporção de 60 kg/m³, mostraram redução no diâmetro de espalhamento com o aumento do comprimento das

fibras. Quando utilizaram a hibridização das duas fibras (30 kg/m³ de cada), notaram a maior redução no diâmetro de espalhamento da mistura. A mesma observação foi feita em relação ao ensaio no funil V, sendo que, quando houve hibridização das fibras na mistura, o tempo de escoamento aumentou [51]. Ensaio realizado por [52] em concretos contendo fibras (10 kg/m³ de fibras de aço de comprimento de 6 mm, 30 kg/m³ e 50 kg/m³ de fibras de aço de comprimento de 30 mm) indicaram que os mesmos apresentaram-se autoadensáveis, com boa fluidez e alta resistência à segregação de barras colocadas como anteparo. No entanto, nos ensaios em que foram colocadas barras como anteparo, relataram que, dependendo do comprimento e fração volumétrica de fibras, diferentes espaçamentos entre as barras foram necessários.

Alcantara *et al.* [53] observaram que, conservando-se a mesma composição da mistura e aumentando-se o teor de fibras, houve uma diminuição no espalhamento das misturas. Quanto mais fibras eram adicionadas, maiores diferenças eram verificadas na formação do círculo de espalhamento, passando a superfície, que antes era circular, a apresentar uma forma elíptica. Quando aumentado o teor de fibras (de 2 kg/m³ para 20 kg/m³), notou-se a tendência de formação de grandes concentrações das mesmas no interior da superfície de espalhamento do concreto. Grunewald *et al.* [54] obtiveram, em ensaios com uma mistura de concreto contendo 1 % em volume de fibras de aço, uma distribuição homogênea dos ingredientes. Notaram também um aumento no tempo de escoamento no funil V, ao variarem o comprimento das fibras de 30 mm para 60 mm.

Marangon [55] observou que, no ensaio do tubo U, os concretos autoadensáveis fibrosos em estudo eram fluídos o suficiente durante o lançamento para o preenchimento total do tubo. Além disso, os índices físicos medidos de amostras extraídas em diferentes pontos no tubo não apresentaram variação significativa, comprovando a homogeneidade do material sem a apresentação de qualquer segregação [4], [48], [55].

Segundo Kuder *et al.* [15], que estudaram a reologia de argamassas altamente fluidas contendo fibras de aço (1 % e 2 %), a adição de fibras aumentou em 100 % a tensão de escoamento, e em 27 % a viscosidade plástica da mistura, utilizando o BML-Viscometer.

Thrame *et al.* [7] estudaram as propriedades do concreto autoadensável contendo fibras no estado fresco e perceberam que os valores reológicos da tensão de escoamento e da viscosidade plástica aumentaram quase linearmente com o aumento da fração volumétrica de fibras. A viscosidade plástica variou entre 5 Pa.s e 250 Pa.s, enquanto que a tensão de escoamento variou entre 10 Pa e 250 Pa. Além disso, a taxa de aumento foi dependente da composição da mistura de concreto. Para certa fração volumétrica de fibras, notaram uma correlação similar entre a tensão de escoamento e o espalhamento medido. Essa fração (não definida) pode provavelmente sinalizar a máxima quantidade de fibras com a qual a mistura ainda permanece com todas as propriedades de um concreto autoadensável.

2.2 Comportamento Mecânico do CAAF

2.2.1 Comportamento à Compressão

A resistência à compressão é a propriedade mecânica do concreto mais utilizada, pois é a partir dela que se faz a classificação do material e, indiretamente, prevê-se a sua durabilidade. O diagrama tensão-deformação do material, obtido através de ensaios experimentais de compressão, possibilita a determinação de sua resistência à compressão, módulo de elasticidade, deformação máxima e capacidade de absorção de energia [56].

O comportamento do CAAF quando submetido a esforços de compressão é similar ao dos concretos convencionais fibrosos. Por possuir menor teor de agregado graúdo, o módulo de elasticidade do CAAF tenderia a ser inferior ao do concreto convencional fibroso de mesma resistência à compressão, mas essa diferença depende do nível de resistência e da composição do concreto, de forma que não é possível chegar-se a uma conclusão generalizada a respeito dessa propriedade [57]. Quando comparadas as resistências à compressão do CAAF e do concreto normal, com similar relação água/cimento e água/materiais em pó, e dependendo do tipo de fíler utilizado, o CAAF tende a ter um desempenho ligeiramente superior, devido à melhora na interface entre os agregados, matriz e fibras [57], [58], [59].

Em ensaios experimentais de resistência à compressão sob deformação controlada, [48] verificou que a adição de fibras de aço promoveu ductilidade ao

concreto autoadensável estudado. A resistência à compressão, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson não apresentaram variações significativas, ao se adicionarem fibras à mistura. Segundo [33], independente da idade do material, a adição de fibras de aço ao CAA acarretou aumentos significativos nos valores de resistência à compressão, deformação axial de pico e no módulo de elasticidade. Da mesma forma, [60] obteve acréscimos de até 15 % na resistência à compressão ao adicionar, a uma mistura de CAA, fibras de aço em teores volumétricos variando de 0 a 2 %.

2.2.2 Comportamento à Tração

A principal vantagem verificada com a elevação das frações volumétricas de fibras em concretos é o desenvolvimento de múltipla fissuração na tração axial, habilitando-os a aplicações estruturais importantes e ainda mais arrojadas. Vislumbra-se a possibilidade de utilizar esses compósitos para reduzir armaduras contínuas e aumentar a capacidade portante de estruturas de concreto [61]. Assim como na avaliação do comportamento à compressão e à flexão, o comportamento à tração de compósitos reforçados com fibras é governado pela matriz de concreto, até o surgimento da primeira fissura. Posteriormente, há uma transferência de tensões da matriz para as fibras, o que leva o concreto a apresentar um comportamento dúctil [62].

Segundo estudos de [63], falhas na utilização de fibras curtas randomicamente distribuídas no concreto podem ser associadas à criação de regiões frágeis, que favorecem a formação de fissuras. Outro fator importante refere-se ao arrancamento de um grande percentual de fibras na região fissurada, proveniente de reduzidas tensões friccionais, fruto de fragilidade na interface fibra-matriz.

A adição de fibras ao concreto é capaz de modificar de frágil para dúctil o seu comportamento à tração. As fibras, ao “atravessarem” as fissuras, criam pontes de ligação que dificultam o aumento de abertura destas [64]. O desenvolvimento da fissuração em materiais cimentícios é de extrema importância do ponto de vista da durabilidade e das condições de serviço de uma estrutura. Uma profunda investigação sobre quantidade e dimensão de fissuras em materiais compósitos e convencionais pode ser fundamental para avaliar o potencial de sua utilização [65].

A orientação e distribuição das fibras no concreto são as principais variáveis que influem em seu desempenho estrutural, e variações podem acarretar efeitos não

desejáveis [66]. A orientação das fibras nas amostras também pode ser considerada como um fator significativo na diferença de tensões obtidas na tração, na flexão e tração unidirecional. O comportamento sob tração direta dos materiais compósitos fibrosos, além de sofrer influência da geometria e do volume de fibras, é dependente da dispersão e conseqüentemente da orientação das mesmas, que, não sendo satisfatória, pode gerar dispersão de resultados para um mesmo tipo de material. Durante o processo de mistura, as fibras são dispersas aleatoriamente no concreto, e no lançamento apenas parte delas estará alinhada na direção das tensões de tração [62]. A utilização de fibras curtas apresenta uma distribuição randômica na matriz, não havendo direção preferencial [37]. Essencial para um bom desempenho mecânico de um concreto reforçado com fibra é que seja assegurada uma excelente aderência entre fibra e matriz.

O comprimento das fibras também afeta o comportamento mecânico do compósito. Compósitos com fibras longas e alinhadas na direção do carregamento proporcionam maiores acréscimos nos valores de resistência, em relação aos compósitos com fibras curtas. O comprimento das fibras deve ser suficiente para permitir redistribuição de tensões, possibilitando o surgimento de múltiplas fissuras e, por conseqüência, incrementos em resistência. Melo Filho [67] realizou ensaios de tração direta em compósitos laminados cimentícios, reforçados com fibras longas e alinhadas de sisal com variadas frações volumétricas, pressões de moldagem e números de camadas de reforço fibroso. Foram observadas múltiplas fissuras no material, com aumentos significativos na resistência à tração direta após o aparecimento da primeira fissura. O estudo mostrou o alto desempenho proporcionado pelo uso de laminados à base de cimento reforçados com fibras longas e alinhadas de sisal em sistemas semi-estruturais e estruturais.

Compósitos com fibras curtas não apresentam o comportamento de múltipla fissuração como ocorre com aqueles com fibras longas e alinhadas. Isso porque as fibras que atravessam as fissuras não possuem comprimento de contato suficiente que possibilite a transferência de tensões, ao longo de seu comprimento, para as regiões não fissuradas da matriz. O comportamento pós-fissuração é caracterizado como “softening”, com predominância de arrancamento das fibras, em que as tensões desenvolvidas são aquelas decorrentes do processo de descolamento da interface fibra-matriz e do deslizamento friccional. Em ensaios realizados por [62] com diferentes direções de moldagem, evidenciou-se a importância da distribuição das fibras quando

submetidas à tração direta dos compósitos. Os resultados obtidos de resistência à tração direta, deformação e tenacidade são significativamente melhores quando as fibras estão orientadas na direção do carregamento, em relação aos obtidos para concretos com dispersão aleatória de fibras. Os valores de resistência à tração direta, deformação e tenacidade apresentaram incrementos máximos de 27 %, 32 % e 321 %, respectivamente [62].

Excelente desempenho dos compósitos é alcançado com a hibridização de fibras, ou seja, utilização de fibras de diferentes comprimentos. As fibras de menor comprimento, estando menos espaçadas do que as mais longas, agem retardando as micro-fissuras. As fibras mais longas, por sua vez, restringem o aumento das macro-fissuras. Estes mecanismos garantem aumento da capacidade de suporte na pós-fissuração, pois as aberturas das fissuras passam a ser inferiores àquelas que se verificam em compósitos contendo um único tipo de fibra ([68], [69]).

2.2.3 Comportamento ao Cisalhamento

Misturas de concreto às quais se adicionou fibra de aço em teores volumétricos entre 0,50 % e 1,00 % apresentaram resistência ao cisalhamento até 30 % maior, no pós-pico, do que a do concreto convencional [37]. Estudos desenvolvidos por Naaman [64] indicam que a resistência ao cisalhamento dos concretos, utilizando frações volumétricas de fibra superiores a 2 %, pode atingir 38 MPa. De acordo com Mirsayah e Banthia [70], as fibras são muito efetivas no desempenho ao cisalhamento de concretos, aumentando sua resistência em aproximadamente 80 %. Khaloo e Kim [71] relatam que o ganho percentual de resistência ao cisalhamento proporcionado pelas fibras depende da resistência da matriz. Esses níveis de aumento de resistência são atribuídos à melhora da aderência entre a fibra e a matriz. Bigas et al. [72] descrevem que a resistência ao cisalhamento e a ductilidade do concreto sob carga constante podem aumentar significativamente com o reforço fibroso.

Mirsayah e Banthia [70] adicionaram dois tipos de fibra de aço ao concreto, uma com geometria ondulada e outra com extremidades achatadas, em consumos variando entre 20 e 160 kg/m³. Ambas as fibras proporcionaram aumento na resistência ao cisalhamento, que cresceu com o aumento do volume de fibras. Em relação ao concreto

de referência, as fibras com extremidades achatadas e as de geometria corrugada levaram a aumentos na resistência ao cisalhamento de 88 % e 52 %, respectivamente.

Marangon [4] realizou ensaios de cisalhamento direto em amostras prismáticas de CAAF contendo fibras de aço em frações volumétricas variando de 1,0 % a 2,0 %. Os valores obtidos de resistência ao cisalhamento para os concretos reforçados com fibra mostraram-se entre 280 % e 380 % maiores do que o da matriz de referência. Constatou-se também um significativo aumento de ductilidade dos concretos fibrosos, em relação à matriz de referência.

2.2.4 Comportamento à Flexão

As propriedades relativas à flexão dos concretos autoadensáveis reforçados com fibras são extremamente importantes, uma vez que na maioria das aplicações estruturais os elementos estão sujeitos a esforços de flexão. Resultados da literatura técnica indicam que a resistência à flexão é uma das propriedades que apresenta maiores acréscimos com a adição de fibras ao concreto.

Estudos realizados por [4] indicam incrementos de tensão de primeira fissura e de resistência à flexão de 14 % e 113 %, respectivamente, quando adicionados 2 % de fibras de aço na matriz de referência. Aumentos consideráveis de tenacidade também foram notados. Em outro trabalho [33], a utilização de 2 % de fibras de aço elevou a resistência à flexão dos concretos em 164 %.

Song e Hwang [60] realizaram ensaios de flexão em concretos de alto desempenho reforçados com fibra de aço, em frações volumétricas variando de 0,5 % a 2 %: houve aumentos de resistência à flexão entre 28 % e 127 %. Estudos realizados por [73] mostraram que os valores de resistência à flexão de concretos reforçados com diferentes geometrias de fibras de aço, em frações volumétricas variando entre 0,5 % e 1,5 %, foram de 3 % a 81 % superiores ao da matriz.

Laranjeira et al. [74] realizaram estudos comparativos de resistência à flexão em concretos convencionais reforçados com fibras e concretos autoadensáveis reforçados com fibras. O concreto autoadensável reforçado com 1 % de fibra de aço apresentou resistência à flexão, para um deslocamento de 2 mm, cerca de 208 % superior à do concreto convencional reforçado com o mesmo teor. Estes concretos apresentavam resistência à compressão de cerca de 80 MPa [75]. A adição de 45 kg/m³ de fibra de aço

a uma mistura autoadensável de concreto, além de causar acréscimo de 121 % na resistência à flexão, melhorou significativamente a resistência residual pós-pico [76],

Ensaio realizado em concretos autoadensáveis fibrosos evidenciaram que a adição de 1,5 % de fibras de aço elevou em 123 % a resistência à flexão da matriz de referência [77].

2.2.4.1 Tenacidade de Painéis Circulares Submetidos a Ensaio de Flexão

Este método de ensaio foi concebido para determinar a tenacidade à flexão dos concretos reforçados com fibras, correspondente à energia de absorção pós-fissuração, utilizando um painel circular suportado por três apoios simetricamente arranjados e submetido a um carregamento central [78].

Sabe-se que a resistência das lajes é governada pelo módulo de ruptura do concreto e, além disso, o pico de capacidade resistente está associado ao comportamento mecânico da matriz de concreto quando submetida à flexão, independente do comportamento pós-fissuração. As lajes de concreto são elementos estruturais comuns em obra civil e, de acordo com as normas de projeto, devem permanecer livres de fissuras. Possíveis fissuras devem ser somente aquelas resultantes de retração, ou referentes a determinadas juntas. Evitadas as fissuras à flexão, a altura de uma laje de concreto é calculada de forma a que a resistência à flexão do material não seja excedida. Além disso, os ensaios de flexão em lajes levam à determinação de seu modo de ruptura, obtido de amostras de concreto convencional em ensaios de três pontos utilizando vigas prismáticas [79].

O ensaio de flexão em painéis circulares apresenta um padrão típico de fissuração, caracterizado pela fratura da amostra em três segmentos geometricamente semelhantes. Comparado com ensaios de flexão em vigas prismáticas (em três ou quatro pontos), o volume de amostra e o padrão de fissuração dos ensaios com painéis proporcionam uma extensa área de fratura, resultando em ensaios com uma menor dispersão de dados [80]. Segundo [81], estimar a resposta de um painel circular de concreto através da aplicação de um carregamento em seu centro fornece uma estimativa conservadora de sua capacidade de suporte, visto que o ponto em que a carga é aplicada é o mais distante dos apoios.

Segundo [82], o desempenho do modelo dos painéis circulares é avaliado com base na energia absorvida durante o carregamento da amostra de concreto para alguns valores selecionados de deslocamento central. Este teste parece ser capaz de determinar com razoável eficácia a influência do emprego de diferentes tipos e frações de fibras, embora nem sempre apresente resultados coerentes com outros ensaios que avaliam a tenacidade do concreto. Em um estudo comparado com a flexão em três pontos, os autores concluíram que os resultados de ambos os testes foram compatíveis, sendo que os resultados dos ensaios com painéis circulares apresentaram menores dispersões do que os obtidos em vigas.

Pereira *et al.* [83] estudaram o comportamento de painéis produzidos com concreto com fibras sob condições de puncionamento e flexão. Para os ensaios de puncionamento foram utilizados painéis quadrados de 600 mm de lado, e, para os ensaios à flexão, painéis quadrados de 1000 mm de lado, ambos com altura de 110 mm. Os corpos-de-prova foram ensaiados a uma idade de sete dias. Os painéis submetidos ao puncionamento, após uma curta fase linear-elástica, entraram em uma fase quase elástica, porém com o aparecimento de inúmeras fissuras sustentadas com a auxílio das fibras. Assim como nos resultados obtidos para o puncionamento, nos ensaios à flexão os painéis apresentaram notável aumento de tenacidade. Após atingir um pico de carga de aproximadamente 55 kN, os painéis quadrados mostraram capacidade de manter quase que totalmente a capacidade de carga até um deslocamento médio de aproximadamente 5 mm, e mesmo para deslocamentos maiores a capacidade de carga diminuiu gradualmente, evidenciando claramente o patamar de arrancamento das fibras sem a formação de novas fissuras.

Destrée e Mandl [84] produziram quatro lajes em escala real, de modo a estudar seu comportamento estrutural com o concreto reforçado com fibra de aço, por meio de carregamentos aplicados no centro e na borda. Paralelamente a estes testes, ensaios de resistência à flexão em vigas prismáticas também foram realizados, para comparação. Ambas as lajes foram produzidas de modo a representar fielmente casos correntes na construção civil, tais como lajes suspensas utilizadas em prédios comerciais e habitações em geral. Os resultados levaram à conclusão de que os valores de carregamento máximo obtidos nos ensaios com vigas prismáticas não representaram de forma correta o comportamento das lajes, sendo sempre inferiores aos obtidos nos ensaios estruturais.

2.2.4.2 Comportamento à Carregamento Cíclicos/Fadiga à Flexão

A fadiga pode ser definida como um processo de alterações estruturais internas, progressivas e permanentes em um material submetido à ação de cargas repetidas e deformações flutuantes com o tempo. No concreto, estas mudanças são associadas principalmente ao crescimento de microfissuras internas que resultam em um aumento significativo da deformação irreversível. Em nível macroscópico, isto se manifesta em mudanças nas propriedades mecânicas, provocando alterações na capacidade resistente do material [85], [86]. A exposição às cargas repetidas resulta em uma redução constante na rigidez da estrutura, que pode eventualmente levar à ruptura por fadiga [85].

O carregamento em fadiga é normalmente dividido em duas categorias: categoria de ciclos de baixo carregamento e categoria de ciclos de alto carregamento. Os ciclos de baixo carregamento envolve a aplicação de somente alguns ciclos (1 a 10^3 ciclos) com altos níveis de tensão, já os ciclos de alto carregamento (acima de 10^3 ciclos) são caracterizados por um grande número de ciclos de carregamento com menores níveis de tensão. Como exemplos de cargas cíclicas, podem ser incluídas vibrações de máquinas, ondas do mar, ação do vento e do tráfego de automóveis [85].

A fadiga de baixos ciclos é importante em estruturas sujeitas aos sismos, e as de altos ciclos, em estruturas sujeitas ao fluxo de veículos. A maioria das estruturas está sujeita à fadiga de altos ciclos, tais como pavimentos em rodovias, aeroportos e pontes, entre outros. Estas estruturas devem possuir uma vida à fadiga correspondente a, pelo menos, 10^6 ciclos de carregamento, o que reproduziria uma vida útil em torno de 50 a 60 anos. No entanto, algumas estruturas necessitam ser projetadas para resistir a um maior número de ciclos, entre 50 e 500 milhões [86].

Hsu [87] propôs uma classificação do regime de fadiga em estruturas de concreto em função do espectro de carregamento cíclico aplicado durante a vida útil das estruturas, resumido na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Relação entre as faixas de ciclos de fadiga e tipos de aplicação (adaptado de HSU [87]).

Classificação	Baixo Ciclos	Altos Ciclos		Altíssimos Ciclos	
Número de Ciclos	0 à 10^3	10^3 à 10^5	10^5 à 10^7	10^7 à 5×10^7	5×10^7 à 5×10^8
Aplicação	Estruturas sujeitas a sismos	Pavimentos de aeroporto e pontes	Pontes e pavimentos de autoestrada	Estrutura de escoamento rápido	Estruturas marítimas

O limite à fadiga também é atribuído à variação de tensão a que pode submeter o material a um número limitado de vezes, sem que ocorra acúmulo de danos e/ou a eventual ruptura. Este limite à fadiga é variável, dependente das características do material e das condições de carregamento imposto. Entretanto, independentemente da duração, uma ruptura estrutural por fadiga consiste em uma combinação da ação de solicitações dinâmicas, as quais causam tensões de tração que provocam a ocorrência de deformações plásticas que se acumulam no tempo [86].

Uma das dificuldades encontradas em testes de fadiga é que os resultados apresentam uma grande dispersão. A principal razão desta dispersão é a própria dispersão dos resultados estáticos do material, e, portanto, o valor exato da máxima carga aplicada não pode ser determinado diretamente. Além disso, outra razão para a dispersão dos resultados de fadiga pode ser a sensibilidade da taxa de deformação dos materiais de base cimentícia ([86], [88], [89], [90], [91], [92], [93], [94]).

A Figura 2.1 mostra uma curva característica do comportamento do deslocamento em relação à quantidade de ciclos aplicados, descrito por [88] e observado também por [85], [89], [91]. Segundo os autores, o comportamento do deslocamento em relação ao número de ciclos pode ser dividido em três estágios. O primeiro estágio corresponde ao início da micro-fissuração e ao aumento rápido do deslocamento. O segundo estágio representa um deslocamento mais lento, que tende para uma estabilização. O terceiro estágio é marcado pelo aumento muito rápido do deslocamento, que leva à ruptura do material.

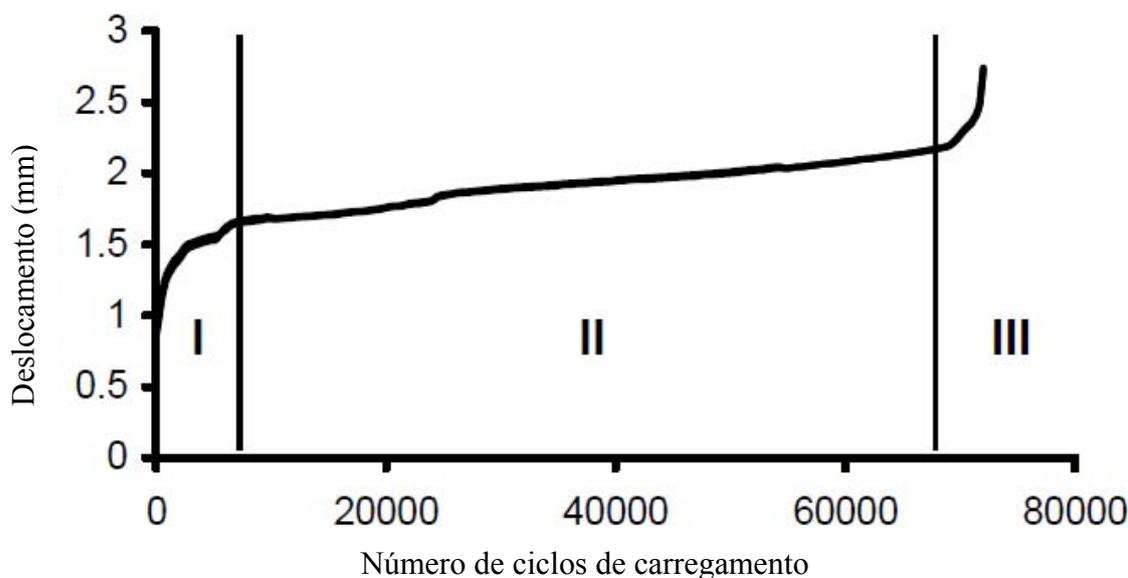


Figura 2.1 – Curva característica de deslocamento em relação ao número de ciclos (adaptado de [88]).

O uso de fibras descontínuas e aleatoriamente distribuídas na massa da mistura de concreto tem como papel principal atuar no controle da abertura e da propagação de fissuras, alterando seu comportamento mecânico após a ruptura da matriz, melhorando consideravelmente a sua capacidade de absorver energia (ou seja, sua tenacidade), sua resistência à fadiga e sua resistência ao impacto. A capacidade de absorver energia, a ductilidade, o controle de fissuração e a resistência às ações dinâmicas, de fadiga e de impacto são as propriedades mais beneficiadas pela inclusão de fibras [82], [95], [96].

Diferentes classificações de ciclos de carregamento produzem diferentes mecanismos de ruptura no concreto. Para fadiga de baixo ciclo, o mecanismo dominante é a formação de fissuras na matriz que conduz à formação de contínuas malhas de fissuras. Por outro lado, a fadiga de altos ciclos produz fissuras na interface fibra/matriz em um processo lento e gradual [85]. Características de múltiplas fissuras no concreto reforçado com fibras, como observado em condições de carga estática, ocorrem em níveis mais elevados de carregamento em fadiga, enquanto que um comportamento frágil é responsável pela ruptura em fadiga em níveis mais baixos de tensão [88]. Além disso, a adição de fibras apresenta dois efeitos no comportamento dinâmico do concreto. As fibras são capazes de agir como pontes de ligação em microfissuras e retardar seu crescimento e, por isso, melhoram o desempenho de compósitos solicitados aos carregamentos cíclicos. Por outro lado, a presença de fibras pode aumentar a porosidade

e a pré-disposição para microfissuras, resultando em uma redução da resistência. Esses efeitos são dependentes do volume de fibras utilizado [85].

Mehta e Monteiro [97] relatam que concretos reforçados com uma fração volumétrica de 2 % de fibras podem resistir a até 2×10^6 ciclos, a um carregamento equivalente a cerca de 90 % da resistência monotônica. Como a eficiência no controle de propagação das fissuras está associada às fibras, alguns trabalhos variam o teor de fibras, o tipo de fibras e sua relação de aspecto, procurando encontrar relações com a resistência à fadiga na flexão.

Segundo [98], as alterações das propriedades mecânicas provocadas pela ação da fadiga podem ser favoráveis até determinados níveis de tensões, ou desfavoráveis, quando é atingido determinado nível de deformação, devido ao acúmulo das deformações não-reversíveis, plásticas e, muito especialmente, de fluência, que faz diminuir a tensão de ruptura do concreto. Ação favorável foi observada por [89] e [91] após realizarem ensaios de flexão residual estática em amostras submetidas a 2 milhões de ciclos, em que a resistência à flexão residual apresentou um ganho de até 8 % na resistência última quando comparada com amostras ensaiadas à flexão estática. Segundo os autores, aparentemente houve um aumento da aderência fibra/matriz proporcionado pelo carregamento cíclico, levando ao aumento da carga de ruptura. Este resultado também é atribuído à modificação da morfologia das fissuras devido ao carregamento cíclico.

Amostras reforçadas com 2 % fibras de aço contendo ganchos em suas extremidades foram ensaiadas por [90]. Segundo os autores, as amostras apresentaram vida em fadiga da ordem de 10 ciclos quando aplicada 90 % da carga monotônica, 8000 ciclos para carregamento de 80 % da carga monotônica e mais de $2,7 \times 10^6$ quando aplicado 70 % da carga monotônica. Cabe salientar também que todas as amostras foram pré-fissuradas antes de serem submetidas a carregamentos cíclicos. Além disso, os pesquisadores verificaram que as misturas contendo 2 % de fibras com relação de aspecto 60 e 100, contendo ganchos em suas extremidades, mostraram comportamentos similares ao carregamento cíclico. Segundo os autores, a relação de aspecto não foi significativa nos resultados, e sim a fração volumétrica de fibras. Pode-se dizer ainda que a resistência ao arrancamento da fibra (após a decoesão), para este caso, foi dependente primeiramente do gancho localizado na extremidade da fibra, e não do seu comprimento.

Outro fator importante a ser observado em ensaios de concreto reforçado com fibras, quando submetidos à fadiga, é o número e a abertura das fissuras. Segundo [99] e [100], em amostras que continham 1 % de fibras de aço, o número e a abertura das fissuras foram extremamente reduzidos, e a capacidade das mesmas de resistir à fissuração e restringir danos foi significativamente aumentada. Na extremidade da fissura, as fibras de aço podem restringir o aumento da fissura, reduzir o grau de concentração de tensões, mudar o rumo do desenvolvimento da fissura e retardar o aumento da taxa de fissuração. Ainda segundo [99], as misturas contendo sílica ativa, em resultados de ensaios de microdureza interfacial do concreto, mostraram excelente melhora na estrutura da interface fibra/matriz, evidenciando, assim, a eliminação de pontos frágeis da interface e o aumento da aderência na interface, e, conseqüentemente, controlando e reduzindo o número de fissuras [99].

Segundo relatado por [82], as fibras de aço também parecem melhorar as propriedades de fadiga quando utilizadas em conjunto com elementos estruturais convencionalmente armados.

2.3 Comportamento Estrutural do CAAF

O concreto autoadensável fibroso adquire propriedades de resistência favoráveis, possibilitando assim diminuir a quantidade de armadura convencional de uma estrutura, obter um controle maior da abertura de fissuras, e ainda apresenta uma maior facilidade de lançamento e boas propriedades reológicas. Essas propriedades de resistência e reologia obtidas pelo concreto autoadensável fibroso podem ser extremamente benéficas para a construção civil. O concreto reforçado com fibras de aço vem sendo utilizado com sucesso em muitas aplicações, como pavimentação, restauração de pontes e pavimentos, concreto projetado, entre outras. O sucesso desse compósito se deve a sua boa capacidade de absorção de energia após o pico de resistência.

No que se refere aos elementos estruturais, a ductilidade das estruturas é um fator importante no projeto de estruturas de concreto. Segundo [41], a adição de fibras no CAA utilizado em pilares leva ao aumento da carga de pico e melhora a resposta pós-pico. Os resultados obtidos indicaram que as fibras podem substituir parcialmente a armadura transversal de pilares de concreto armado.

O material ideal de construção deveria ser similar ao concreto em termos de moldabilidade, de custos e ser suficientemente resistente e dúctil de modo a evitar o recurso às armaduras convencionais. Esse é, contudo, um material que ainda não existe. Todavia, alguns passos têm sido dados no sentido de se obter um material com as referidas características. O reforço de materiais de matriz cimentícia, por intermédio da adição de fibras à sua composição, é exemplo de investigações que têm sido desenvolvidas com essa perspectiva [101].

Em estruturas de concreto reforçado com fibras, o compósito ainda possui resistência à tração após a fissuração da matriz, ou seja, no estágio II e III. Dessa forma, imagina-se que a armadura mínima de flexão recomendada pelas normas para evitar a ruptura brusca da estrutura quando da passagem do concreto do estágio I para o estágio II possa ser reduzida devido à adição de fibras de aço. Isso é possível desde que, além do aumento da resistência à flexão proporcionada pela consideração do concreto tracionado, as fibras garantam uma maior rotação da seção transversal, resultando também em um aumento da ductilidade. Tal comportamento é possível porque as fibras permitem a formação de fissuras na zona tracionada da seção transversal sem que isso resulte na ruptura da peça [102]. Em estruturas de concreto de grandes dimensões submetidas à flexão, normalmente é necessária apenas a garantia de uma armadura mínima de flexão para a segurança da estrutura. Um caso típico são as caixas espirais de usinas hidrelétricas, que em várias situações de carregamento possuem apenas uma armadura mínima de flexão. Nesses casos, a aplicação do critério da NBR 6118 [103] pode conduzir a uma elevada taxa de armadura em função das dimensões da seção transversal. Teorias mais recentes, como a mecânica da fratura linear e não-linear, têm mostrado que a porcentagem mínima de armadura que permite prevenir a ruptura frágil de uma estrutura depende da escala geométrica. Isso significa que uma expressão adequada para o cálculo da armadura mínima de flexão deve levar em consideração que a taxa dessa armadura deve variar com as dimensões do elemento estrutural. Particularmente para as grandes estruturas de concreto, a aproximação da teoria clássica do concreto armado não permite chegar a essa conclusão [104].

Basicamente, a armadura mínima deve ser determinada de forma a satisfazer duas condições: limitar a abertura de fissuras sob forças de serviço a um valor aceitável (critério estético e de durabilidade ao longo prazo) e evitar o colapso frágil da peça (critério de resistência e ductilidade) [103]. As fibras de aço, além de contribuírem positivamente na redução da armadura de flexão, podem também realizar a função da

armadura lateral especificada pelas normas. Tendo em vista a função dessa armadura na redução da abertura de fissuras e no auxílio da transição gradual do estágio I para o II do concreto, as fibras de aço podem reduzir ou até mesmo dispensar o uso dessa armadura [102], [105].

Atualmente, os concretos reforçados com fibras de aço constituem-se em um dos materiais mais promissores para utilização estrutural, pois a presença das fibras em quantidade e formatos adequados possibilita que o concreto sustente grandes deformações na resistência de pico ou próximo a ela. Além disso, as fibras podem aumentar as resistências à tração, à flexão e à compressão devido à capacidade de transferir forças através das fissuras, bem como aumentar a sua capacidade de absorver energia e de controlar o mecanismo de abertura de fissuras. Assim, é de grande interesse para a engenharia civil que o concreto fibroso seja utilizado em projetos estruturais [102], [106].

Até o momento, depois de cerca de 40 anos de pesquisa, o reforço com fibras de aço tem sido mais freqüentemente utilizado em vigas e lajes de concreto para melhorar seu desempenho no estado limite de serviço, uma vez que as fibras limitam a abertura das fissuras, assegurando uma melhor distribuição das mesmas. Um dos maiores obstáculos para o uso do concreto reforçado com fibras de aço em aplicações estruturais é a ausência de normas nacionais aceitas para esse tipo de material. É importante, portanto, que sejam estabelecidas as bases teóricas para o projeto otimizado no estado limite de serviço e no estado limite último de estruturas utilizando concretos fibrosos. A presença de fibras de aço afeta, principalmente, o comportamento pós-pico do material compósito, porém, os métodos de projeto usados na engenharia estrutural não consideram, de forma geral, para o concreto armado o comportamento do material à tração. Um requisito fundamental para se projetar estruturas de concreto fibroso é a realização de ensaios de flexão em vigas prismáticas, para que se obtenha a máxima resistência à tração do compósito na ocorrência da primeira fissura [107].

Segundo [108], a aplicação de materiais compósitos em conjunto com reforços contínuos pode proporcionar excelentes resultados. A aderência das armaduras contínuas aumenta com a presença do reforço fibroso, viabilizando a elevação das tensões de projeto das armaduras contínuas.

Com a adição de fibras, a fissuração da matriz de concreto é reduzida, uma vez que essas fissuras são interligadas pelas fibras e como resultado há um aumento na tenacidade e na resistência à tração, além do melhor comportamento às solicitações

dinâmicas. A maneira como essas propriedades vão ser modificadas depende das propriedades físicas e geométricas das fibras, das características da matriz cimentícia e da interação entre a fibra e a matriz [109].

A adição de fibras ao concreto armado melhora de forma substancial o seu comportamento pós-fissuração e sua ductilidade. A curva força *versus* deslocamento de vigas de concreto com fibras mostra uma maior capacidade de deformação antes da ruptura e o ramo descendente da curva tem uma queda menos brusca que a de vigas de concreto sem fibras. Existe uma notável melhora nas características de fissuração, as fissuras são distribuídas mais uniformemente e há diminuição na abertura máxima dessas fissuras na face tracionada da viga para a força de serviço [37], [110], [111].

Estudos reportados por [37], onde se faz uma análise comparativa do comportamento de vigas de concreto armado ensaiadas à flexão com fibras de aço com diversos comprimentos e sem fibras de aço, mostram que as vigas com fibras tiveram um comportamento mais dúctil que as vigas sem fibras. Segundo os pesquisadores, a adição das fibras de menor comprimento foi a menos efetiva no aumento da resistência e ductilidade.

Chunxiang e Patnaikuni [112] pesquisaram o efeito das fibras no comportamento pós-fissuração e na ductilidade de vigas de concreto armado de alta resistência com fibras de aço. Conforme os dados, a adição de fibras melhorou o comportamento pós-fissuração. O ramo descendente das curvas das vigas de concreto com fibras mostra perda de resistência menos brusca em relação à da viga sem fibras. Também foi notado que a adição de fibras ao concreto reduziu a fissuração e a abertura máxima das fissuras.

Dancygier [113] verificou a influência de fibras em vigas de concreto armado e observou um aumento da resistência das vigas em torno de 11 %, quando comparada com resistência da viga de referência, confeccionada sem fibras e com taxas de armaduras iguais.

Vigas de concreto armado reforçado com um percentual de fibras de aço de 2 % e 5 % de fibras de volastonita foram analisadas por Lopes [114]. O autor concluiu que a viga contendo fibras de aço e volastonita, com substituição de 50 % da armadura, mostrou-se mais rígida em regime elástico, indicando que em serviço terá comportamento melhor. Além disso, o comportamento pós-fissuração apresentou-se mais dúctil, fator que pode ser muito interessante quando se realiza o dimensionamento de estruturas sujeitas a vibração e abalos sísmicos. Segundo [97], a adição de fibras às

vigas convencionalmente armadas aumenta a resistência à fadiga em 90 % e diminui a abertura de fissuras sob carregamento em fadiga.

Mesbah *et al.* [115] realizaram um estudo experimental em reparos de vigas com CAAF. Baseados nos resultados, observaram que o CAAF foi usado com sucesso para o reparo de vigas densamente armadas sem a necessidade de vibração. Um dos fatores mais importantes foi que a restauração com CAAF manteve a capacidade de carga inicial da viga e ainda aumentou a carga de primeira fissura.

O concreto é conhecido como um material frágil e com ruptura súbita. Usualmente, na produção das estruturas de concreto, barras de aço dispostas transversalmente (estribos) são utilizadas como reforço ao cisalhamento. Basicamente, a resistência às tensões cisalhantes é realizada de dois modos: uma referente ao concreto e à armadura longitudinal, e a outra referente à armadura transversal. A seguir são apresentados estudos realizados para o melhor entendimento do comportamento ao cisalhamento de concretos reforçados com fibras.

Existem evidências consideráveis de que as fibras de aço são particularmente eficazes em proporcionar reforço contra as tensões cisalhantes em concreto armado convencional [116]. São várias as razões para isso: a distribuição randômica das fibras proporciona espaçamentos muito mais próximos do que as barras e estribos convencionais; a primeira fissura e as resistências à tração e flexão últimas são aumentadas pela adição de fibras e conseqüentemente a resistência friccional-cortante também é aumentada ([37], [70]). De acordo com Balaguru e Shah [117], as fibras interceptam e costuram as fissuras em todas as direções, e esse processo não somente aumenta a capacidade de resistência ao cisalhamento como também melhora substancialmente a resistência pós-pico e a ductilidade. Conforme [118], o aspecto a ser discutido nos ensaios de cisalhamento é o mecanismo de ruptura, que ocorre por tração ao invés de cisalhamento. Em muitos ensaios, a ruptura é basicamente de tração, acompanhada por engrenamento mecânico dos agregados e pela influência das fibras.

Geralmente, os esforços cisalhantes desenvolvidos em estruturas convencionais apresentam valores de tensões entre 2 e 5 MPa. Certos autores têm sugerido que as fibras podem substituir a armadura transversal na sua totalidade, ou em parte, desde que se mantenha a mesma eficiência do compósito em resistir aos esforços de cisalhamento que as armaduras dispostas transversalmente [37], [119], [120]. Segundo [121], devem-

se considerar os seguintes fatores do comportamento de vigas reforçadas com fibras de aço submetidas a ensaios experimentais: (a) comportamento à tração do material (parâmetros como fração volumétrica de fibras, relação de aspecto da fibra, lei constitutiva dos materiais e características mecânicas do compósito afetam o comportamento à tração do concreto); (b) relação entre o vão de cisalhamento e a altura útil da peça; (c) taxa de armadura de flexão; (d) geometria da seção da viga.

É importante ser enfatizado que os resultados obtidos em concretos fibrosos precisam ser tratados com cuidado, uma vez que o aumento na resistência ao cisalhamento ainda não está suficientemente bem quantificado para as aplicações práticas de projeto. As fibras jamais deverão substituir completamente a armadura transversal, mas as mesmas podem muito bem ser usadas mais efetivamente em combinação com a armadura transversal. Segundo Buitelar [122], a aplicação de concretos fibrosos em conjunto com reforços contínuos pode proporcionar excelentes resultados. A aderência das armaduras contínuas aumenta com a presença do reforço fibroso, viabilizando a elevação das tensões de projeto dessas armaduras.

Nunes [120] realizou ensaios em vigas submetidas ao cisalhamento e relata que o modo de ruptura das vigas contendo 2 % de fibras e armaduras transversais passou da ruptura por cisalhamento para a ruptura por flexão. Isso demonstra que a combinação dos dois tipos de reforço aumentou consideravelmente a resistência de cisalhamento da viga. A adição de fibras aos concretos nas vigas sem estribos proporcionou uma considerável mudança no modo de ruptura, sendo este menos brusco. Menores aberturas de fissuras foram encontradas nas vigas contendo fibras, confirmando a capacidade das fibras em controlar a progressão das fissuras. Como consequência, uma maior durabilidade das estruturas foi obtida. A viga com fibras obteve eficiência muito maior do que a viga de referência (que continha estribos), na contenção das aberturas das fissuras. Foram observadas aberturas de fissura cerca de 278 % maiores na viga de referência, em comparação com a viga que continha 1,0 % de fibras de aço. Outro fator importante é que a carga referente à primeira fissura e a carga última de cisalhamento aumentou significativamente com a adição de fibras. Uma estimativa da porcentagem de redução de estribos pela inclusão de fibras foi realizada comparando-se os resultados da viga contendo 1,0 % de fibras e a viga contendo somente estribos. Para essa situação, chegou-se a uma redução de cerca de 70 % na quantidade de estribos para que a viga

com a adição de 1 % de fibras apresentasse a mesma resistência que a viga de referência sem fibras [120].

2.4 Propriedades Referentes às Variações Dimensionais

2.4.1 Retração

A retração ocorre em função da variação de volume, provocada pela perda de umidade para o ambiente, ou em decorrência das reações químicas que envolvem o cimento. De um modo geral, as deformações de retração são relativas, principalmente, à remoção da água adsorvida da pasta de cimento hidratada [97]. De acordo com o mecanismo de movimentação da água, a retração pode ser dividida em duas: retração autógena e retração por secagem. Esses mecanismos são descritos por muitos autores, e, no presente trabalho, são apresentados estudos relativos às mudanças proporcionadas nas deformações provenientes de retração pela inclusão das fibras no concreto.

Muitos pesquisadores descrevem que o uso de fibras de aço promove a redução da retração. Em [33], a inclusão de fibras de aço no concreto proporcionou redução na retração autógena dos compósitos, quando comparados com a matriz de referência. Redução de 20 % pôde ser observada para a mistura de concreto reforçada com 1 % de fibras de aço. A inclusão das fibras no concreto não teve influência significativa no que se refere à retração por secagem, em comparação com a matriz. Segundo o autor, este comportamento está ligado ao fato de que para idades mais avançadas a diferença entre a rigidez da pasta de cimento e das fibras é menor.

Algumas contradições referentes à retração autógena foram observadas em [123], ao serem testados dois corpos-de-prova com diferentes dimensões. Observou-se redução na retração quando utilizados prismas de 50 mm x 50 mm x 250 mm, e nenhuma mudança na variação dimensional foi observada quando empregados prismas de 100 mm x 100 mm x 500mm. Este comportamento, segundo o autor, pode estar ligado à orientação preferencial das fibras proporcionada pelas medidas dos moldes. Nos corpos-de-prova de menores dimensões, as fibras tenderam a um alinhamento preferencial na direção longitudinal (direção de medida das deformações de retração autógena), de forma a proporcionar mudanças consideráveis nas propriedades de retração.

Os resultados obtidos por [123] em seus estudos mostraram que a adição de fibras de aço reduziu consideravelmente a retração dos concretos. As reduções das deformações por retração alcançaram 26 % em relação à matriz de referência. O autor cita que este comportamento pode ser atribuído ao fato de as fibras terem sido distribuídas de forma aleatoriamente no concreto. No entanto, uma porcentagem delas pode estar posicionada paralelamente às deformações provenientes de retração, e, dessa forma, as deformações são reduzidas. Outros autores, como [124], também constataram reduções das deformações provenientes de retração autógena devido à inclusão das fibras de aço. Segundo [124], esse comportamento somente foi possível devido à boa aderência entre fibra e matriz.

Segundo [125], as fibras são inclusões no concreto, e assim proporcionam uma restrição às deformações por retração autógena. Para idades mais jovens, o concreto está em processo de desenvolvimento de suas propriedades, e a sua resistência é baixa, assim como a sua rigidez. Nessas idades, o concreto possui um módulo de elasticidade baixo, ao contrário das fibras de aço que possuem módulo de elasticidade alto, o que pode proporcionar a restrição das deformações provenientes de retração.

Estudos realizados por [126] apresentaram significativas reduções das deformações provenientes de retração pela adição das fibras. Segundo os autores, a redução em relação ao concreto de referência superou 50 %. Além disso, os mesmos descrevem que a utilização de uma composição híbrida de fibras foi mais eficiente na redução das deformações de retração, em relação à utilização de fibras com mesmo comprimento.

2.4.2 Fluência

A fluência é uma propriedade de essencial importância, principalmente pelo surgimento de novos materiais. O estudo da fluência leva a um melhor entendimento acerca do comportamento das estruturas de concreto. Por muitas décadas, o comportamento dos concretos foi avaliado quase que somente sob esforços mecânicos de compressão, inclusive quanto à fluência. Em contraste, pouca importância é dada para a avaliação do concreto sob carregamentos de tração ao longo do tempo. No entanto, conhecer o comportamento do concreto sob fluência, à compressão e à tração, é

de suma importância [127]. Não têm sido realizados estudos sobre fluência, seja à compressão, seja à tração, de concretos auto-adensáveis fibrosos.

Ensaio de fluência à compressão são de execução mais simples do que aos demais estados de tensão. Não são realizados com frequência ensaios de fluência à tração, dadas as dificuldades que envolvem sua execução, principalmente porque o nível de tensão de trabalho e as deformações medidas são baixas, o que pode conduzir a imprecisões nas medidas [128], [125].

Nota-se na literatura técnica escassez de trabalhos sobre fluência (à compressão e à tração) em concretos reforçados com fibra. De acordo com [129], o reforço fibroso tende a elevar a fluência dos concretos. Já em [130], menciona-se que a adição de um determinado teor de fibra de aço pode reduzir ou aumentar a fluência dos compósitos, dependendo da relação de aspecto da fibra empregada.

Alguns trabalhos têm relatado a influência negativa das fibras de aço no comportamento de fluência à tração dos concretos [131]. Dá-se como razão o fato de que as fibras proporcionam o aumento de vazios na estrutura da pasta de cimento. Outra hipótese está relacionada ao surgimento de uma região porosa em torno das fibras, similarmente à zona de transição existente entre agregados e pasta de cimento. Segundo [131], as fibras de aço podem proporcionar tanto acréscimos quanto decréscimos nos valores de fluência à tração de concretos, dependendo do tipo de fibra utilizada.

Em [132], a adição de 2 % de fibra de aço, em volume, causou redução da ordem de 40 % na fluência específica à tração do concreto testado. De acordo com os autores, a redução da fluência pela presença das fibras foi devido à condição de cura dos concretos, dispostos por 48 horas, após a moldagem, em uma câmara a 90°C. Segundo eles, os efeitos relacionados à existência de uma região porosa em torno das fibras foram minimizados com o tratamento térmico ao qual os concretos foram submetidos. Como resultado, houve um refinamento microestrutural em torno das fibras que causou um aumento na aderência fibra-matriz.

Estudos concluíram que as fibras de aço proporcionaram aumento na fluência do compósito sob compressão. O aumento da fluência foi atribuído às variações na micro e meso porosidade do compósito, que proporcionou modificações relativas à movimentação da água nos poros. No mesmo trabalho, ao contrário, as fluências à tração e à flexão foram reduzidas em cerca de 62 e 43 %, respectivamente, pela inclusão das fibras de aço [33], em função de modificações que elas introduziram na macro escala do material.

3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1 Introdução

Apresenta-se, neste capítulo, a caracterização física e química dos materiais utilizados na produção dos concretos autoadensáveis: agregados (gráudo, miúdo, e sílica 325), aglomerantes (cimento, cinza volante e sílica ativa), superplastificante, agente modificador de viscosidade, fibras de aço, barras de aço e água.

3.2 Agregados

As características físicas e químicas dos agregados gráudos, do agregado miúdo e do quartzo moído (sílica 325) são apresentadas a seguir. Foram utilizados dois agregados gráudos, o primeiro dos quais com dimensão máxima de 9,5 mm, e o segundo com dimensão máxima de 19 mm. Os agregados gráudos empregados são de origem natural, resultados do britamento de rocha do tipo litológico granito, proveniente da pedreira Brita Brás, localizada na cidade do Rio de Janeiro. O agregado miúdo selecionado provém de uma areia quartzosa lavada retirada do rio Guandu, estado do Rio de Janeiro. A sílica 325 é proveniente da moagem de uma rocha de quartzo. A Figura 3.1 mostra as curvas de distribuição granulométrica dos agregados gráudo e miúdo, e do fíler sílica 325, utilizados na preparação dos concretos. A distribuição granulométrica dos agregados foi determinada por peneiramento, de acordo com os procedimentos estabelecidos na norma NBR 7217 [133]. A distribuição granulométrica da sílica 325 foi determinada por granulometria a laser, através do equipamento Malvern, disponível no laboratório de cimentação do CENPES/Petrobrás. Em geral, utiliza-se como parâmetro característico a dimensão abaixo da qual se situam 80 % das partículas que constituem a massa do material (D80). Neste trabalho, além do D80, foi

calculado ainda o valor D50, que se refere à dimensão abaixo da qual se encontram 50 % das partículas da massa do material.

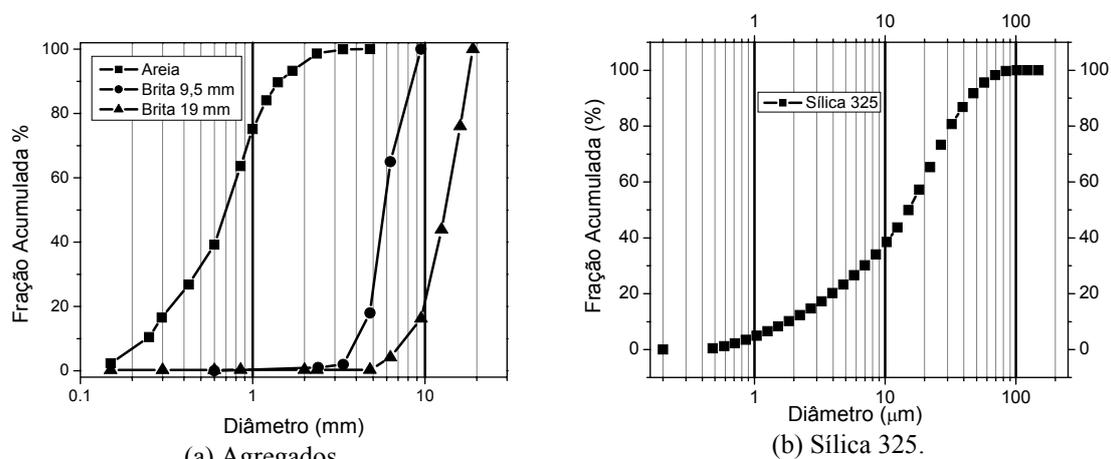


Figura 3.1 – Curvas granulométricas dos agregados e filer.

De acordo com a Figura 3.1, percebe-se que o diâmetro máximo do agregado miúdo é 2,4 mm, e, conforme citado, os dois agregados graúdos têm diâmetros máximos de 9,5 mm e 19 mm. O módulo de finura do agregado miúdo é de 2,59 mm e sua absorção de água é 0,96 %. As absorções de água dos agregados graúdos de diâmetro 9,5 mm e 19 mm são de 0,94 % e 0,57 %, respectivamente.

Os valores dos parâmetros D80 e D50 dos agregados utilizados no estudo são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1– Diâmetro dos agregados (D80 e D50).

Diâmetro	Agregado Miúdo (mm)	Agregado Graúdo 9,5 (mm)	Agregado Graúdo 19 (mm)	Sílica 325 (µm)
D80	1,10	4,80	16,49	30,83
D50	0,70	5,77	13,16	15,26

3.2.1 Massa Específica dos Agregados

As massas específicas do agregado miúdo e dos agregados graúdos foram determinadas de acordo com os procedimentos estabelecidos pelas normas NM 52 [134] e NM 53 [135], respectivamente. A massa específica da sílica 325 foi obtida por meio do frasco de *Le Chatelier*, segundo os procedimentos estabelecidos pela norma NM 23 [136]. A Tabela 3.2 apresenta os valores das massas específicas dos agregados e da sílica 325. As massas específicas dos agregados graúdos e da sílica 325 são bastante semelhantes, cerca de 8 % maiores do que a do agregado miúdo.

Tabela 3.2 – Massa específica dos agregados e filer.

Material	Massa Específica (g/cm ³)
Agregado Miúdo	2,44
Agregado Graúdo 9,5 mm	2,64
Agregado Graúdo 19 mm	2,68
Sílica 325	2,68

3.2.2 Compacidade dos Agregados

A compacidade experimental das partículas maiores que 100 µm foi determinada através do uso do protocolo de empacotamento proposto por De Larrard [26], que utiliza energia de prensagem e vibração (índice K=9). A Figura 3.2 ilustra os procedimentos do ensaio para a obtenção da compacidade experimental do material. Mais detalhes podem ser obtidos no trabalho de Silva [137].

Conforme sugere De Larrard [26], o ensaio é realizado em diversos mono-tamanhos, que são obtidos utilizando os grãos compreendidos entre as peneiras da série normal. Resultados obtidos por Silva [137] indicam que a compacidade de cada classe mono-tamanho da areia apresenta variação máxima de 5 % em seu valor. Assim, foi estabelecido no presente estudo o seguinte procedimento para a determinação da compacidade do agregado miúdo: (i) A₁ – partículas com diâmetro superior a 0,850 mm; (ii) A₂ – partículas com diâmetro inferior a 0,850 mm; (iii) A₃ - a classe da areia como um todo. Os valores experimentais de compacidade do agregado miúdo são apresentados na Tabela 3.3, que também lista a altura final de cada camada compactada (h).



(a) Introdução do material no cilindro.



(b) Posição do pistão que exerce a compressão.



(c) Leitura da altura da amostra após a vibração.



(d) Aspecto da amostra após o ensaio.

Figura 3.2 – Procedimento do ensaio de vibração e compressão.

Tabela 3.3 – Compacidade do agregado miúdo (Areia).

Parâmetros	A ₁	A ₂	A ₃
Compacidade Real – C (K = 9)	0,595	0,627	0,657
Camada Compactada – h (mm)	93,95	89,10	85,10

Como pode ser observado na Tabela 3.3, a diferença entre os valores de compacidade experimental de A₁ e A₂ é de cerca de 5 %. Valores típicos de monotamanhos para a compacidade das partículas maiores do que 0,850 mm do agregado miúdo, obtidos por Silva [137], variaram entre 0,572 e 0,604. O valor encontrado no presente estudo, 0,595, está compreendido neste intervalo. Para as partículas do agregado miúdo com diâmetro inferior a 0,850 mm, os valores típicos de monotamanhos da compacidade experimental encontrados por Silva [137] variaram entre 0,584 a 0,626. No presente estudo, a compacidade experimental dos grãos menores do

que 0,850 mm foi de 0,627, praticamente igual ao limite superior encontrado no trabalho de Silva. A compactidade da areia como um todo mostrou-se ligeiramente maior do que as das classes individuais, devido ao fato de que os grãos menores preenchem os vazios deixados pelos maiores. Quanto aos resultados da camada compactada, as areias A₁ e A₂ apresentaram, respectivamente, valores cerca de 10 % e 5 % maiores do que o da areia como um todo.

São listados, na Tabela 3.4, resultados de compactidade real e de camada compactada, relativos aos agregados graúdos. Estes resultados foram obtidos a partir da curva granulométrica apresentada na Figura 3.1-a. Com a finalidade de possibilitar uma caracterização, segundo o quadro do Método de Empacotamento Compressível (MEC), das diversas classes granulares dos agregados graúdos, estes foram divididos em classes consideradas como mono-tamanhos. Os índices $\bar{9,5}$ e $\bar{19}$ correspondem, respectivamente, às britas com diâmetro máximo de 9,5 mm e de 19 mm. A classe B₁ $\bar{9,5}$ representa as partículas de diâmetros compreendidos entre 4,8 mm e 9,5 mm, e a classe B₂ $\bar{9,5}$ representa as partículas de diâmetros entre 0,15 mm e 3,36 mm, enquanto a classe B₃ $\bar{9,5}$ representa os agregados de diâmetro máximo 9,5 mm como um todo. A classe B₁ $\bar{19}$ representa as partículas com diâmetros entre 16 mm e 19 mm, a classe B₂ $\bar{19}$ representa as partículas de diâmetro entre 0,15 mm e 12,5 mm, e a classe B₃ $\bar{19}$ representa a totalidade dos agregados de diâmetro máximo 19 mm.

Tabela 3.4 – Compactidade dos agregados graúdos (Britas).

Parâmetros	B ₁ $\bar{9,5}$	B ₂ $\bar{9,5}$	B ₃ $\bar{9,5}$	B ₁ $\bar{19}$	B ₂ $\bar{19}$	B ₃ $\bar{19}$
Compactidade Real C (K = 9)	0,542	0,560	0,551	0,566	0,571	0,586
Camada Compactada h (mm)	257,85	249,45	253,60	245,90	243,80	237,50

Nota-se na Tabela 3.4 uma pequena variação entre as compactidades das três classes do agregado graúdo com dimensão máxima de 9,5 mm. O mesmo ocorreu para as classes do agregado com 19 mm de diâmetro máximo. Considerando-se a totalidade das partículas de cada agregado graúdo, constata-se que a compactidade dos agregados de diâmetro máximo 19 mm foi aproximadamente 6 % superior à dos agregados de diâmetro máximo 9,5 mm. Essa variação pode ser esperada quando o material apresenta uma curva granulométrica com inclinação muito elevada (ver Figura 3.1), havendo pouca variação dos diâmetros das partículas, ou seja, tratando-se praticamente de um

material mono-tamanho. Com referência aos valores encontrados para camada compactada, também se verificaram ligeiras variações entre as classes de cada agregado com mesma dimensão máxima. Tomando os agregados como um todo, a camada compactada do agregado de máxima dimensão 19 mm foi 9 % menor do que a do agregado de diâmetro máximo 9,5 mm.

A compactidade real (C) da sílica 325 está apresentada na Tabela 3.5. A compactidade desse material, com e sem dispersante, foi determinada pelo ensaio denominado método de demanda de água, proposto por De Larrard [26]. Este ensaio tem por objetivo obter uma pasta com o máximo empacotamento das partículas, proporcionado pela adição progressiva de água à mistura, até que se atinja a condição de pasta saturada. O ensaio de demanda de água é realizado em um misturador com capacidade de 2 litros, mostrado na Figura 3.3. Também são apresentados, nesta figura, a configuração final da amostra saturada, e o estado de demanda de água. Mais detalhes podem ser obtidos em Formagini [138].



(a) Misturador.



(b) Estado de demanda d'água.

Figura 3.3 – Ensaio de demanda de água.

Tabela 3.5 - Compactidade da sílica 325 (K = 6,7).

Material	Compactidade (C)	
	Sem Superplastificante	Com Superplastificante (teor de 0,8%)
Sílica 325	0,55	0,58

Os valores apresentados na Tabela 3.5 indicam que o uso de superplastificante, em teor de 0,8 %, aumentou em cerca de 5,5 % a compactidade do material. O teor de superplastificante utilizado é referente ao ponto de saturação da mistura.

3.3 Aglomerantes

Para a produção dos concretos, utilizou-se o cimento CP III 40. As distribuições granulométricas deste cimento e da cinza volante foram obtidas por granulometria a laser, utilizando-se o equipamento Malvern do laboratório de cimentação do CENPES/Petrobrás. A distribuição granulométrica da sílica ativa foi determinada no laboratório do CETEM (Centro de Tecnologia Mineral - UFRJ), utilizando sedigrafia, técnica baseada na velocidade de sedimentação de partículas. As curvas granulométricas da sílica ativa, da cinza volante e do cimento CP III 40 são mostradas na Figura 3.4.

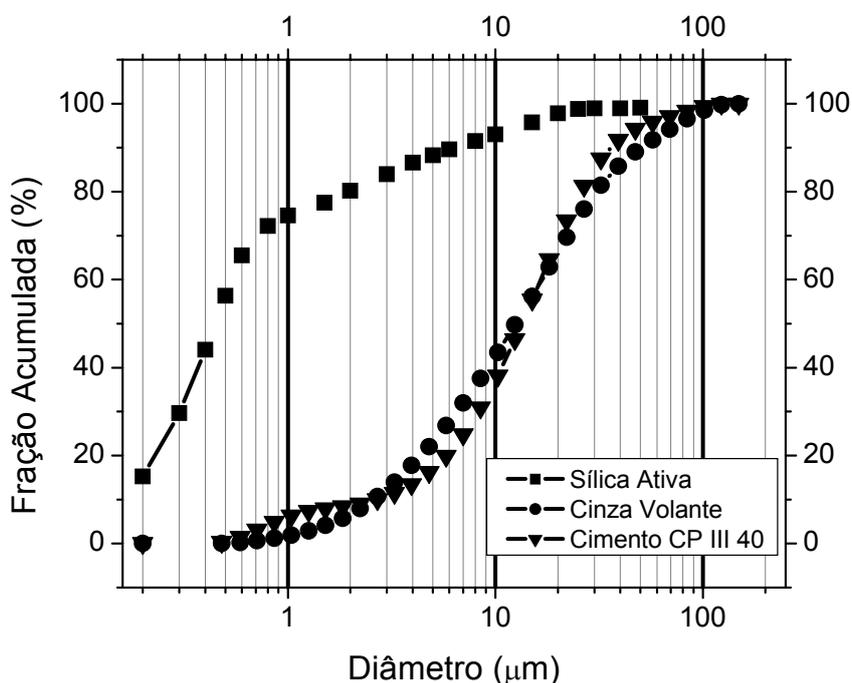


Figura 3.4 – Curvas granulométricas da sílica ativa, da cinza volante e do cimento CP III 40.

Como visto na Figura 3.4, a cinza volante e o cimento CP III 40 possuem praticamente a mesma distribuição granulométrica. As partículas da sílica ativa têm dimensões menores do que as da cinza volante e do cimento, tendo assim capacidade para preencher os espaços vazios deixados entre os grãos destes dois materiais.

Os valores de D80 e D50 referentes aos aglomerantes utilizados são apresentados na Tabela 3.6. Observa-se que os diâmetros D80 e D50 relativos ao cimento e à cinza volante são muito próximos, indicando grande semelhança entre as suas granulometrias. No entanto, os valores destes dois diâmetros para a sílica ativa são muito inferiores aos observados para o cimento e a cinza volante. Por exemplo, os

valores de D80 e D50 da sílica ativa são, respectivamente, 93 % e 97 % inferiores aos do cimento (Tabela 3.6).

Tabela 3.6 – Valores de D80 e D50 referentes aos aglomerantes.

Diâmetro	Cimento (μm)	Cinza Volante (μm)	Sílica Ativa (μm)
D80	26,71	29,87	1,96
D50	13,54	12,17	0,42

As composições químicas dos materiais cimentícios são apresentadas na Tabela 3.7. A análise química do cimento utilizado foi realizada por meio de espectroscopia por fluorescência de energia dispersiva de raios-X. O equipamento utilizado foi o EDX 800, da marca Shimadzu, pertencente ao Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ, com tubo de ródio e detector de Silício (Lítio), resfriado com nitrogênio líquido. Foram analisados todos os elementos compreendidos na faixa do Titânio ao Urânio e do Carbono ao Escândio. A composição química da sílica ativa foi determinada no CENPES/Petrobrás, através de análises semi-quantitativas que fazem uso da técnica de espectrometria de fluorescência de raios X, em um equipamento Philips, modelo PW 2400, com tubo de 3 kW e alvo de ródio (Rh).

Tabela 3.7 – Composição química dos materiais cimentícios.

Constituintes	CP III 40 (%)	Sílica Ativa (%)
Óxido de ferro III (Fe_2O_3)	2,021	0,70
Óxido de Cálcio (CaO)	53,35	1,10
Óxido de Potássio (K_2O)	0,46	0,44
Óxido de Alumínio (Al_2O_3)	9,63	0,10
Óxido de Silício (SiO_2)	25,97	91,00
Óxido de Fósforo V (P_2O_5)	0,00	0,10
Óxido de Magnésio (MgO)	3,19	1,50
Óxido de Sódio (Na_2O)	0,09	0,39
Óxido de Titânio II (TiO_2)	0,46	0,00
Óxido de Manganês (MnO)	0,42	---

3.3.1 Massa Específica dos Aglomerantes

Os valores de massa específica dos aglomerantes, apresentados na Tabela 3.8, foram determinados por meio do frasco de *Le Chatelier*, de acordo com os procedimentos estabelecidos pela norma NM 23 [136].

Tabela 3.8 – Valores de massa específica dos aglomerantes.

Material	Massa Específica (g/cm ³)
Cimento CP III 40	3,02
Cinza Volante	2,35
Sílica Ativa	2,28

Comparadas à massa específica do cimento, as massas específicas da cinza volante e da sílica ativa se mostraram, respectivamente, 22 % e 25 % inferiores.

3.3.2 Compacidade dos Aglomerantes

Os resultados de compacidade real (C) dos aglomerantes, com e sem adição de superplastificante, encontram-se na Tabela 3.9, tendo sido obtidos pelo ensaio de demanda de água. Nota-se que a compacidade aumenta quando se adiciona superplastificante aos materiais. Para o cimento CP III 40, a adição de 0,3 % de superplastificante levou a um aumento de cerca de 17 % na compacidade. A cinza volante com dispersante apresentou uma compacidade 9 % superior à da cinza volante sem dispersante. Para a sílica ativa, mesmo com um alto teor de dispersante, 4 %, a compacidade sofreu aumento de apenas 5 % (de 0,40 para 0,42).

Tabela 3.9 – Compacidade dos materiais com dimensões inferiores a 100 µm (K = 6,7).

Material	Compacidade (C)	
	Sem Superplastificante	Com Superplastificante
Cimento CP III 40	0,54	0,63 (teor de SP: 0,3%)
Cinza Volante	0,56	0,61 (teor de SP: 0,3%)
Sílica Ativa	0,40	0,42 (teor de SP: 4,0%)

3.4 Superplastificante

Foi utilizado um dispersante do tipo PA (Poliacrilato, Glenium 51) [139], com teor de sólidos de 31,2 %, massa específica de 1.073 kg/m³ e pH 6,2. O método empregado para avaliar a compatibilidade e o ponto de saturação do dispersante sobre as partículas finas foi o ensaio de fluidez de pastas através do uso do funil de Marsh, utilizado por Aïtcin [140]. O método consiste em medir o tempo que 1 litro de pasta leva para fluir através de um funil com diâmetro pré-determinado, que, no presente estudo, foi de 5 mm. As medições do tempo de escoamento são feitas em intervalos de tempo pré-estabelecidos, de modo a verificar variações no tempo de fluxo de pastas, conforme apresentado por Velasco [141]. A Figura 3.5 ilustra os equipamentos de ensaio utilizados. Mais detalhes e informações podem ser obtidos em [138] e [142].



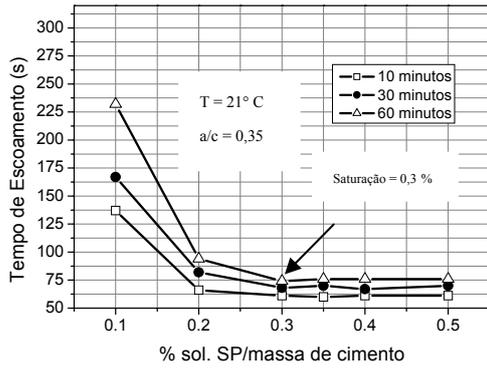
(a) Misturador tipo industrial.



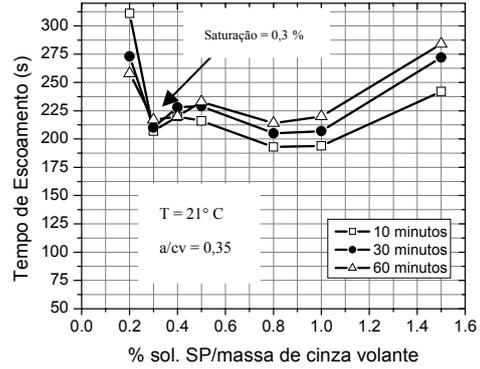
(b) Funil de Marsh e proveta de 1 litro.

Figura 3.5 – Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação.

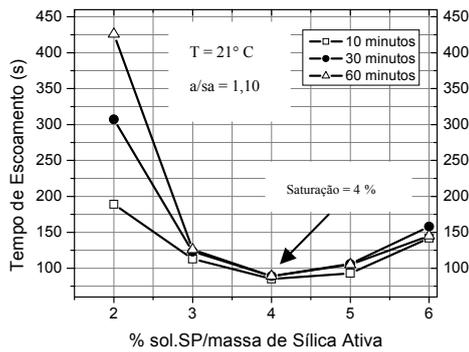
As pastas de cimento, de cinza volante, e de sílica 325 foram produzidas com uma relação água/material de 0,35, enquanto que, para a pasta de sílica ativa, a relação usada foi de 1,10. A Figura 3.6 mostra os gráficos tempo de escoamento x teor de dispersante relativos aos ensaios de compatibilidade executados em pastas de cimento, cinza volante, sílica ativa e sílica 325. Como se observa na referida figura, tanto a pasta de cimento como a de cinza volante obtiveram o ponto de saturação a um teor de 0,3 % de superplastificante, para uma mesma relação água/material cimentante (0,35). Porém, o tempo de escoamento da mistura de cinza volante foi 64 % maior do que o da mistura de cimento CP III 40. Os resultados referentes à pasta de sílica ativa (Figura 3.6- c) mostram que o dispersante é adequado, e eficiente para dispersar as partículas a um teor de superplastificante de 4 %. Este elevado teor de saturação da sílica ativa, em relação àqueles referentes ao cimento e à cinza volante, é atribuído à elevada área superficial da sílica ($10 \times 10^3 \text{ m}^2/\text{kg}$), tornando assim necessário o uso de maior quantidade de dispersante para envolver toda a superfície das partículas. As curvas da sílica 325, cuja saturação se deu com um teor de superplastificante de 0,8 %, são mostradas na Figura 3.6-d.



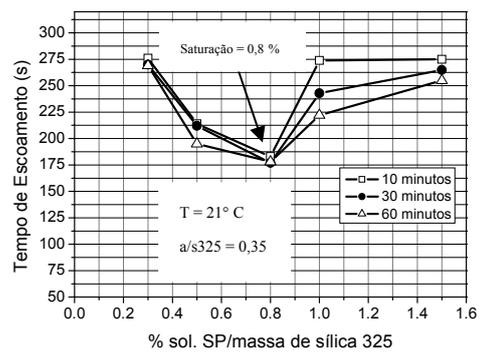
(a) Cimento CP III 40.



(b) Cinza volante.



(c) Sílica ativa.



(d) Sílica 325.

Figura 3.6 – Ponto de saturação do superplastificante com os materiais finos.

Nota: a/c: relação água/cimento; a/cv: relação água/cinza volante; a/sa: relação água/sílica ativa; a/s₃₂₅: relação água/sílica 325.

3.5 Agente Modificador de Viscosidade

Para evitar a exsudação e a segregação, e manter a coesividade dos concretos autoadensáveis, utilizou-se um agente modificador de viscosidade de nome comercial Rheomac UW 410, fabricado pela empresa BASF. O Rheomac UW 410 é um produto com base química de polímeros de celulose de alto peso molecular, em forma de pó e de cor branca. O agente modificador de viscosidade foi adicionado à mistura úmida durante a produção dos concretos, e a dosagem utilizada foi de 0,1 % em relação a massa de cimento. A Figura 3.8 mostra o agente modificador de viscosidade utilizado.



Figura 3.7 – Agente modificador de viscosidade Rheomac UW 410.

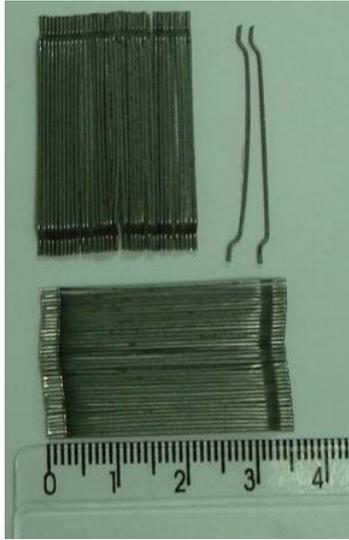
3.6 Fibras de aço

Para a produção dos CAAF, foram utilizados dois tipos de fibra de aço, ambas com ganchos em suas extremidades: Dramix 65/35 e Dramix 80/60. A primeira fibra tem comprimento de 35 mm e diâmetro de 0,54 mm (relação de aspecto 65), enquanto que, para a segunda, estes valores respectivos são de 60 mm e 0,75 mm (relação de aspecto 80). As fibras são comercializadas no Brasil pela ArcelorMittal. A Tabela 3.10 lista as propriedades dos dois tipos de fibra de aço. Na Figura 3.8, são mostradas as fibras.

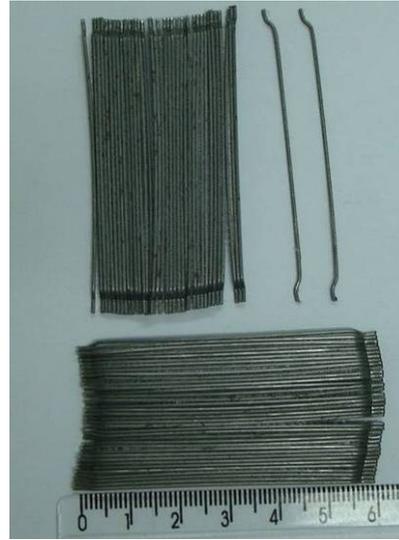
Tabela 3.10- Características das fibras de aço utilizadas.

Especificação	DRAMIX RC 65/35	DRAMIX RC 80/60
Comprimento (mm)	35	60
Diâmetro (mm)	0,54	0,75
Relação de Aspecto (l/d)	65	80
Quantidade de fibras/kg	14500	4600
Módulo de Elasticidade (GPa)	200	200
Resistência à Tração (MPa)	1150	1100

Fonte: Fibras Dramix - ArcelorMittal.



(a) Fibras de aço DRAMIX 65/35.



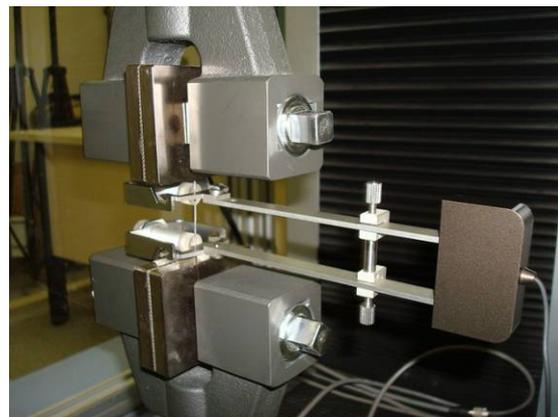
(b) Fibras de aço DRAMIX 80/60.

Figura 3.8 – Fibras de aço utilizadas.

Ensaio de tração direta utilizando 10 amostras foram realizados para a determinação da resistência à tração e do módulo de elasticidade de cada tipo de fibra, conforme ilustra a Figura 3.9.



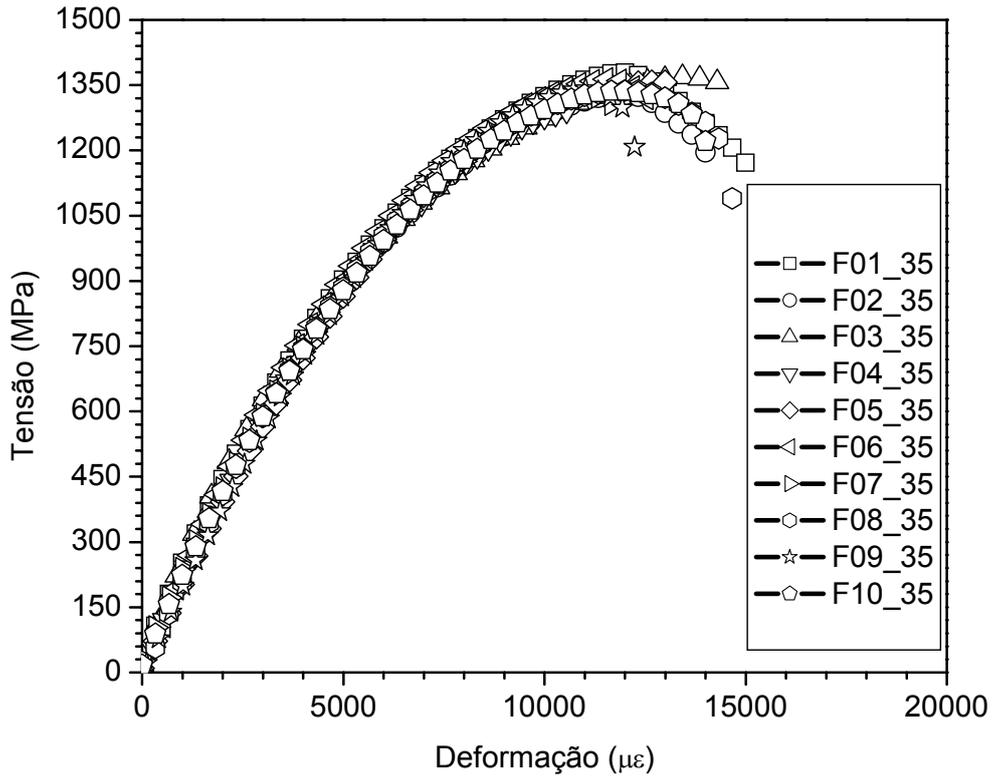
(a) Aparato de ensaio.



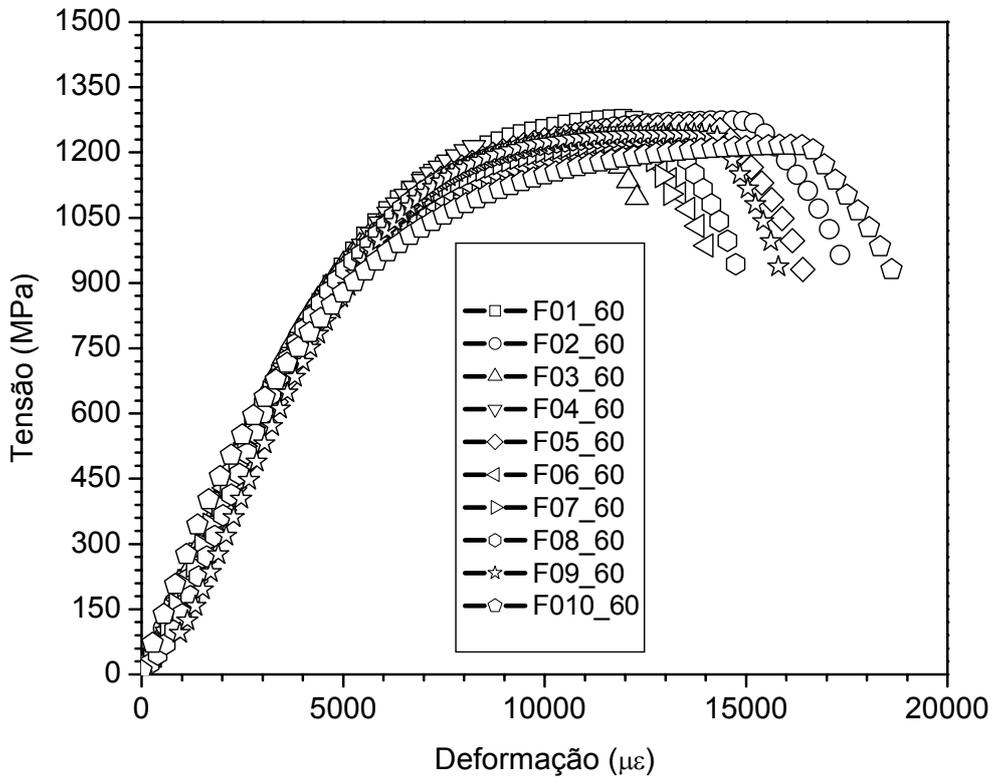
(b) Instrumentação da fibra com Clip Gage, para a medida de deslocamento.

Figura 3.9 – Configuração dos ensaios de tração realizados nas fibras.

A Figura 3.10 apresenta as curvas tensão x deformação obtidas a partir dos ensaios de tração direta realizados em espécimes das fibras DRAMIX 65/35 e DRAMIX 80/60.



(a) DRAMIX 65/35.



(b) DRAMIX 80/60.

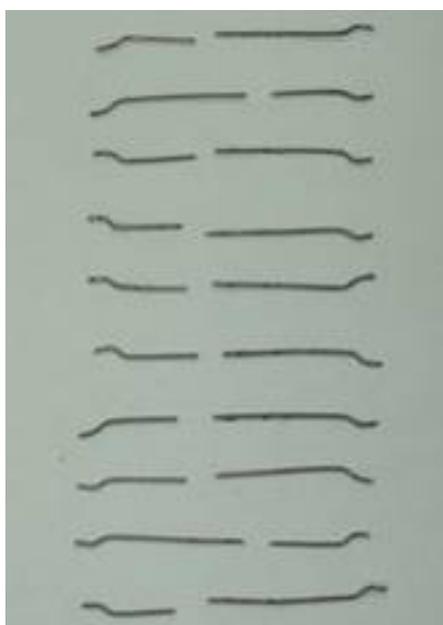
Figura 3.10 – Gráfico tensão x deformação obtidos nos ensaios de tração das fibras.

Apresentam-se, na Tabela 3.11, os resultados médios de módulo de elasticidade e de resistência à tração, com seus respectivos coeficientes de variação, para os dois tipos de fibra.

Tabela 3.11- Resultados obtidos no ensaio de tração direta das fibras de aço.

Especificação	DRAMIX RC 65/35 – Média e CV(%)		DRAMIX RC 80/60 – Média e CV(%)	
	Módulo de Elasticidade (GPa)	202	0,47	202
Resistência à Tração (MPa)	1342	1,88	1238	2,03

De acordo com a Tabela 3.11, o valor encontrado para o módulo de elasticidade dos dois tipos de fibra, 202 GPa, está bem próximo ao valor especificado pelo fabricante, 200 GPa (ver Tabela 3.10). Os valores médios de resistência à tração obtidos a partir dos ensaios situam-se acima dos valores especificados pelo fabricante. Os ensaios realizados nas fibras DRAMIX RC 65/35 indicam valor de resistência à tração 17 % superior ao especificado. Para as fibras DRAMIX RC 80/60, a resistência à tração estimada foi 13 % superior àquela especificada pelo fabricante. Os coeficientes de variação encontrados são bastante baixos, o que indica consistência dos resultados. A Figura 3.11 ilustra fibras rompidas em ensaios de tração direta.



(a) Fibras DRAMIX 65/35.



(b) Fibras DRAMIX 80/60.

Figura 3.11 – Fibras rompidas à tração direta.

3.7 Barras de Aço

Barras de aço (CA-50), produzidas pela empresa Gerdau, foram empregadas. Selecionaram-se barras de aço com diâmetros nominais de 16; 20 e 25 mm, sendo os valores nominais de seu módulo de elasticidade e de sua tensão de escoamento iguais a 210 GPa e 500 MPa, respectivamente.

Ensaio de tração direta utilizando-se duas amostras de cada diâmetro foram realizados para a determinação das características mecânicas das barras de aço (ver Figura 3.12). O ensaio de resistência à tração uniaxial das barras de aço foi realizado em uma máquina Shimadzu com capacidade de carga de 1000 kN, servo-controlada, com controle de deformação axial, a uma velocidade estabelecida na norma NBR 6152 [143]. A deformação axial dos corpos-de-prova foi obtida a partir da média fornecida por dois strain-gages. As deformações e o carregamento aplicado foram registrados por meio de um sistema de aquisição de dados “ADS 2000”, de 16 bits, da marca Lynx. Ilustra-se, na Figura 3.12, a instrumentação e a configuração do ensaio de tração direta das barras de aço.

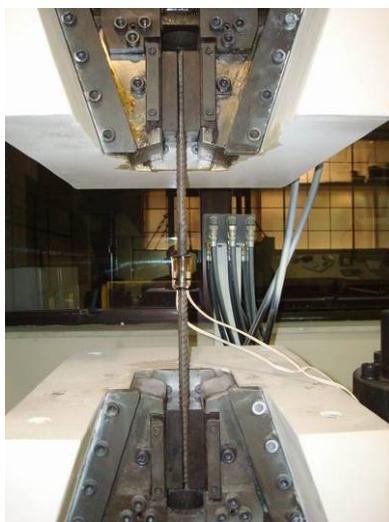


Figura 3.12 – Instrumentação de corpo-de-prova para ensaio de tração direta da barra de aço.

A Figura 3.13 apresenta as curvas típicas tensão x deformação, obtidas nos ensaios de tração direta realizados com as barras de aço.

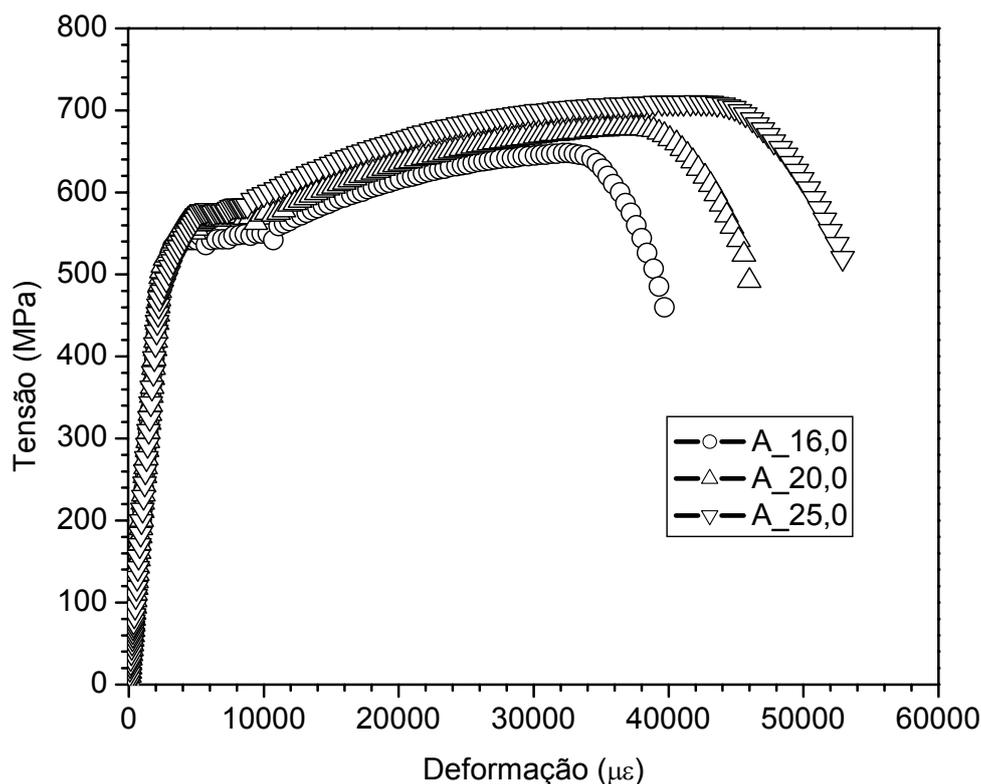


Figura 3.13 – Curvas típicas tensão x deformação obtidas nos ensaios de tração em barras de aço de diferentes diâmetros.

A Tabela 3.12 apresenta os valores médios de módulo de elasticidade (E), tensão no início do escoamento (σ_i), deformação no início do escoamento (ε_i), tensão máxima (σ_u) e deformação correspondente à tensão máxima (ε_u), com seus respectivos coeficientes de variação, relativos às barras de todos os diâmetros. As barras de diferentes diâmetros apresentaram valores de módulo de elasticidade bastante similares, entre 209,3 e 210,2 GPa. A tensão ao se iniciar o escoamento variou entre 547 e 566 MPa. A deformação no início de escoamento variou de 3780 a 5470 $\mu\varepsilon$. A tensão máxima situou-se no intervalo de 651 e 698 MPa. A deformação relativa à máxima tensão ficou compreendida entre 32750 e 42900 $\mu\varepsilon$. Para todos os parâmetros que constam na Tabela 3.12, percebe-se tendência de suave aumento, ao se elevar o diâmetro da barra de aço. Entretanto, os resultados de módulo de elasticidade e de tensão, relativos às barras de todos os diâmetros, apresentam semelhança. Os coeficientes de variação encontrados são baixos, indicando boa repetibilidade dos ensaios.

Tabela 3.12- Resultados obtidos no ensaio de tração direta das barras de aço.

ϕ (mm)	E (GPa) - CV		σ_i (MPa) - CV		ϵ_i ($\mu\epsilon$) - CV		σ_u (MPa) - CV		ϵ_u ($\mu\epsilon$) - CV	
16,0	210,2	0,17	547	1,29	3780	1,87	651	0,76	32750	1,94
20,0	209,6	0,34	562	1,11	4470	0,63	680	0,40	38500	0,73
25,0	209,3	0,10	566	3,00	5470	1,29	698	2,26	42900	0,99

São mostradas, na Figura 3.14, barras de aço de diferentes diâmetros, rompidas nos ensaios de tração direta.



Figura 3.14 – Modo de ruptura das barras de aço ensaiadas à tração direta.

3.8 Água

A água utilizada na produção dos concretos foi proveniente do sistema de abastecimento da cidade do Rio de Janeiro.

4 PRODUÇÃO E MÉTODOS DE ENSAIOS

4.1 Misturas Produzidas

Nove misturas de concreto autoadensável foram produzidas, sendo duas misturas de referência (ou matrizes), e as outras sete reforçadas com fibra de aço. Utilizaram-se dois tipos de fibra de aço, em diferentes teores, e dois tipos de agregado graúdo. As misturas cuja nomenclatura se inicia com os caracteres C1 contêm agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, e aquelas iniciadas com C2 possuem agregado de diâmetro máximo 19 mm. Os caracteres subsequentes da nomenclatura de uma mistura referem-se ao seu teor volumétrico de fibra de aço (1 %, 1,25 % e 1,5 %). Finalmente, os últimos caracteres do nome da mistura especificam a relação de aspecto do tipo de fibra de aço utilizada como reforço. Conforme mencionado, a primeira fibra utilizada tem relação de aspecto 65 (comprimento de 35 mm; diâmetro de 0,54 mm), e a segunda tem relação de aspecto 80 (comprimento de 60 mm; diâmetro de 0,75 mm). As matrizes foram designadas apenas por C1 e C2. Desta forma, as seguintes misturas de concreto foram produzidas:

- C1: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, sem fibra;
- C1.1%65: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, reforçada com a fibra de aço de relação de aspecto 65, em teor volumétrico de 1 %;
- C1.1,25%65: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, reforçada com a fibra de aço de relação de aspecto 65, em teor volumétrico de 1,25 %;
- C1.1,5%65: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, reforçada com a fibra de aço de relação de aspecto 65, em teor volumétrico de 1,5 %;

- C2: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm, sem fibra;
- C2.1%65: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm, reforçada com a fibra de aço de relação de aspecto 65, em teor volumétrico de 1 %;
- C2.1%80: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm, reforçada com a fibra de aço de relação de aspecto 80, em teor volumétrico de 1 %;
- C2.1,25%65: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm, reforçada com a fibra de aço de relação de aspecto 65, em teor volumétrico de 1,25 %;
- C2.1,25%80: mistura contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm, reforçada com a fibra de aço de relação de aspecto 80, em teor volumétrico de 1,25 %.

Nota-se que, para as misturas com agregado de máxima dimensão 9,5 mm, os teores de fibra empregados foram de 1 %, 1,25 %, e 1,5 %. Para as misturas com agregado de máxima dimensão 19 mm, foram utilizados os teores de fibra de 1 % e 1,25 %.

Em todas as misturas com agregado de diâmetro máximo 9,5 mm, a relação água/cimento foi de 0,5. O teor de superplastificante sofreu modificações conforme a necessidade reológica de cada mistura. Para a mistura C1, adicionou-se 2,60 % de superplastificante. Obteve-se, para a mistura seca de C1, um valor de compactidade de 0,732. A compactidade foi obtida pelo programa MEC_COPPE 1.0 desenvolvido no Laboratório de Estruturas e Materiais do PEC/COPPE/UFRJ [144], baseado no Método do Empacotamento Compressível (MEC). Na produção das misturas C1.1%65 e C1.1,25%65, 3,25 % de superplastificante foi adicionado à mistura. Para a produção da mistura C1.1,5%65, foi necessário utilizar teor de superplastificante de 4,0 %. A Tabela 4.1 apresenta a composição de todas as misturas do tipo C1.

Tabela 4.1 - Composição dos concretos C1; C1.1%65; C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

Composição	C1	C1.1%65	C1.1,25%65	C1.1,5%65
Agregado Graúdo (G2) (kg/m ³)	539,6	466,5	459,7	454,0
Agregado Miúdo (S1) (kg/m ³)	830,06	830,6	830,0	830,6
Agregado Miúdo (S2) (kg/m ³)	100	100	100,0	100
Sílica 325 (kg/m ³)	70,0	70,0	70,0	70,0
Cimento (kg/m ³)	360,0	360,0	360,0	360,0
Cinza Volante (kg/m ³)	168,0	168,0	168,0	168,0
Sílica Ativa (kg/m ³)	45,0	45,0	45,0	45,0
Teor de superplastificante (%)	2,60	3,25	3,25	4,00
Superplastificante (kg/m ³)	30,0	37,5	37,5	46,1
Modificador de Viscosidade (kg/m ³)	0,36	0,36	0,36	0,36
Água (kg/m ³)	180	180	180	180
Fibra de aço (kg/m ³)	0,0	78,0	97,5	117,0
Comprimento (mm)	0	35	35	35
Índice de Reforço	0	65	81,2	97,5
G2 (%)	36,72	33,40	32,80	32,13
S1 (%)	60,50	60,50	60,50	60,50
S2 (%)	7,37	7,37	7,37	7,37
Relação G/S	0,58	0,50	0,49	0,48
Água/cimento	0,50	0,50	0,50	0,50

A composição das misturas do tipo C2 é apresentada na Tabela 4.2. A relação água/cimento foi mantida constante em 0,50. Adicionou-se à mistura C2 (matriz) um teor de superplastificante de 1,5 %. A compactidade da mistura seca de C2 foi de 0,743. Para as misturas C2.1%65 e C2.1%80, utilizou-se 2,5 % de superplastificante, enquanto que, na produção das misturas C2.1,25%65 e C2.1,25%80, fez-se necessário aumentar esse valor para 4 %.

Tabela 4.2 - Composição dos concretos C2; C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

Composição	C2	C2.1%65	C2.1%80	C2.1,25%65	C2.1,25%80
Agregado Graúdo (G1) (kg/m ³)	354,9	323,6	323,6	317,8	317,8
Agregado Graúdo (G2) (kg/m ³)	152,3	136,8	136,8	136,2	136,2
Agregado Miúdo (S1) (kg/m ³)	949,6	949,6	949,6	949,6	949,6
Sílica 325 (kg/m ³)	70,0	70,0	70,0	70,0	70,0
Cimento (kg/m ³)	360,0	360,0	360,0	360,0	360,0
Cinza Volante (kg/m ³)	185,3	185,3	185,3	185,3	185,3
Sílica Ativa (kg/m ³)	48,1	48,1	48,1	48,1	48,1
Teor de superplastificante (%)	1,50	2,50	2,50	4,00	4,00
Superplastificante (kg/m ³)	17,3	28,8	28,8	46,1	46,1
Modificador de Viscosidade (kg/m ³)	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36
Água (kg/m ³)	158,0	159,0	159,0	150	150
Fibra de aço (kg/m ³)	0,00	78,0	78,0	97,5	97,5
Comprimento (mm)	0	35	60	60	60
Índice de Reforço	0	65	80	81,25	100
G1 (%)	24,36	22,95	22,95	22,64	22,64
G2 (%)	10,45	9,70	9,70	9,70	9,70
S1 (%)	65,18	67,34	67,34	67,65	67,65
Relação G/S	0,534	0,484	0,484	0,478	0,478
Água/cimento	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50

A Figura 4.1 esquematiza os ensaios realizados para a avaliação do comportamento reológico e mecânico dos concretos, cuja descrição é feita nos itens subsequentes.

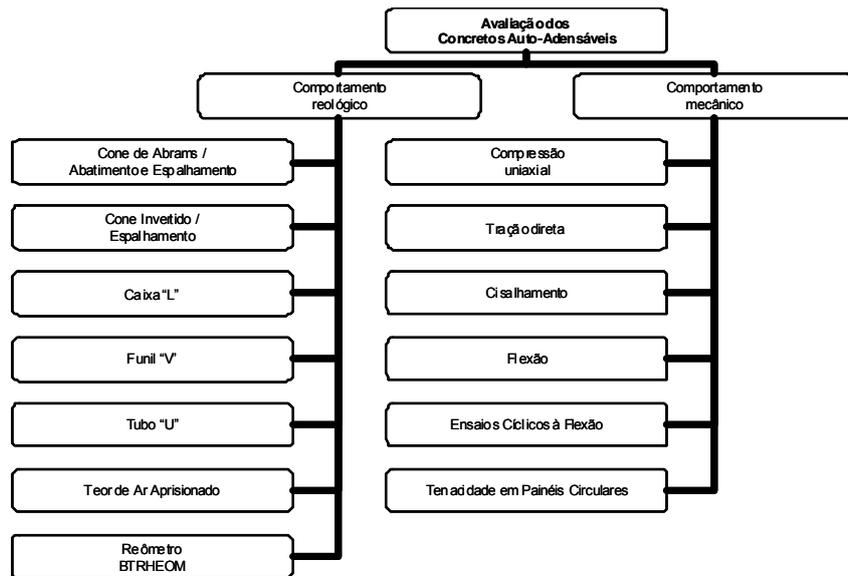


Figura 4.1 – Quadro geral dos ensaios realizados para a avaliação do comportamento dos concretos autoadensáveis.

4.2 Ensaios Reológicos

4.2.1 Ensaios de Abatimento e Espalhamento

O ensaio de abatimento e espalhamento (*slump test*), utilizando o cone de Abrahams, é o mais comumente empregado para determinar as propriedades do concreto no estado fresco, tanto em laboratório quanto no campo. O ensaio consiste em medir o espalhamento máximo da circunferência formada pelo concreto em duas direções, sendo que a média desses valores é tomada como o valor final de espalhamento. A Figura 4.2 ilustra a medida do abatimento e do espalhamento de uma mistura.



(a) Medida do Abatimento.



(b) Medida do espalhamento.

Figura 4.2 – Medidas do abatimento e espalhamento (“slump test”).

Outro ensaio que estima a capacidade de fluidez do concreto é o do tronco de cone invertido, em que o cone de Abrams é posicionado de forma invertida, conforme ilustrado na Figura 4.3 -a. Após a retirada do cone, procede-se à medida do espalhamento da mistura de concreto (ver Figura 4.3-b).



(a) Início de ensaio.

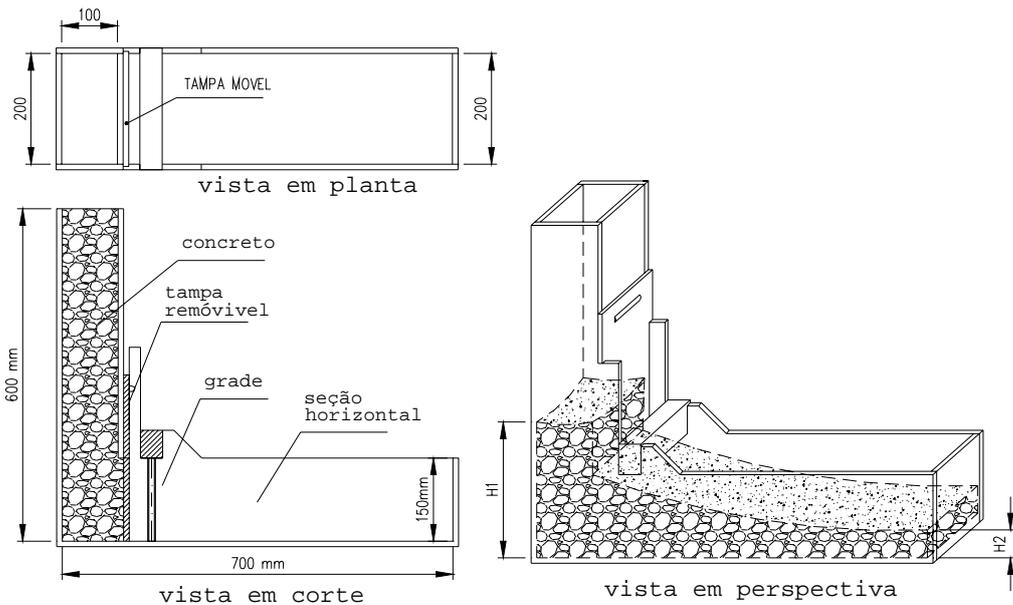


(b) Medida do espalhamento.

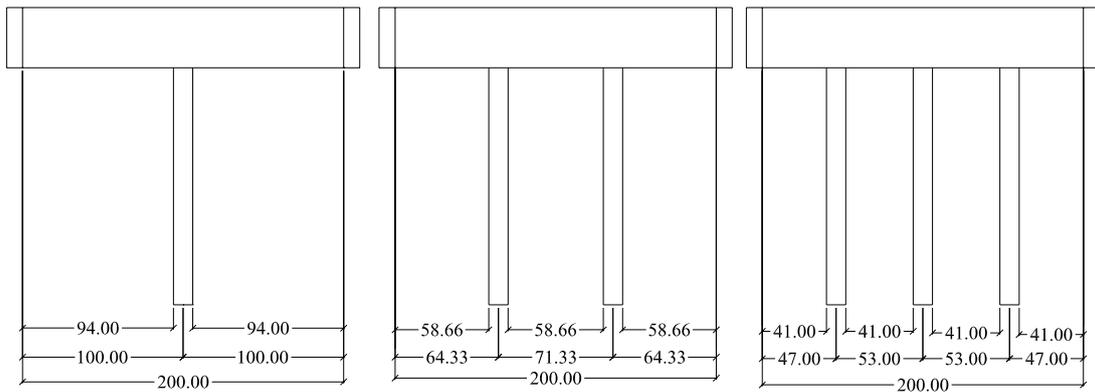
Figura 4.3 – Medida do espalhamento do cone invertido.

4.2.2 Fluidez na Caixa “L”

O aparato deste ensaio consiste em uma caixa de seção retangular em forma de “L”, com seções horizontal e vertical separadas por uma tampa removível. São dispostas barras de aço verticais na frente da tampa, com a finalidade de restringir o fluxo do concreto após a abertura da mesma. Podem ser usadas barras de diversos diâmetros, espaçadas com diferentes comprimentos. Para os ensaios realizados neste estudo, utilizaram-se barras de diâmetro 12 mm. O valor adequado de espaçamento livre entre barras é de cerca de três vezes o diâmetro máximo do agregado ou da fibra de aço. A Figura 4.4 mostra a caixa “L” (a) e as configurações de barras utilizadas no estudo (b).



(a) Dimensões da caixa “L”.



(b) Configurações de barras utilizadas (I, II, III).

Figura 4.4 – Caixa de acrílico em forma de “L”, e configurações do espaçamento entre barras.

Inicialmente, o ensaio foi realizado sem a presença de barra de aço. Em seguida, outras três configurações foram empregadas: com uma barra, com duas barras e com três barras. Conforme mencionado, as barras foram posicionadas na frente da abertura da tampa removível. As dimensões da caixa “L” e as distâncias entre barras para as configurações de duas e três barras estão de acordo com a norma NBR 15823-4 [145].

Terminado o escoamento da mistura de concreto, são medidas as alturas finais H1 e H2 (ver Figura 4.4), e o tempo total de fluxo. Quanto mais elevada a relação H2/H1 e quanto menor o tempo de fluxo, maior a facilidade de escoamento apresentada pela mistura.

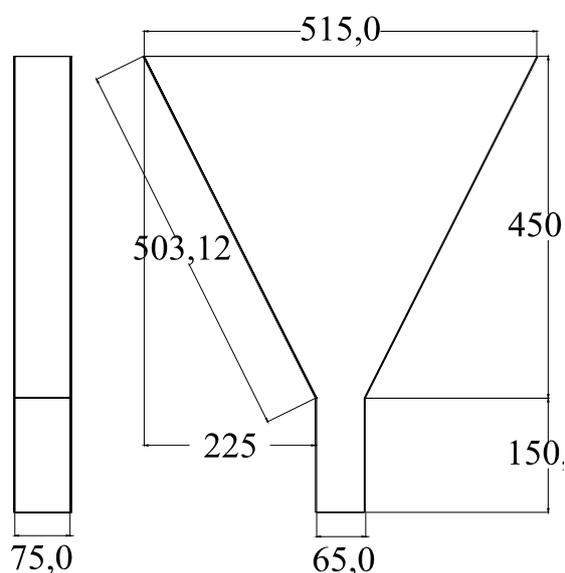
4.2.3 Fluidez no Funil “V”

O teste no funil “V” é utilizado para estimar a viscosidade e a capacidade de fluidez de concretos auto-adensáveis. O aparato de ensaio consiste em um funil em forma de “V”, com abertura inferior retangular (6,5 x 7,5 cm), conforme mostra a Figura 4.5. As dimensões do funil seguem a norma NBR 15823-5 [146].

Este ensaio avalia a facilidade com que o concreto flui. Um valor baixo de tempo de escoamento indica grande fluidez, enquanto um valor alto indica baixa fluidez. A ocorrência de entupimento da abertura inferior aponta dificuldades de lançamento e de adensamento do concreto.



(b) Vista do Funil “V”.



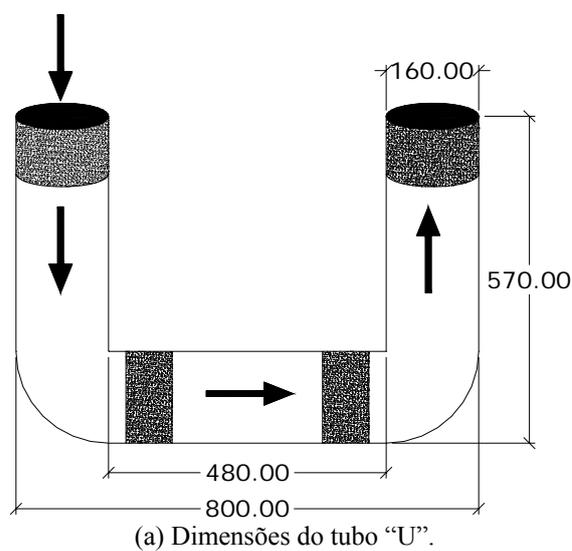
(a) Dimensões do Funil “V”.

Figura 4.5 – Funil “V” (dimensões em mm).

4.2.4 Auto-Nivelamento e Potencial de Segregação no Tubo “U”

O tubo “U” é utilizado para que se verifique se o concreto tem capacidade de autonivelamento, sem que ocorra segregação, e com plena ocupação dos espaços, não havendo aglomeração de fibras ou agregados. O ensaio consiste em lançar o concreto por uma das extremidades do tubo “U” e medir a altura por ele atingida na outra extremidade. O tubo, cujas dimensões constam na Figura 4.6-a, é mantido na posição

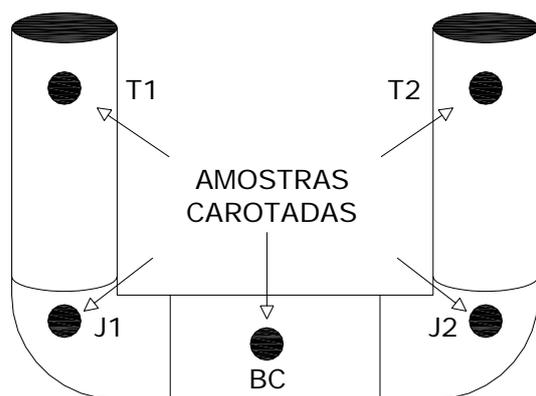
vertical (Figura 4.6-b) durante 24 horas após o lançamento do concreto. Passado esse tempo, desmolda-se o tubo.



(b) Tubo "U" preenchido de concreto.

Figura 4.6 – Tubo "U" (dimensões em mm).

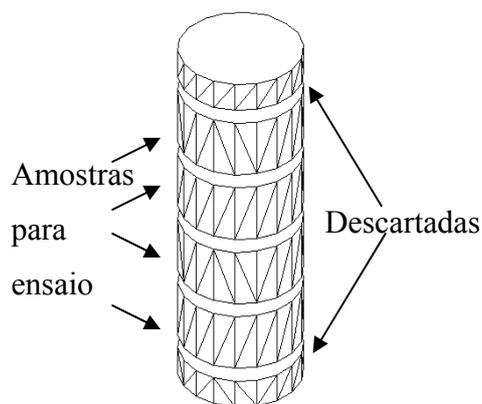
Em seguida à desmoldagem, investigou-se o potencial de segregação do concreto no estado endurecido, tendo sido realizados ensaios para determinar algumas propriedades (absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica aparente), de acordo com a norma NBR 9778 [147]. Foram carotadas amostras cilíndricas, de diâmetro 50 mm e altura 150 mm, do tubo "U". Cada amostra carotada teve suas partes extremas descartadas, e o restante foi então subdividido em 4 amostras menores, com diâmetro de 50 mm e altura de 25 mm (ver Figura 4.7). As amostras foram carotadas de diferentes partes do tubo, conforme ilustra a Figura 4.7.



(a) Esquema de carotagem.



(b) Extração das amostras.



(c) Seleção das amostras.

Figura 4.7 – Amostras carotadas do Tubo “U”.

4.2.5 Teor de Ar Aprisionado

A incorporação de ar melhora consideravelmente a trabalhabilidade do concreto de alto desempenho. Em muitos casos, um teor de 3 % a 4 % de ar aprisionado pode beneficiar as condições de lançamento e o acabamento final do concreto [140]. De acordo com [148], o ar incorporado no concreto pode variar de 0,6 % a 5,0 % sob condições normais (sem adição de agentes incorporadores de ar), sendo recomendado um valor entre 4 % e 7 %. Segundo [57] e [149], 2 % é um teor usual de ar aprisionado no concreto.

Entretanto, o ar incorporado é prejudicial às propriedades mecânicas do concreto no estado endurecido. Na produção de um concreto auto-adensável, o teor de ar aprisionado deve ser tal que, além de conferir boa trabalhabilidade à mistura, não altere as propriedades mecânicas e físicas para as quais ele foi dosado. A Figura 4.8 mostra o

aparelho por meio do qual a quantidade de ar aprisionado no concreto é medida (norma NBRNM47 [150]).



Figura 4.8 – Aparelho para medir o teor de ar aprisionado e incorporado no concreto.

4.2.6 Reologia Utilizando o Reômetro BTRHEOM

O BTRHEOM é um reômetro de pratos paralelos, cuja utilização é recomendada para concretos com abatimento superior a 100 mm e com agregado de diâmetro máximo 25 mm. Aproximadamente sete litros de concreto fresco são colocados no recipiente, em forma de cilindro vazado, do equipamento. Através de um sistema de pás ligado a um motor localizado sob o recipiente, a mistura de concreto é rotacionada em torno de um eixo vertical, conforme ilustra a Figura 4.9. Para diferentes velocidades de rotação impostas ao concreto, mede-se o torque gerado por sua resistência ao cisalhamento. Detalhes sobre o funcionamento do reômetro podem ser encontrados no trabalho de De Larrard et al. [23] e Hu e De Larrard [24].

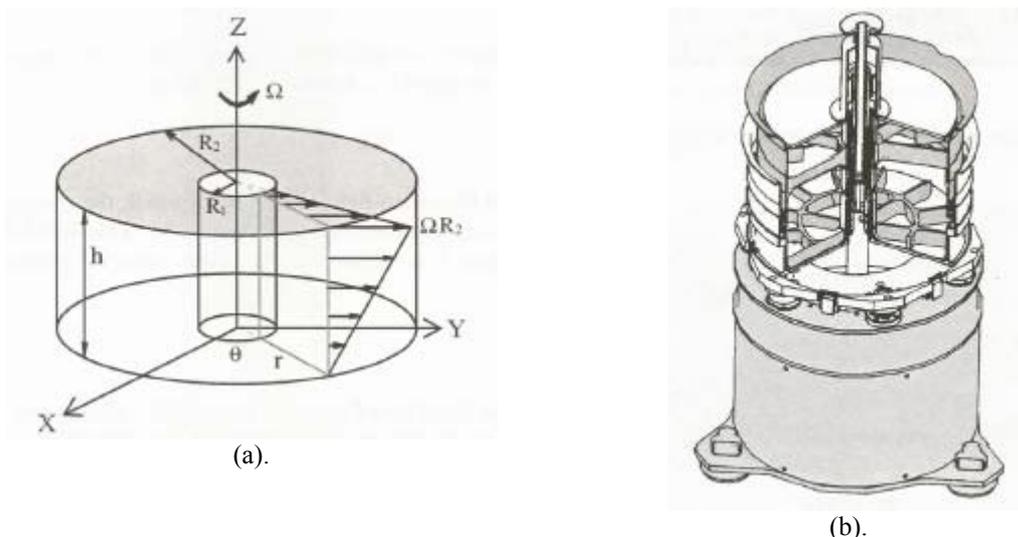


Figura 4.9 – Reômetro BTRHEOM [23]: (a) Princípio de funcionamento do BTRHEOM (DE LARRARD et al.,1997) e (b) Desenho esquemático do BTRHEOM (DE LARRARD et al.,1997).

O ensaio realizado através do reômetro BTRHEOM fornece uma série de pontos associando medidas de torque (Γ) e de velocidade de rotação (N). Relaciona-se torque e velocidade através de uma função cuja forma é apresentada na Equação 4.1.

$$\Gamma = \Gamma_0 + AN^b \quad \text{Equação 4.1}$$

De acordo com de Larrard et al. [17], o concreto no estado fresco pode se comportar como fluido de Bingham. Porém, o comportamento de concretos de alta trabalhabilidade e baixa tensão de escoamento, como os estudados no presente trabalho, é mais bem representado pelo modelo de Herschel-Bulkley. Inicialmente, são obtidos os parâmetros numéricos Γ_0 , A e b , através de uma regressão não-linear dos dados experimentais. Estes parâmetros são então correlacionados ao modelo de Herschel-Bulkley, para concreto fresco, conforme propõe o trabalho de Larrard et al. [23]. A Equação 4.2 expressa o modelo de *Herschel-Bulkley*, onde τ_0' , a e b são novos parâmetros característicos do material que descrevem o comportamento do concreto fresco.

$$\tau = \tau_0' + a \dot{\gamma}^b \quad \text{Equação 4.2}$$

As expressões que relacionam os parâmetros do material segundo o modelo *Herschel-Bulkley*, τ_0' e a , com os parâmetros numéricos Γ_0 , A e b (Eq. 1), foram

obtidas por De Larrard et al. [18], e estão apresentadas na Equação 4.3 e na Equação 4.4.

$$\tau_0' = \frac{3}{2\pi(R_2^3 - R_1^3)} \Gamma_0 \quad \text{Equação 4.3}$$

$$a = 0,9 \frac{(b+3)}{(2\pi)^{b+1}} \frac{h^b}{(R_2^{b+3} - R_1^{b+3})} A \quad \text{Equação 4.4}$$

Nestas expressões, R1 e R2 são respectivamente os raios interno e externo do recipiente do reômetro que condiciona o concreto fresco, e h é a altura da amostra (ver Figura 4.9-a). Os valores respectivos de R1, R2 e h são 20, 120 e 100 mm.

Tendo em vista que o modelo de *Herschel-Bulkley* é não-linear, para que seja mantida uma correspondência entre este modelo e o modelo de *Bingham*, determina-se uma viscosidade plástica equivalente utilizando os parâmetros *a* e *b*, através da Equação 4.5, apresentada por De Larrard et al. [18].

$$\mu' = \frac{3a}{b+2} \dot{\gamma}_{\max}^{b-1} \quad \text{Equação 4.5}$$

onde $\dot{\gamma}_{\max}$ representa a máxima taxa de deformação verificada durante o ensaio ($\dot{\gamma}_{\max} = 6 \text{ s}^{-1}$).

4.3 Propriedades Mecânicas

Os corpos-de-prova de todos os concretos produzidos foram submetidos a ensaios mecânicos, realizados na máquina servo-controlada UH-F1000 kNI, fabricada pela empresa japonesa Shimadzu, com capacidade de carga de 1000 kN. Foram realizados os seguintes testes para a determinação das propriedades mecânicas dos concretos produzidos: ensaios de compressão, ensaios de flexão (monotônicos e cíclicos), ensaios de cisalhamento e ensaios de tração direta. Também foram feitos ensaios de flexão em painéis circulares. A Figura 4.10 ilustra a máquina utilizada nos ensaios mecânicos.



Figura 4.10 – Máquina de ensaios Shimadzu, servo controlada UH-F1000 kNI.

Três amostras de cada concreto foram submetidas aos ensaios mecânicos, possibilitando uma análise estatística dos resultados obtidos. Para tanto, foi empregado o programa computacional ORIGINPRO7, que usa o Método de Variância (ANOVA) [151]. Utilizou-se o Método de Tukey, a um nível de significância igual a 95 %.

4.3.1 Comportamento à Compressão

Através dos ensaios de compressão, realizados em corpos-de-prova cilíndricos (diâmetro 100 mm, altura 200 mm), foram determinados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos concretos, de acordo com a prescrição da norma NBR 5739 [152]. Os ensaios de resistência à compressão foram realizados em corpos-de-prova com idade de 28 dias, a uma taxa de deformação axial de 0,01 mm/min. A deformação axial do corpo-de-prova foi tomada como a média de valores medidos por dois LVDT's, que foram acoplados à região central do corpo-de-prova, através de anéis metálicos. As deformações e o carregamento aplicado foram registrados por um sistema de aquisição de dados "ADS 2000" de 16 bits, da marca Lynx. A instrumentação dos corpos-de-prova utilizados no ensaio de compressão é mostrada na Figura 4.11.

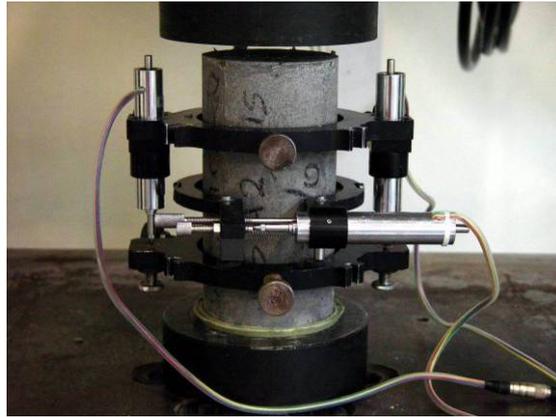


Figura 4.11 – Instrumentação dos corpos-de-prova para ensaio de compressão.

O módulo de elasticidade dos concretos foi calculado a partir do diagrama tensão-deformação obtido por meio dos ensaios de compressão, conforme indica a Equação 4.6:

$$E = \frac{(\sigma_{c2} - \sigma_{c1})}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_{c1}} \quad \text{Equação 4.6}$$

onde:

E - módulo de elasticidade do concreto;

σ_{c2} - tensão normal correspondente a 40 % do valor da carga última;

σ_{c1} - tensão normal correspondente à deformação axial de 0,000050 (ε_{a1});

ε_{a2} - deformação axial correspondente à tensão σ_{c2} ;

ε_{a1} - deformação axial de 0,000050.

4.3.2 Comportamento à Tração Direta

Um sistema rígido (condição com extremidades fixas) foi empregado para a efetuação dos ensaios de tração direta. O aparato inicial para este tipo de ensaio foi desenvolvido por [153], consistindo de dois acessórios ligados entre si por rótulas esféricas, para assegurar o alinhamento da amostra, e por placas de aço coladas na amostra através de uma resina epóxi. Para os ensaios de tração com o sistema rígido, o aparato sofreu modificações realizadas por [62].

O aparato utilizado para a realização dos ensaios de tração direta está ilustrado na Figura 4.12. Feito de aço maciço, ele é mantido preso entre as garras da máquina de ensaio, evitando o contato da amostra com a máquina e impedindo o esmagamento da mesma. Para fixar o aparato à amostra, foi desenvolvido um segundo acessório com placas de aço, ligado ao sistema rígido por três pinos de aço. A transferência de cargas para a amostra é feita através de placas de aço coladas na lateral da mesma por meio de um adesivo epóxi de alta resistência.

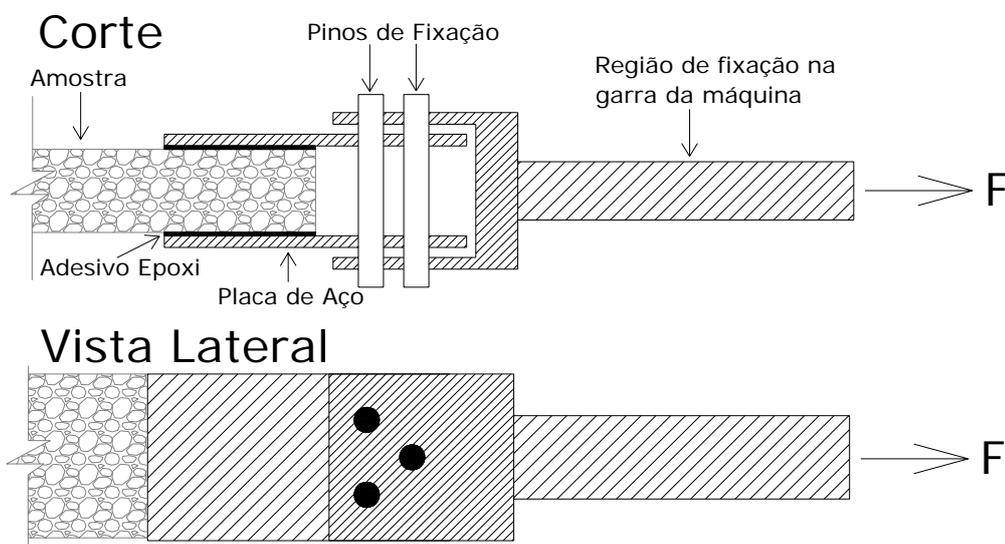


Figura 4.12 – Sistema rígido utilizado para os ensaios de tração direta.

A amostra utilizada para os ensaios de tração direta é mostrada na Figura 4.13-a. O molde usado na confecção das amostras consiste de um prisma (100x100x400 mm), ao qual foi aparafusado um redutor de seção (Figura 4.13-b). Após a moldagem (Figura 4.13-c), os corpos-de-prova foram colocados em uma câmara úmida, e, passados 20 dias, foram cortados para gerar 2 corpos-de-prova idênticos. A Figura 4.13-d ilustra a configuração final de amostra para ensaio de tração direta.

Ao longo do processo de colagem das placas auxiliares, houve necessidade de se assegurar o alinhamento de todas as placas. Além disso, durante o processo de transferência de cargas entre a garra da máquina de ensaio e a amostra, é importante a ausência de excentricidade. Segundo [154], pequenos valores de excentricidade no carregamento podem resultar em uma redução de 25 % a 50 % na resistência à tração

direta calculada. A garantia do alinhamento da colagem foi feita por meio de um sistema de cantoneira com pinos guias, conforme mostrado na Figura 4.14.

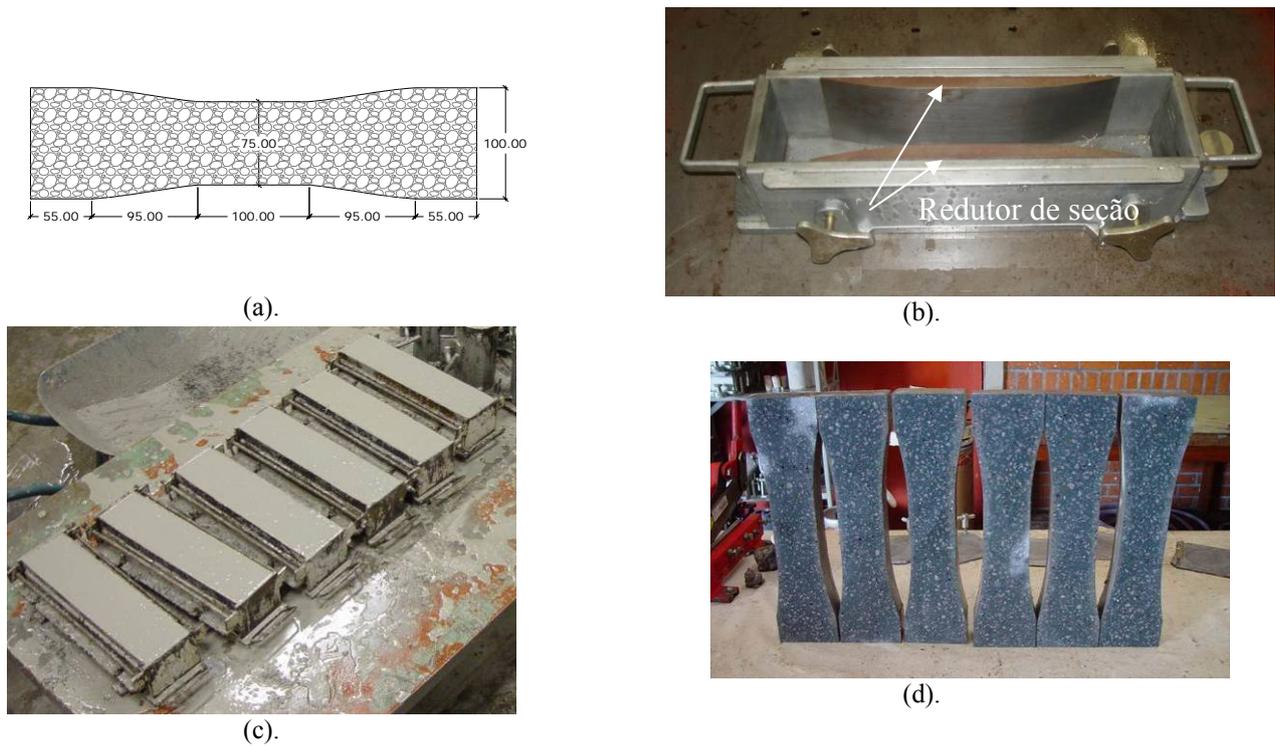


Figura 4.13 – Tração direta: (a) dimensões das amostras; (b) molde com redutor de seção; (c) amostras moldadas; (d) amostras após cortadas através de serra diamantada.

Os ensaios foram realizados com controle de deslocamento do travessão a uma taxa de 0,1 mm/min.

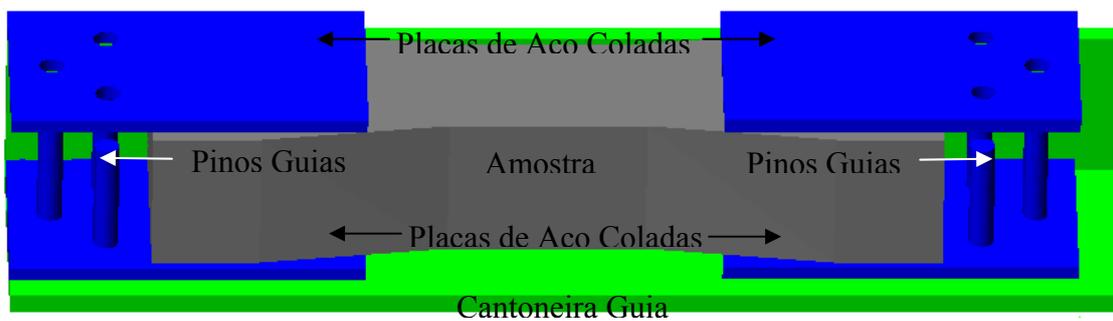


Figura 4.14 – Sistema de colagem das amostras para garantir alinhamento.

Os deslocamentos axiais do corpo-de-prova foram medidos através de dois LVDT's acoplados, por meio de anéis, à região central do mesmo. A Figura 4.15 ilustra a configuração para ensaios de tração direta. Com os dados de deslocamento axial, obtém-se a deformação axial do corpo-de-prova, sob uma base de leitura de 100 mm.

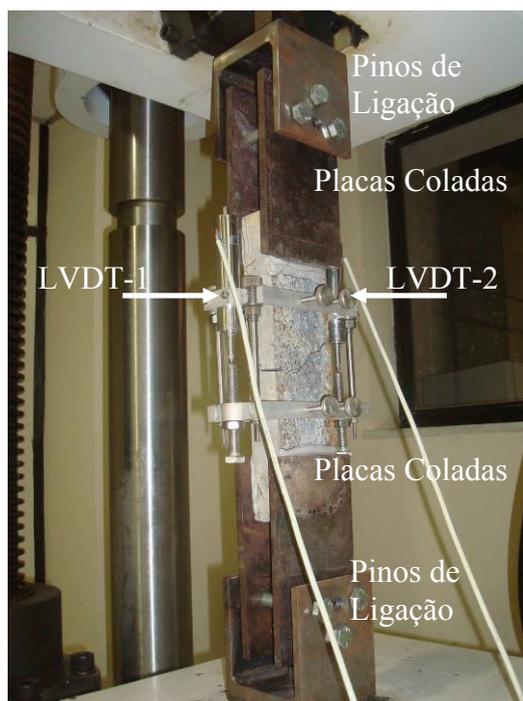


Figura 4.15 – Configuração do ensaio de tração direta para amostras prismáticas.

Seis amostras de cada tipo de concreto foram ensaiadas, a uma idade de 28 dias. Foram obtidas, a partir dos ensaios, curvas tensão x deformação para as matrizes, e curvas tensão x deslocamento para os concretos fibrosos.

A resistência à tração direta foi calculada a partir da Equação 4.7:

$$\sigma = \frac{P}{b.h} \quad \text{Equação 4.7}$$

onde:

P - é a carga máxima da amostra;

b - largura da seção transversal da amostra;

h - altura da seção transversal da amostra.

4.3.3 Comportamento ao Cisalhamento

O ensaio de resistência ao cisalhamento foi realizado conforme proposto por Mirsayah e Bantia [70], que se basearam na norma japonesa JSCE-SF6, e implementado na COPPE/UFRJ por Marangon [4]. De modo a que fosse possível utilizar a máquina Shimadzu (mostrada na Figura 4.10) para a realização dos ensaios de cisalhamento, foram produzidas as peças ilustradas na Figura 4.16. Para a medição de

deslocamento, foram acopladas à mesa da máquina duas bases magnéticas, contendo dois LVDT's, em ambos os lados da amostra a ser ensaiada. Fixaram-se, no centro da amostra, duas guias de aço, nas quais eram apoiados os LVDT's. O aparato desenvolvido para a medição de deslocamento, no ensaio de cisalhamento, é ilustrado na Figura 4.16. A velocidade de ensaio foi definida pelo controle da deslocamento vertical do travessão, a uma taxa de 0,1 mm/min, e as amostras foram ensaiadas aos 28 dias de idade.

As amostras utilizadas para o ensaio de resistência ao cisalhamento são prismáticas, com dimensões 100x100x400 mm. Foram feitos entalhes, utilizando-se uma serra de mármore, nas seções das amostras em que o cisalhamento se verifica, conforme pode ser visto na Figura 4.17. Os valores médios da profundidade e da largura do entalhe foram de, respectivamente, 10 e 2,4 mm.

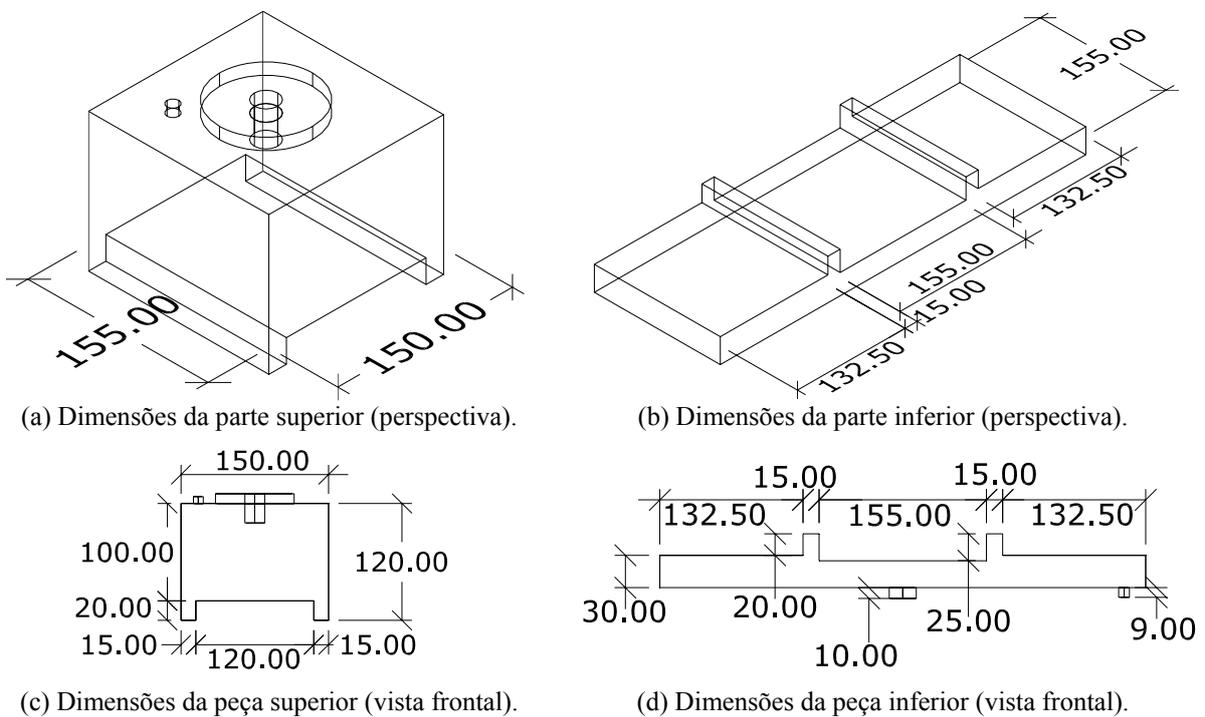


Figura 4.16 – Dimensões (em mm) do aparato utilizado para o ensaio de cisalhamento.



Figura 4.17 – Instrumentação dos corpos-de-prova para os ensaios de cisalhamento.

Admitindo-se uma distribuição linear de tensões e deformações, a resistência máxima ao cisalhamento foi calculada a partir da Equação 4.8:

$$\tau = \frac{0,5.P}{(b - 2.e).(h - 2.e)} \quad \text{Equação 4.8}$$

onde:

P - carga máxima verificada no decorrer do ensaio;

b - largura da seção transversal da amostra;

h - altura da seção transversal da amostra.

e - profundidade média do entalhe.

4.3.4 Comportamento à Flexão

Para os ensaios de flexão, tanto a máquina de aplicação de força quanto o sistema de aquisição de dados foram os mesmos utilizados nos ensaios de compressão. O ensaio foi realizado com controle de deslocamento do travessão da máquina a uma taxa de 0,5 mm/min. As amostras prismáticas utilizadas para o teste de flexão têm dimensões 100x100x400 mm, e foram ensaiadas a uma idade de 28 dias. A distância entre apoios (vão livre) foi de 300 mm. Assim, obteve-se uma relação entre vão livre e altura da amostra igual a 3, conforme prescreve a norma NBR NM 55 [155]. A máquina impõe duas cargas concentradas, cada uma delas à distância de L/3 (um terço do vão livre) até o apoio mais próximo. A deflexão vertical do ponto central da amostra, ou seja, a flecha, foi medida por meio de um transdutor elétrico de deslocamento acoplado

a um dispositivo tipo Yoke, posicionado à altura média da amostra prismática. Na Figura 4.18, é mostrada a instrumentação dos corpos-de-prova utilizados no ensaio de flexão.

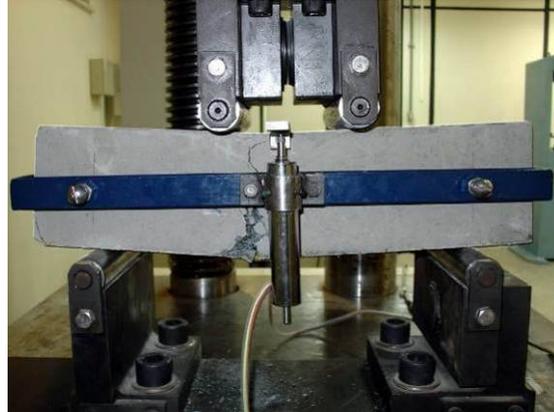


Figura 4.18 – Aparato para ensaio de flexão.

Os resultados provenientes do ensaio possibilitam a determinação da tensão de primeira fissura (tensão correspondente ao início do processo de fissuração da amostra) e da resistência à flexão (tensão máxima pós-fissuração) do concreto. Admitindo-se uma distribuição linear de tensões e deformações, a resistência à flexão é calculada a partir da Equação 4.9:

$$\sigma = \frac{6.M}{b.h^2} \quad \text{Equação 4.9}$$

onde:

M - momento fletor na seção média do vão livre da amostra, relativo ao máximo valor de força registrado;

b - largura da seção transversal da amostra;

h - altura da seção transversal da amostra.

4.3.4.1 Comportamento de Ciclos de Carregamento/Descarregamento à Flexão

Na literatura técnica, encontram-se diversos trabalhos contendo resultados referentes a carregamentos cíclicos de flexão em concretos reforçados com fibra ([90], [91], [92], [93], [95], [96]). Os ensaios, em sua maioria, são realizados em corpos-de-prova não fissurados, em que a tensão máxima imposta é igual à resistência à flexão do concreto sem adição de fibra, e as frequências utilizadas para o carregamento variam,

normalmente, entre 1 e 20 Hz. No presente trabalho, optou-se pela utilização de carregamento cíclico de frequência bastante baixa, podendo o ensaio ser considerado quase-estático. Os ensaios de ciclos de carga/descarga de flexão foram realizados na máquina de ensaios Shimadzu, mostrada na Figura 4.10, com deslocamento controlado, a uma velocidade de 0,5 mm/min, o que corresponde a uma frequência de aproximadamente 0,00625 Hz (período de 160 segundos). As amostras utilizadas para o ensaio de ciclos de flexão são prismas com dimensões 100x100x400 mm. A relação entre o vão livre e a altura da viga foi igual a 3, estando de acordo com a norma NBR NM 55 [155]. Tanto as dimensões da viga (amostra) ensaiada quanto os pontos em que o carregamento foi aplicado foram similares aos do ensaio de flexão. As amostras foram ensaiadas a uma idade de 28 dias. A medida da flecha do ponto central da viga foi obtida por meio de um transdutor elétrico de deslocamento acoplado a um dispositivo tipo “Yoke”, posicionado à altura média da amostra prismática. A instrumentação dos corpos-de-prova utilizados no ensaio de ciclos de resistência à flexão é mostrada na Figura 4.18.

Os ensaios de ciclos de flexão foram realizados com três diferentes níveis de carregamento. Considerando-se ΔF a diferença entre a carga máxima (P_u) e a carga de primeira fissura (P_f) obtida no ensaio estático de flexão ($\Delta F = P_u - P_f$), as cargas máximas dos três níveis de carregamento foram: carga de primeira fissura somada a 25 % de ΔF ; carga de primeira fissura somada a 50 % de ΔF ; carga de primeira fissura somada a 75 % de ΔF (Equação 4.10).

$P_{max} = P_f + 0,25.\Delta F$	Nível 01	
$P_{max} = P_f + 0,50.\Delta F$	Nível 02	
$P_{max} = P_f + 0,75.\Delta F$	Nível 03	Equação 4.10

A Figura 4.19 ilustra o incremento ΔF . Em todos os níveis de carregamento, a relação (R) entre a carga mínima (P_{min}) e a carga máxima (P_{max}) utilizada durante a aplicação dos ciclos foi de 0,1, conforme a Equação 4.11.

$$R = \frac{P_{min}}{P_{max}} \qquad \text{Equação 4.11}$$

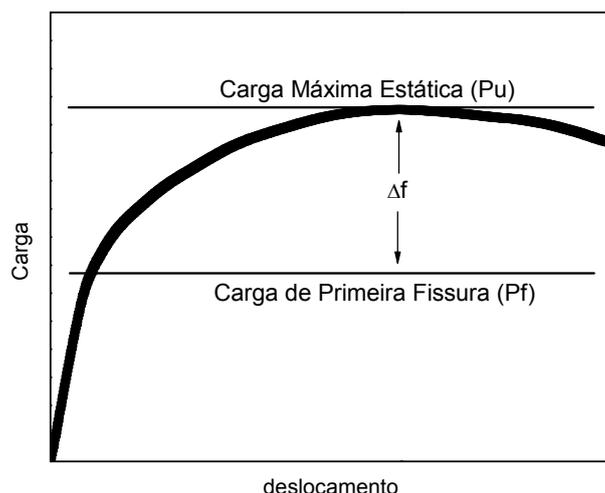


Figura 4.19 – Determinação do incremento de carga.

A Figura 4.20 mostra os sinais, no tempo, do carregamento teórico e do carregamento experimental. Ao se atingir a carga máxima, em cada ensaio, este valor de carga era mantido durante 15 segundos. Passado este tempo, iniciava-se o descarregamento, e, atingida a carga mínima, a mesma também era mantida por 15 segundos. Esse tempo de permanência de 15 segundos foi necessário para o registro fotográfico da viga, utilizado posteriormente para a medição das aberturas das fissuras.

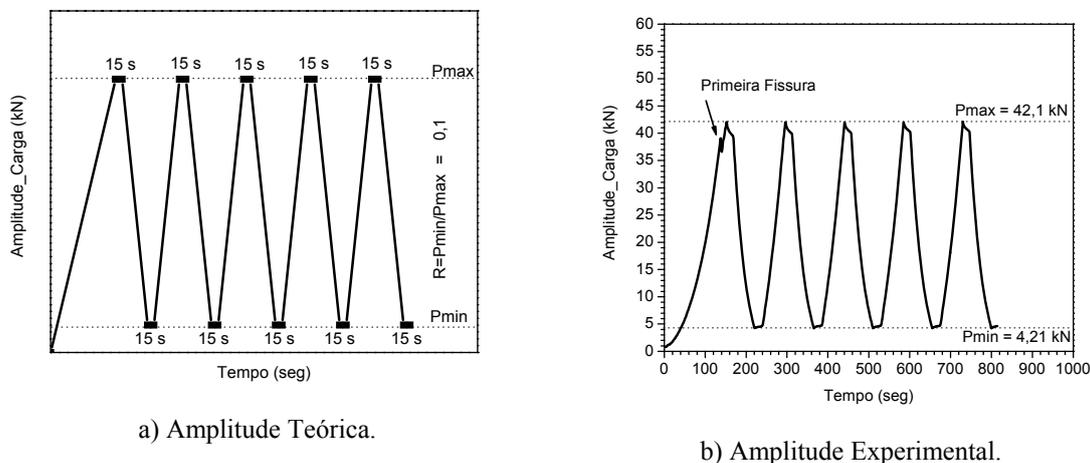


Figura 4.20 – Amplitude de carregamento.

A Figura 4.21 mostra uma curva típica dos ciclos de carregamento aplicados. Iniciava-se o processo de carregamento da amostra de concreto, até ser atingido o carregamento máximo determinado. Em seguida, a carga ia sendo reduzida até se alcançar a carga mínima. Esta etapa foi considerada de “carregamento estático” (CE). A partir desse ponto, os ciclos “dinâmicos” de carregamento começavam a ser contados. Foram, assim, aplicados 4 ciclos para cada amostra, conforme representado na Figura

4.21. A partir das curvas carga x deslocamento, calculou-se o módulo de elasticidade cíclico residual para cada ciclo, através da mesma expressão utilizada para o cálculo do módulo de elasticidade aparente (ou seja, relativo ao carregamento estático). Esta expressão é apresentada na Equação 4.12. O módulo cíclico foi obtido entre o valor do carregamento mínimo e o carregamento máximo.

$$E = \frac{P.a}{24.I.u} (3.L^2 - 4a^2) \quad \text{Equação 4.12}$$

onde:

P – carga máxima;

a – distância entre o apoio e o ponto de aplicação do carregamento;

I – momento de inércia da seção transversal da viga;

u – deslocamento vertical medido no meio da viga;

L – distância entre os apoios.

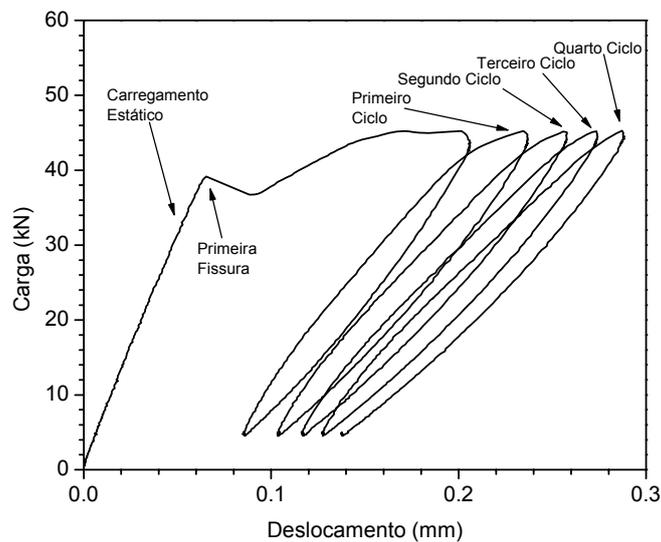


Figura 4.21 – Ciclos de carga/descarga.

É apresentada, na Figura 4.22, fotografia de uma região de uma amostra, tirada durante o carregamento cíclico de flexão. Como já mencionado, a partir destas fotografias foram feitas, posteriormente, as medições das aberturas das fissuras que surgiram ao longo do ensaio.

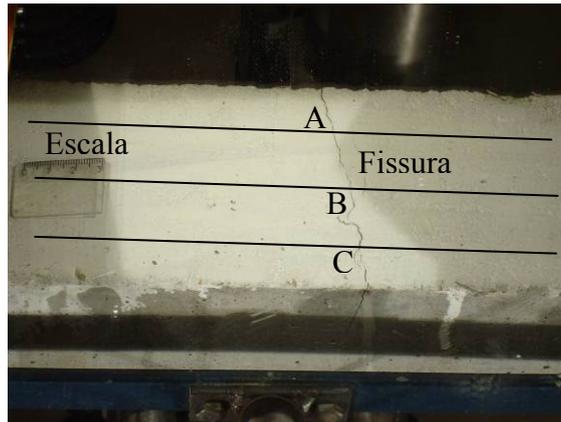


Figura 4.22 – Medida de abertura de fissuras.

Com o intuito de tornar as fissuras mais visíveis, uma fina camada de tinta branca a base de água foi aplicada na superfície inferior da amostra. Abaixo desta superfície, foi posicionado um espelho, entre os dois apoios da amostra, através do qual o surgimento e a progressão das fissuras podia ser observado. A máquina fotográfica foi então colocada de forma a obter uma imagem de alta qualidade da parte de baixo da amostra, permanecendo fixa do início ao fim do ensaio. A medição da abertura das fissuras foi realizada com o auxílio do programa ImageJ 1.42q [156]. Definindo-se uma escala de referência para o programa, ele é capaz de realizar as medições necessárias.

Foram selecionadas, para análise, apenas as fissuras que atravessavam totalmente, na largura, a parte de baixo das amostras. Para cada fissura selecionada, sua abertura era medida em três diferentes pontos, denominados A, B e C (Figura 4.22). Calculavam-se, a seguir, a média e o desvio-padrão das três medidas de abertura da fissura, a cada ciclo de carregamento. Procedeu-se, também, a uma análise estatística, através do programa ANOVA [151], com um nível de significância de 0,5 %.

Após os ensaios cíclicos, as amostras foram submetidas a ensaios estáticos de flexão, para a determinação de sua resistência residual à flexão e de sua rigidez residual, conforme apresentado no item 4.3.4.

4.3.5 Comportamento à Flexão de Painéis Circulares

Os ensaios de flexão em painéis circulares foram realizados através da máquina de ensaios Shimadzu, mostrada na Figura 4.10, tendo sido empregado o mesmo sistema de aquisição de sinais utilizado para ensaios de compressão. O deslocamento do

travessão da máquina foi controlado, a uma velocidade de 0,1 mm/min. As amostras para este tipo de ensaio são painéis circulares, com 100 mm de altura e 600 mm de diâmetro. O ensaio consiste em aplicar uma carga axial no ponto central da amostra, colocada sobre três apoios, e medir o deslocamento vertical deste ponto. Obtém-se, assim, a curva carga vs. deslocamento referente à amostra de concreto, a partir da qual é calculada a sua tenacidade (capacidade de absorção de energia). Tomou-se como referência a norma ASTM C1550 [78], cujos procedimentos foram adaptados às condições do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ.

Foram ensaiadas três amostras de cada um dos seguintes concretos: C1; C1.1%65; C1.1,25%65; C1.1,5%65; C2; C2.1%80; C2.1,25%65 e C2.1,25%80. Formas de madeira foram confeccionadas para a moldagem das amostras, que foi realizada vertendo-se o concreto diretamente, conforme mostra a Figura 4.23. Após a concretagem e a regularização da parte superior do painel, as amostras foram cobertas com mantas umedecidas. Passadas 48 horas, as amostras foram desmoldadas e levadas a uma câmara úmida, onde permaneceram por 28 dias, sendo então submetidas ao ensaio.



Figura 4.23 – Concretagem dos painéis circulares.

A Figura 4.24 mostra um esquema da posição de aplicação do carregamento e dos apoios utilizados nos ensaios de flexão de painéis circulares. Um disco de aço, de 100 mm de diâmetro, foi colocado entre a rótula da máquina Shimadzu e a amostra (Figura 4.24-a), e os apoios tinham formato cilíndrico, com 50 mm de diâmetro (Figura 4.24-b).

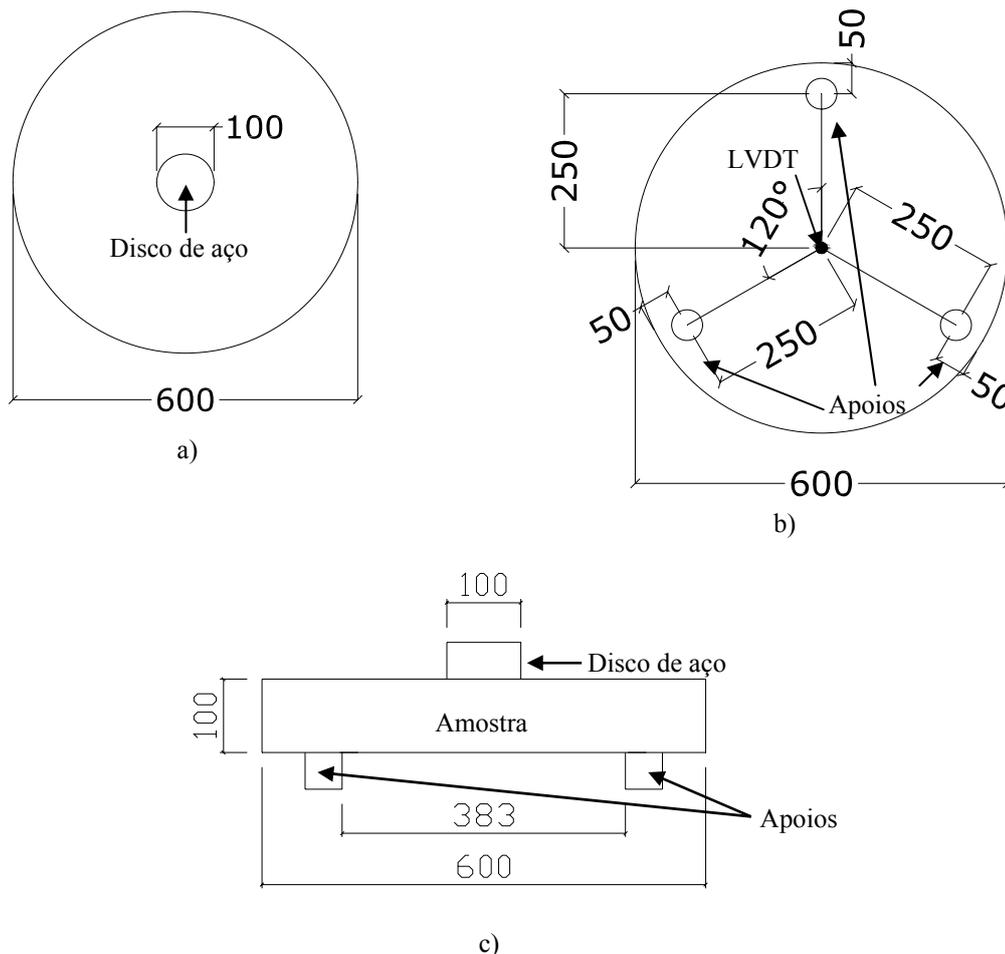


Figura 4.24 – Posição de aplicação do carregamento e dos apoios: a) Posição da rótula de aplicação do carregamento na parte superior do painel circular, b) Posição dos apoios e do LVDT na centro da amostra na parte inferior da painel circular e c) seção transversal. (cotas em mm).

A Figura 4.25 mostra os equipamentos utilizados e a montagem do sistema desenvolvido para o ensaio dos painéis circulares. Os apoios possuem um sistema rígido, sem rótulas (Figura 4.25-a). Para evitar qualquer concentração de tensões, foi colocado neoprene entre a amostra e a bolacha de aço (Figura 4.25-b). As Figura 4.25-c e d apresentam detalhes do aparato de ensaio.

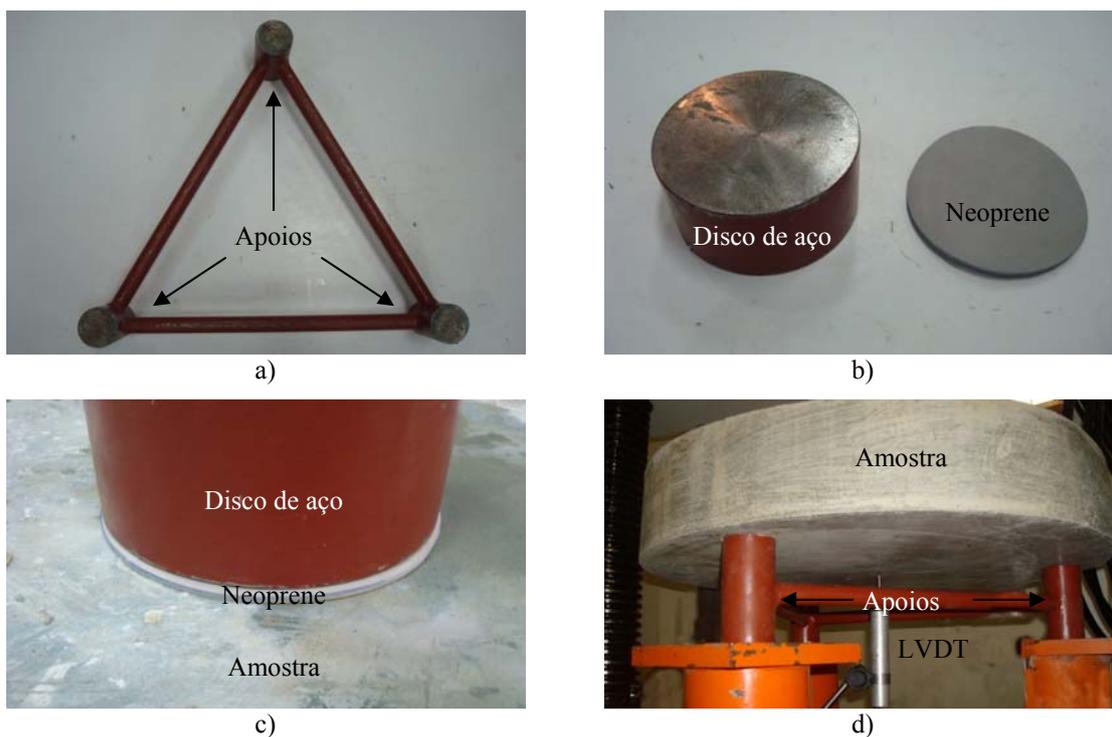


Figura 4.25 – Equipamentos e montagem do sistema para o carregamento dos painéis circulares: a) Sistema de apoios; b) Bolacha de aço colocada e neoprene; c) Sistema montado para a aplicação do carregamento; d) Sistema de apoios montado.

Apresenta-se, na Figura 4.26, uma visão geral do aparato desenvolvido para os ensaios de flexão em painéis circulares.



Figura 4.26 – Visão geral do aparato para ensaio dos painéis circulares.

4.3.6 Tenacidade

A tenacidade de um material representa a sua capacidade de absorver energia ao sofrer tensões e, por conseqüência, se deformar. Existem diferentes metodologias para se calcular os índices relativos à tenacidade de um concreto, e, no presente trabalho, três delas foram utilizadas. Determinaram-se os índices de tenacidade à flexão dos concretos através das normas ASTM C1018 e NBN B15-238. Conforme a norma RILEM [157], foram também calculados os valores de tenacidade relativos à flexão, ao cisalhamento e à tração dos concretos estudados.

4.3.6.1 Índices de Tenacidade da ASTM C1018

Segundo a ASTM C1018, o índice de tenacidade é obtido dividindo-se a área total sob a curva carga-deslocamento (ensaio de flexão), até um determinado valor de deslocamento, pela área sob a mesma curva, até o ponto referente à primeira fissura.

Utilizam-se como pontos de delimitação das áreas valores múltiplos da deformação relativa ao surgimento da primeira fissura. Assim, por exemplo, o índice I5 refere-se à relação entre as áreas OACD e OAB, onde o ponto D corresponde a um deslocamento igual a três vezes o deslocamento que ocorre na primeira fissura (Figura 4.27, traçada para um material elasto-plástico ideal) [158]. Os índices I10, I20 e I30 referem-se respectivamente a 5,5, 10,5 e 15,5 vezes o deslocamento da primeira fissura.

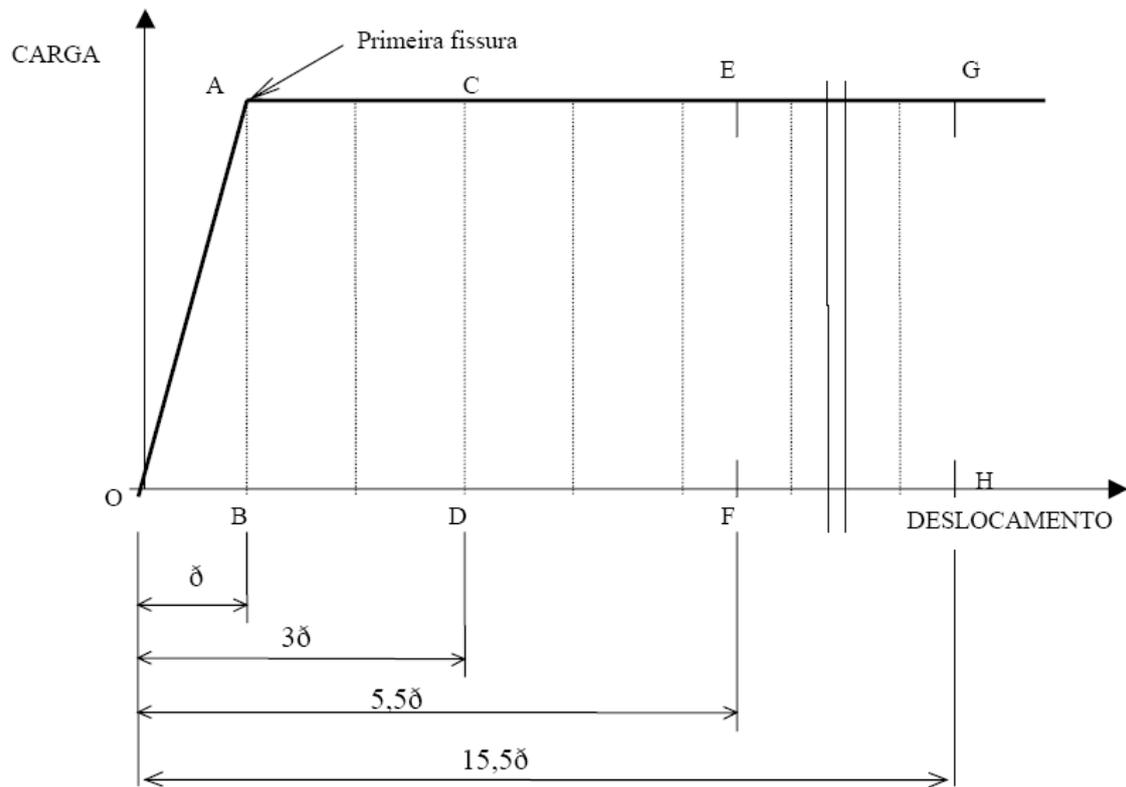


Figura 4.27 – Índices de tenacidade, indicados em curva carga x deslocamento, Segundo aa norma ASTM C1018 (1994) [158].

4.3.6.2 Índices de Tenacidade da Norma Belga NBN B15-238

A norma belga NBN B15-238 propõe outro método para cálculo de tenacidade. Segundo esta norma, o índice de tenacidade é dado pelas relações entre cargas $P^* = P_n / P_f$, onde P_f é a carga referente à primeira fissura, e P_n são as cargas referentes a determinados valores de deslocamento. No presente estudo, foram definidos os seguintes valores para n: 0,125; 0,25; 0,50; 0,75; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0 e 4,5 mm.

4.3.6.3 Tenacidade

De acordo com procedimento prescrito pela Rilem, a tenacidade é calculada através da área sob a curva carga x deslocamento, da origem até o ponto, pós-pico, em que a carga representa 40 % da carga máxima (carga de pico).

No presente estudo, foram calculados valores de tenacidade (área sob a curva carga x deslocamento) referentes a diversos deslocamentos. Além da tenacidade à flexão, também foram estimadas as tenacidades ao cisalhamento e à tração direta. Os deslocamentos definidos para cálculo de tenacidade foram os seguintes:

- Ensaio de flexão e de cisalhamento: deslocamento de pico; 0,75; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0; e 5,0 mm;

- Ensaio de tração direta: deslocamento de pico; 0,1; 0,2; 0,5; 1,0; 1,5; 2,0 e 3,0 mm.

A tenacidade dos concretos é então obtida por meio da Equação 4.13.

$$T_i = \frac{A}{b.h}$$

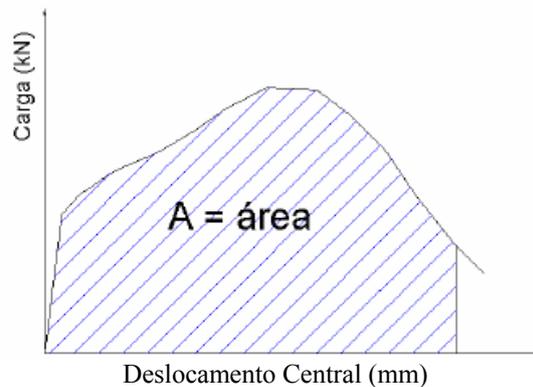
Equação 4.13

Onde: T_i =tenacidade até o deslocamento i ;

b =largura da seção transversal da amostra;

h = altura da seção transversal da amostra;

A = área sob a curva carga x deslocamento.



4.4 Determinação das Variações Dimensionais

Estudaram-se as variações dimensionais ocorridas nos concretos auto-adensáveis, ocasionadas pela perda de água existente em sua estrutura porosa. Com o objetivo de se chegar a um melhor entendimento acerca do fenômeno, foram

investigadas as retrações autógenas, as retrações por secagem, e a fluência (sob compressão e sob tração).

4.4.1 Retração Autógena

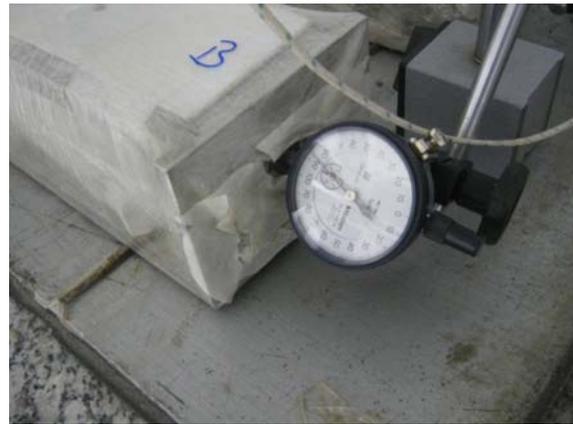
A retração autógena consiste na variação dimensional (volumétrica) de uma mistura cimentícia causada pela remoção de parte da água nela contida. O responsável por esse consumo de água é o processo de hidratação do cimento anidro. O ensaio foi realizado em três amostras prismáticas de dimensões 75 x 75 x 285 mm. Durante a montagem dos moldes, são colocadas, em seu fundo e em suas laterais, placas de teflon, para que as variações volumétricas não sejam restringidas. A leitura das variações volumétricas é feita com o auxílio de pinos metálicos que atravessam o orifício das laterais de teflon e dos moldes. Encontram-se maiores detalhes em [62] e [159].

A Figura 4.28 ilustra as etapas do ensaio de retração autógena. Os corpos-de-prova foram moldados em uma única camada. Termopares tipo J foram posicionados à meia altura da amostra, para quantificar as deformações de origem térmica, e subtraí-las da deformação medida (ver Figura 4.28-a). Após a moldagem dos corpos-de-prova, os moldes foram envolvidos em filme plástico nas duas direções (transversal e longitudinal), evitando troca de umidade com o meio externo. Os termopares foram conectados a um sistema de aquisição de dados (MyPCLab) para o monitoramento da elevação de temperatura.

No instante que antecede o tempo de pega, aproximadamente dez horas após a moldagem, relógios comparadores e LVDT's fixados em bases magnéticas foram posicionados na extremidade externa dos pinos metálicos (ver Figura 4.28-b). Tem-se, neste ponto, a leitura que será a referência inicial para a obtenção das variações volumétricas (ver Figura 4.28-c). As amostras permaneceram nessa posição por 7 dias, tempo em que a temperatura das amostras foi estabilizada com a temperatura da sala de ensaio. Em seguida, foi realizada a desmoldagem e a selagem das amostras com filme plástico e fita de alumínio. A partir desse momento, as leituras foram realizadas por meio de um comparador de retração digital (ver Figura 4.28-d). Para maiores detalhes e informações sobre este ensaio, consultar [159].



a)



b)



c)



d)

Figura 4.28 – Etapas do ensaio de retração por autógena: a) Posição do termopar e selagem do corpo-de-prova; b) Posicionamento do relógio comparador; c) Configuração da primeira etapa do ensaio de retração autógena; d) Corpo-de-prova para leitura em posição vertical.

A deformação de retração autógena foi determinada através da Equação 4.14. As variações de comprimento ΔL são obtidas a partir da leitura inicial e das leituras obtidas em diferentes instantes de tempo.

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Equação 4.14

onde:

ε = deformação de retração autógena;

ΔL = variações dimensionais;

L = distância entre os pinos metálicos no interior do molde.

4.4.2 Retração por Secagem

A retração por secagem consiste em deformações sofridas pelo concreto em virtude da perda da água fisicamente adsorvida do CSH para o meio externo, devido à exposição do material a variações de umidade. O ensaio foi realizado em amostras prismáticas de dimensões de 75x75x285 mm. Nas partes laterais das amostras são fixados pinos, por meio dos quais são obtidas as leituras de variações de volume impostas ao material. Informações mais detalhadas sobre este ensaio são encontradas em [62].

A Figura 4.29 ilustra as etapas do ensaio de retração por secagem. As amostras foram moldadas em uma única camada, e, em seguida à concretagem, foram mantidas em cura por um período de 48 horas, com o auxílio de mantas umedecidas. Após esse período, as amostras foram desmoldadas e mantidas em cura úmida por 28 dias. Antes da realização da leitura, é necessário zerar o relógio comparador com o auxílio de uma barra de referência Invar (Figura 4.29-a). Depois que as amostras foram retiradas da câmara úmida, fez-se a leitura inicial de seu comprimento e de sua massa, em uma balança analítica (Figura 4.29-b e c). A partir desse ponto, as amostras são mantidas ao ar, em uma sala climatizada, com controle de umidade ($50 \% \pm 2 \%$) e de temperatura ($21 \text{ }^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$) (Figura 4.29-d). As leituras são realizadas em diversos instantes de tempo, porém com uma maior frequência na primeira semana.



Figura 4.29 – Etapas do ensaio de retração por secagem: a) Barras de referência de Invar; b) Leitura das variações de retração por secagem no relógio comparador; c) Verificação da perda de massa; d) Acondicionamento das amostras após as leituras.

A deformação proveniente da retração por secagem é obtida pela Equação 4.14, apresentada anteriormente. A perda relativa de massa das amostras é calculada através da Equação 4.15.

$$W = \frac{m_f - m_i}{m_i} \quad \text{Equação 4.15}$$

onde:

m_i = massa inicial da amostra, após 28 dias de cura em água;

m_f = massa da amostra em um determinado instante de tempo.

4.4.3 Fluência à Compressão

Para o ensaio de fluência à compressão, foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 150 x 300 mm, conforme procedimento sugerido pela norma NBR 8224/83 [160]. Foram moldados quatro corpos-de-prova de cada concreto autoadensável estudado, dois dos quais foram submetidos a carregamento uniaxial de compressão, e os outros dois utilizados como corpos-de-prova de controle (para medida de retração e de perda de massa). No interior da massa de concreto, foram colocados extensômetros elétricos para medir as deformações, e termômetros para controlar as variações de temperatura (e conseqüentes deformações térmicas). A Figura 4.30 mostra o termômetro e o extensômetro no interior do molde, antes de seu preenchimento com o concreto autoadensável.



Figura 4.30 – Fixação do termômetro e do extensômetro no molde ([62]).

Depois de moldados, os corpos-de-prova foram acondicionados em sacos plásticos, com panos umedecidos em seu interior, para assegurar cura com 100 % de umidade. Este procedimento foi proposto por [62] (Figura 4.31-a). Decorridas 48 horas, os corpos-de-prova foram desmoldados e selados. A selagem foi feita com filme plástico, e, em seguida, uma camada de fita de alumínio foi colocada sobre o filme plástico (Figura 4.31-b e c). Na região de contato entre a fita de alumínio e os discos metálicos que fechavam o molde, aplicou-se uma camada de silicone (Figura 4.31-d). Terminada a selagem, os corpos-de-prova foram pesados, de forma a verificar se a selagem foi eficiente, e assegurar a não ocorrência de secagem durante o ensaio. O controle de massa é feito utilizando-se os corpos-de-prova de controle, assumindo-se que as amostras carregadas têm perda de massa semelhante. Maiores informações sobre o procedimento de preparação dos corpos-de-prova, moldagem e selagem das amostras podem ser encontradas em [62].

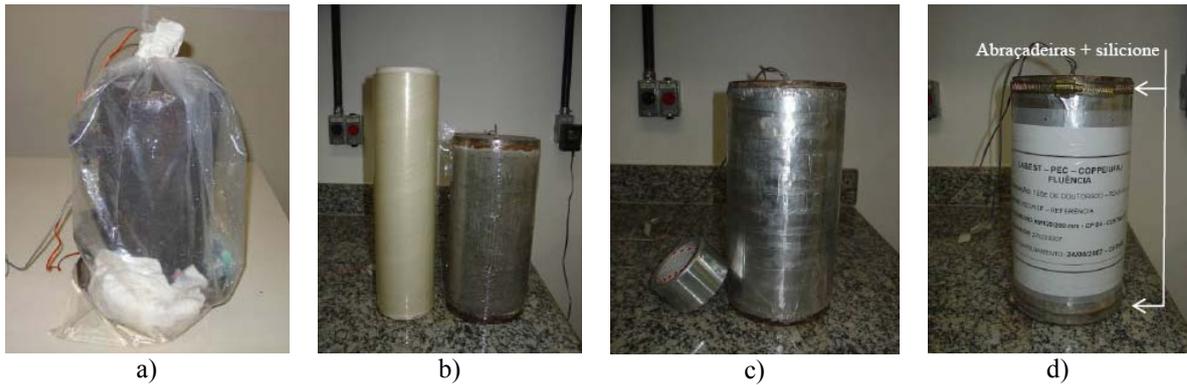


Figura 4.31 – Preparo das amostras: a) Selagem do molde, após a moldagem; b) Corpo-de-prova envolvido por filme plástico; c) Selagem do corpo-de-prova com fita de alumínio; d) Amostra com silicone e abraçadeiras ([62]).

Contam-se vinte e oito dias após a selagem, tempo durante o qual as deformações e as temperaturas são medidas. Passado esse período de tempo, os corpos-de-prova são submetidos à compressão. As leituras de deformação foram realizadas através de um medidor de deformações. A Figura 4.32-a mostra o data logger e o medidor de deformações utilizados para o ensaio. Os corpos-de-prova de controle foram acomodados em uma prateleira, próximos aos corpos-de-prova carregados (Figura 4.32-b). O carregamento é aplicado ao conjunto de corpos-de-prova por meio de uma bomba hidráulica manual conectada a uma linha de pressão, constituída por uma série de mangueiras (Figura 4.32-c), sendo a pressão verificada constantemente através de manômetro. Na Figura 4.32-d, tem-se uma visão geral do sistema desenvolvido para o ensaio de fluência à compressão.

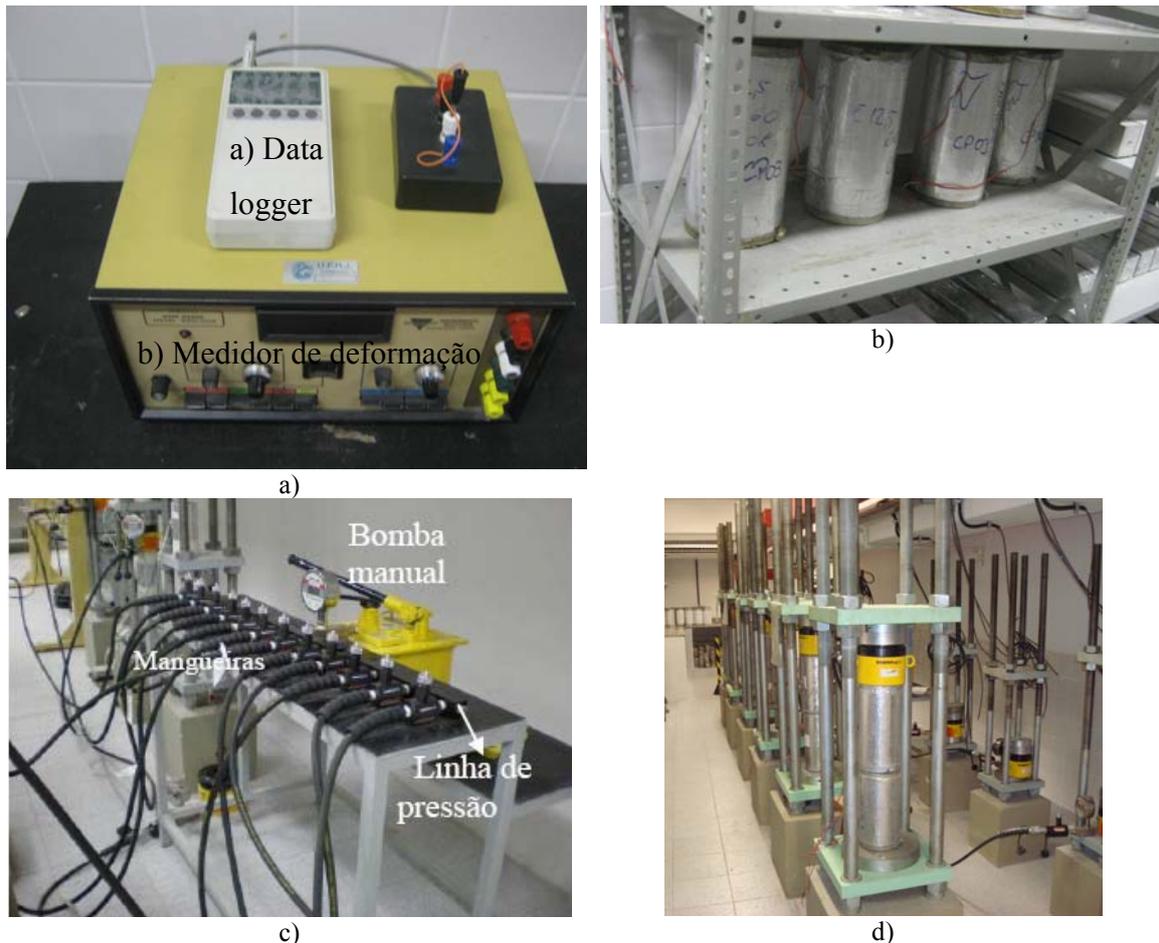


Figura 4.32 – Etapas do ensaio de fluência à compressão: a) Medidor de deformação e data logger para medidas de temperatura.; b) Corpos-de-prova de controle; c) Sistema para exercer pressão; d) Visão geral dos corpos-de-prova submetidos à compressão.

A carga imposta aos corpos-de-prova foi tal que eles ficaram submetidos a uma tensão correspondente a 40 % da tensão de ruptura, obtida através dos ensaios de resistência à compressão uniaxial. As amostras foram mantidas sob carga por um período de 128 dias. Terminado este período de tempo, a carga foi retirada, e as medidas de deformação foram realizadas até que se estabilizassem. São realizadas leituras periódicas de deformação ao longo do ensaio.

Como não se permitiu a secagem dos corpos-de-prova, a fluência básica é calculada subtraindo-se, da deformação total (com o carregamento), as deformações autógenas (obtidas através das leituras realizadas nos corpos-de-prova de controle) e térmicas (obtidas com o auxílio dos termômetros embutidos nos corpos-de-prova), conforme expressa a Equação 4.16.

$$\varepsilon_f = \varepsilon_t - \varepsilon_a - \varepsilon_{\Delta t} \quad \text{Equação 4.16}$$

onde:

ε_f = deformação de fluência (ou fluência básica);

ε_t = deformação total;

ε_a = deformação de retração;

$\varepsilon_{\Delta T}$ = deformação térmica.

O valor de fluência específica é obtido dividindo-se a fluência básica pela tensão aplicada (Equação 4.17).

$$F_{\text{especifica}} = \frac{\varepsilon_f}{\sigma} \quad \text{Equação 4.17}$$

onde:

σ = tensão aplicada (40 % da tensão de ruptura).

Além da fluência básica e da fluência específica, foi calculado o coeficiente de fluência, através da Equação 4.18.

$$\text{Coeficiente_de_fluência} = \frac{\text{Deformação_de_fluência}}{\text{Deformação_elástica}} \quad \text{Equação 4.18}$$

4.4.4 Fluência na Tração

A fluência de tração de concretos autoadensáveis é pouco conhecido, e foi estudada utilizando-se um sistema implementado por [62] no Laboratório de Estruturas e Materiais do PEC/COPPE-UFRJ.

Para realizar o ensaio, amostras prismáticas de dimensões 100 x 50 x 400 mm foram moldadas. Os procedimentos referentes ao ensaio de fluência na tração foram os mesmos dos de fluência na compressão. Quatro amostras foram moldadas, sendo duas destinadas para o carregamento e duas utilizadas como controle. As medidas de deformações de retração e de fluência foram realizadas por meio de extensômetros elétricos. Também foram feitas medidas de temperatura. A Figura 4.30 mostra o termômetro e o extensômetro colocados no interior do molde.



Figura 4.33 – Fixação do termômetro e do extensômetro no molde ([62]).

A moldagem dos corpos-de-prova foi realizada conforme descrito no item 4.4.3, seguindo os procedimentos estabelecidos por [62]. Após 48 horas, os corpos-de-prova foram desmoldados e selados. A selagem foi realizada com filme plástico e com uma camada de fita de alumínio. Por fim, foi aplicada uma camada de silicone nos locais onde não foi possível se obter uma vedação satisfatória com o filme plástico e a fita de alumínio. Imagens do preparo das amostras são mostradas na Figura 4.34. Para maiores detalhes, consultar [62].

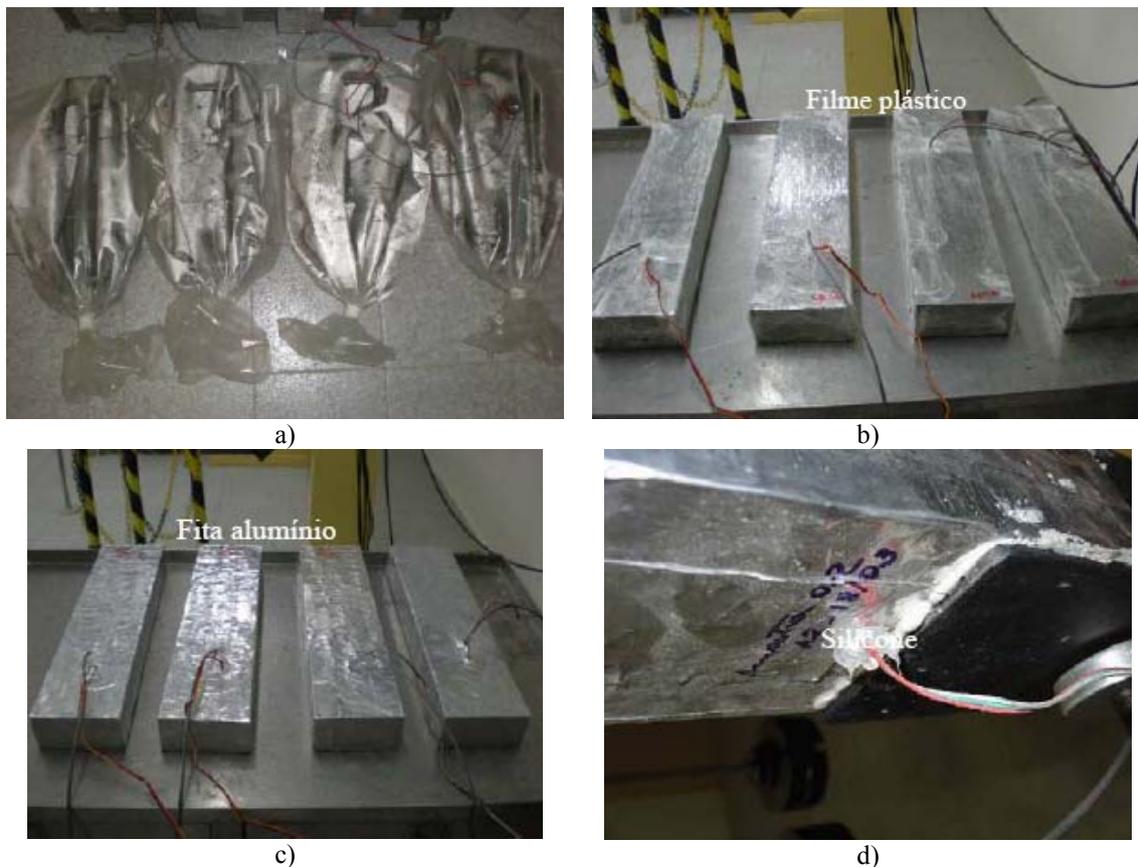


Figura 4.34 – Preparo das amostras: a) Selagem após a moldagem; b) Selagem do corpo-de-prova com filme plástico; c) Selagem do corpo-de-prova com fita de alumínio; d) Silicone ([62]).

Depois de seladas por 28 dias, contados a partir da data de moldagem, as amostras foram ensaiadas à tração. De modo a permitir a transferência de carga do pórtico para as amostras, foi necessário colar chapas de aço em suas extremidades. As chapas são fixadas ao concreto através de uma cola de alta resistência, de base epóxi. Em cada chapa, há um orifício central pelo qual são passados os fios dos sensores. A Figura 4.35 mostra detalhes das chapas coladas e do pino que conecta a amostra ao pórtico. Em [62], podem ser obtidas informações mais detalhadas.

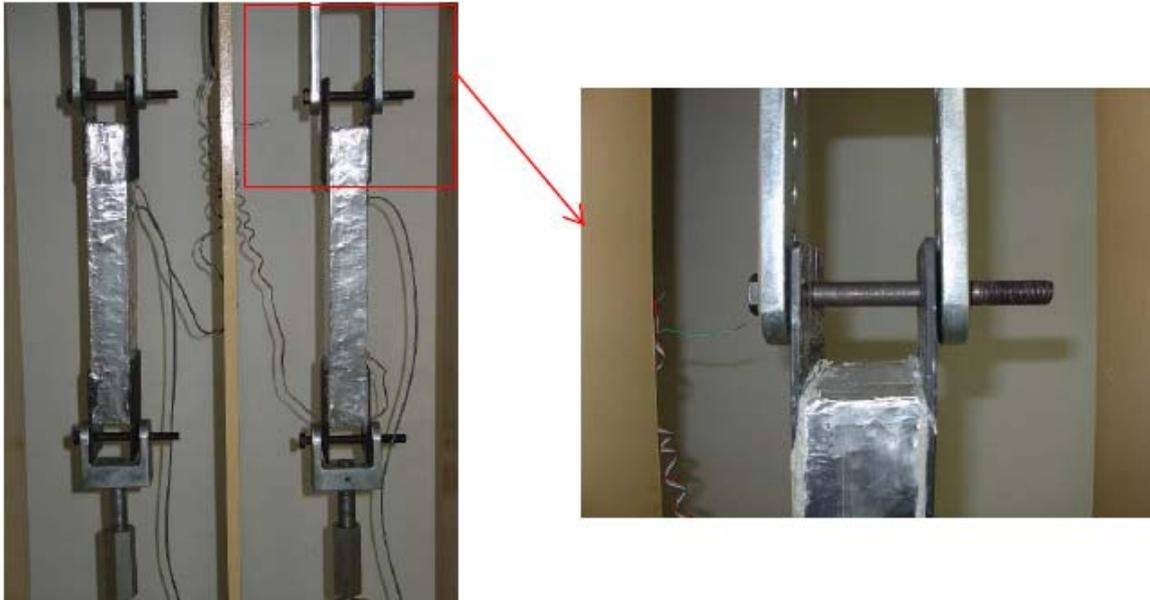
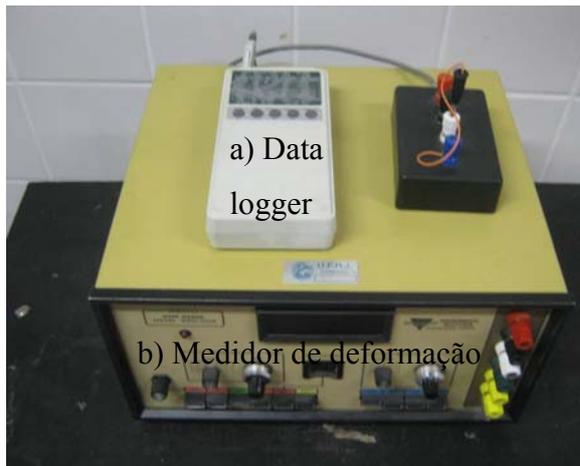


Figura 4.35 – Detalhes referentes à colagem das placas na amostra e ao sistema de transferência de cargas por meio de pinos entre o pórtico e a amostra ([62]).

As leituras de referência são realizadas, e, em seguida, as amostras são carregadas de modo que a tensão à qual são submetidas equivalha a 40 % da tensão de ruptura (obtida a partir do ensaio de tração direta). Para aplicar o carregamento, é utilizado um conjunto de pesos, acoplados a um braço de alavanca. Os corpos-de-prova são submetidos ao carregamento por 92 dias. Terminado esse tempo, retira-se o carregamento. Assim como feito no ensaio de fluência na compressão, os corpos-de-prova de controle permanecem em uma prateleira, próximos aos corpos-de-prova carregados, e as medidas de deformação são periodicamente realizadas.



a)



b)



c)

Figura 4.36 – Etapas do ensaio de fluência à tração: a) Medidor de deformação e data logger para medidas de temperatura.; b) Corpos-de-prova de controle; c) Sistema de carregamento com o conjunto de pesos e a visão geral dos corpos-de-prova submetidos à tração.

A deformação por fluência na tração foi calculada da mesma maneira que no ensaio de fluência na compressão (item 4.4.3). Calcularam-se a fluência básica, a fluência específica e o coeficiente de fluência.

4.5 Programa Experimental dos Ensaio Estruturais de Tração direta

Para os ensaios estruturais de tração direta, foram produzidos blocos de concreto. O objetivo deste tipo de ensaio é estudar em que medida se pode reduzir parcialmente as barras contínuas longitudinais em blocos de concreto armado, quando se utiliza uma mistura de concreto autoadensável reforçada com fibra de aço. A idealização e o projeto do ensaio de tração direta foi desenvolvido pelo autor deste trabalho e pelo professor Ronaldo Carvalho Battista.

Os blocos foram produzidos com algumas das misturas apresentadas no item 4.1: C2, C2.1,25%65, C2.1,25%80 e C1.1,5%65 (as composições destas misturas se encontram na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2).

As variáveis do estudo foram a taxa de armação longitudinal (área de aço sobre área da seção transversal do bloco), o diâmetro das barras de aço, e a composição da mistura de concreto. Foram moldados cinco corpos-de-prova prismáticos (blocos), de dimensões 500 x 500 x 1500 mm. A Tabela 4.3 lista, para cada uma das cinco amostras, o diâmetro da barra de aço utilizada, a taxa de armadura longitudinal, a área de aço na seção transversal, e o tipo de mistura de concreto empregada.

Tabela 4.3 – Taxa Longitudinal de armadura e área de aço.

Amostras	Diâmetro das Barras (mm)	ρ (%)	As (cm ²)	Misturas
B1	25,0	1,00	25,00	C2
B2	20,0	0,63	15,75	C2.1,25%65
B3	20,0	0,63	15,75	C2.1,25%80
B4	16,0	0,40	10,00	C2.1,25%80
B5	20,0	0,63	15,75	C1.1,5%65

As taxas de armadura e os tipos de mistura utilizados na produção dos blocos estão indicados no quadro da Figura 4.37. As taxas de armadura empregadas foram 0,40 %, 0,63 % e 1,00 %.

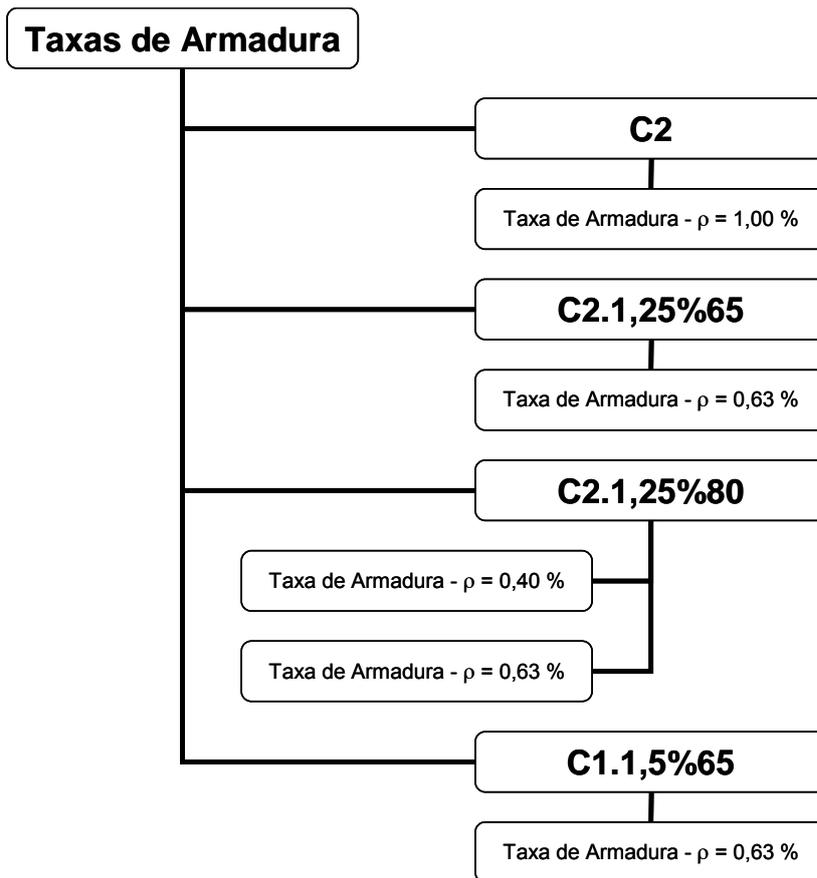
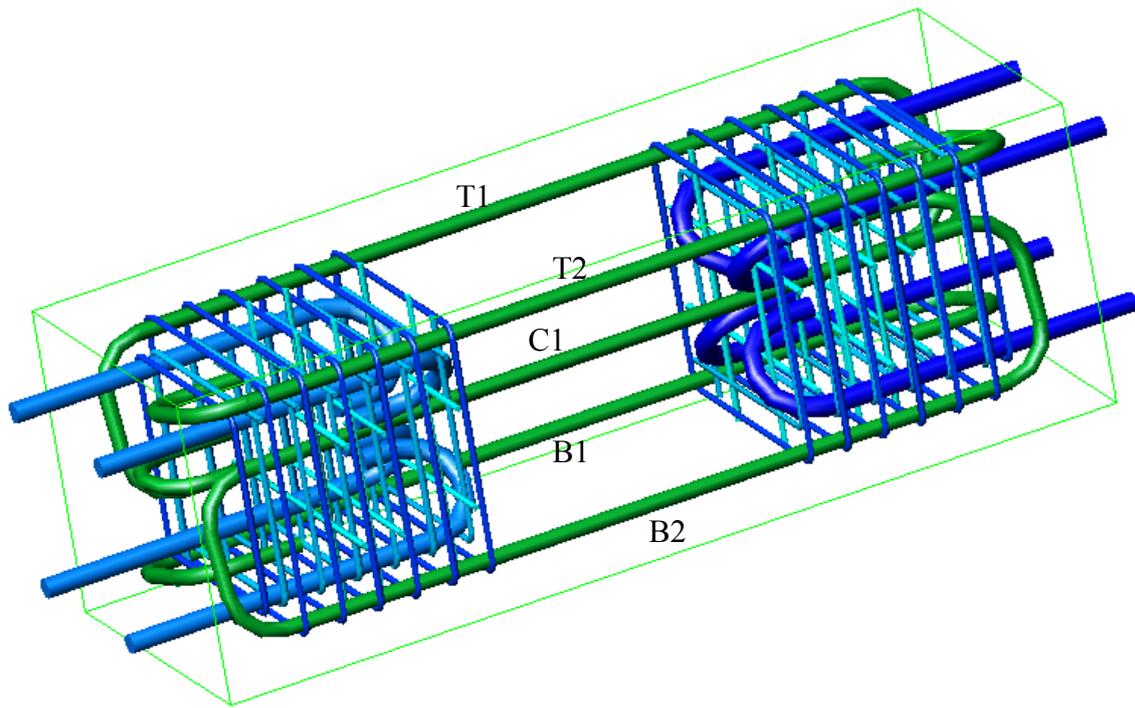
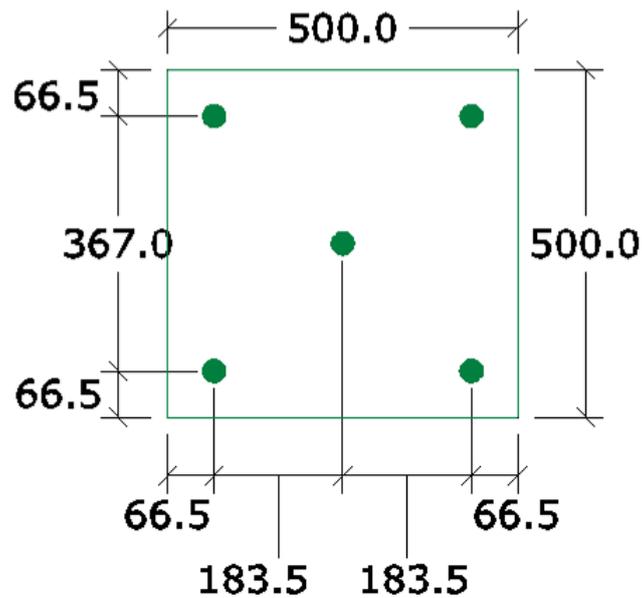


Figura 4.37 – Composição dos blocos estruturais (tipo de concreto e taxa de armadura).

A Figura 4.38 mostra a posição das barras de aço no interior dos blocos. A linha verde externa representa o volume total de concreto nos blocos. As barras de maior diâmetro em azul, posicionadas nas duas extremidades, são as barras auxiliares para o ensaio de tração, cuja função é fazer a ligação entre o bloco de ensaio e a rótula mecânica, para ambas as extremidades (no atuador hidráulico e no berço). São duas as finalidades dos estribos: a primeira é de possibilitar o correto posicionamento das barras longitudinais (barras em cor verde), e a segunda é de propiciar ancoragem, de forma que a transferência dos esforços seja realizada por meio do concreto e dos estribos para o bloco inteiro, e não diretamente nas barras de aço longitudinais. Cabe salientar que a região de interesse de estudo é o terço central da amostra, sendo que os terços extremos se prestam somente para a ligação entre o atuador hidráulico e os berços de ancoragem, além da realização da transferência dos esforços.



a)



b)

Figura 4.38 – a) Distribuição das barras na bloco b) corte da seção transversal no meio do bloco.

As barras representadas em cor verde constituem a armadura longitudinal de tração, e serão denominadas de T1, T2, C1, B1 e B2.

Internamente, os blocos foram instrumentados com extensômetros elétricos. Os resultados de deformação do concreto também foram obtidos através de extensômetros elétricos. A Figura 4.39 mostra a disposição da instrumentação interna dos blocos. As barras foram instrumentadas na parte central de seu comprimento, sendo utilizados 2

extensômetros paralelos e opostos para cada barra. O extensômetro para medir a deformação do concreto foi posicionado na parte central da amostra (ver Figura 4.39).

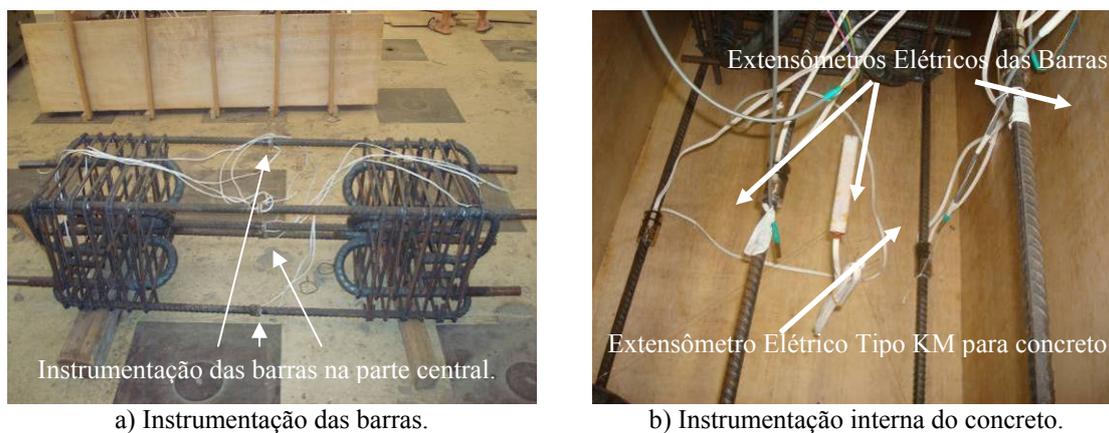
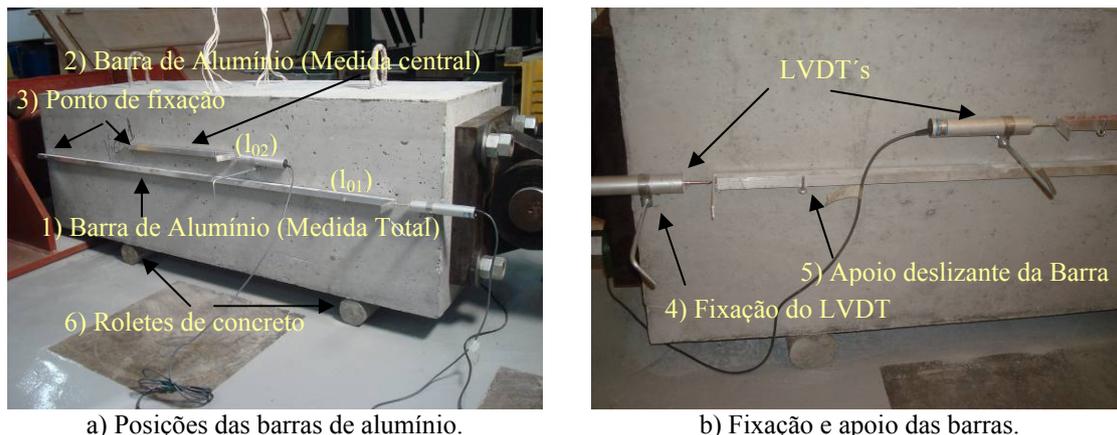


Figura 4.39 – Instrumentação interna dos blocos.

A Figura 4.40 mostra um bloco de concreto instrumentado externamente com LVDT's. A instrumentação foi realizada com a utilização de barras auxiliares de alumínio, de seção transversal quadrada. Foram fixadas quatro barras auxiliares em lados opostos do bloco (duas de cada lado). As medidas de deslocamento total da amostra foram obtidas através de dois LVDT's fixados, através das barras de alumínio, nas faces dos blocos. Tomou-se o comprimento das barras como comprimento de referência ($l_{01} = 1496$ cm) para o cálculo de deformação. Estas barras de alumínio foram posicionadas na altura média do bloco. As medidas de deslocamento da parte central da amostra também foram obtidas através de dois LVDT's, posicionados nas barras de alumínio mais curtas, cujo comprimento foi tomado como de referência ($l_{02} = 500$ cm) para o cálculo de deformação (ver Figura 4.40-a-2). As barras de alumínio auxiliares mais curtas (l_{02}) foram posicionadas 5 centímetros acima das barras de alumínio auxiliares maiores (l_{01}).

Através de um espaçador, todas as barras de alumínio foram mantidas a uma distância de 5 milímetros do bloco de concreto. Dois apoios ligavam a barra ao bloco de concreto, sendo um deles fixo (por meio de um parafuso), e o outro deslizante, conforme ilustra a Figura 4.40-b-5. Os LVDT's foram posicionadas utilizando-se abraçadeiras, as quais foram fixadas ao bloco através de um parafuso, conforme pode ser observado na Figura 4.40-b-4. Para evitar o contato do bloco de concreto com a placa de reação, o mesmo foi apoiado sobre roletas de concreto, que permitiam seu deslocamento na direção longitudinal, ou seja, na direção de aplicação do carregamento.



a) Posições das barras de alumínio. b) Fixação e apoio das barras.
 Figura 4.40 – Configuração da instrumentação dos LVDT's para a medição do deslocamento total do bloco e para a medição do deslocamento da parte central do bloco.

A Figura 4.41 ilustra o procedimento de concretagem dos blocos, realizada em 5 camadas. O concreto foi simplesmente vertido dentro das formas.



Figura 4.41 – Procedimento para concretagem dos blocos.

A Figura 4.42 mostra o esquema de fixação do atuador hidráulico ao bloco de concreto a ser ensaiado. Utilizaram-se barras de aço de diâmetro 32 mm, que tiveram uma de suas extremidades dobrada, enquanto a outra extremidade foi rosqueada. A parte dobrada das barras foi fixada ao concreto durante o processo de moldagem (Figura 4.42-a) a uma distância tal que, quando estas eram posicionadas no local de ensaio, encaixassem na rótula mecânica do atuador hidráulico (Figura 4.42-b). A união do bloco com a rótula mecânica do atuador hidráulico foi feita através de arruelas e porcas, conforme se nota na Figura 4.42-b. O procedimento para fixação descrito foi realizado em ambas as extremidades dos blocos.



a) Bloco com barras de aço.



b) Fixação do atuador no bloco.

Figura 4.42 – Esquema de fixação do atuador no bloco de ensaio.

A Figura 4.43 mostra a configuração geral do ensaio de tração direta dos blocos de concreto. Para viabilizar o ensaio, foram utilizados 2 berços construídos em aço, que foram fixados à placa de reação através de tirantes. A carga de tração foi aplicada ao bloco utilizando-se um atuador hidráulico com capacidade de 120 toneladas-força. Observa-se na Figura 4.43-a o sistema de aquisição de dados empregado para registro dos sinais provenientes do ensaio.



a) Vista geral 1.

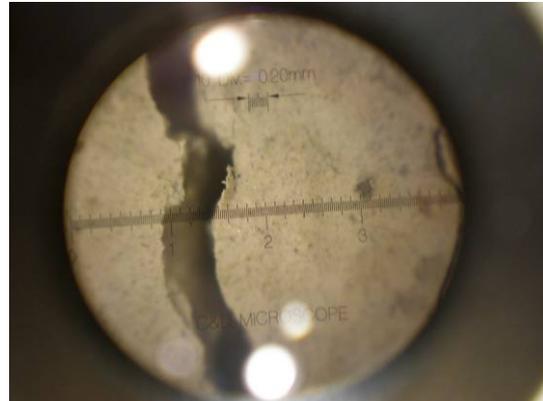


b) Vista geral 2.

Figura 4.43 – Configuração geral do ensaio.

A cada incremento de 50 kN de carga aplicada ao bloco de concreto, verificava-se o possível surgimento de fissuras. Identificada a primeira fissura, os incrementos de carga eram reduzidos para 20 kN. A carga de tração correspondente ao surgimento de cada nova fissura era registrada, e a fissura recebia uma marca para identificação. Esse procedimento foi seguido para as três primeiras fissuras. A abertura de cada fissura era monitorada, utilizando-se um fissurômetro com 0,02 mm de precisão, até que uma delas

alcançasse valor superior a 1 mm. Houve a preocupação de que cada fissura fosse medida sempre no mesmo local. O procedimento de medição de abertura de fissura é ilustrado na Figura 4.44 . Na Figura 4.44-a, indica-se o posicionamento do fissurômetro no bloco, e, na Figura 4.44-b, a visão do operador do fissurômetro é mostrada.



a) Posicionamento do fissurômetro.

b) Visão do operador do fissurômetro.

Figura 4.44 – Medição de abertura de fissura.

5 PROPRIEDADES REOLÓGICAS DOS CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS NO ESTADO FRESCO

5.1 Propriedades dos Concretos Autoadensáveis e Concretos Autoadensáveis Fibrosos no Estado Fresco

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios reológicos realizados com corpos-de-prova das matrizes autoadensáveis e dos concretos autoadensáveis reforçados com fibra de aço. As seguintes propriedades reológicas dos concretos, no estado fresco, foram determinadas: abatimento, espalhamento do tronco de cone, espalhamento do tronco de cone invertido, habilidade passante na caixa “L”, fluidez no funil “V”, capacidade de auto-nivelamento e resistência à segregação no tubo “U”, viscosidade plástica e tensão cisalhante.

5.1.1 Abatimento, Espalhamento do Tronco de Cone e Espalhamento do Tronco de Cone Invertido

A Tabela 5.1 apresenta os índices de reforço e os teores de superplastificante, bem como os resultados de abatimento, de espalhamento do tronco de cone e de espalhamento do tronco de cone invertido, referentes aos concretos autoadensáveis em estudo. Nota-se que o teor de superplastificante utilizado não foi o mesmo para todas as misturas. A quantidade de superplastificante empregada em determinada mistura foi definida de modo que esta obtivesse valores de abatimento e espalhamento característicos de concretos autoadensáveis (abatimento superior a 250 mm; espalhamento superior a 600 mm [39]), além de não apresentar exsudação ou segregação.

Tabela 5.1 – Índice de reforço, e resultados de abatimento, espalhamento do tronco de cone, espalhamento do tronco de cone invertido, e ar aprisionado, de todas as misturas.

Misturas	IR *	Teor de SP (%)	Abatimento (mm)	Espalhamento do tronco de cone (mm)	Espalhamento do tronco de cone invertido (mm)	Ar aprisionado (%)
C1	-	2,60	275	620	675	4,0
C1.1%65	65	3,25	275	660	680	5,2
C1.1,25%65	81,25	3,25	275	660	680	5,0
C1.1,5%65	97,5	4,00	260	605	620	4,7
C2	-	1,50	275	670	695	3,9
C2.1%65	65	2,50	275	660	740	5,0
C2.1%80	80	2,50	270	630	700	4,9
C2.1,25%65	81,25	4,00	270	675	665	4,1
C2.1,25%80	100	4,00	260	635	640	4,0

* IR = índice de reforço.

A Figura 5.1 mostra o espalhamento das misturas contendo agregados de diâmetro máximo 9,5 mm: C1, C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65. Pode-se observar que os agregados graúdos encontram-se homoganeamente distribuídos nas misturas, as quais não apresentaram exsudação.

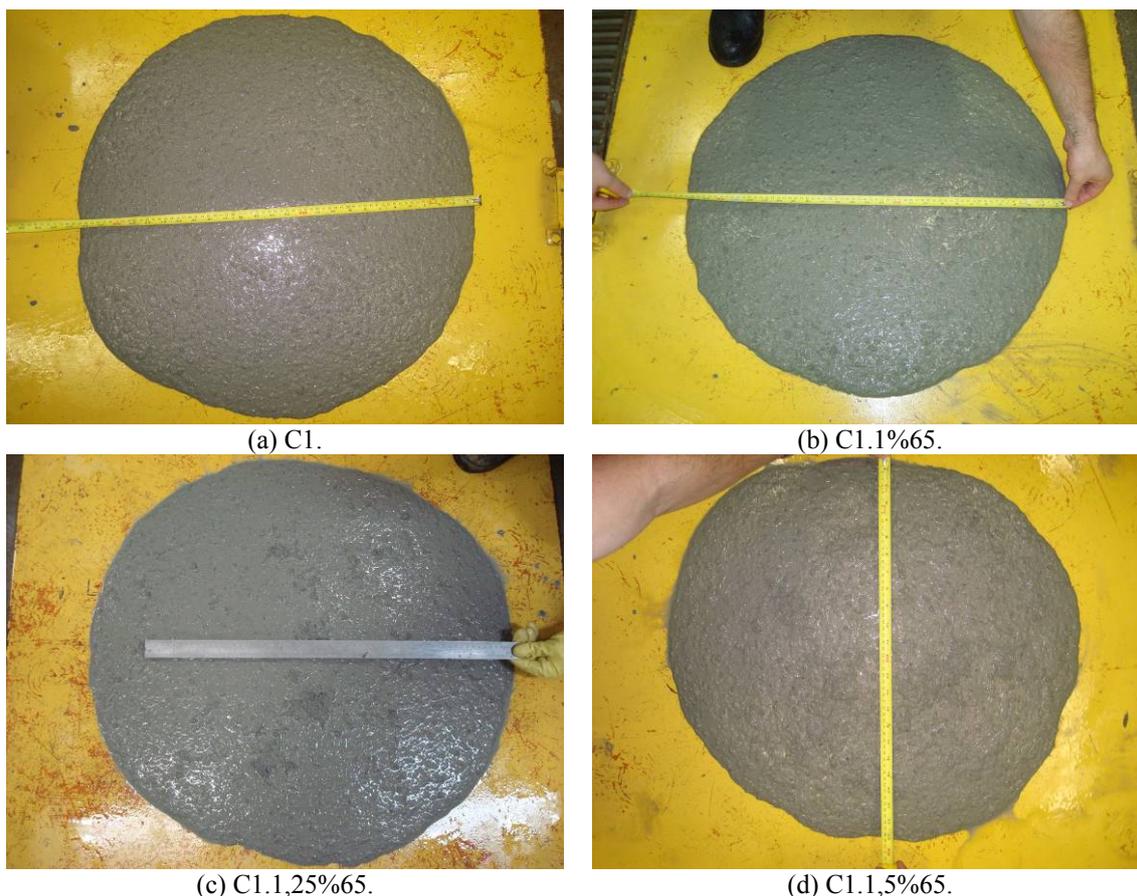


Figura 5.1– Espalhamento dos concretos contendo agregados de diâmetro máximo 9,5 mm.

Apresenta-se, na Figura 5.2, a configuração final do ensaio de espalhamento de todos os concretos auto-adensáveis produzidos com agregados de 19 mm de diâmetro máximo (C2, C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80). As misturas apresentaram boa retenção de água, homogeneidade e coesividade, sem que ocorresse exsudação.

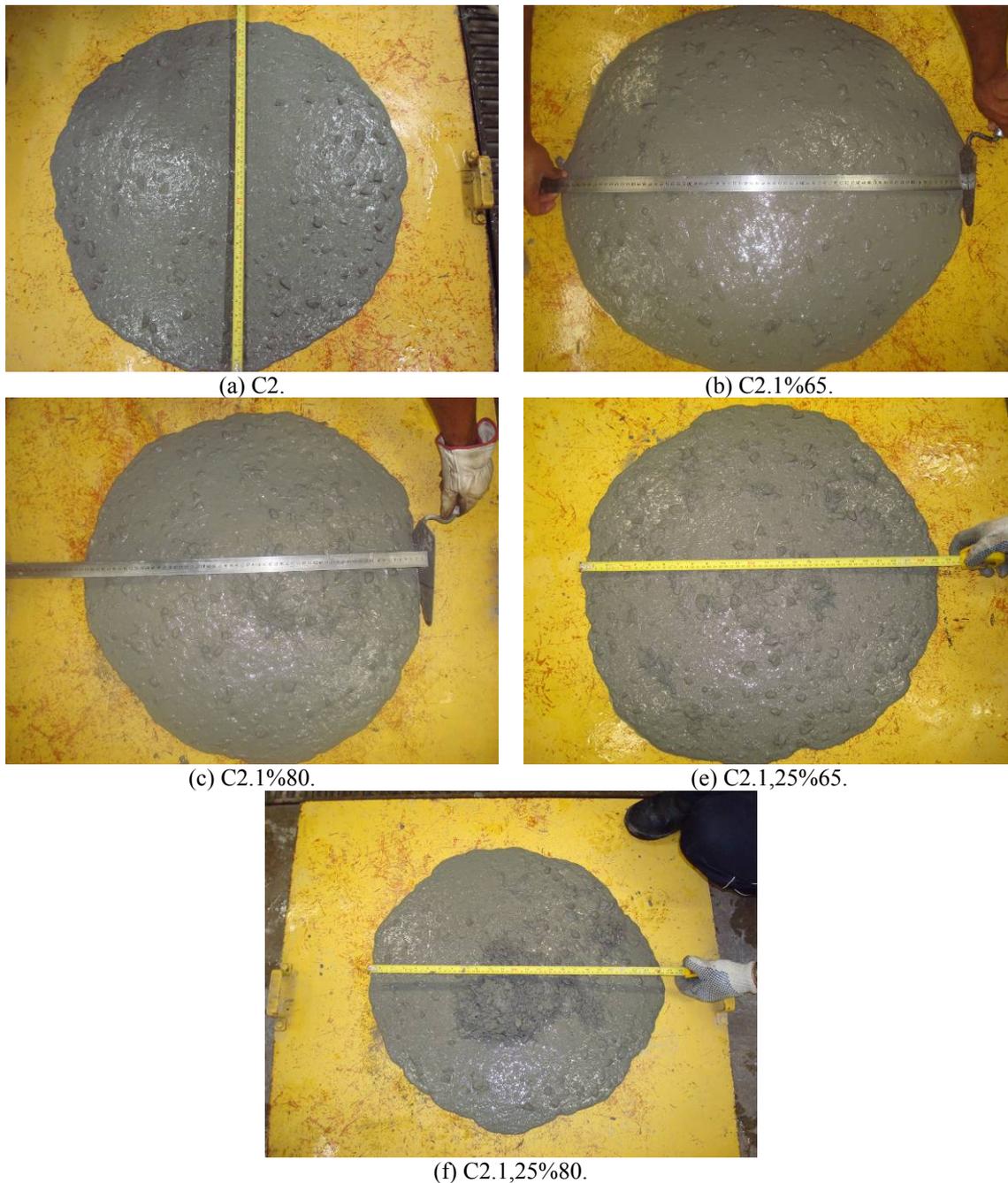


Figura 5.2– Espalhamento dos concretos contendo agregados de diâmetro máximo 19 mm.

Os resultados da Tabela 5.1 indicam que a utilização de sílica ativa e de cinza volante em substituição parcial ao cimento, juntamente com o emprego de um superplastificante de terceira geração e de um agente modificador de viscosidade, tornou possível a produção de concretos reforçados com elevadas frações de fibra de aço, os quais apresentaram valores de abatimento, de espalhamento do tronco de cone, e de espalhamento do tronco de cone invertido dentro da faixa de valores requerida para concretos autoadensáveis [39]. Os valores de abatimento, de espalhamento do tronco de cone, e de espalhamento do tronco de cone invertido variaram, respectivamente, entre 260 e 275 mm, 605 e 675 mm, e 620 e 740 mm.

Em relação aos resultados das duas matrizes, nota-se que a mistura C2, mesmo contendo teor de superplastificante menor do que o da mistura C1, apresentou espalhamentos (do tronco de cone e do tronco de cone invertido) mais elevados. Analisando-se a Tabela 4.1 e a Tabela 4.2, percebe-se que os volumes de pasta e de argamassa da mistura C1 são, respectivamente, de 40 % e 76 %, enquanto que, para a mistura C2, esses valores respectivos são de 36 % e 78 %. Além disso, o diâmetro máximo dos agregados da mistura C1 é de 9,5 mm, enquanto a mistura C2 possui agregados de diâmetro máximo de 19 mm. A mistura C1, contendo agregados de menor dimensão, necessitou de quantidades maiores de pasta e de superplastificante para obter uma reologia similar à da mistura C2, o que, conforme citado anteriormente, era esperado.

As misturas C1.1%65 e C1.1,25%65 tiveram abatimentos iguais ao da mistura de referência (C1), mas, para que isso ocorresse, houve necessidade de que o teor de superplastificante fosse aumentado de 2,60 % para 3,25 %. Ao se utilizar um teor de fibra de 1,5 % (mistura C1.1,5%65), o abatimento foi reduzido de 275 para 260 mm, apesar de se ter empregado um teor de superplastificante de 4 %. Esse resultado indica uma perda de eficiência relativa do superplastificante, quando utilizado em teores próximos a 4 %. Com relação aos espalhamentos de tronco de cone, a utilização de superplastificante fez com que as misturas C1.1%65 e C1.1,25%65 apresentassem valores mais elevados do que a mistura de referência: 660 mm, as duas primeiras, 620 mm, a última. Mais uma vez, o teor de fibra de 1,5 % mostrou-se crítico para a reologia dos concretos produzidos, dado que a mistura C1.1,5%65 apresentou um valor de 605 mm para o espalhamento de tronco de cone (redução de cerca de 8 % em relação ao valor das misturas com 1 % e com 1,25 % de fibra de aço), apesar de conter 4 % de

superplastificante. Conclusão semelhante pode ser tirada a partir dos resultados de espalhamento do tronco de cone invertido. Em comparação ao espalhamento do tronco de cone invertido da mistura C1, os valores referentes às misturas C1.1%65 e C1.1,25%65 foram ligeiramente superiores, enquanto o valor da mistura C1.1,5%65 foi 8 % menor.

Para as misturas com agregados de dimensão máxima 19 mm, enquanto o teor de superplastificante da mistura de referência (C2) foi de 1,50 %, as misturas contendo fibra requereram teores mais elevados: 2,5 % de superplastificante para as misturas com 1 % de fibra (C2.1%65 e C2.1%80), e 4,0 % de superplastificante para as misturas com 1,25 % de fibra (C2.1,25%65 e C2.1,25%80). Conforme apresentado na Tabela 5.1, os abatimentos das misturas C2 e C2.1%65 foram iguais (275 mm), ao passo que as misturas C2.1%80 e C2.1,25%65 tiveram valores ligeiramente menores (270 mm). O menor abatimento entre todas as misturas contendo agregado com dimensão máxima de 19 mm foi obtido pela mistura C2.1,25%80: 260 mm. Dos resultados mencionados, nota-se, como se esperava, que o aumento do teor de fibra de aço adicionado aos concretos, apesar de ter sido acompanhado de aumento da quantidade de superplastificante, tende a causar redução no abatimento. Adicionalmente, o aumento no índice de reforço também provoca redução de abatimento. Os resultados de abatimento obtidos são influenciados por três parâmetros: teor de superplastificante, teor de fibra de aço, e índice de reforço. O aumento do primeiro e a redução dos dois últimos conferem à mistura uma maior trabalhabilidade, ou seja, maior abatimento. O espalhamento do tronco de cone da mistura C2 foi de 670 mm, e os valores das misturas C2.1%65 e C2.1%80 foram, respectivamente, 1,5 % (irrelevante) e 6 % menores. A mistura C2.1,25%65 apresentou o maior espalhamento do tronco de cone, 675 mm, enquanto a mistura C2.1,25%80 teve espalhamento de 635 mm. Contrariando a expectativa, as misturas com teor de fibra de 1,25 % tiveram maiores espalhamentos do tronco de cone do que aquelas contendo 1 % de fibras, para um mesmo índice de reforço. Analisando-se os resultados dos testes realizados com o tronco de cone invertido, verifica-se que tanto o aumento do teor de fibra quanto o aumento do índice de reforço ocasionaram redução no espalhamento das misturas. A mistura C2.1%65 obteve o mais elevado espalhamento do tronco de cone invertido: 740 mm.

Comparando-se os resultados referentes às misturas com igual teor de fibra e igual relação de aspecto, constata-se que as misturas C1.1%65 (agregado máximo de 9,5

mm) e C2.1%65 (agregado máximo de 19 mm) apresentaram mesmo abatimento (275 mm) e mesmo espalhamento do tronco de cone (660 mm). Houve diferença somente no espalhamento do tronco de cone invertido, que foi de 680 mm para a mistura C1.1%65, e de 740 mm para a C2.1%65. É importante realçar mais uma vez que os teores de superplastificante utilizados foram diferentes (3,25 % para a primeira mistura, 2,50 % para a segunda). Foram também semelhantes os resultados das misturas C1.1,25%65 (agregado máximo de 9,5 mm) e C2.1,25%65 (agregado máximo de 19 mm); respectivamente, abatimentos de 275 mm e 270 mm, espalhamentos do tronco de cone de 660 mm e 675 mm, e espalhamentos do tronco de cone invertido de 680 mm e 665 mm.

A Figura 5.3 mostra a relação entre o espalhamento e o índice de reforço utilizado nas misturas, que foram agrupadas da seguinte forma: C1_65 (misturas com agregado máximo de 9,5 mm, e com índice de reforço de 65; inclui as misturas C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65), C2_65 (misturas com agregado máximo de 19 mm, e com índice de reforço de 65; inclui as misturas C2.1%65 e C2.1,25%65), e C2_80 (misturas com agregado máximo de 19 mm, e com índice de reforço de 80; inclui as misturas C2.1%80 e C2.1,25%80). Conforme já mencionado, todas as misturas apresentam valores de espalhamento típicos de concretos autoadensáveis (acima de 600 mm), mesmo quando contêm elevado índice de reforço fibroso.

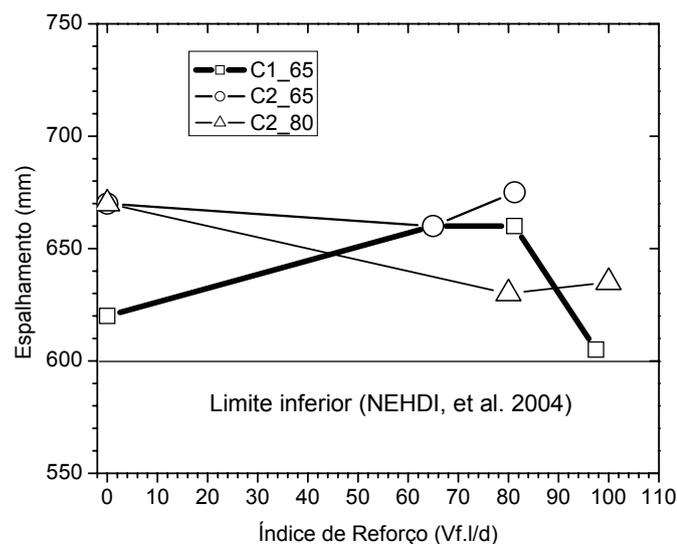


Figura 5.3 – Relação entre diâmetro médio de espalhamento e índice de reforço (Vf.l/d).

Os resultados de ar aprisionado listados na Tabela 5.1, referentes a todas as misturas de concreto autoadensável produzidas, situaram-se entre 3,9 % e 5,2 %, estando dentro da faixa recomendada em [148]. Para as misturas contendo agregado máximo de 9,5 mm (misturas do tipo C1), a adição de teores de fibra de aço de 1 %, 1,25 % e 1,50 % aumentou o ar aprisionado em, respectivamente, 30 %, 25 % e 18 %, o que se deve ao fato de que a presença de fibras na mistura de concreto provoca o surgimento de vazios na interface matriz-fibra. O mesmo ocorreu para as misturas com agregado de 19 mm (misturas do tipo C2): os teores de ar aprisionado das misturas C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 foram, respectivamente, 28 %, 25 %, 6 % e 3 % maiores do que o da mistura C2. Não houve diferença significativa, em termos de teor de ar aprisionado, entre as misturas do tipo C1 e as do tipo C2.

É importante mencionar que foi observada, no ensaio de espalhamento do tronco de cone, uma aparente heterogeneidade na mistura C2.1,25%80, havendo concentração de fibras e de agregados graúdos em sua parte central. Em função deste fato, realizou-se um ensaio para determinar o índice de segregação da mistura. Moldou-se com o auxílio de um tubo de PVC, na posição vertical, um corpo-de-prova com diâmetro 150 mm e altura 500 mm. Após 21 dias de cura, discos de 25 mm de espessura foram retirados do corpo-de-prova, em diferentes níveis de altura, através do processo de serragem (com serra diamantada) (ver Figura 5.4). A massa específica de cada disco retirado do corpo-de-prova foi então determinada. Os valores de massa específica encontrados, para um disco retirado do topo (parte superior) e um outro retirado do fundo (parte superior) do corpo-de-prova, foram de 2,324 e 2,318 g/cm³, respectivamente. A variação entre os resultados foi extremamente pequena, levando à conclusão de que não houve segregação na mistura, segundo critério descrito no PROCELAB [161].

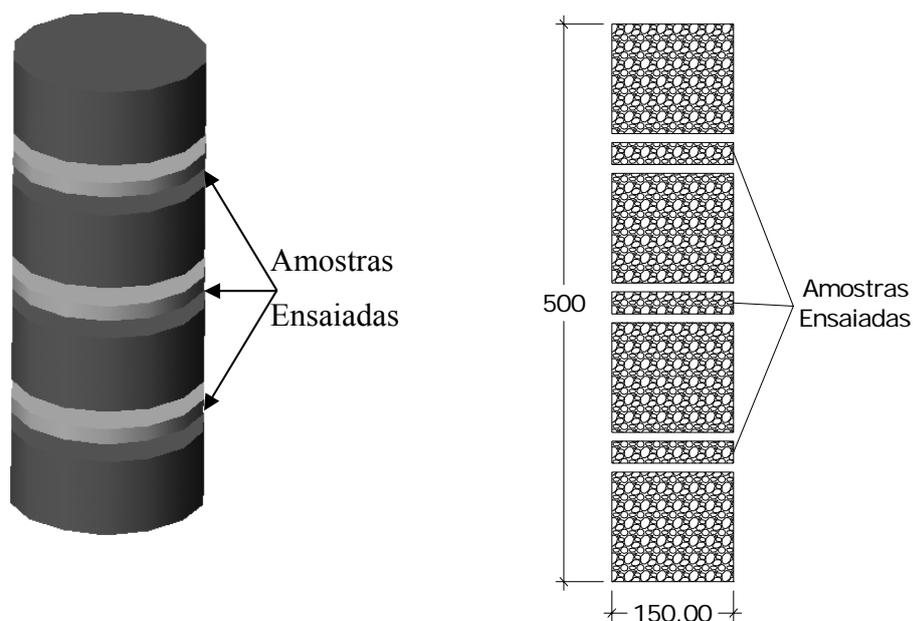


Figura 5.4 – Procedimento realizado para avaliação da segregação da mistura C2.1,25%80.

5.1.2 Escoamento na Caixa “L”

Os resultados experimentais do ensaio na caixa “L” são apresentados na Tabela 5.2. Foram utilizadas quatro diferentes configurações de ensaio: sem barra, com uma barra, com duas barras, e com três barras. Recomenda-se, para concretos autoadensáveis, uma relação H_2/H_1 maior ou igual a 0,8, no ensaio na caixa “L”. Os resultados da relação H_2/H_1 obtidos no ensaio realizado sem barras variaram entre 0,87 e 1,0, sendo o valor mais baixo relativo à mistura C2.1,25%80.

Tabela 5.2 – Resultados dos ensaios na caixa “L”.

Misturas	Relação H_2/H_1			
	Sem barras	I barra	II barras	III barras
C1	1,00	1,00	1,00	0,95
C1.1%65	1,00	1,00	0,87	bloqueada
C1.1,25%65	1,00	1,00	0,87	bloqueada
C1.1,5%65	0,95	0,90	0,52	bloqueada
C2	1,00	1,00	1,00	0,95
C2.1%65	1,00	1,00	0,91	0,22
C2.1%80	0,95	0,33	bloqueada	bloqueada
C2.1,25%65	1,00	0,91	0,20	bloqueada
C2.1,25%80	0,87	bloqueada	bloqueada	bloqueada

Quando barras de aço foram utilizadas como obstáculo ao fluxo do concreto autoadensável, as matrizes C1 e C2 apresentaram valores iguais para a relação H_2/H_1

(1,00 para os casos de uma e duas barras; 0,95 para o caso de três barras) (ver Figura 4.4).

Ao se realizar o ensaio com barras, de um modo geral as misturas com agregados menores conseguiram resultados da relação H_2/H_1 maiores do que os das misturas contendo agregados de maior dimensão.

Para o ensaio em que foi utilizada uma barra como obstáculo à passagem da mistura de concreto, as misturas do tipo “C1” obtiveram relações H_2/H_1 bastante elevadas, a menor das quais (0,90) obtida pela mistura com o maior teor de fibra de aço (1,50 %). No que se refere às misturas do tipo “C2”, as duas que continham fibras com relação de aspecto 80 não apresentaram escoamento satisfatório. Observou-se que a mistura C2.1,25%65 apresentou uma relação H_2/H_1 bastante alta, enquanto a mistura C2.1%80, mesmo com um menor teor de fibra de aço, não o conseguiu.

No ensaio com duas barras, as misturas C1.1,5%65 e C2.1,25%65 apresentaram resultados reduzidos para a relação H_2/H_1 , e as misturas C2.1%80 e C2.1,25%80 tiveram passagem bloqueada.

No caso em que três barras foram utilizadas como obstáculo na caixa “L”, todas as misturas reforçadas com fibra de aço mostraram extrema dificuldade de escoamento: das sete misturas, seis foram bloqueadas, e a outra apresentou um valor de H_2/H_1 muito baixo.

Os gráficos da Figura 5.5 correlacionam a relação H_2/H_1 obtida com o índice de reforço utilizado na mistura. Os aumentos do índice de reforço e da máxima dimensão do agregado reduzem a habilidade passante do concreto autoadensável fibroso.

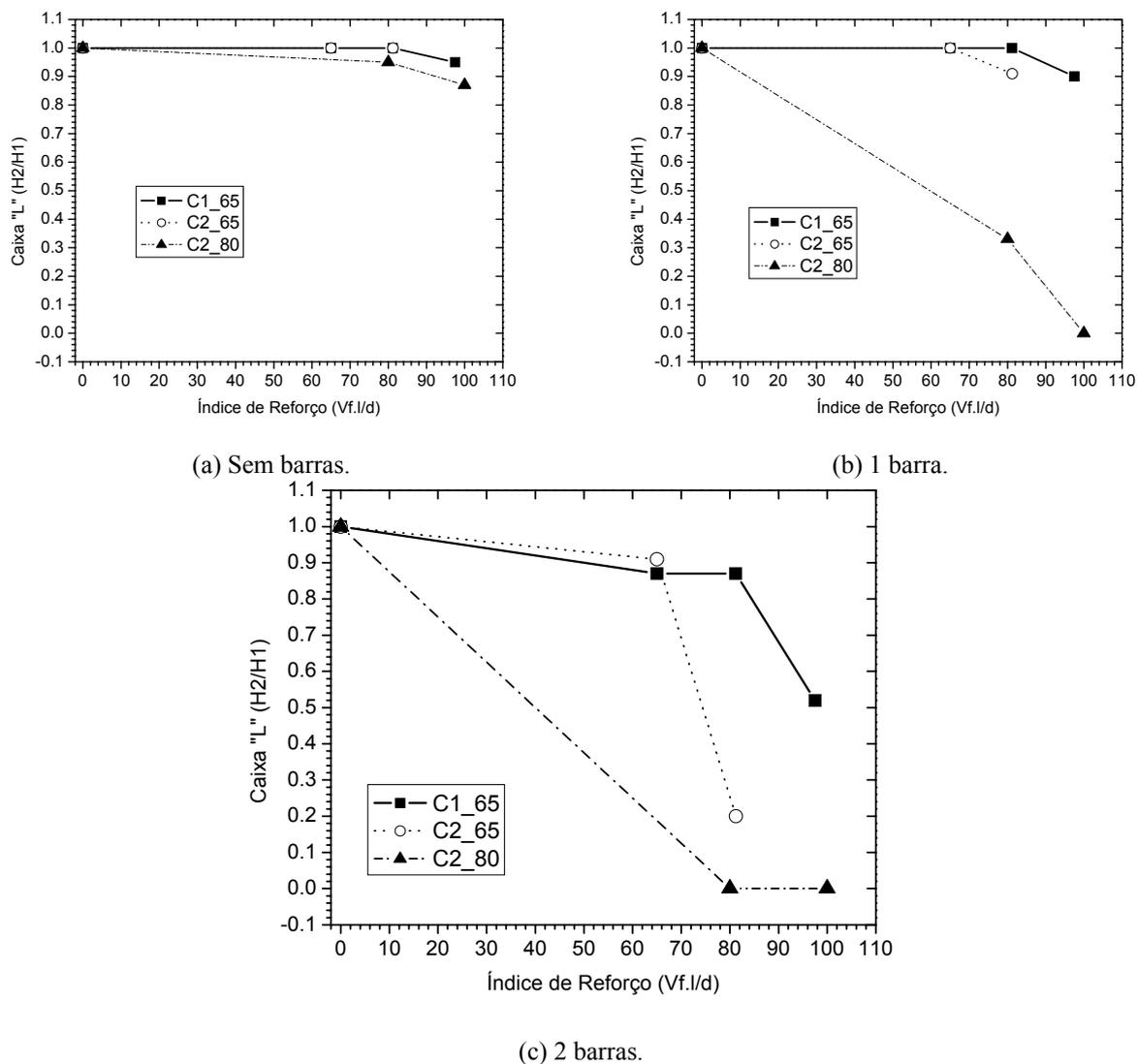


Figura 5.5 – Relação entre a razão H_2/H_1 e o índice de reforço ($V_f I/d$), nos ensaios na caixa “L”.

5.1.3 Fluidez no Funil “V”

Na Tabela 5.3, listam-se os resultados de tempo de escoamento no funil “V” para as misturas produzidas.

Tabela 5.3 – Resultados dos tempos de fluidez no funil “V”.

Misturas	Tempo de fluidez (s)
C1	16
C1.1%65	27
C1.1,25%65	28
C1.1,5%65	51
C2	19
C2.1%65	24
C2.1%80	Bloqueada
C2.1,25%65	33
C2.1,25%80	Bloqueada

As misturas sem fibra, C1 e C2, apresentaram tempos reduzidos de escoamento: 16 e 19 segundos, respectivamente.

Para as misturas do tipo “C1”, quanto maior o teor de fibra adicionado, maior o tempo de escoamento no funil “V”. A mistura contendo 1,5 % de fibra de aço obteve um tempo de escoamento cerca de 220 % maior do que o da mistura sem fibra. Para as misturas com 1 % e 1,25 % de fibra, os aumentos percentuais, em relação ao resultado da matriz, foram de 69 % e 75 %, respectivamente.

Quanto às misturas do tipo “C2”, aquelas contendo fibra com relação de aspecto 80 tiveram escoamento bloqueado no funil “V”. Assim como ocorreu com os ensaios na caixa “L”, uma relação de aspecto elevada mostrou-se mais prejudicial ao escoamento do que um alto teor de fibra. Conforme esperado, as misturas contendo agregados maiores apresentaram maior dificuldade de escoamento no funil “V”.

5.1.4 Ensaio de Auto-nivelamento e Resistência de Segregação no Tubo “U”

Os resultados da relação de auto-nivelamento (H_2/H_1) obtidos a partir dos ensaios no tubo “U” constam na Tabela 5.4. Todos os concretos autoadensáveis mostraram-se fluidos o suficiente para que, quando lançados no tubo, preenchessem-no totalmente. Para as misturas C1.1%65, C1.1,5%65 e C2.1%80, obteve-se uma relação de auto-nivelamento igual a 1,00; para as demais misturas, a relação foi de 0,99.

Tabela 5.4 – Resultados da relação H_2/H_1 , obtidos em ensaios no tubo “U”.

Mistura	Relação H_2/H_1
C1	0,99
C1.1%65	1,00
C1.1,25%65	0,99
C1.1,5%65	1,00
C2	0,99
C2.1%65	0,99
C2.1%80	1,00
C2.1,25%65	0,99
C2.1,25%80	0,99

A Figura 5.6 e a Figura 5.7 mostram os concretos autoadensáveis contendo agregados de diâmetro máximo de 9,5 mm e de 19 mm, respectivamente, após a retirada do molde de PVC. Nota-se que o concreto preencheu inteiramente os espaços do tubo.



(a) C1.



(b) C1.1%65.



(c) C1.1,25%65.



(d) C1.1,5%65.

Figura 5.6– Preenchimento dos espaços do Tubo “U” com concreto contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm.

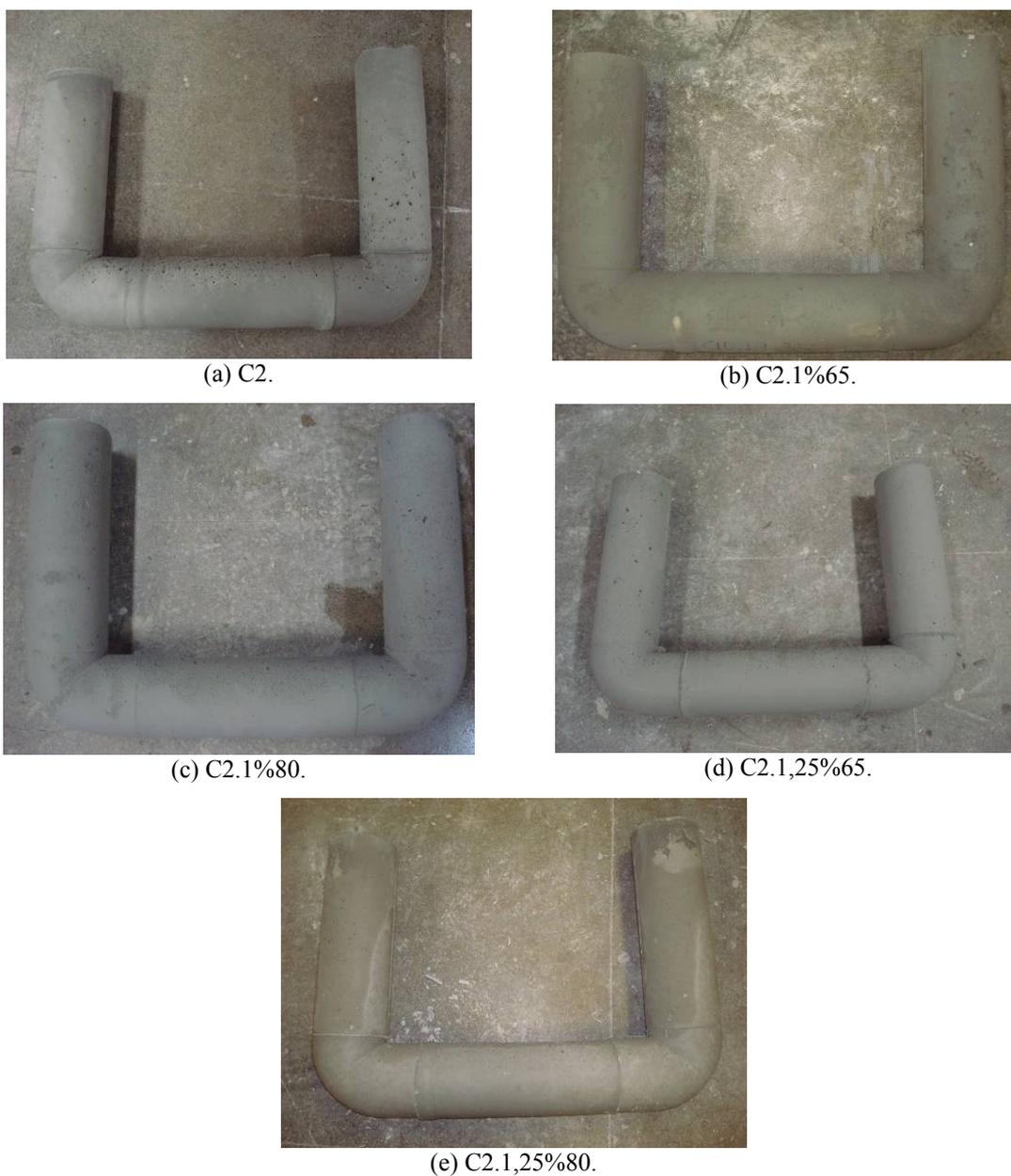


Figura 5.7– Preenchimento dos espaços do Tubo “U” com concreto contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm.

Os resultados experimentais referentes à absorção de água, índice de vazios e massa específica aparente são apresentados na Tabela 5.5 e na Figura 5.8, para todas as misturas de concreto. Os valores representam a média dos resultados de ensaios realizados com 20 amostras retiradas do tubo “U”, para cada concreto. Os coeficientes de variação dos resultados obtidos também encontram-se na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Resultados (média e coeficiente de variação) de absorção de água, índice de vazios e massa específica aparente de amostras carotadas do tubo “U”.

Mistura	Absorção de Água (%)		Índice de Vazios (%)		Massa Específica Aparente (g/cm ³)	
	Média	CV (%)	Média	CV (%)	Média	CV (%)
C1	4,47	6,47	9,93	6,12	2,22	0,70
C1.1%65	4,68	5,66	10,97	5,20	2,26	0,58
C1.1,25%65	4,38	1,32	10,20	1,05	2,28	0,43
C1.1,5%65	4,91	6,08	11,25	5,92	2,29	0,57
C2	3,74	4,43	8,34	3,79	2,23	0,70
C2.1%65	3,82	1,82	8,36	1,94	2,29	0,44
C2.1%80	4,21	4,92	9,01	4,23	2,24	0,88
C2.1,25%65	4,60	5,07	10,58	4,81	2,30	0,32
C2.1,25%80	4,57	5,17	10,56	4,57	2,31	0,91

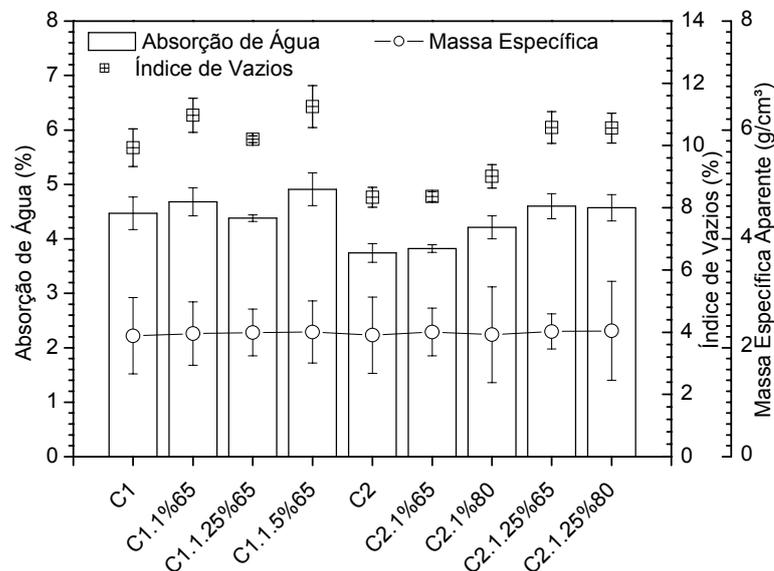


Figura 5.8 – Gráfico representativo de absorção de água, índice de vazios e massa específica de todas as misturas.

De acordo com a Tabela 5.5 e a Figura 5.8, os valores de absorção de água encontrados variam entre 3,74 % e 4,91 %. Para cada tipo de concreto (“C1” e “C2”), nota-se uma tendência de ligeiro aumento da absorção de água, conforme o teor de fibra é elevado. Os coeficientes de variação referentes aos valores de absorção de água foram bastante baixos, comprovando a consistência dos resultados obtidos. Os índices de vazios dos concretos contendo agregado de diâmetro máximo 9,5 mm (“C1”) sofreram acréscimo à medida que se elevava o teor de fibra de aço. Por exemplo, o índice de vazios da mistura C1.1,5%65 foi 13 % superior ao da matriz C1. Comportamento semelhante foi verificado para os concretos com agregado de dimensão máxima 19 mm (“C2”), sendo que a mistura C2.1,25%65 apresentou índice de vazios 27 % maior do

que o da matriz C2. Nos concretos reforçados com fibra, surgem espaços vazios na região de interface entre a matriz de concreto e as fibras. Os resultados da Tabela 5.5 indicam também que os concretos do tipo “C1” obtiveram índices de vazios ligeiramente superiores aos dos concretos do tipo “C2”. A matriz C2 apresentou índice de vazios 16 % inferior ao da matriz C1. Foram baixos os coeficientes de variação referentes aos índices de vazios. Como esperado, a massa específica dos concretos sofreu suave aumento conforme o teor de fibra de aço era acrescido. O concreto C1.1,5%65, por exemplo, teve massa específica cerca de 3 % acima daquela relativa à matriz C1. Não foi notada diferença, em termos de massa específica, entre os concretos do tipo “C1” e os do tipo “C2”. Os coeficientes de variação relativos à massa específicas foram extremamente baixos, inferiores a 1 %.

5.1.5 Comportamento Reológico Utilizando Reômetro

Os gráficos torque x velocidade de rotação das misturas de concreto produzidas, obtidos a partir dos ensaios realizados no reômetro BTRHEOM, são apresentados na Figura 5.9, Figura 5.10 e na Figura 5.11. Nestas mesmas figuras, são representadas curvas ajustadas aos dados experimentais, obtidas através de regressão não-linear conforme o modelo de Herschel-Blukley. A Figura 5.9 compara as curvas referentes às matrizes C1 e C2, que se mostram bastante similares. Na Figura 5.10, são apresentadas as curvas relativas às misturas contendo agregado de máxima dimensão 9,5 mm, e, na Figura 5.11, aquelas relativas às misturas com agregado de máxima dimensão 19 mm. Observa-se que as curvas obtidas por regressão não-linear se mostraram muito bem ajustadas aos pontos experimentais, em todos os casos. Para as misturas contendo agregados de 19 mm e fibras de aço de 60 mm de comprimento (C2.1%80 e C2.1,25%80), o ensaio não pôde ser realizado no reômetro BTRHEOM.

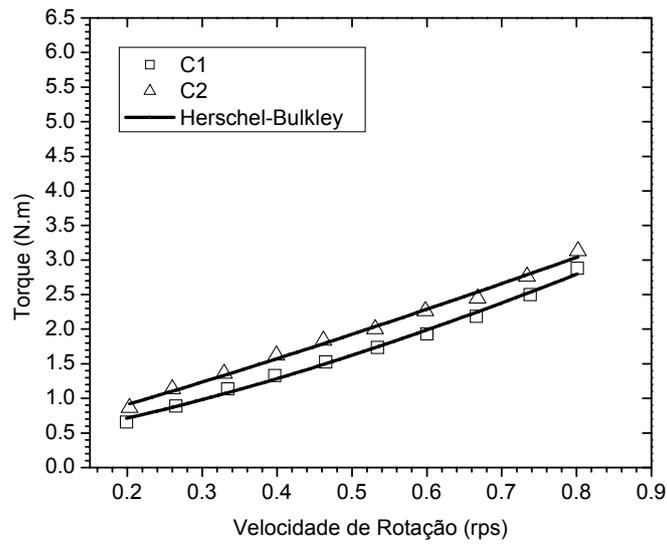


Figura 5.9 – Relação entre torque e velocidade de rotação dos concretos autoadensáveis de referência.

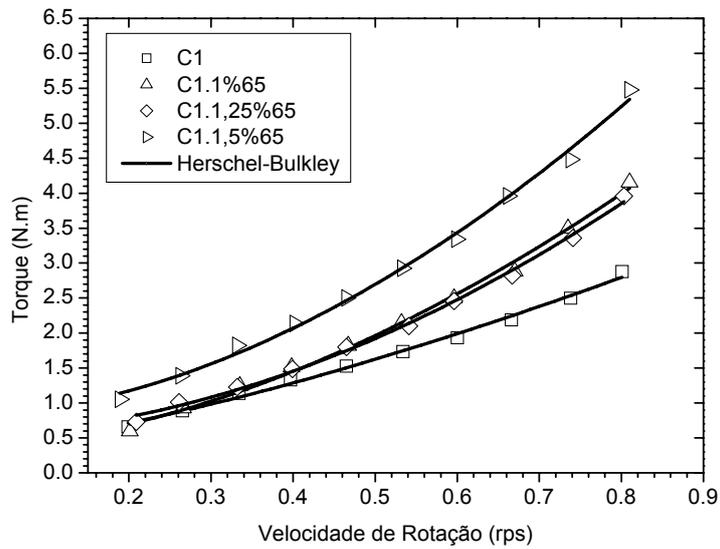


Figura 5.10 – Relação entre torque e velocidade de rotação dos concretos autoadensáveis produzidos com agregados de diâmetro máximo 9,5 mm e contendo fibras com relação de aspecto 65.

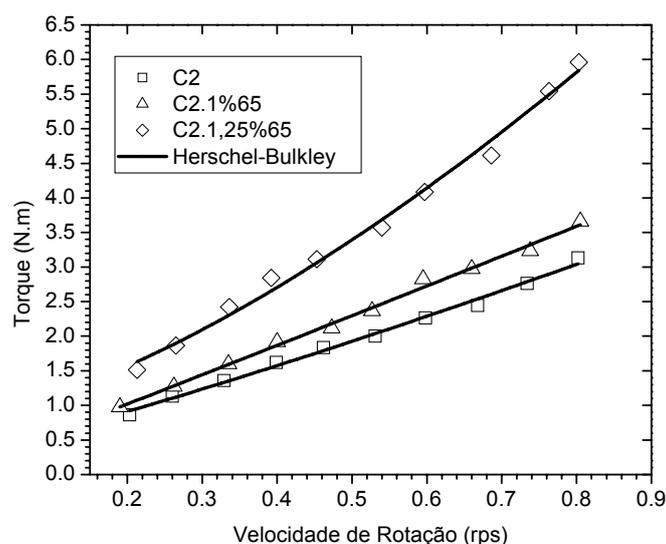


Figura 5.11 – Relação entre torque e velocidade de rotação dos concretos autoadensáveis produzidos com agregados de 19 mm e contendo fibras de relação de aspecto 65.

Através do modelo de Herschel-Bulkley, foram calculadas a viscosidade plástica e a tensão de escoamento das misturas, que estão listadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Resultados de tensão de escoamento e viscosidade plástica dos concretos.

Misturas	Tensão de Escoamento (Pa)	Viscosidade Plástica (Pa.s)
C1	102	129
C1.1%65	105	188
C1.1,25%65	156	170
C1.1,5%65	228	229
C2	102	145
C2.1%65	155	186
C2.1,25%65	253	260

De acordo com De Larrad [26], um concreto autoadensável deve apresentar tensão de escoamento menor do que 500 Pa, e viscosidade plástica compreendida entre 200 e 300 Pa.s. A Tabela 5.6 mostra que as duas matrizes, C1 e C2, apresentaram o mesmo valor de tensão de escoamento (102 Pa). No entanto, a mistura C2 obteve viscosidade plástica 12 % maior do que a da mistura C1, o que se deve ao maior teor de superplastificante contido nesta última. Nota-se que a adição de fibra causou aumento tanto na tensão de escoamento quanto na viscosidade plástica das misturas. O emprego de teores de fibra de aço de 1 %, 1,25 %, e 1,5 % elevou a tensão de escoamento da mistura C1 em, respectivamente, 3 %, 53 % e 124 %. Para a viscosidade plástica, estes acréscimos respectivos foram de 46 %, 32 % e 78 %. As misturas C2.1%65 e C2.1,25%65 tiveram tensão de escoamento 52 % e 148 % acima da obtida pela matriz

C2. Estas mesmas duas misturas apresentaram valores de viscosidade plástica, respectivamente, 28 % e 79 % maiores do que o da mistura C2.

Comparando as misturas reforçadas com 1 % de teor de fibra, observa-se que a mistura com agregado de maior dimensão apresentou tensão de escoamento 48 % acima do obtido pela mistura com agregado de menor dimensão. Em termos de viscosidade plástica, praticamente não houve diferença. A mistura C2.1,25%65 teve valores de tensão de escoamento e de viscosidade plástica 62 % e 53 % maiores do que os da mistura C1.1,25%65, respectivamente.

O gráfico apresentado na Figura 5.12 apresenta, para as misturas de concreto ensaiadas no reômetro, a tensão de escoamento, o abatimento e o teor de superplastificante empregado. Os valores de abatimento são semelhantes, mas, conforme o teor de fibra utilizado crescia, tornava-se necessário o emprego de maior quantidade de superplastificante. Deve ser observado que há uma alta correlação entre a dosagem de superplastificante e a tensão de escoamento das misturas.

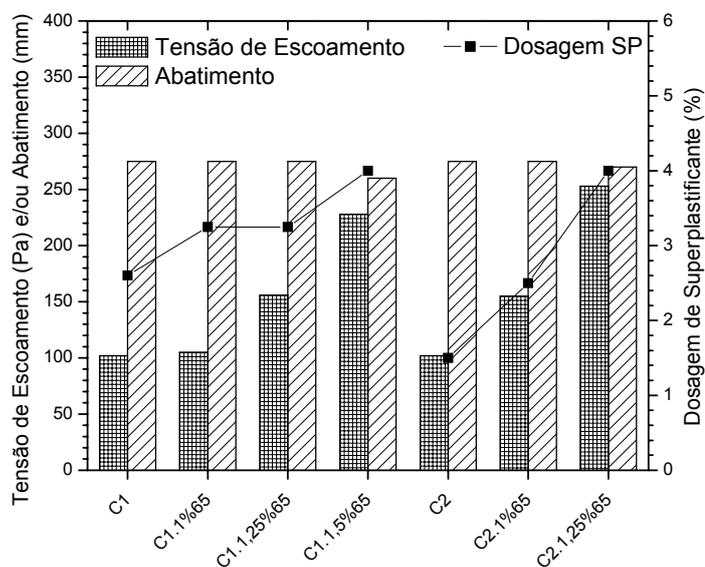
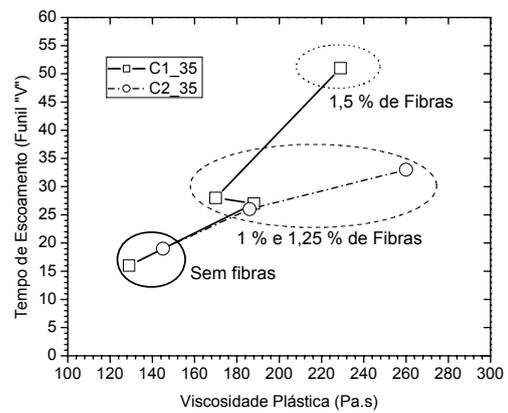
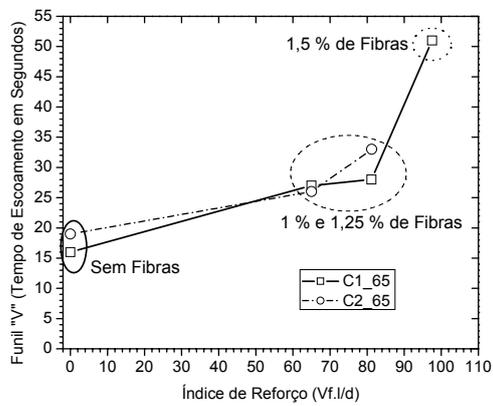


Figura 5.12 – Representação gráfica dos valores de tensão de escoamento, abatimento do troco de cone e dosagem de superplastificante.

Mostra-se, na Figura 5.13-a, a relação entre o tempo de escoamento no funil “V” e o índice de reforço utilizado nas misturas. Por sua vez, a Figura 5.13-b apresenta a relação entre o tempo de escoamento no funil “V” e a viscosidade plástica das misturas, obtida através do reômetro. Aumentos no índice de reforço ou na viscosidade de uma mistura de concreto tendem a reduzir sua trabalhabilidade, levando-a a ter um maior

tempo de escoamento no ensaio no funil “V”. Os gráficos das Figuras 5.13-a e 5.13-b refletem este comportamento.



(a) Tempo de escoamento x índice de reforço.

(b) Tempo de escoamento x viscosidade plástica.

Figura 5.13 – Relação entre: (a) tempo de escoamento no funil “V” e índice de reforço (Vf.l/d);

(b) tempo de escoamento no funil “V” e viscosidade plástica.

6 PROPRIEDADES MECÂNICAS

São apresentados e analisados, neste capítulo, os resultados obtidos a partir dos ensaios de compressão, de cisalhamento, de tração direta e de flexão (monotônicos, cíclicos, e em painéis circulares), realizados em corpos-de-prova dos diversos concretos autoadensáveis produzidos. Para cada tipo de teste, foram ensaiados três corpos-de-prova de cada concreto.

6.1 Compressão

A Tabela 6.1 apresenta os resultados (média e coeficiente de variação) de tensão de primeira fissura, deformação axial de primeira fissura, resistência à compressão, deformação axial de pico e módulo de elasticidade, referentes aos concretos em análise.

Tabela 6.1 – Resultados (média e coeficiente de variação) de tensão de primeira fissura, deformação de primeira fissura, resistência à compressão, deformação de pico e módulo de elasticidade.

Misturas	Tensão de primeira fissura (MPa)		Deformação Axial de Primeira fissura ($\mu\epsilon$)		Resistência à Compressão (MPa)		Deformação Axial de Pico ($\mu\epsilon$)		Módulo de Elasticidade (GPa)	
	f_{c1}	CV (%)	ϵ_1	CV (%)	f_c	CV (%)	ϵ_a	CV (%)	E	CV (%)
C1	35,33	0,90	1059	1,18	69,91	1,00	2930	4,38	33,93	1,04
C1.1%65	36,32	0,71	936	0,20	72,03	0,88	2940	1,22	37,82	0,54
C1.1,25%65	36,06	0,42	981	2,84	72,21	1,24	2980	6,72	37,47	2,49
C1.1,5%65	35,93	0,43	982	2,03	72,54	0,20	2950	4,21	37,35	3,78
C2	35,66	0,60	969	2,63	70,20	2,76	2740	0,43	35,65	0,90
C2.1%65	37,91	0,38	1057	2,74	70,93	2,06	2810	1,30	36,53	3,30
C2.1%80	38,53	0,39	1113	1,88	70,32	0,25	2810	2,69	35,26	2,31
C2.1,25%65	37,63	1,00	1131	1,94	70,34	1,21	3080	0,86	34,55	1,48
C2.1,25%80	38,10	0,69	1104	2,16	76,06	3,48	3180	3,85	35,13	4,42

Os coeficientes de variação de todos os parâmetros listados na Tabela 6.1 foram bastante baixos (inferiores a 5 %), o que indica consistência nos procedimentos experimentais.

Apresentam-se, na Tabela 6.2, os valores de tenacidade à compressão dos concretos produzidos, referentes à deformação de pico e às deformações de 5000 e 7000 $\mu\epsilon$.

Tabela 6.2 – Resultados (média e coeficiente de variação) de tenacidade à compressão para determinados valores de deformação.

Misturas	Tenacidade (kJ/m^2)		
	Def. de Pico	5000 $\mu\epsilon$	7000 $\mu\epsilon$
C1	12,34	-	-
C1.1%65	12,39	25,68	35,58
C1.1,25%65	12,73	26,15	35,72
C1.1,5%65	13,11	27,33	39,23
C2	10,05	-	-
C2.1%65	10,96	25,73	35,66
C2.1%80	11,35	26,02	37,30
C2.1,25%65	13,73	26,48	37,94
C2.1,25%80	14,86	27,65	39,72

São mostradas, na Figura 6.1 e na Figura 6.2, curvas típicas tensão x deformação referentes a corpos-de-prova dos concretos dos tipos C1 e C2, respectivamente, obtidas através de ensaios de compressão.

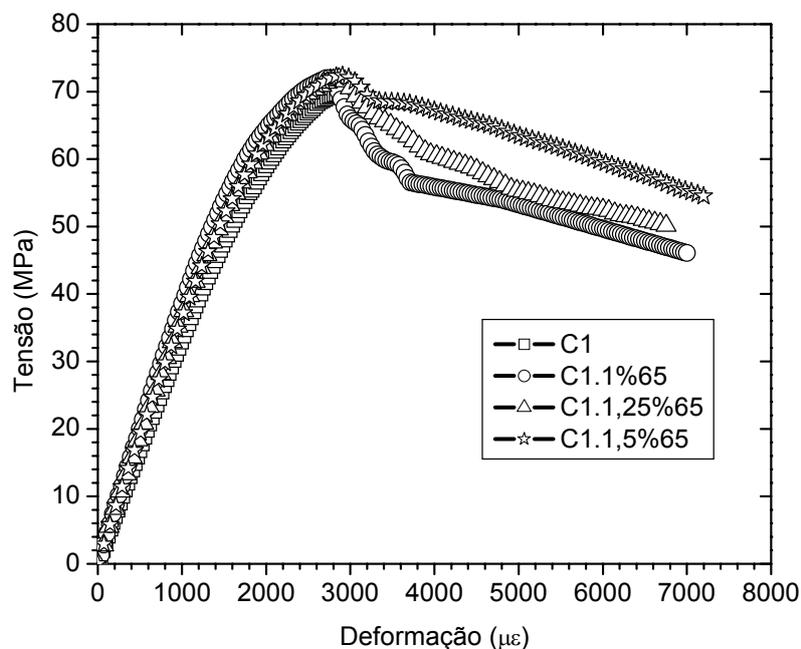


Figura 6.1 – Curvas típicas tensão x deformação dos concretos do tipo C1.

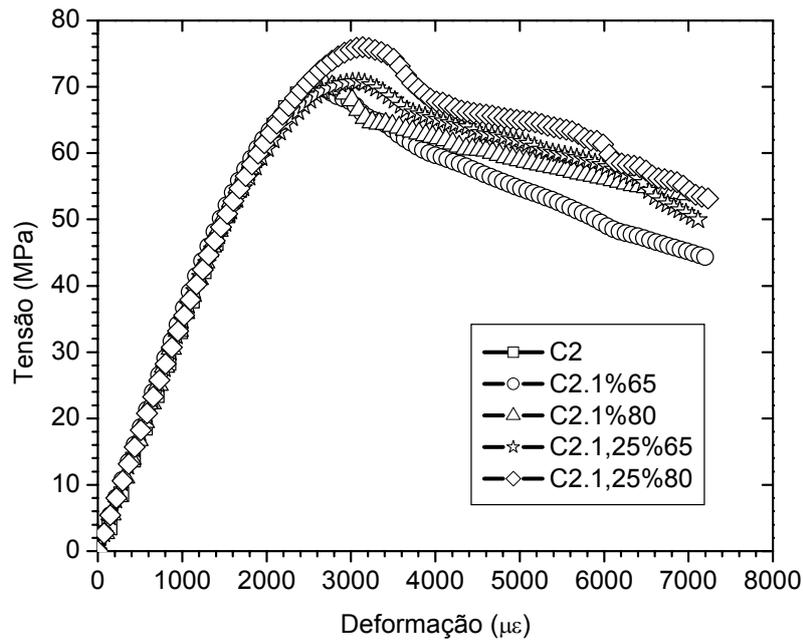


Figura 6.2 – Curvas típicas tensão x deformação dos concretos do tipo C2.

6.1.1 Comportamento à Compressão das Matrizes Autoadensáveis

Na Figura 6.3 são mostradas curvas típicas tensão x deformação das matrizes de concretos autoadensáveis estudadas, C1 e C2.

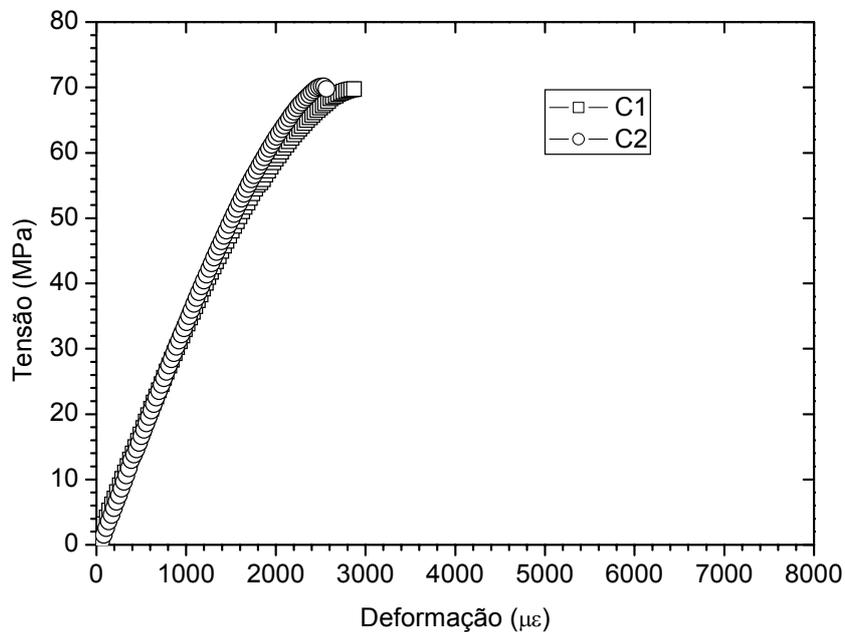
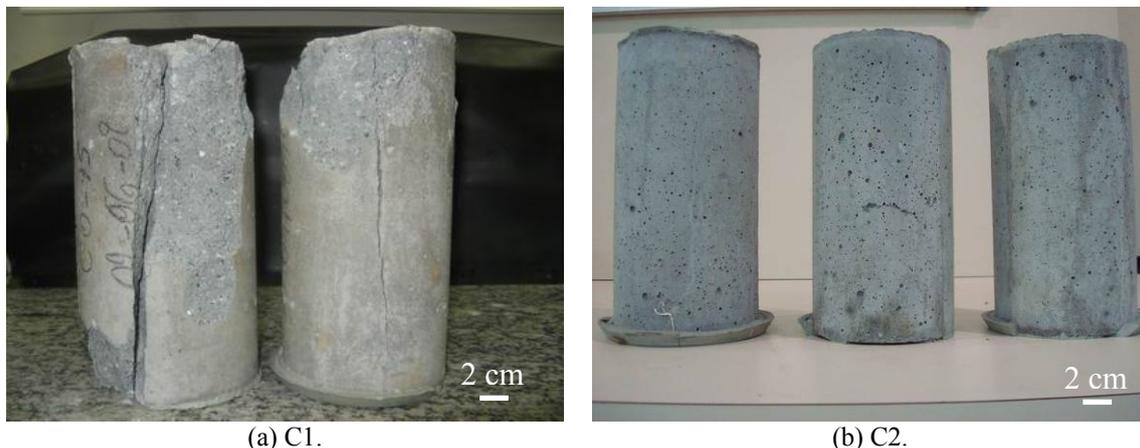


Figura 6.3 – Curvas tensão x deformação típicas à compressão das matrizes autoadensáveis.

Conforme mostra a Tabela 6.1, as tensões de primeira fissura foram de 35,33 MPa e 35,66 MPa para os concretos sem fibra C1 e C2, respectivamente. A deformação

referente à primeira fissura do concreto C2 ($969 \mu\epsilon$) foi cerca de 8 % inferior à do concreto C1 ($1059 \mu\epsilon$). As duas matrizes apresentaram valores muito semelhantes de resistência à compressão (69,91 MPa para a matriz C1; 70,20 MPa para a matriz C2), sendo insignificante a diferença percentual entre os dois resultados. A deformação relativa à tensão de pico foi de $2930 \mu\epsilon$ para o concreto C1, e de $2740 \mu\epsilon$ para o concreto C2. Assim, a deformação de pico do concreto C2 foi 6 % menor do que a do concreto C1. O módulo de elasticidade da mistura C1 foi de 33,93 GPa, e o da mistura C2 foi de 35,65 GPa (incremento de 5 %).

O modo de fratura à compressão uniaxial dos corpos-de-prova das matrizes C1 e C2 é apresentado na Figura 6.4. Observa-se que a ruptura é do tipo cisalhante ou colunar.



(a) C1. (b) C2.
Figura 6.4 – Modo de fratura dos corpos-de-prova dos concretos C1 e C2 submetidos a ensaio de compressão uniaxial.

6.1.2 Comportamento à Compressão dos Concreto do Tipo C1

As curvas típicas tensão x deformação dos concretos C1, C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65, mostradas na Figura 6.1, indicam que a adição de fibras proporcionou alta ductilidade à compressão ao concreto autoadensável.

A tensão de primeira fissura variou de 35,93 MPa a 36,32 MPa para os concretos autoadensáveis fibrosos do tipo C1. As fibras proporcionaram um pequeno aumento na tensão de primeira fissura. Em relação à matriz C1, os concretos reforçados com fibra de relação de aspecto 65 nos teores de 1 %, 1,25 % e 1,5 % tiveram tensão de primeira fissura respectivamente 2,8 %, 2,1 % e 1,7 % mais elevada. A deformação axial,

referente à primeira fissura, também apresentou uma variação estatística significativa em relação à mistura de referência. A adição de 1 %, 1,25 % e 1,5% de fibra reduziu a deformação de primeira fissura em 11,6 %, 7,4 % e 7,3 %, respectivamente.

Aumentos na resistência à compressão de 3,0 %, 3,3 % e 3,8 % foram observados ao se adicionar, respectivamente, 1 %, 1,25 % e 1,5 % de fibras à matriz auto-adensável C1. A mais elevada resistência à compressão, entre as misturas do tipo C1, foi de 72,54 MPa (C1.1,5%65). Os resultados mostram que não houve aumento na deformação axial de pico, quando se adicionou fibra à matriz C1.

Os módulos de elasticidade dos três tipos de concreto fibroso (C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65) foram maiores, em cerca de 10 %, do que o da matriz C1. Os valores obtidos variaram entre 33,93 e 37,82 MPa.

São ilustrados graficamente, na Figura 6.5, os valores de resistência à compressão, deformação axial de pico e módulo de elasticidade obtidos para os concretos C1, C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

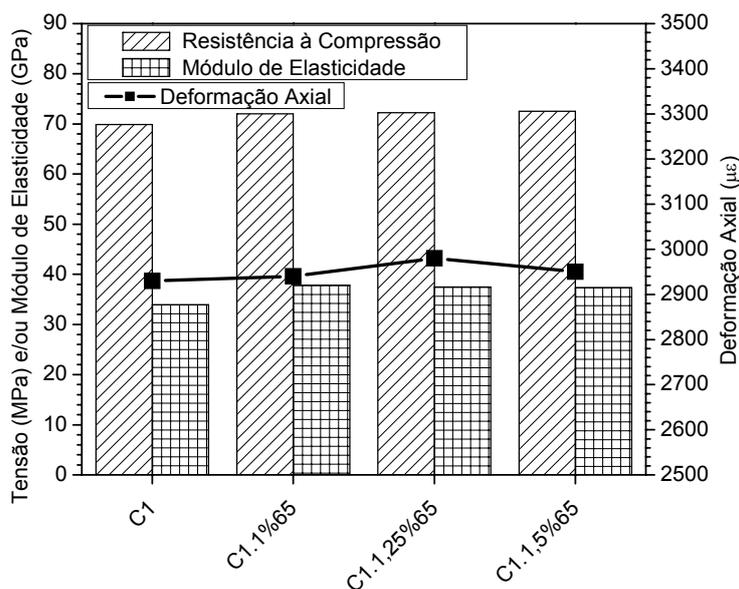


Figura 6.5 – Valores de resistência à compressão, módulo de elasticidade e deformação de pico dos concretos do tipo C1.

A Figura 6.6 mostra os ramos pós-pico, normalizados, das curvas tensão x deformação dos concretos do tipo C1 reforçados, em função do índice de reforço (produto do teor de fibra pela relação de aspecto da fibra, $V_f \cdot l/d$). As normalizações das tensões e das deformações foram feitas, respectivamente, em relação à resistência à compressão e à deformação de pico de cada tipo de concreto. Nota-se que, quando aumentado o índice de reforço, a curva normalizada se torna mais “suave” (ou seja, se

aproxima mais de uma reta horizontal), e a área abaixo da curva torna-se maior (aumento de tenacidade). Por exemplo, para a deformação normalizada de valor 2, as tensões normalizadas dos concretos com índices de reforço de aproximadamente 80 e 100 foram, respectivamente, 4 % e 17 % maiores do que a tensão normalizada do concreto com índice de reforço 65.

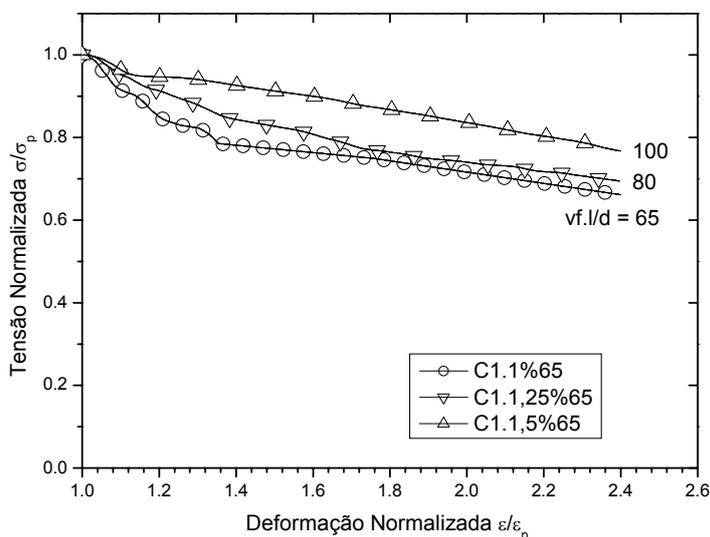


Figura 6.6 – Pós-pico das curvas tensão x deformação, normalizadas, do concreto C1 reforçado com fibras.

Os resultados da Tabela 6.2 levam à conclusão de que o aumento no teor de fibra causou acréscimo na tenacidade dos concretos do tipo C1. Para a tenacidade relativa à deformação de pico, os valores referentes aos concretos C1.1,25%65 e C1.1,5%65 foram, respectivamente, 3,2 % e 6,2 % maiores do que o da matriz C1 (quanto ao concreto C1.1%65, não houve aumento). Para uma deformação de 5000 $\mu\epsilon$, as tenacidades dos concretos com 1,25 % e 1,5 % de fibra mostraram-se cerca de 2 % e 6 % mais elevadas do que a do concreto com teor de fibra 1 %. Para uma deformação de 7000 $\mu\epsilon$, os concretos C1.1%65 e C1.1,25%65 tiveram a mesma tenacidade, enquanto o concreto C1.1,5%65 apresentou valor de tenacidade cerca de 10 % maior.

Mostra-se, na Figura 6.7, o modo de fratura dos corpos-de-prova dos concretos autoadensáveis fibrosos do tipo C1, submetidos a ensaio de compressão uniaxial. Para o concreto autoadensável de referência (C1), apresentado anteriormente na Figura 6.4-a, o modo de fratura foi do tipo cisalhante ou colunar. Para os concretos reforçados, observa-se uma tendência de grande deformabilidade após o pico máximo de tensão, devido ao efeito de confinamento interno proporcionado pelas fibras. Como consequência, a ruptura do tipo cisalhante é menos visível.



Figura 6.7 – Modo de fratura dos corpos-de-prova dos concretos do tipo C1 reforçados com fibra, submetidos ao ensaio de compressão uniaxial.

6.1.3 Comportamento à Compressão dos Concretos do tipo C2

Como pode ser notado na Figura 6.2, em que são mostradas curvas típicas tensão x deformação para os concretos autoadensáveis do tipo C2, a adição de fibra tornou os concretos altamente dúcteis. Os resultados listados na Tabela 6.1 evidenciam que houve aumento na tensão de primeira fissura, quando se adicionou fibra de aço ao concreto. A tensão de primeira fissura dos concretos autoadensáveis fibrosos variou de 37,63 MPa a 38,53 MPa, valores aproximadamente 7 % mais elevados do que a tensão de primeira fissura da matriz C2. Por sua vez, as deformações de primeira fissura dos concretos C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 foram, respectivamente, 9 %, 15 %, 17 % e 14 % superiores à da matriz C2.

O concreto autoadensável fibroso C2.1,25%80 apresentou resistência à compressão de 76,06 MPa, substancialmente maior (em torno de 7 %) do que as dos outros concretos, que variaram entre 70,20 MPa e 70,93 MPa. As adições de 1 % e 1,25 % de fibra com relação de aspecto 65, e de 1,25 % de fibra com relação de aspecto

80 não se mostraram capazes de melhorar a resistência à compressão obtida pela matriz C2.

As misturas com teor de fibra 1,25 % (C2.1,25%65 e C2.1,25%80) obtiveram deformações de pico respectivamente 12 % e 16 % acima da obtida pela matriz C2. Para as misturas reforçadas com 1 % de fibra (C2.1%65 e C2.1%80), as deformações de pico não são significativamente diferentes daquela referente à mistura C2.

O módulo de elasticidade dos concretos do tipo C2 variou de 34,55 GPa a 36,53 GPa, valores que, segundo a análise estatística, não são significativamente diferentes. O gráfico da Figura 6.8 compara os valores de resistência à compressão, deformação axial de pico e módulo de elasticidade obtidos para os concretos C2, C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

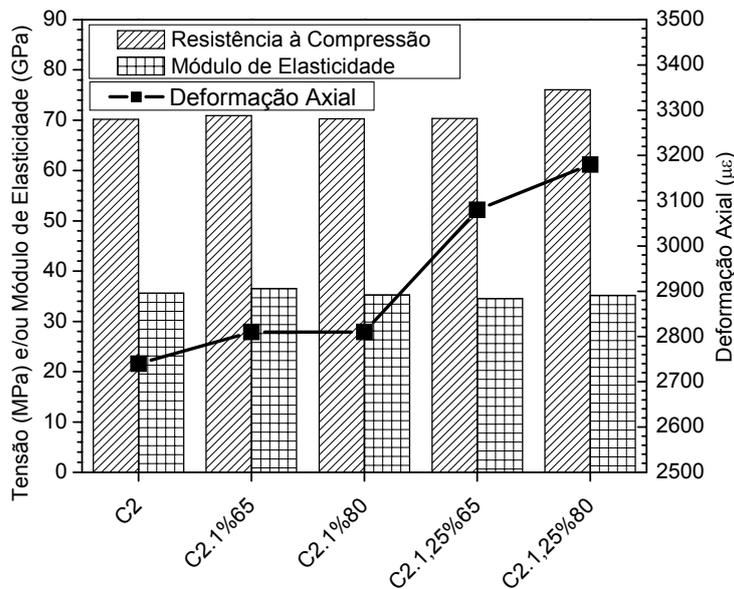


Figura 6.8 – Valores de resistência à compressão, módulo de elasticidade e deformação de pico para os concretos do tipo C2.

Os ramos pós-pico, normalizados, das curvas tensão x deformação dos concretos fibrosos do tipo C2 são mostrados na Figura 6.9, em que se apresenta também o índice de reforço ($V_f.l/d$) de cada concreto.

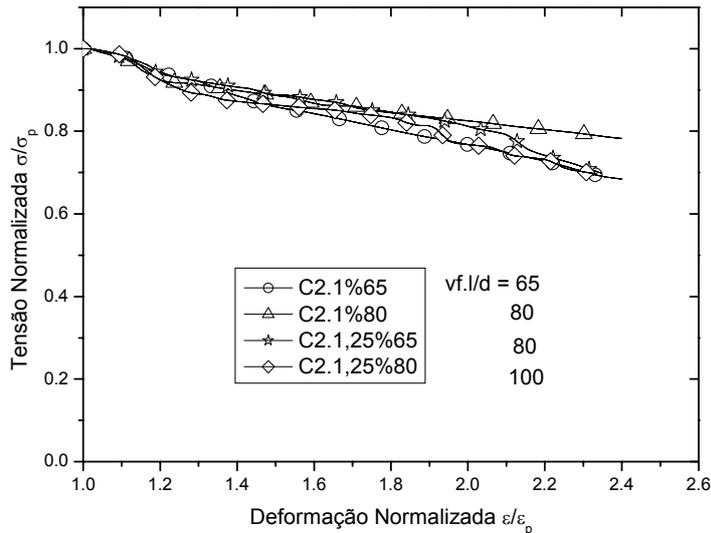


Figura 6.9 – Pós-pico das curvas tensão x deformação, normalizadas, do concreto C2 reforçado com fibras.

Não se nota diferença significativa entre as curvas, tanto quanto à tenacidade como quanto à inclinação (bastante suave). Observa-se que, para uma deformação de cerca de $6000 \mu\epsilon$, os valores de tensão, para todas as misturas, são iguais a aproximadamente 70 % da resistência à compressão. Isso indica que as fibras propiciaram alta capacidade de absorção de energia às misturas autoadensáveis, após a fissuração da matriz de concreto.

Os valores listados na Tabela 6.2 levam a concluir-se que, quanto maior o índice de reforço do concreto, mais elevada a sua tenacidade à compressão. Em relação à tenacidade referente ao pico de tensão obtida pela matriz C2, as misturas C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 apresentaram resultados respectivamente 9 %, 13 %, 37 % e 48 % maiores. Considerando-se os resultados relativos a uma deformação de $5000 \mu\epsilon$, as tenacidades dos concretos C2.1%65, C2.1%80 e C2.1,25%65 foram bastante semelhantes. Já o concreto com índice de reforço 100 (C2.1,25%80) teve, para uma deformação de $5000 \mu\epsilon$, tenacidade 7 % acima da apresentada pelo concreto C2.1%65. Para deformação de $7000 \mu\epsilon$, os resultados de tenacidade das misturas C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 foram, respectivamente, 5 %, 6 % e 11 % mais elevados do que o da mistura C2.1%65. Em resumo, a adição de fibra de aço se mostrou efetiva em proporcionar aumento de capacidade de absorção de energia aos concretos autoadensáveis.

Os corpos-de-prova dos concretos fibrosos do tipo C2, após rompidos sob compressão, são mostrados na Figura 6.10. As fibras fizeram com que os concretos conseguissem manter um bom nível de integridade, mesmo após terem sido submetidos a elevadas deformações.

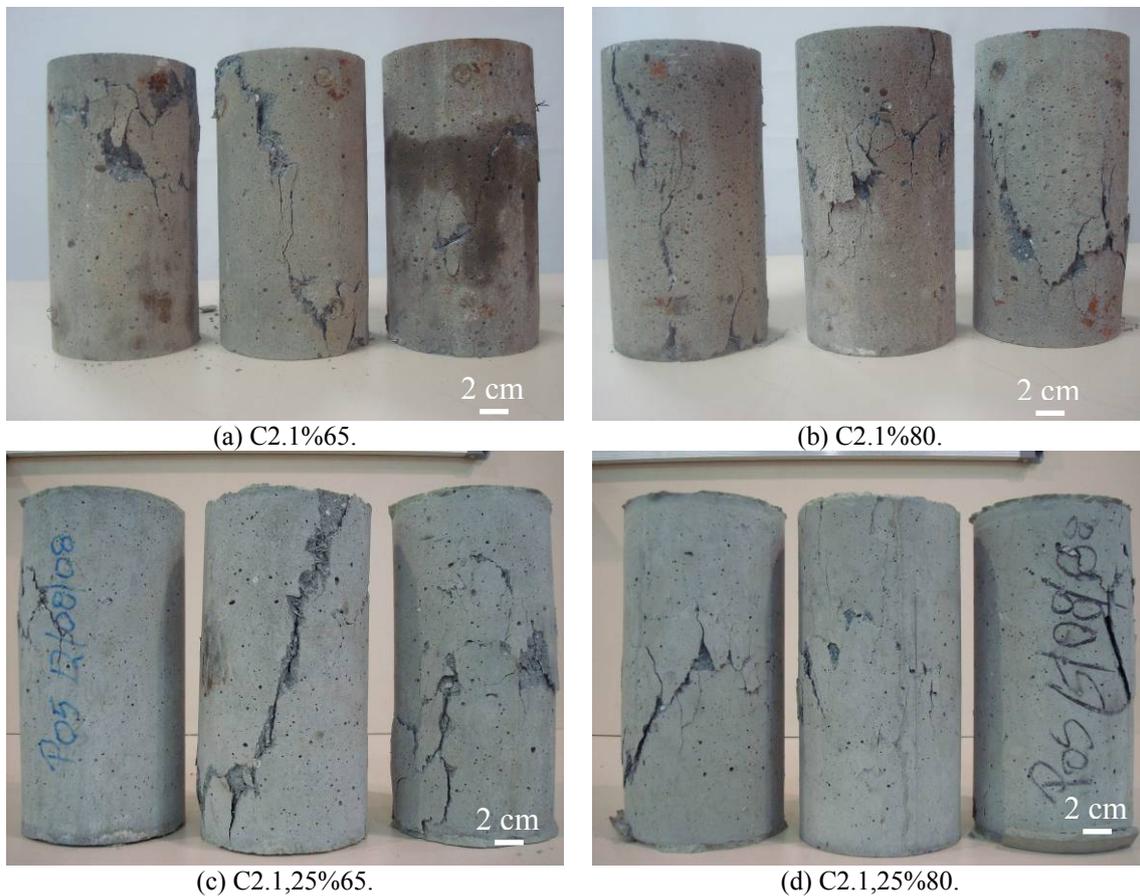


Figura 6.10 – Modo de fratura à compressão dos corpos-de-prova dos concretos do tipo C2 reforçados com fibra de aço.

6.1.4 Comportamento à Compressão de Concretos Autoadensáveis com Mesmo Teor de Fibra e Mesma Relação de Aspecto

A Figura 6.11-a compara curvas tensão x deformação típicas para os concretos autoadensáveis reforçados com 1 % de fibra com relação de aspecto 65 (concretos C1.1%65 e C2.1%65). Comparação análoga é feita na Figura 6.11-b, para os concretos contendo 1,25 % de fibra com relação de aspecto 65 (C1.1,25%65 e C2.1,25%65).

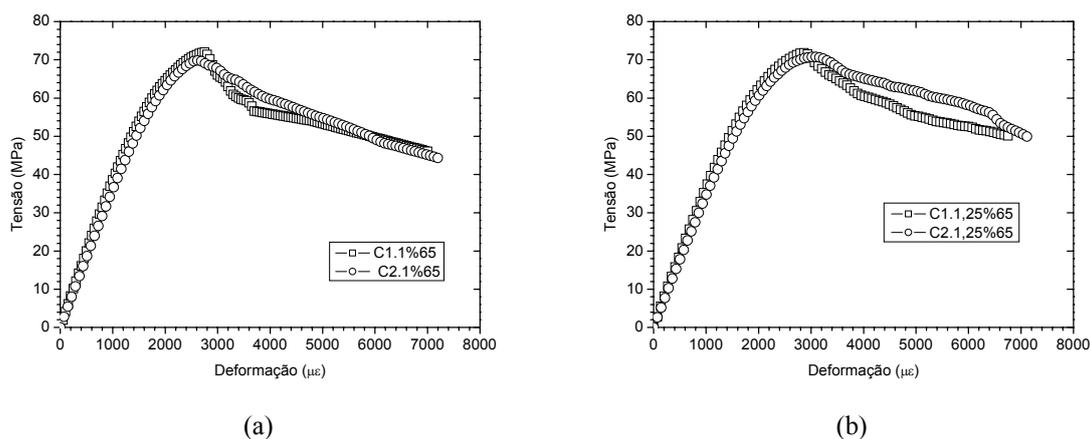


Figura 6.11 – Curvas tensão x deformação típicas à compressão dos concretos contendo mesma fração volumétrica e relação de aspecto.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 6.1, as tensões e as deformações de primeira fissura das duas misturas contendo 1 % de fibra de aço de relação de aspecto 65 são estatisticamente diferentes. O concreto C2.1%65 apresentou valores de tensão e de deformação de primeira fissura respectivamente 4 % e 13 % acima dos apresentados pela mistura C1.1%65. Quanto à resistência à compressão, ocorreu o inverso: o valor referente ao concreto C2.1%65 foi ligeiramente (cerca de 1,5 %) inferior ao do concreto C1.1%65. Os valores de deformação de pico dos dois tipos de concreto não são estatisticamente diferentes. O módulo de elasticidade da mistura C2.1%65 foi 3,4 % menor do que o do concreto C1.1%65.

Situação semelhante ocorreu com os concretos contendo fibra com relação de aspecto 65, em teor volumétrico de 1,25 %. Em relação aos resultados do concreto C1.1,25%65, o concreto C2.1,25%65 obteve tensão de primeira fissura 4 % menor, deformação de primeira fissura 15 % maior, resistência à compressão 3 % menor, deformação de pico 3 % maior, e módulo de elasticidade 8 % menor.

Em relação à tenacidade, os resultados referentes à deformação de pico e às deformações de 5000 $\mu\epsilon$ e 7000 $\mu\epsilon$ foram bastante semelhantes (ver Tabela 6.2), não permitindo que seja apontada diferença de comportamento entre os concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65.

6.1.5 Comportamento à Compressão de Concretos Autoadensáveis com o Mesmo Índice de Reforço

Curvas típicas tensão x deformação para os concretos autoadensáveis fibrosos produzidos com o índice de reforço de aproximadamente 80 e 100 são mostradas na Figura 6.12. O índice de reforço dos concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65 é de 81,25, e o do concreto C2.1%80 é de 80. Os índices de reforço dos concretos C1.1,5%65 e C2.1,25%80 são de 97,5 e 100, respectivamente. Os resultados relativos aos ensaios de compressão dos concretos comparados neste item encontram-se na Tabela 6.1.

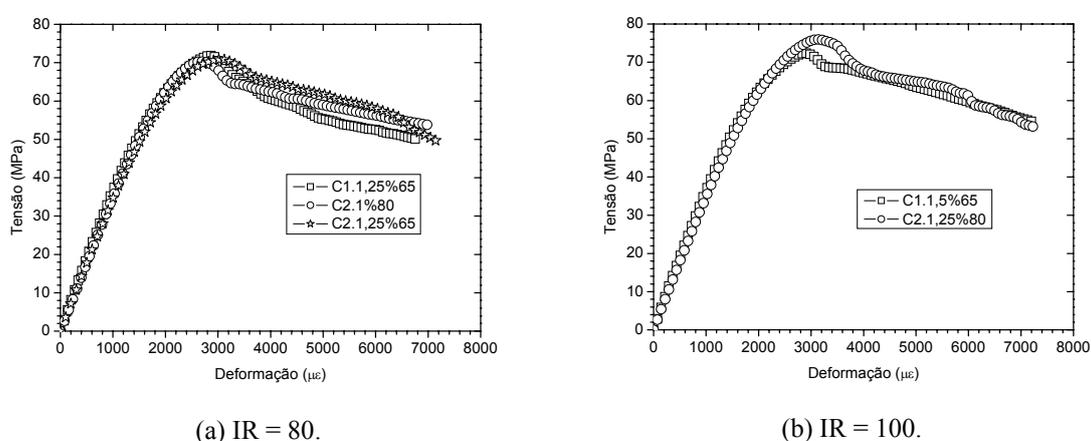


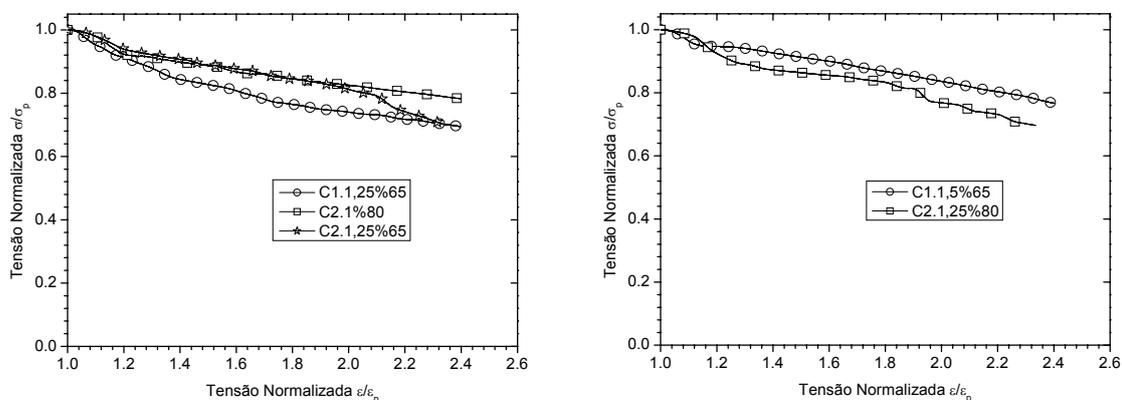
Figura 6.12 – Curvas típicas tensão x deformação dos concretos com índices de reforço 80 e 100.

Para os concretos com índice de reforço em torno de 80, nota-se, na Tabela 6.1, que as misturas contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm (C2.1%80 e C2.1,25%65) tiveram tensão e deformação de primeira fissura maiores do que a mistura com agregado de dimensão máxima 9,5 mm (C1.1,15%65). Os valores de tensão de primeira fissura dos concretos C2.1%80 e C2.1,25%65 foram, respectivamente, 7 % e 4 % mais altos do que o do concreto C1.1,25%65. Quanto à deformação de primeira fissura, estes aumentos respectivos foram de 13 % e 15 %. No que se refere à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade, o quadro se inverte: o concreto do tipo C1 obteve valores superiores aos dos concretos do tipo C2. A resistência à compressão do concreto C1.1,25%65 foi cerca de 3 % mais elevada do que as dos concretos C2.1%80 e C2.1,25%65; o módulo de elasticidade do concreto C1.1,25%65 mostrou-se 6 % e 8 % maior do que os dos concretos C2.1%80 e C2.1,25%65, respectivamente. Quando a comparação é feita em termos de tenacidade (Tabela 6.2), mais uma vez os resultados levam à conclusão de que o comportamento dos concretos do tipo C1 e C2 é similar. Os

concretos tiveram a capacidade de manter, sob alta deformação, um elevado percentual de tensão, relativa à sua resistência à compressão.

Procedendo-se à comparação entre os concretos com índice de reforço em torno de 100, verifica-se na Tabela 6.1 que, em relação aos resultados do concreto C1.1,5%65, o concreto C2.1,25%80 obteve tensão de primeira fissura 6 % maior, deformação de primeira fissura 12 % maior, resistência à compressão 5 % maior, deformação de pico 8 % maior, e módulo de elasticidade 6 % menor. Ao contrário da tendência percebida nas outras comparações realizadas neste estudo, o concreto com agregado de maior dimensão mostrou-se mais resistente à compressão do que o que continha agregado de menor tamanho, para um índice de reforço igual a 100. No ramo descendente da curva tensão x deformação, as duas misturas apresentaram comportamento semelhante, mantendo valores elevados de tensão mesmo para deformações muito altas.

A Figura 6.13 compara os ramos pós-pico das curvas normalizadas tensão x deformação, para os concretos com índices de reforço 80 e 100.



(a) IR = 80.

(b) IR = 100.

Figura 6.13 – Pós-pico das curvas tensão x deformação, normalizadas, dos concretos com índices de reforço 80 (a) e 100 (b).

Nota-se que as curvas normalizadas são bastante suaves, tendendo para uma reta de baixa inclinação. As misturas C2.1%80 e C2.1,25%65 apresentam curvas normalizadas semelhantes até aproximadamente uma deformação normalizada igual a 2. A tensão normalizada, para essa deformação, é de 0,82 para o concreto C2.1%80, e de 0,81 para o concreto C2.1,25%65. A tensão normalizada do concreto C1.1,25%65,

referente a deformação normalizada de 2, é igual a 0,74, cerca de 9 % inferior aos valores referentes aos outros dois concretos.

No que diz respeito aos concretos com índice de reforço 100, a curva normalizada da mistura C1.1,5%65 tem uma menor inclinação do que a da mistura C2.1,25%80. Como consequência, a tenacidade da primeira mistura é maior do que a da segunda. Para um valor de deformação normalizada 2, a tensão normalizada da mistura C1.1,5%65 mostrou-se 9 % maior do que a da mistura C2.1,25%80.

6.1.6 Ajuste de equação aos resultados experimentais de compressão

Aplicando-se o Método dos Mínimos Quadrados aos resultados de resistência à compressão obtidos para os concretos em estudo, chegou-se à Equação 6.1. Foi obtido um alto valor de correlação no ajuste realizado. Essa equação expressa a resistência à compressão dos concretos reforçados com fibra de aço, em função da resistência à compressão da matriz correspondente, do teor volumétrico de fibra empregado, e da relação de aspecto das fibras utilizadas.

$$f_c = 2,598.V_f \cdot \left(\frac{L}{d}\right) + f_0 \quad \text{em MPa.} \quad \text{Equação 6.1}$$

onde:

f_0 = resistência à compressão da matriz;

V_f = teor, em volume, de fibra;

$\frac{L}{d}$ = relação de aspecto da fibra (L: comprimento; d: diâmetro).

Em trabalhos anteriores, as seguintes equações (Equação 6.2 e Equação 6.3) foram encontradas, para concretos fibrosos não autoadensáveis:

$$f_c = 1,9.V_f \cdot \left(\frac{L}{d}\right) + f_0 \quad \text{em MPa.} \quad \text{Equação 6.2 - [162]}$$

$$f_c = 2,1604.V_f \cdot \left(\frac{L}{d}\right) + f_0 \quad \text{em MPa.} \quad \text{Equação 6.3 - [163]}$$

Comparando-se as três expressões acima, constata-se que o ganho de resistência à compressão proporcionado pelas fibras foi maior para os concretos do presente estudo.

6.2 Tração Direta

Os resultados referentes aos ensaios experimentais de tração direta são mostrados e analisados no presente item. As curvas típicas são apresentadas como curvas tensão x deformação até o surgimento da primeira fissura, e, a partir desse ponto, passa-se a apresentar as curvas tensão x abertura de fissura.

Listam-se, na Tabela 6.3, os resultados (médias e coeficiente de variações) de resistência à tração, deformação de pico e módulo de elasticidade, dos concretos produzidos. A tabela também apresenta a relação entre a resistência à tração de cada concreto e a resistência à tração da matriz correspondente (C1 ou C2).

Tabela 6.3– Resultados (média e CV) de resistência à tração, deformação de pico, módulo de elasticidade, e relação “resistência à tração – resistência à tração da matriz”, referentes aos concretos produzidos.

Misturas	Resistência à Tração (MPa)		Deformação de pico ($\mu\epsilon$)		Módulo de Elasticidade (GPa)		Res. à Tração Relativa
	ft	CV (%)	ϵ_{pf}	CV (%)	E	CV (%)	ft_{ci}/ft_{co}
C1	4,20	1,84	161	4,87	32,13	2,46	1,00
C1.1%65	4,48	0,41	163	11,31	32,36	9,48	1,06
C1.1,25%65	5,28	2,81	203	12,53	33,73	2,56	1,25
C1.1,5%65	5,01	8,17	134	12,24	31,62	1,74	1,19
C2	4,63	8,41	139	8,41	33,10	6,32	1,00
C2.1%65	4,96	7,60	158	1,79	35,58	5,53	1,07
C2.1%80	4,65	8,93	192	4,39	35,77	5,50	1,01
C2.1,25%65	4,84	4,21	177	2,00	33,90	5,42	1,04
C2.1,25%80	5,02	6,31	183	9,15	34,43	6,48	1,08

Para todos os parâmetros calculados, os coeficientes de variação apresentaram baixos valores, inferiores a 10 %.

A Tabela 6.4 apresenta os resultados de tenacidade obtidos, referentes à deformação de pico, e às aberturas de fissura de 0,1; 0,2; 0,5; 1,0; 1,5; 2,0 e 3,0 mm.

Tabela 6.4– Resultados de tenacidade à tração dos concretos, referentes ao deslocamento de pico, e a diversos valores de abertura de fissura.

Misturas	Def.pico	Tenacidade (kJ/m^2)						
		Abertura de Fissura						
		0,1 mm	0,2 mm	0,5 mm	1,0 mm	1,5 mm	2,0 mm	3,0 mm
C1	0,031	-	-	-	-	-	-	-
C1.1%65	0,047	0,270	0,934	2,050	3,532	4,609	5,410	6,438
C1.1,25%65	0,058	0,425	1,016	2,480	4,068	5,344	5,422	6,710
C1.1,5%65	0,064	0,451	1,050	2,227	3,960	5,308	5,760	6,834
C2	0,038	-	-	-	-	-	-	-
C2.1%65	0,032	0,423	0,828	1,734	3,120	3,961	4,967	6,207
C2.1%80	0,036	0,479	0,982	2,230	3,490	4,620	5,453	6,744
C2.1,25%65	0,034	0,467	0,915	1,806	3,029	3,930	4,669	6,126
C2.1,25%80	0,039	0,459	0,931	2,330	4,331	5,920	7,131	7,980

6.2.1 Comportamento à Tração das Matrizes Autoadensáveis

Curvas típicas tensão x deformação das matrizes de concreto autoadensável contendo agregados de diâmetro máximo de 9,5 mm (C1) e 19 mm (C2) são mostradas na Figura 6.14. Percebe-se que a ruptura das matrizes ocorre de forma frágil. A Tabela 6.3 mostra que a resistência à tração do concreto sem fibra C1 foi de 4,20 MPa, enquanto a do C2 foi 10 % maior (4,63 MPa). As deformações de pico (deformações relativas à máxima tensão) foram 161 $\mu\epsilon$ e 139 $\mu\epsilon$ para os concretos C1 e C2, respectivamente. Em relação à deformação de pico do concreto C1, a do concreto C2 foi 14 % inferior. O módulo de elasticidade, calculado a partir do ensaio de tração direta, do concreto C2 (33,10 GPa) foi ligeiramente maior (3 %) do que o apresentado pelo concreto C1 (32,13 GPa). Os valores de módulo de elasticidade à tração das misturas C1 e C2 foram, respectivamente, cerca de 9 % e 7 % menores que aqueles determinados por meio dos testes de compressão.

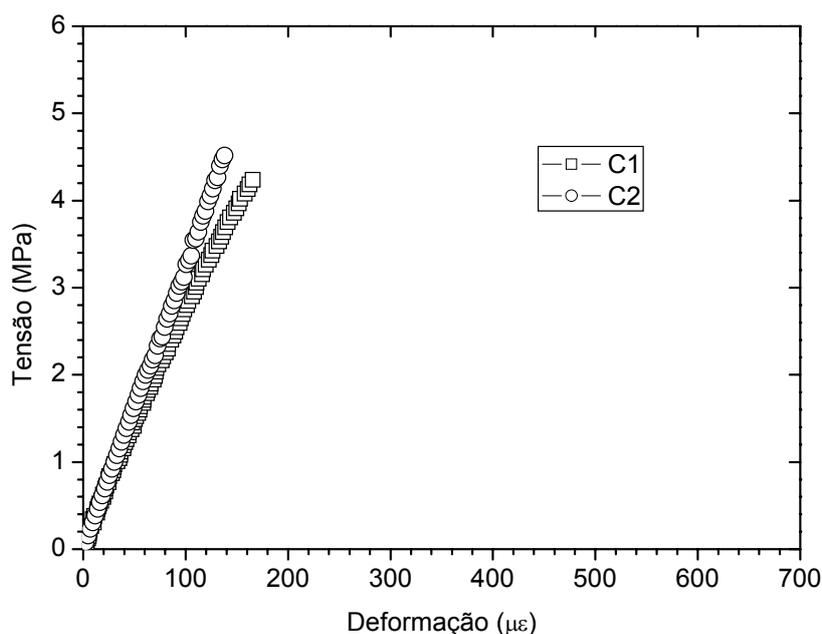


Figura 6.14 – Curvas típicas tensão x deformação, obtidas a partir de ensaios de tração direta, dos concretos C1 e C2.

As tenacidades à tração referentes à deformação de pico dos concretos C1 e C2 foram de, respectivamente, 0,031 kJ/m² e 0,048 kJ/m² (Tabela 6.4). A Figura 6.15 mostra o modo de fratura de amostras dos concretos C1 e C2 ensaiadas à tração. Nota-se que todas as amostras de concreto apresentaram somente uma fissura, iniciada quando estavam submetidos à máxima tensão de tração.

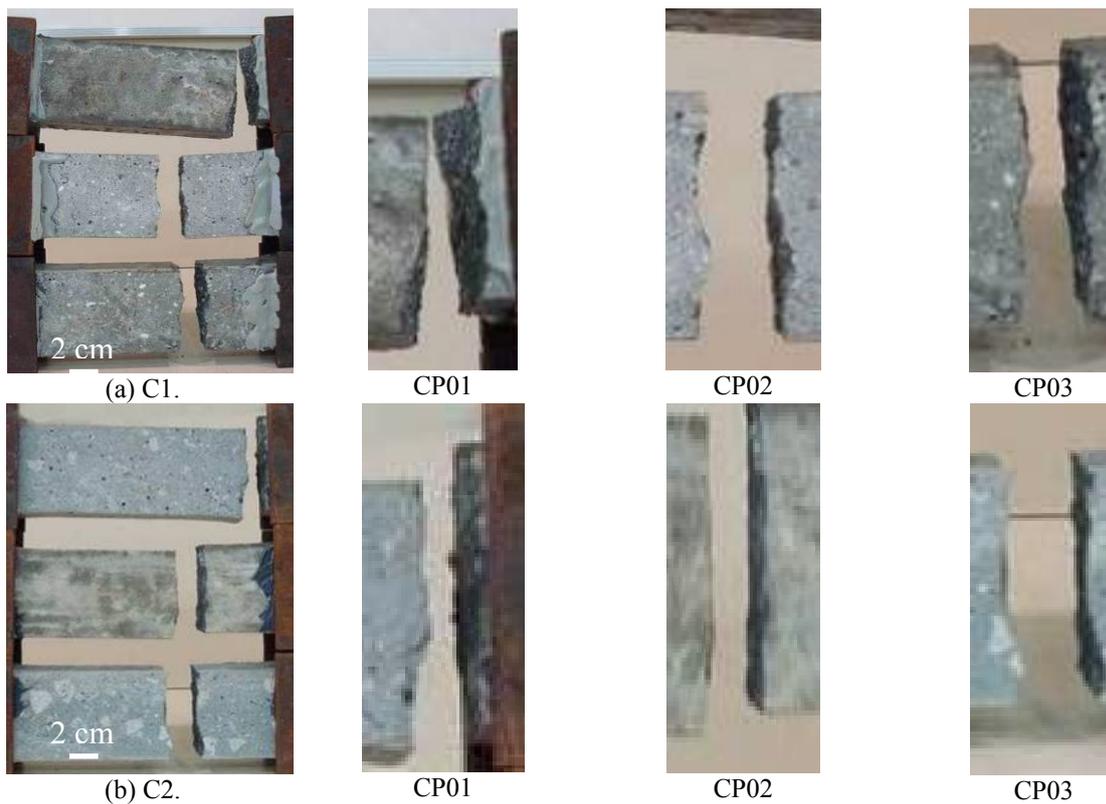


Figura 6.15 – Modo de fratura dos corpos-de-prova dos concretos C1 e C2, submetidos a ensaios de tração direta.

6.2.2 Comportamento à Tração dos Concretos do Tipo C1

Curvas típicas tensão x deformação (pré-fissuração), e curvas típicas tensão x abertura de fissura (pós-fissuração), obtidas para os concretos C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65, são apresentadas na Figura 6.16.

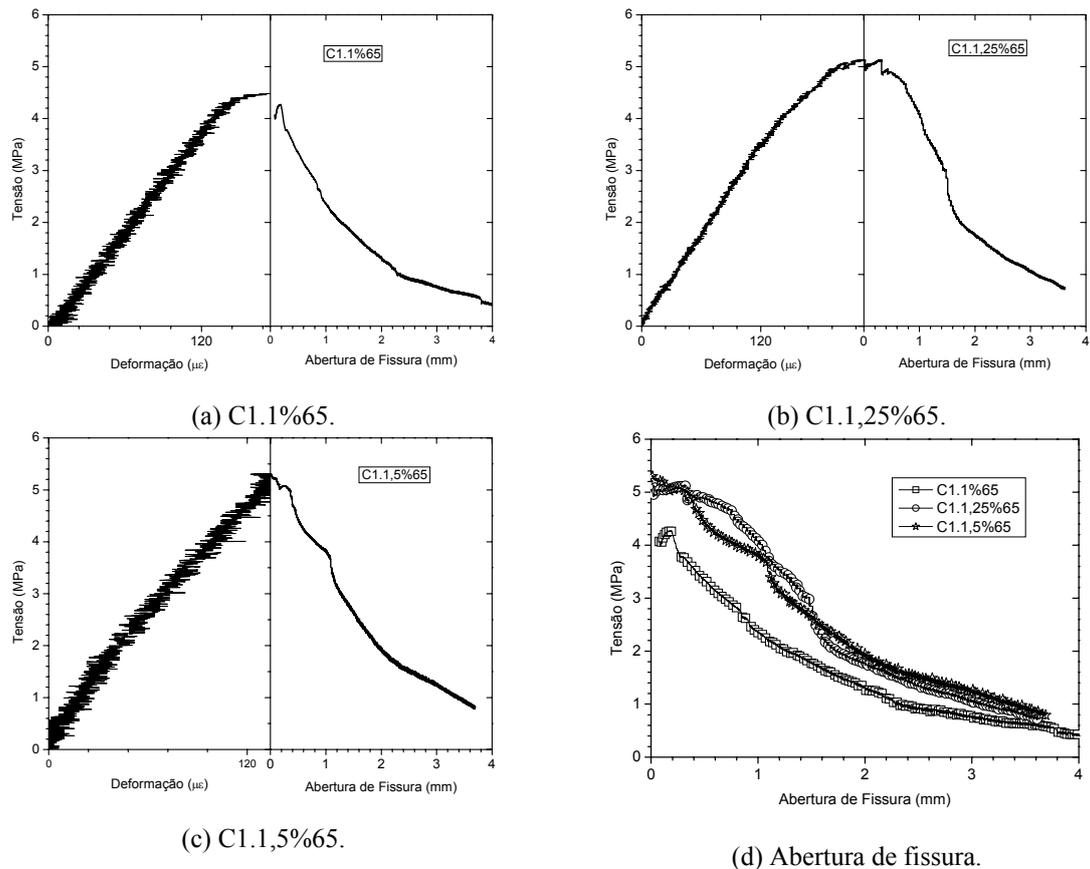


Figura 6.16 – Curvas típicas Tensão x Deformação e Tensão x Abertura de fissura dos concretos fibrosos C1.1%65; C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

De acordo com a Tabela 6.3, os valores de resistência à tração dos concretos reforçados com fibra foram superiores aos das matrizes. Em relação à matriz C1, os concretos C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65 mostraram-se, respectivamente, 7 %, 26 % e 19 % mais resistentes à tração. Assim, o concreto C1.1,25%65 foi o que obteve maior resistência à tração: 5,28 MPa

No que concerne à deformação de pico, o resultado do concreto C1.1%65 foi igual à da matriz C1. Já os concreto C1.1,25%65 e C1.1,5%65 tiveram deformação de pico, respectivamente, 26 % maior e 19 % menor do que a obtida pelo concreto C1.

A análise estatística indicou que não houve diferenças de relevância estatística entre os resultados de módulo de elasticidade dos concretos do tipo “C1”, que variaram entre 31,62 GPa e 33,73 GPa. Em média, o módulo de elasticidade à tração das misturas C1 foi 14 % inferior ao valor obtido à compressão.

No que diz respeito ao ramo pós-pico, a mistura C1.1%65 apresenta um decréscimo de tensão de aproximadamente 10 % imediatamente após a formação da primeira fissura, e nesse ponto a abertura de fissura é de 0,08 mm. A partir desse ponto,

há uma ligeira tendência de aumento da tensão até aproximadamente 0,17 mm de abertura de fissura. Em seguida, a tensão é reduzida com o aumento gradual da abertura de fissura (amolecimento). Os concretos C1.1,25%65 e C1.1,5%65 mostraram-se capazes de manter a tensão máxima até uma abertura de fissura de aproximadamente 0,32 mm, ocorrendo amolecimento em seguida. Conclui-se que os teores volumétricos de 1,25 % e 1,5 % de fibra de aço deram ao concreto autoadensável C1 capacidade de manter a tensão máxima de tração por um determinado tempo, retardando o processo de amolecimento do material.

A Figura 6.17 mostra corpos-de-prova dos concretos fibrosos do tipo C1 rompidos sob tração direta.

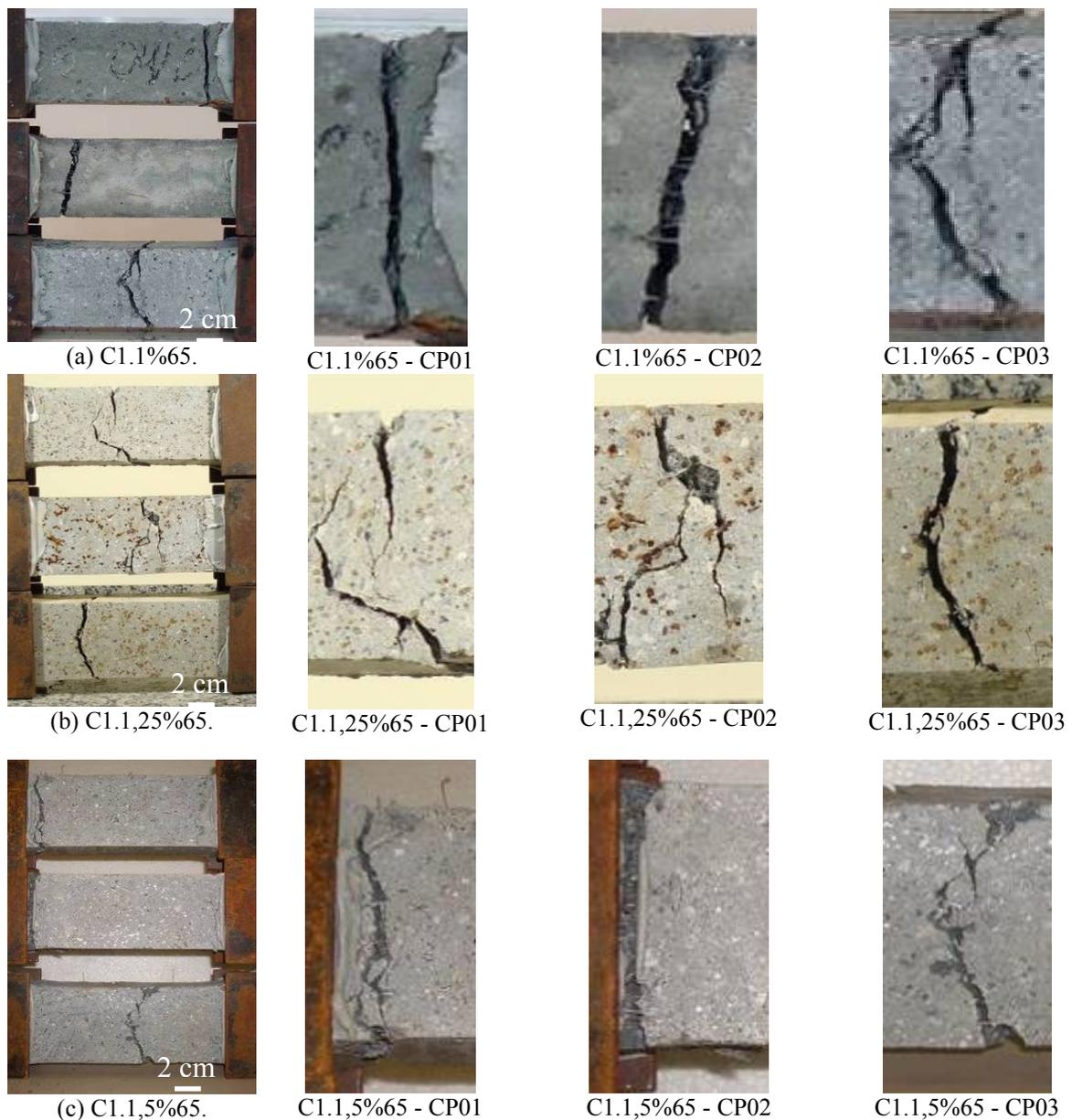


Figura 6.17 – Modo de fratura à tração dos corpos-de-prova do concreto tipo “C1” reforçados com fibras.

Constata-se, através das fotografias mostradas na Figura 6.9, que a fratura à tração direta deu-se de duas formas: (a) formação de fissura única; (b) formação de fissura principal, em torno da qual ramificaram-se fissuras menores.

Apresenta-se graficamente, na Figura 6.18, a variação da tenacidade à tração dos concretos do tipo C1 com a abertura de sua fissura principal, mostrada anteriormente na Tabela 6.4. O aumento na fração de fibra adicionada ao concreto elevou ligeiramente sua capacidade de absorção de energia, no ensaio de tração direta.

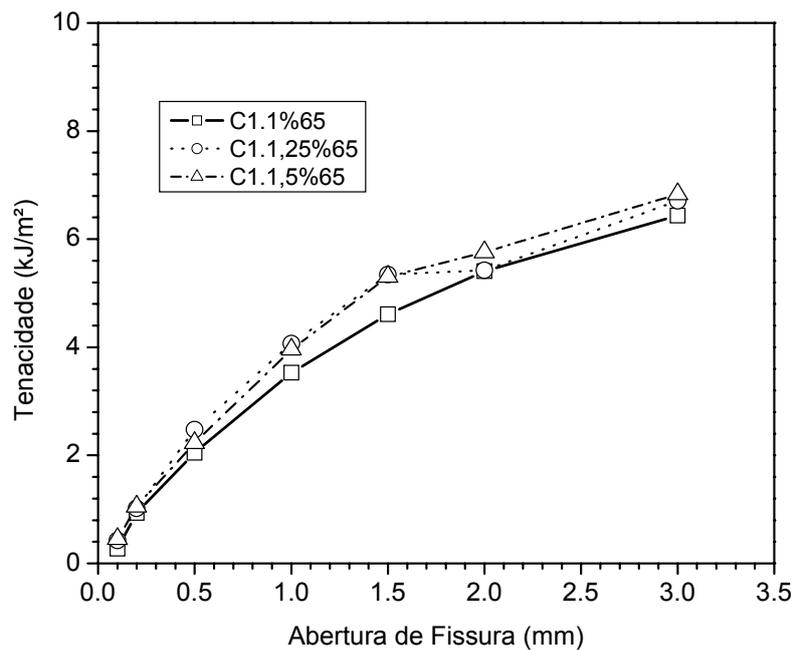


Figura 6.18 – Gráfico Tenacidade x Abertura de fissura, para os concretos fibrosos do tipo “C1”.

6.2.3 Comportamento à Tração dos Concretos do Tipo C2

A Figura 6.19 mostra curvas típicas tensão x deformação e tensão x abertura de fissuras, provenientes dos ensaios de tração direta realizados em corpos-de-prova dos concretos fibrosos C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80. Na Figura 6.19-e, os ramos pós-pico das curvas são mostrados mais detalhadamente.

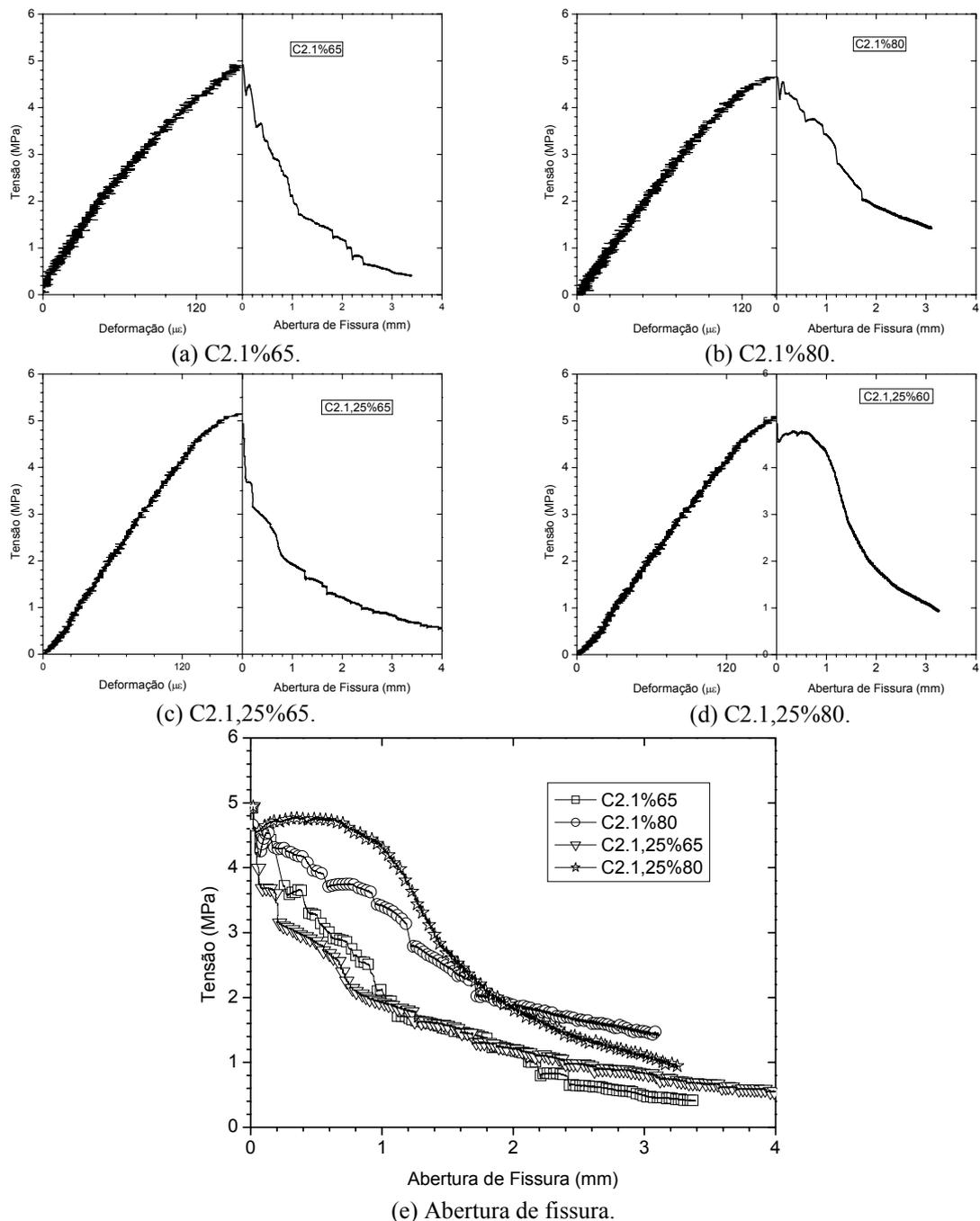


Figura 6.19 – Curvas típicas, obtidas em ensaios de tração, dos concretos fibrosos do tipo C2: Tensão x Deformação e Tensão x Abertura de fissura.

Os resultados listados na Tabela 6.3 e as curvas da Figura 6.19 indicam acréscimo na resistência à tração do concreto do tipo C2, ao se adicionar fibra de aço. Entretanto, os acréscimos foram menos significativos do que os verificados para os concretos do tipo C1. A resistência à tração do concreto C2.1%80 foi igual à da matriz C2. Os concretos C2.1%65, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 obtiveram resistência à tração respectivamente 7 %, 4 % e 8 % mais elevada do que a obtida pela matriz C2. A mais alta resistência à tração foi de 5,02 MPa. Todos os concretos fibrosos apresentaram

deformação de pico maior do que aquela da matriz C2 e, em média, a diferença percentual foi de 28 %. Não houve diferença estatisticamente relevante entre os módulos de elasticidade dos concretos fibrosos e o da matriz C2. Além disso, os módulos de elasticidade obtidos por meio dos ensaios de tração foram praticamente iguais àqueles calculados através dos ensaios de compressão.

Conclui-se, a partir da Figura 6.19-e, que o concreto C2.1,25%80 foi aquele em que o processo de amolecimento pós-fissura sofreu maior retardação.

Corpos-de-prova rompidos sob tração direta dos concretos reforçados com fibra do tipo C1 são mostrados na Figura 6.20. Semelhantemente ao observado nos concretos do tipo C1, a fratura dos corpos-de-prova dos concretos do tipo C2 sob tração direta ocorreu ou com formação de fissura única, ou com formação de fissura principal (com fissuras menores ramificadas).

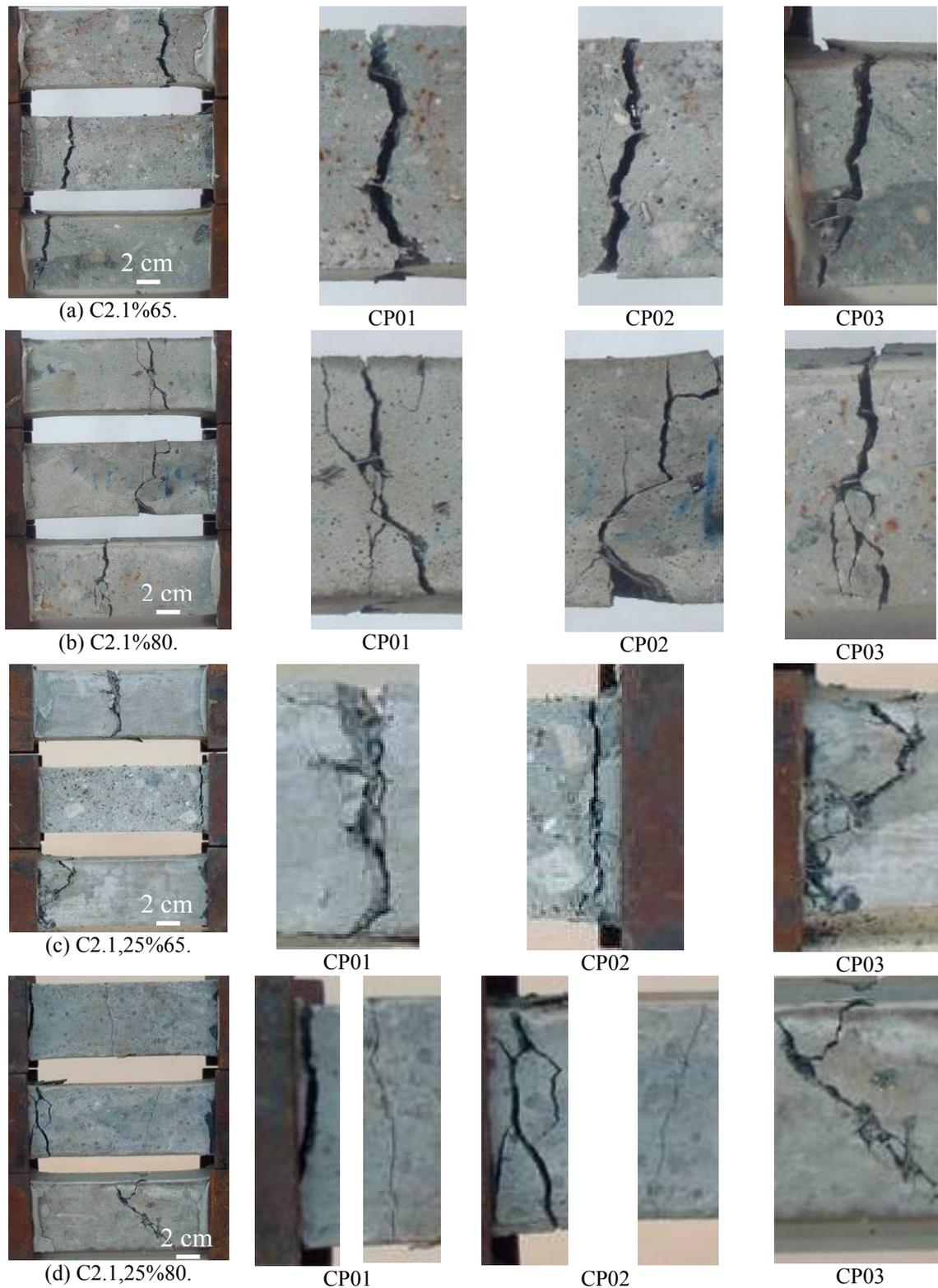


Figura 6.20 – Modo de fratura à tração dos corpos-de-prova do concreto do tipo C2 reforçados com fibras.

O gráfico da Figura 6.21 correlaciona a tenacidade à tração dos concretos fibrosos do tipo C2 com a abertura da fissura principal. Este gráfico, em conjunto com os valores que constam na Tabela 6.4, mostra que os concretos contendo fibra com

relação de aspecto 80 obtiveram maior tenacidade do que aqueles com fibra de relação de aspecto 65. Para uma abertura de fissura de 3,0 mm, por exemplo, os concretos que continham fibra de relação de aspecto 80 foram aproximadamente 20 % mais tenazes do que os concretos reforçados com fibra de relação de aspecto 65.

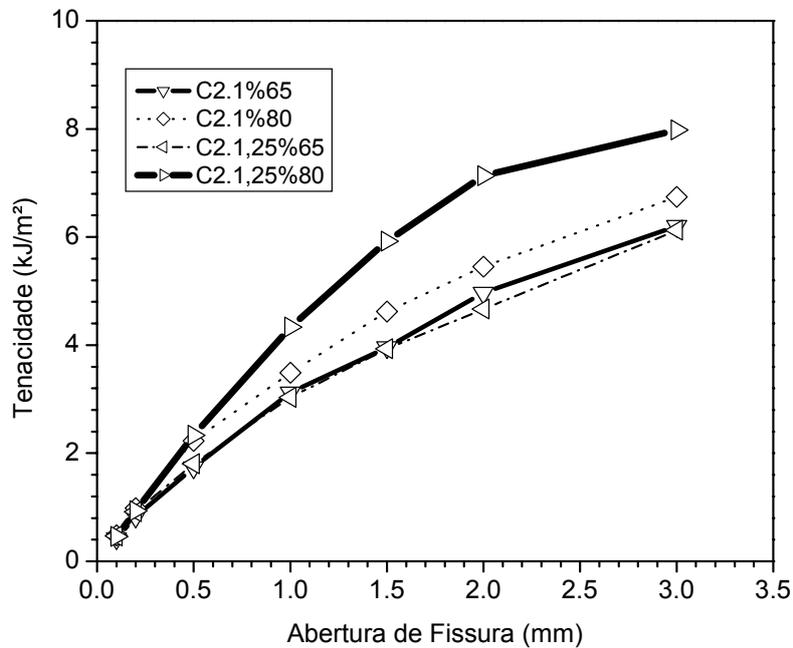


Figura 6.21 – Gráfico Tenacidade x Abertura de fissura, para os concretos fibrosos do tipo C2.

6.2.4 Comportamento à Tração de Concretos com Mesmo Teor de Fibra e Mesma Relação de Aspecto

São comparadas, na Figura 6.22-a, curvas típicas tensão x abertura de fissura dos concretos do tipo C2 reforçados com 1 % de fibra com relação de aspecto 65 (concretos C1.1%65 e C2.1%65). Na Figura 6.22-b, procede-se à comparação análoga para os concretos contendo 1,25 % de fibra com relação de aspecto 65 (C1.1,25%65 e C2.1,25%65).

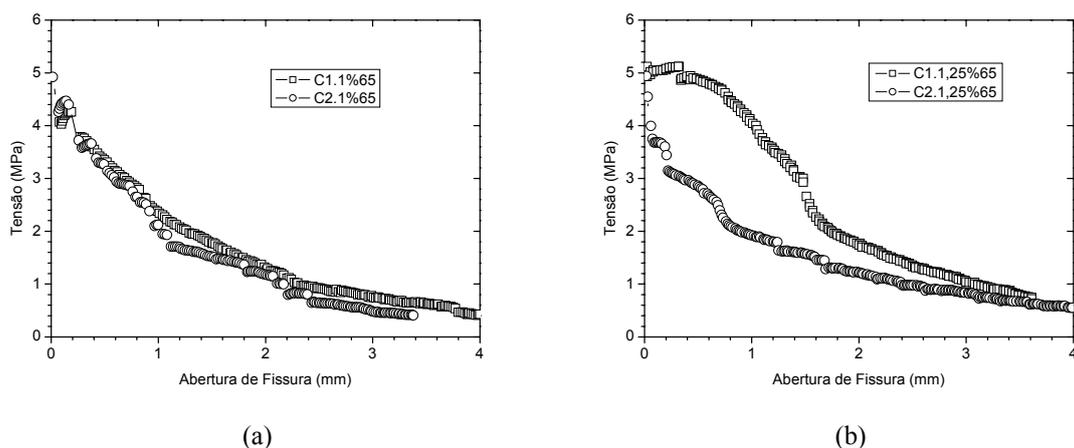


Figura 6.22 – Curvas típicas tensão x abertura de fissura de concretos contendo mesma fração volumétrica e relação de aspecto.

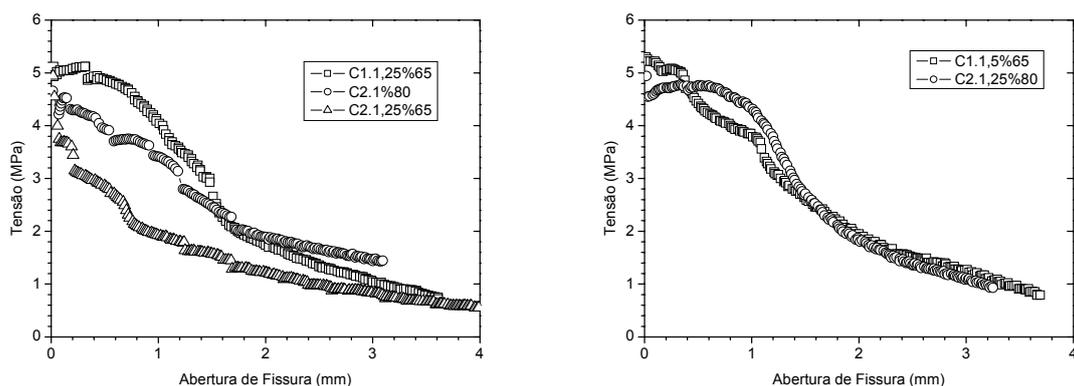
A partir dos resultados da Tabela 6.3, nota-se que a resistência à tração da mistura C2.1%65 foi aproximadamente 11 % superior à da mistura C1.1%65. Em outras palavras, quando se utilizou 1 % da fibra de relação de aspecto 65, o concreto contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm obteve desempenho melhor do que aquele contendo agregado de dimensão máxima 9,5 mm. Situação inversa deu-se para um teor de 1,25 % dessa mesma fibra: o concreto C2.1,25%65 mostrou-se 8 % menos resistente à tração do que o C1.1,25%65. Não se pode inferir, destes resultados, vantagem no comportamento à tração de um dos tipos de concreto sobre o outro (C1 e C2).

O módulo de elasticidade do concreto C2.1%65 foi 10 % maior do que o do C1.1%65, enquanto não houve diferença entre os resultados obtidos para os concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65.

Concernente à tenacidade, a Figura 6.22 e a Tabela 6.4 indicam resultados semelhantes para os concretos C1.1%65 e C2.1%65. Já o concreto C2.1,25%65 apresentou tenacidade inferior à do concreto C1.1,25%65.

6.2.5 Comportamento à Tração de Concretos com o Mesmo Índice de Reforço

Curvas típicas tensão x abertura de fissura referentes aos concretos autoadensáveis com índice de reforço de aproximadamente 80 (C1.1,25%65, C2.1,25%65 e C2.1%80) e 100 (C1.1,5%65 e C2.1,25%80) são apresentadas, respectivamente, nas Figura 6.23-a e b.



(a) IR = 80.

(b) IR = 100.

Figura 6.23 – Curvas típicas tensão x abertura de fissura para os concretos com: (a) IR=80; (b) IR=100.

Conforme indica a Tabela 6.3, entre as misturas com índice de reforço 80, a C1.1,25%65, única contendo agregado de dimensão máxima 9,5 mm, obteve a maior resistência à tração: 5,28 MPa. As resistências à tração dos concretos C2.1%80 e C2.1,25%65 foram, respectivamente, 12 % e 8 % inferiores. Quanto ao módulo de elasticidade, o maior resultado foi o do concreto C2.1%80, cerca de 6 % acima dos referentes às outras duas misturas. A maior deformação de pico foi obtida pelo concreto C1.1,25%65. Através da Tabela 6.4 e da Figura 6.23-a, percebe-se que a maior tenacidade entre os concretos com índice de reforço 80 foi obtida pela mistura C1.1,25%65.

Tanto os resultados de resistência à tração quanto os de tenacidade dos dois concretos com índice de reforço em torno de 100 foram iguais (Tabela 6.3 e 6.4; Figura 6.23-b). No entanto, o concreto C2.1,25%80 teve valores de deformação de pico e de módulo de elasticidade, respectivamente, 37 % e 9 % acima daqueles apresentados pelo concreto C1.1,5%65.

A conclusão a que se chega é que, para um mesmo índice de reforço, o desempenho à tração (resistência e tenacidade) alcançado pela mistura com agregado de 9,5 mm foi superior ao da mistura com agregado de 19 mm.

6.3 Cisalhamento

Apresentam-se e analisam-se, neste item, os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento dos concretos produzidos. Para cada curva carga x deslocamento obtida, foram determinados a tensão de cisalhamento e o deslocamento relativos aos pontos P1, P2, Pu, P3, P4 e P5, indicados na Figura 6.24. O ponto P1 corresponde ao surgimento da primeira fissura, onde ocorre o primeiro desvio de linearidade da curva. O ponto P2 corresponde ao segundo desvio de linearidade, ainda no ramo ascendente da curva. O ponto Pu refere-se à carga máxima que ocorre durante o ensaio. Os pontos P3, P4 e P5 situam-se no ramo descendente da curva. Após o ponto Pu, dá-se uma súbita e significativa perda de carga, até o ponto P3, a partir do qual a carga se mantém aproximadamente constante (podendo haver até mesmo um ligeiro aumento de carga). A partir do ponto P4, uma nova perda repentina e intensa de carga é verificada. No ponto P5, o decréscimo de carga torna-se mais suave.

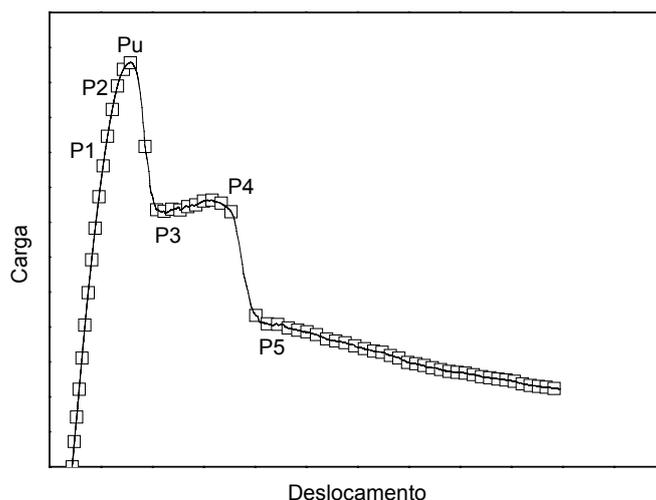


Figura 6.24 – Pontos de análise da curva carga-deslocamento obtida do ensaio de resistência ao cisalhamento.

A Tabela 6.5 apresenta os valores (média e coeficiente de variação) de tensão de cisalhamento e de deslocamento referentes aos pontos P1, P2, Pu, P3, P4 e P5, para todos os concretos produzidos. Devido a problemas com os ensaios, não são apresentados resultados referentes à matriz C1

Tabela 6.5 – Resultados (média e coeficiente de variação) de tensão de cisalhamento e de deslocamento de pico referentes aos pontos P1, P2, Pu, P3, P4 e P5, para todos os concretos produzidos.

Misturas	P1		P2		Pu		P3		P4		P5	
	τ_1 (MPa) (CV(%))	δ_1 (mm) (CV(%))	τ_2 (MPa) (CV(%))	δ_2 (mm) (CV(%))	τ_u (MPa) (CV(%))	δ_u (mm) (CV(%))	τ_3 (MPa) (CV(%))	δ_3 (mm) (CV(%))	τ_4 (MPa) (CV(%))	δ_4 (mm) (CV(%))	τ_5 (MPa) (CV(%))	δ_5 (mm) (CV(%))
C1	-	-	-	-	*	*	-	-	-	-	-	-
C1.1%65	15,49 (7,98)	0,28 (16,11)	17,45 (6,43)	0,35 (13,52)	19,20 (1,07)	0,39 (6,02)	6,93 (5,25)	0,74 (18,23)	10,60 (14,54)	1,57 (15,30)	1,51 (11,95)	1,70 (26,56)
C1.1,25%65	16,67 (10,19)	0,26 (14,38)	19,95 (10,79)	0,34 (15,56)	21,62 (11,22)	0,49 (8,11)	16,56 (18,40)	0,76 (21,81)	13,28 (23,88)	1,16 (2,18)	6,04 (34,27)	1,49 (2,05)
C1.1,5%65	16,09 (2,57)	0,31 (15,06)	20,34 (3,13)	0,45 (18,64)	22,49 (0,69)	0,57 (3,21)	12,27 (25,50)	0,94 (19,75)	13,14 (8,12)	1,61 (31,13)	7,73 (3,50)	1,99 (24,78)
C2	-	-	-	-	13,27 (7,40)	0,25 (0,51)	-	-	-	-	-	-
C2.1%65	12,09 (5,66)	0,20 (7,77)	14,18 (6,07)	0,28 (18,19)	14,79 (7,15)	0,36 (5,50)	8,93 (27,99)	0,59 (18,64)	9,35 (16,93)	1,14 (25,07)	5,00 (3,50)	1,36 (20,90)
C2.1%80	15,86 (0,99)	0,23 (6,55)	18,46 (3,60)	0,31 (1,88)	19,65 (8,69)	0,43 (3,00)	16,25 (7,21)	0,78 (8,31)	15,08 (9,33)	1,04 (6,24)	9,53 (3,28)	1,30 (7,69)
C2.1,25%65	15,26 (1,29)	0,29 (2,01)	17,32 (2,03)	0,35 (7,12)	17,96 (4,15)	0,47 (7,63)	9,14 (14,55)	0,91 (15,38)	11,82 (0,38)	2,34 (30,94)	1,72 (45,45)	2,86 (35,80)
C2.1,25%80	16,80 (1,61)	0,27 (4,22)	20,10 (3,40)	0,36 (1,59)	22,24 (6,61)	0,53 (5,66)	15,16 (14,17)	0,86 (17,21)	15,00 (7,51)	1,41 (15,36)	5,83 (56,10)	1,76 (18,06)

(*) – houve problemas com os ensaios.

Os coeficientes de variação relativos aos resultados de carga que constam na Tabela 6.5 foram, em sua maioria absoluta, menores do que 10 % para os pontos P1, P2 e Pu. Valores maiores de coeficiente de variação foram encontrados para os demais pontos, P3, P4 e P5, chegando a cerca de 56 %. Para os deslocamentos, os coeficientes de variação foram, em média, mais altos, com exceção dos referentes ao ponto Pu.

São listados, na Tabela 6.6, os resultados de tenacidade referentes a diversos valores de deslocamento: deslocamento de pico; 0,75 mm; 1 mm; 2 mm; 3 mm; 4 mm e 5 mm.

Tabela 6.6 – Resultados de Tenacidade.

Misturas	Tenacidade (kJ/m ²)							
	Desl. Pico	0,75 mm	1,0 mm	1,5 mm	2,0 mm	3,0 mm	4,0 mm	5,0 mm
C1	*	-	-	-	-	-	-	-
C1.1%65	9,82	14,48	21,14	30,31	37,50	43,02	47,76	51,48
C1.1,25%65	12,71	18,24	21,80	35,83	44,58	53,33	59,53	63,38
C1.1,5%65	15,76	18,85	24,37	37,29	48,75	63,75	74,48	82,46
C2	2,40	-	-	-	-	-	-	-
C2.1%65	6,43	12,63	17,42	24,58	29,79	36,45	40,99	43,90
C2.1%80	11,05	12,31	24,27	35,56	42,76	54,27	64,48	73,69
C2.1,25%65	10,27	15,10	19,27	29,61	39,10	45,61	51,57	56,33
C2.1,25%80	14,55	15,26	27,97	42,76	53,49	65,49	74,79	80,75

(*) – houve problemas com os ensaios.

6.3.1 Comportamento ao Cisalhamento das Matrizes Autoadensáveis

Como mencionado, ocorreram problemas no decorrer dos ensaios relativos às amostras de concreto sem fibra C1. Para os concretos sem fibra, a ruptura se dá assim que surge a primeira fissura. Portanto, apenas os valores de tensão e deslocamento referentes ao ponto Pu do concreto C2 encontram-se listados na Tabela 6.5. Na Figura 6.25, é mostrada uma curva típica carga x deslocamento do concreto C2. Observa-se que a mistura C2, contendo agregados de diâmetro máximo 19 mm, apresentou resistência ao cisalhamento 13,27 MPa, a um valor de deslocamento de 0,25 mm.

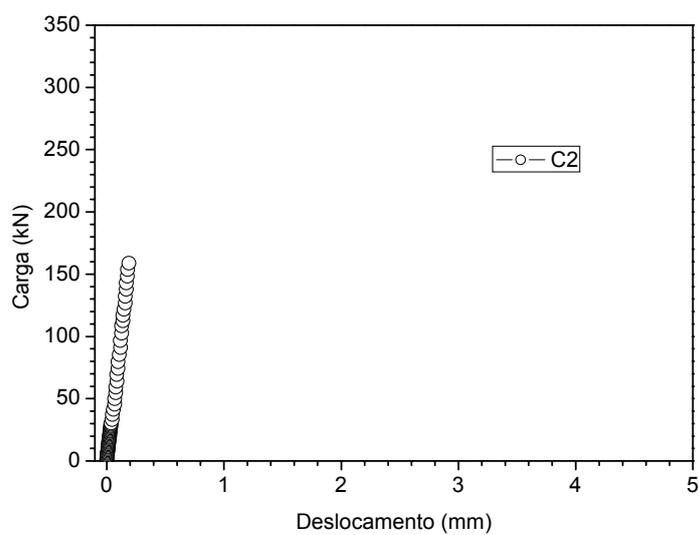


Figura 6.25 – Curva carga x deslocamento típica obtida do ensaio de resistência ao cisalhamento da matriz C2.

6.3.2 Comportamento ao Cisalhamento dos Concretos do Tipo C1

A Figura 6.26 mostra curvas típicas carga x deslocamento, provenientes de testes de cisalhamento, para os concretos autoadensáveis C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

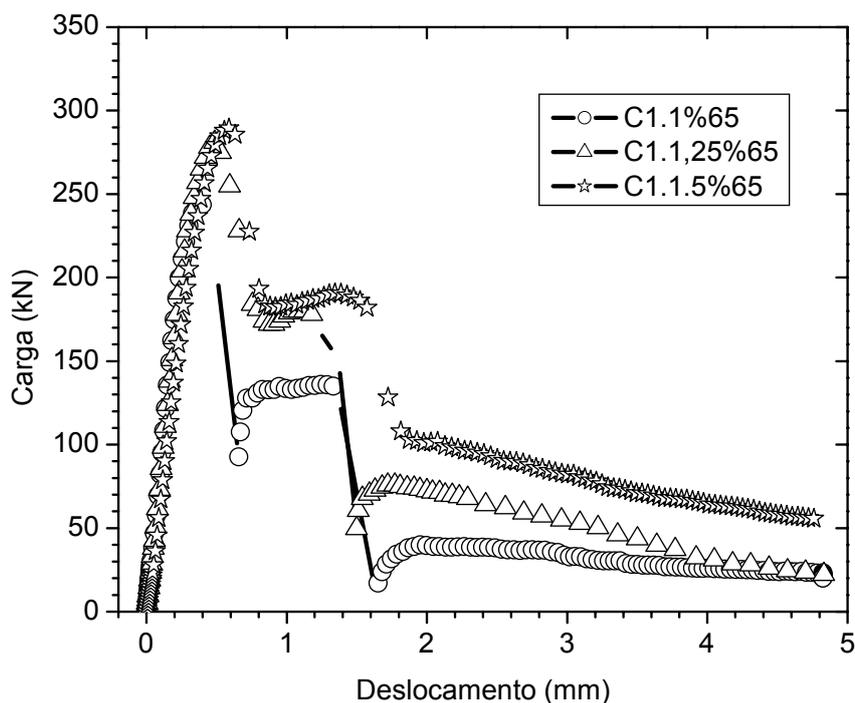


Figura 6.26 – Curvas típicas carga x deslocamento obtidas do ensaio de cisalhamento dos concretos C1.1%65; C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

A adição de fibra de aço mostrou-se de grande eficiência no que concerne ao desempenho ao cisalhamento dos concretos autoadensáveis do tipo C1. Uma análise da Tabela 6.5 leva a se concluir que a tensão e o deslocamento referentes ao ponto P1 (primeira fissura) foram praticamente iguais para todos os três concretos fibrosos do tipo C1. Quanto ao ponto P2, os concretos C1.1,25%65 e C1.1,5%65 tiveram tensão de cisalhamento cerca de 15 % maior do que aquela do concreto C1.1%65.

O aumento do volume de fibra adicionado ao concreto levou a acréscimos na resistência ao cisalhamento. Em relação à resistência ao cisalhamento do concreto com 1 % de fibra, os concretos com 1,25 % e 1,5 % de fibra apresentaram resultado, respectivamente, 12 % e 17 % superior. A mais alta resistência ao cisalhamento, obtida pelo concreto C1.1,5%65, foi de 22,49 MPa.

O patamar de tensão de cisalhamento definido pelos pontos P3 e P4, para todos os concretos fibrosos do tipo C1, deu-se a um valor equivalente a aproximadamente 60 % da tensão máxima (resistência ao cisalhamento). Na Figura 6.26, pode-se notar que os

ramos finais da curva carga x deslocamento apresentam valores mais altos de carga, à medida que o teor de fibra é aumentado.

Os valores de deslocamento referentes aos pontos P1, P2, Pu, P3, P4 e P5 foram semelhantes para os concretos C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65 (ver Tabela 6.5 e Figura 6.26).

Como esperado, a maior influência das fibras deu-se na região pós-fissuração, uma vez que elas proporcionaram efeito de ponte de ligação entre os blocos cisalhados. O emprego de frações mais elevadas de fibra, além de causar aumento na resistência última, proporciona um efeito bastante significativo na capacidade de absorção de energia de cisalhamento do material.

Os resultados de tenacidade ao cisalhamento obtidos para os concretos do tipo C1, apresentados na Tabela 6.6, são graficamente representados na Figura 6.27. Conforme o teor de fibra de aço adicionado ao concreto foi incrementado, a tenacidade também sofreu acréscimo significativo. Para pequenos deslocamentos (0,75 mm e 1 mm) não se observa grande diferença de tenacidade entre os concretos. Entretanto, para valores de deslocamento maiores ou iguais a 1,5 mm, é considerável a diferença entre os concretos, em termos de tenacidade. Por exemplo, para um deslocamento de 3 mm, os concretos C1.1,25%65 e C1.1,5%65 apresentaram valores de tenacidade 24 % e 28 % maiores do que o do concreto C1.1%65. Para um deslocamento de 5 mm, estes aumentos percentuais respectivos foram de 23 % e 60 %.

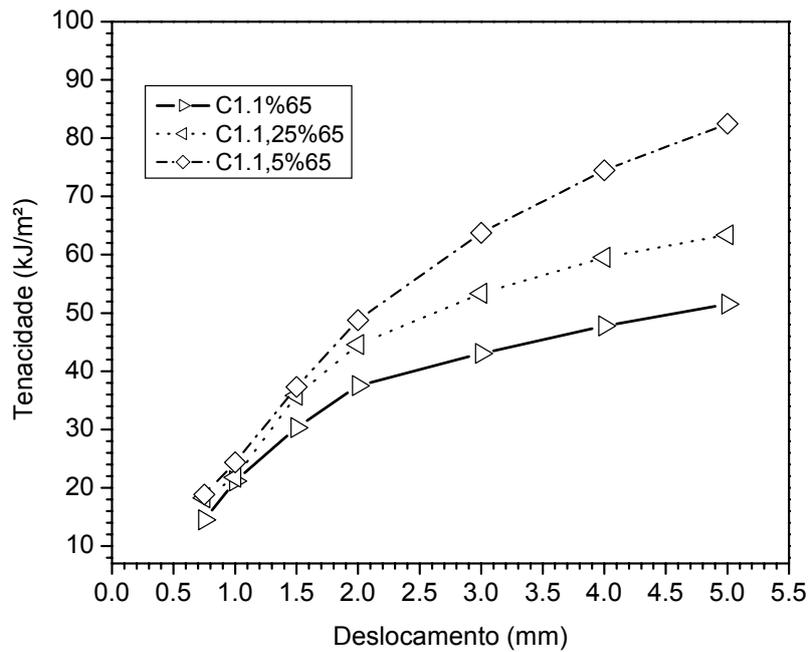


Figura 6.27 – Tenacidade ao cisalhamento dos concretos do tipo C1, para diversos deslocamentos.

Corpos-de-prova dos concretos do tipo C1 reforçados com fibra de aço, rompidos em ensaios de cisalhamento, são mostrados na Figura 6.28. A presença do reforço fibroso evitou que os corpos-de-prova fossem completamente divididos em três partes, uma vez que as seções submetidas ao cisalhamento foram “costuradas” pelas fibras.



(a) C1.1%65.



(b) C1.1,5%65.



(c) C1.1,5%65.

Figura 6.28 – Modo de fratura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de cisalhamento.

6.3.3 Comportamento ao Cisalhamento dos Concretos do Tipo C2

Curvas típicas carga x deslocamento referentes aos concretos C2, C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80, obtidas a partir de ensaios de cisalhamento, são mostradas na Figura 6.29.

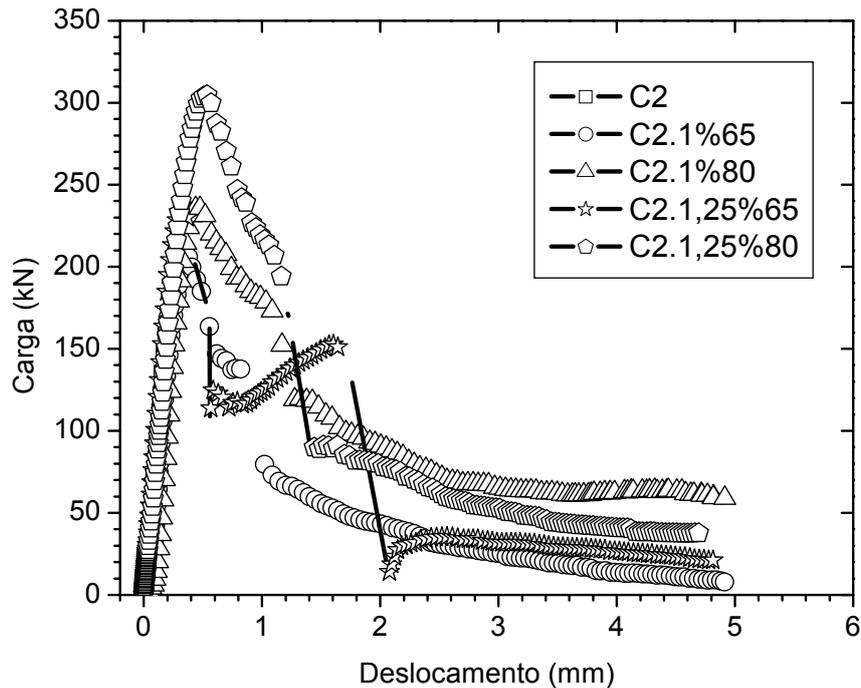


Figura 6.29 – Curvas típicas carga x deslocamento obtidas do ensaio de cisalhamento dos concretos C2; C2.1%65; C2.1%80; C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

Os resultados da Tabela 6.5 mostram que, entre as misturas do tipo C2, o melhor desempenho ao cisalhamento foi o do concreto C2.1,25%80. Em seguida, vieram, pela ordem, os concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1%65. As tensões em que ocorreu a primeira fissura (ponto P1), no ensaio de cisalhamento, dos concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 foram, respectivamente, 31 %, 26 % e 39 % maiores do que a do concreto C2.1%65. Quanto ao ponto P2, estes respectivos aumentos foram de 30 %, 22 % e 42 %. A resistência ao cisalhamento do concreto C2.1,25%80 (22,24 MPa) foi 68 % superior à da matriz C2. Os concretos C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65, por sua vez, apresentaram resistência ao cisalhamento 11 %, 48 % e 35 % acima da obtida pela matriz C2. Conforme pode ser notado na Figura 6.29, para valores de deslocamento acima de 2 mm, as tensões de cisalhamento do concreto C2.1%80 foram maiores do que as referentes aos outros três concretos fibrosos do tipo C2.

A primeira fissura dos concretos C2.1%65 ocorreu a um valor de deslocamento de 0,20 mm. Para os concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80, o deslocamento de primeira fissura foi 15 %, 45 % e 35 % maior, respectivamente. Quanto ao deslocamento de pico, os resultados dos concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 foram, respectivamente, 19 %, 31 % e 47 % acima do apresentado pelo concreto C2.1%65.

Os resultados de tenacidade, listados na Tabela 6.6, também indicam melhor desempenho dos concretos contendo fibra com relação de aspecto 80. Os valores de tenacidade obtidos são representados no gráfico da Figura 6.30. Quanto maior o deslocamento considerado, maior a diferença de tenacidade entre os concretos contendo fibra com relação de aspecto 80 e aqueles cuja fibra tem relação de aspecto 65 (ver Figura 6.30). Como exemplo, os resultados de tenacidade considerando-se deslocamento de 5 mm do concreto C2.1%65 foi de aproximadamente 56 kJ/m², e, em relação a este valor, os concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 obtiveram tenacidades, respectivamente, 68 %, 28 % e 84 % maiores.

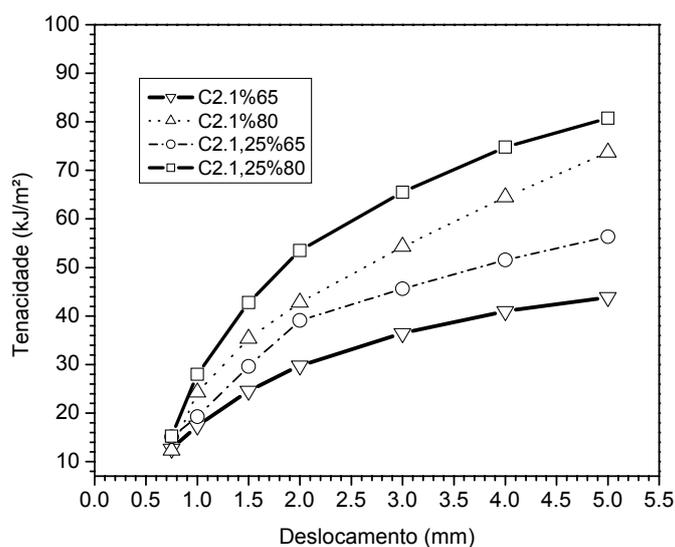


Figura 6.30 – Tenacidade ao cisalhamento dos concretos do tipo C2, relativos a diversos valores de deslocamento.

Assim como ocorreu com o concreto contendo agregados de dimensão máxima 9,5 mm, a adição de fibra de aço beneficiou significativamente o concreto contendo agregado de dimensão máxima 19 mm, no que diz respeito ao comportamento sob cisalhamento.

Mostram-se, na Figura 6.31, corpos-de-prova do tipo C2 rompidos por cisalhamento. Os concretos fibrosos apresentaram ruptura dúctil, e a matriz, ruptura frágil. Assim, diferentemente do que ocorreu com os corpos-de-prova da matriz C2, aqueles referentes aos concretos reforçados não foram completamente divididos em três partes, em função das fibras que atravessaram as fissuras.

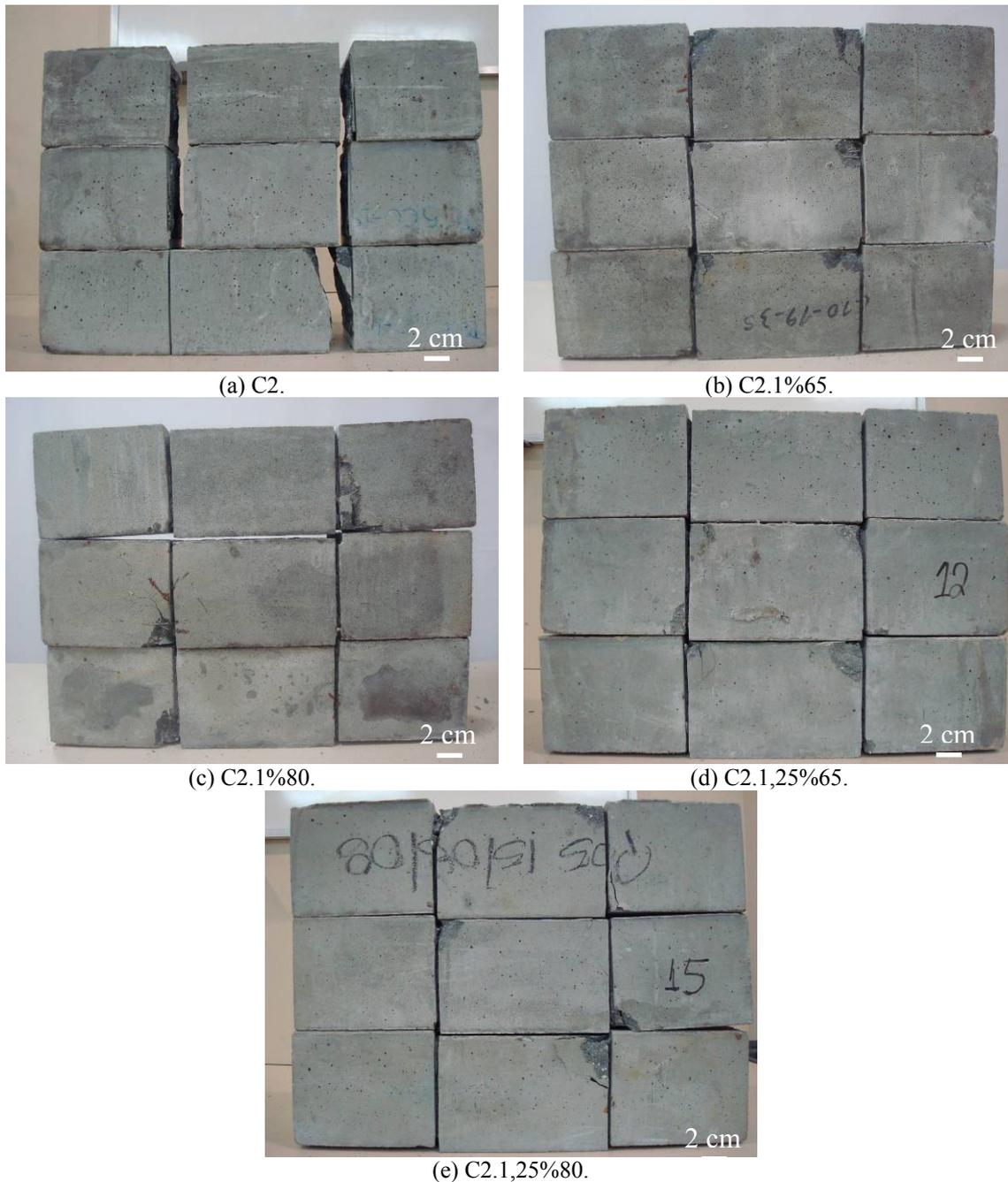
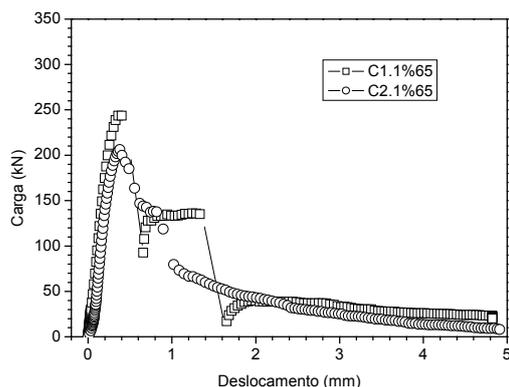


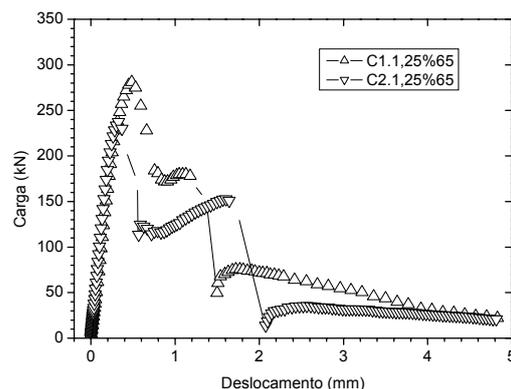
Figura 6.31 – Modo de fratura dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de cisalhamento.

6.3.4 Comportamento ao cisalhamento dos concretos com o mesmo teor de fibra e mesma relação de aspecto

As Figura 6.32-a e b mostram gráficos carga x deslocamento típicos obtidos em ensaio de cisalhamento para as amostras de concreto reforçadas com fibra de aço de relação de aspecto 65, nos teores de 1 % e 1,25 %, respectivamente.



(a) 1 % de fibra, relação de aspecto 65.



(b) 1 % de fibra, relação de aspecto 80.

Figura 6.32 – Curvas Carga x Deslocamento típicas, obtidas em ensaio de cisalhamento, dos concretos (a) C1.1%65 e C2.1%65; e (b) C1.1,25%65 e C2.1,25%65.

A comparação entre os concretos C1.1%65 e C2.1%65 aponta para um melhor desempenho do primeiro. Conforme percebido na Tabela 6.5, a primeira fissura do concreto C2.1%65 ocorreu sob uma tensão de cisalhamento 22 % inferior à do concreto C1.1%65. Para o ponto P2, essa diferença foi de 19 %. A resistência ao cisalhamento do concreto C2.1%65 mostrou-se cerca de 23 % abaixo da obtida pelo concreto C1.1%65.

Também os deslocamentos correspondentes aos pontos P1, P2 e Pu foram menores para o concreto C2.1%65 do que para o concreto C1.1%65, respectivamente em 29 %, 20 % e 8 %.

No que se refere aos concretos reforçados com 1,25 % da fibra de relação de aspecto 65, também houve vantagem do concreto tipo C1 em relação àquele do tipo C2. As tensões de cisalhamento relativas aos pontos P1 e P2 do concreto C2.1,25%65 foram respectivamente 8 % e 13 % inferiores às do concreto C1.1,25%65. Por sua vez, a resistência ao cisalhamento do concreto C2.1,25%65 foi aproximadamente 20 % menor do que a do concreto C1.1,25%65.

Os resultados de deslocamento referentes aos pontos P1, P2 e Pu dos concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65 foram semelhantes.

A tenacidade ao cisalhamento dos concretos do tipo C1 foi superior à dos concretos do tipo C2. Segundo os valores listados na Tabela 6.6, para deslocamento de pico, 0,75 mm, 1 mm, 1,5 mm, 2 mm, 3 mm, 4 mm e 5 mm, os resultados de tenacidade obtidos pelo concreto C2.1%65 foram, respectivamente, 35 %, 13 %, 18 %, 19 %, 21 %, 15 %, 14 % e 15% inferiores aos do concreto C1.1%65. Para estes respectivos valores

de deslocamento, a tenacidade do concreto C2.1,25%65 foi 19 %, 17 %, 12 %, 17 %, 12 %, 14 %, 13 % e 11 % menor do que a do concreto C1.1,25%65.

Dessa forma, os concretos autoadensáveis fibrosos contendo agregado de máximo diâmetro 9,5 mm conseguiram desempenho ao cisalhamento significativamente superior ao obtido pelos concretos autoadensáveis fibrosos contendo agregado de dimensão máxima 19 mm.

6.3.5 Comportamento ao Cisalhamento dos Concretos com o Mesmo Índice de Reforço

A Figura 6.33 apresenta curvas típicas carga x deslocamento obtidas nos ensaios de cisalhamento, referentes aos concretos autoadensáveis fibrosos com índice de reforço de aproximadamente 80 (C1.1,25%65, C2.1,25%65 e C2.1%80) e 100 (C1.1,5%65 e C2.1,25%80).

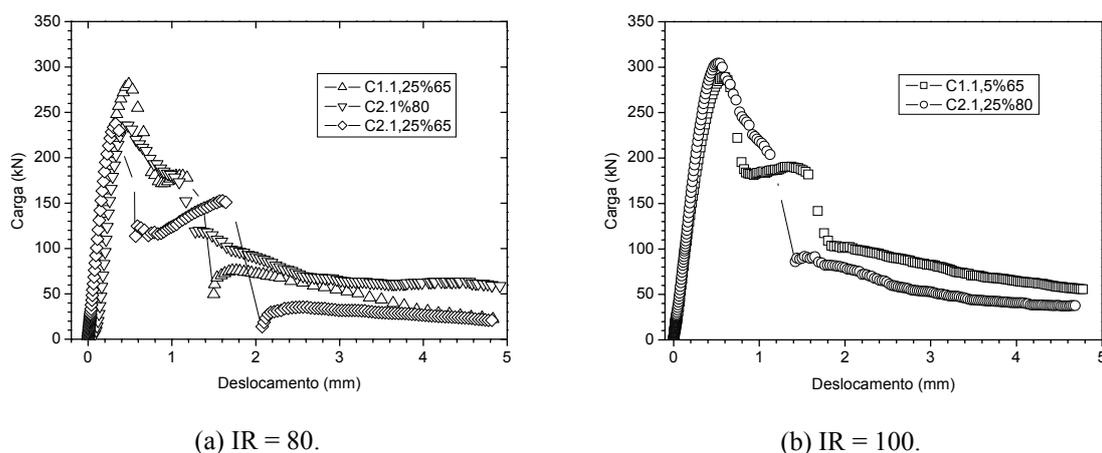


Figura 6.33 – Curvas típicas carga x deslocamento obtidas do ensaio de cisalhamento, para as misturas contendo índice de reforço 80 (a) e 100 (b).

Os resultados da Tabela 6.5, juntamente com os gráficos da Figura 6.33, evidenciam melhor desempenho ao cisalhamento dos concretos contendo agregados de menor dimensão, ou seja, concretos do tipo C1.

Comparando-se os concretos com índice de reforço em torno de 80, conclui-se, através da Tabela 6.5, que a mistura C1.1,25%65 teve tensão de primeira fissura maior em 5 % e 9 % do que as obtidas pelos concretos C2.1%80 e C2.1,25%65, respectivamente. Quanto à resistência ao cisalhamento, estas respectivas diferenças foram de 10 % e 20 %. No que concerne à tenacidade ao cisalhamento, os resultados dos concretos C1.1,25%65 foram melhores quando considerados pequenos deslocamentos (até 0,75 mm). Para deslocamentos acima de 1,5 mm, o quadro se

inverteu, e o desempenho do concreto C2.1%80 prevaleceu (ver Tabela 6.6 e Figura 6.33).

A análise comparativa dos resultados dos concretos com índice de reforço de 100, C1.1,5%65 e C2.1,25%80, mostra desempenhos bastante semelhantes. Não houve diferença estatisticamente significativa entre as tensões de primeira fissura e as resistências ao cisalhamento obtidas pelas duas misturas citadas (ver Tabela 6.5 e Figura 6.33). Os valores de tenacidade dos concretos C1.1,5%65 e C2.1,25%80 também foram semelhantes (Tabela 6.6).

6.4 Flexão

Os resultados obtidos a partir dos dois tipos de teste de flexão (monotônicos e cíclicos) realizados com os corpos-de-prova dos concretos em estudo são apresentados e analisados.

6.4.1 Ensaios monotônicos

Três corpos-de-prova de cada concreto, a uma idade de 28 dias, foram submetidos aos ensaios monotônicos de flexão.

Conforme ilustra a Figura 6.34, foram considerados quatro trechos (níveis) das curvas carga x deslocamento obtidas dos ensaios monotônicos de flexão, aproximados por retas: OA, AB, BC e CD. Determinou-se, então, o módulo de elasticidade aparente referente a cada trecho. Assim, foi estudada a mudança de rigidez dos concretos, ocorrida ao longo do ensaio de flexão.

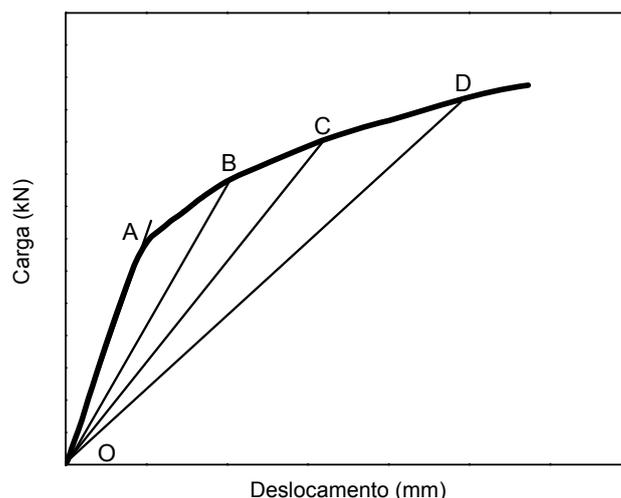


Figura 6.34 – Níveis (trechos) da curva carga x deslocamento, para determinação dos módulos de elasticidade aparentes.

O nível 01 corresponde ao trecho OA, do início do ensaio até o surgimento da primeira fissura. A carga correspondente ao ponto A será denominada carga de primeira fissura. Os níveis 02, 03 e 04 correspondem aos trechos AB, BC e CD, respectivamente.

A partir das curvas carga x deslocamento, foram determinadas as seguintes propriedades dos concretos: tensão e deslocamento de primeira fissura (σ_{cr} e δ_{cr}), resistência à flexão (máxima tensão normal verificada no decorrer do ensaio) (σ_u), e deslocamento relativo ao pico de tensão (δ_u , também chamada de deslocamento de ruptura). Os resultados obtidos, médias e coeficientes de variação, estão listados na Tabela 6.7. Os coeficientes de variação relativos aos resultados calculados foram baixos, o maior dos quais tendo sido de aproximadamente 10 %.

Tabela 6.7 – Resultados (média e coeficiente de variação) de tensão e deslocamento de primeira fissura, resistência à compressão e deslocamento de pico (ruptura) dos concretos produzidos.

Misturas	Primeira Fissura				Pico (Ruptura)		
	σ_{cr} (MPa)	CV (%)	δ_{cr} (mm)	CV (%)	σ_u (MPa)	CV (%)	δ_u (mm)
C1	9,15	3,14	0,050	6,12	9,15	3,14	0,05
C1.1%65	9,33	8,11	0,060	1,22	13,60	8,68	0,34
C1.1,25%65	10,20	2,46	0,059	9,04	16,21	9,35	0,45
C1.1,5%65	11,02	2,04	0,055	2,02	19,22	7,28	0,55
C2	8,37	1,01	0,052	4,49	8,37	1,01	0,052
C2.1%65	8,16	2,78	0,050	4,20	11,01	1,44	0,34
C2.1%80	8,71	10,08	0,047	0,50	14,03	5,66	0,66
C2.1,25%65	8,46	7,51	0,051	7,84	15,20	9,84	0,46
C2.1,25%80	8,41	2,84	0,054	3,22	16,44	5,45	0,77

Constam na Tabela 6.8 os resultados de módulo de elasticidade aparente (média e coeficiente de variação) referentes aos trechos 01, 02, 03 e 04 (ilustrados na Figura 6.34) de todos os concretos. Valores elevados de coeficiente de variação foram obtidos para os módulos de elasticidade aparentes, alguns dos quais superaram 30 %.

Tabela 6.8 – Resultados (média e CV) de módulo de elasticidade aparente referentes aos quatro níveis de rigidez.

Misturas	Nível 01		Nível 02		Nível 03		Nível 04	
	E (MPa)	CV (%)						
C1	35,64	2,21	-	-	-	-	-	-
C1.1%65	34,62	10,00	16,89	35,52	13,99	31,73	12,45	30,76
C1.1,25%65	35,22	1,56	21,06	27,63	14,55	22,74	12,62	18,06
C1.1,5%65	37,14	13,92	26,65	12,10	18,58	15,71	13,32	18,84
C2	35,46	2,67	-	-	-	-	-	-
C2.1%65	33,71	1,52	17,54	21,60	14,90	16,77	11,75	9,78
C2.1%80	34,51	12,46	18,40	4,34	13,00	17,69	9,54	6,91
C2.1,25%65	33,71	6,73	24,00	2,08	17,02	6,05	11,43	4,81
C2.1,25%80	34,34	3,34	16,92	24,05	13,03	4,22	8,17	5,69

A Tabela 6.9, Tabela 6.10 e Tabela 6.11 apresentam os resultados (valores médios) relativos à tenacidade obtidos de acordo com a norma ASTM C 1018, a norma Belga, e a norma da RILEM (modificada), respectivamente.

Tabela 6.9 – Resultados de índices de tenacidade calculados de acordo com a norma ASTM C 1018.

Misturas	I5	I10	I20	I30
C1.1%65	4,95	10,80	22,53	33,16
C1.1,25%65	6,09	13,62	30,40	47,04
C1.1,5%65	6,23	14,62	34,27	54,04
C2.1%65	4,18	8,06	14,77	20,43
C2.1%80	4,64	9,81	20,81	31,57
C2.1,25%65	5,19	11,70	26,41	41,14
C2.1,25%80	5,77	13,17	29,73	45,92

Tabela 6.10 – Resultados de índices de tenacidade calculados de acordo com a norma Belga (NBN B15-238)

Misturas	P*=Pn/Pf							
	n=0,125mm	n=0,25mm	n=0,75mm	n=1mm	n=1,5mm	n=2mm	n=3mm	n=4,5mm
C1.1%65	1,16	1,41	1,33	1,23	0,96	0,77	0,56	0,37
C1.1,25%65	1,41	1,64	1,58	1,37	1,01	0,74	0,50	0,36
C1.1,5%65	1,47	1,82	1,92	1,69	1,35	1,08	0,71	0,53
C2.1%65	1,02	1,15	1,02	0,97	0,82	0,67	0,48	0,34
C2.1%80	1,16	1,36	1,42	1,38	1,26	1,12	0,90	0,65
C2.1,25%65	1,39	1,52	1,65	1,46	1,26	1,04	0,75	0,47
C2.1,25%80	1,22	1,49	1,78	1,70	1,50	1,25	0,96	0,73

Tabela 6.11 – Resultados de tenacidade calculados segundo a norma da RILEM (modificada) (kJ/m²).

Misturas	Tenacidade (kJ/m ²)							
	Desl.Pico	0,75 mm	1,0 mm	1,5 mm	2,0 mm	3,0 mm	4,0 mm	5,0 mm
C1	0,08	-	-	-	-	-	-	-
C1.1%65	1,21	3,00	3,95	5,65	7,00	8,55	10,45	11,58
C1.1,25%65	1,94	3,58	4,70	6,53	7,87	9,71	11,01	12,10
C1.1,5%65	2,40	4,05	5,45	7,80	9,60	12,35	14,20	15,85
C2	0,08	-	-	-	-	-	-	-
C2.1%65	1,00	2,48	3,24	4,64	5,79	7,56	8,90	9,94
C2.1%80	1,93	3,07	4,14	6,22	8,06	11,13	13,67	15,70
C2.1,25%65	1,80	3,35	4,45	6,40	8,00	10,50	12,25	13,07
C2.1,25%80	2,99	3,43	4,77	7,20	9,27	12,60	15,30	17,50

6.4.1.1 Curvas Carga x Deslocamento das Matrizes Autoadensáveis

Curvas típicas carga x deslocamento das matrizes C1 e C2, obtidas a partir dos ensaios de flexão, são mostradas na Figura 6.35.

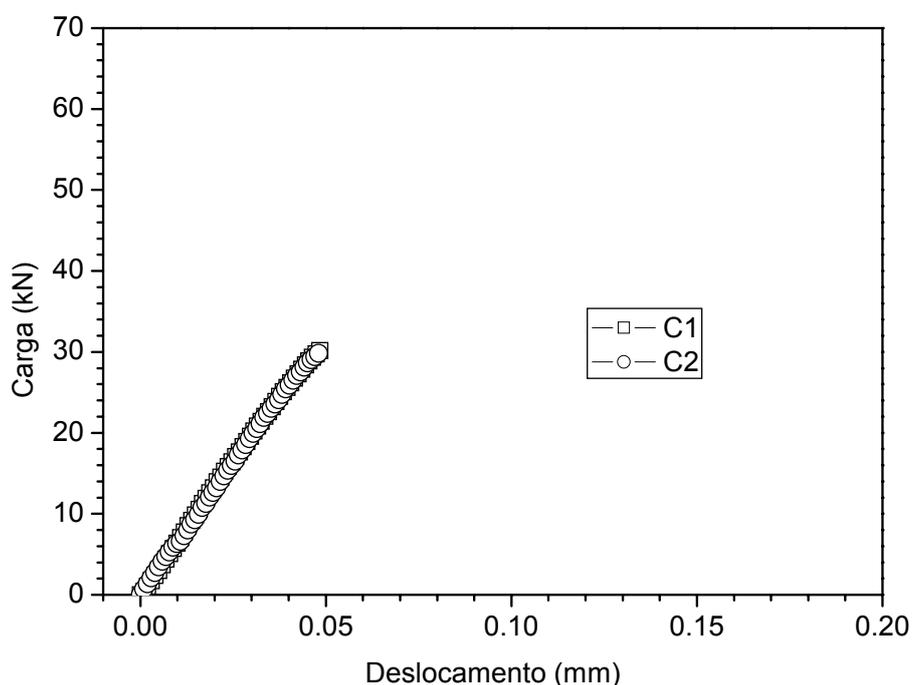


Figura 6.35 – Curvas típicas Carga x Deslocamento dos concretos C1 e C2.

Nota-se na Tabela 6.7 e na Figura 6.35 que o comportamento das duas misturas sem fibra, C1 e C2, foi semelhante. A resistência à flexão da matriz C2 foi cerca de 9 %

inferior à da matriz C1. O concreto C1 apresentou um deslocamento máximo de 0,050 mm, um pouco menor do que o do concreto C2 (0,052 mm).

Não houve diferença relevante entre os valores de módulo de elasticidade aparente obtidos: 35,64 GPa para a matriz C1; 35,46 GPa para a matriz C2.

A Figura 6.36 mostra o modo de fratura dos corpos-de-prova submetidos à flexão. Nota-se que as amostras foram completamente divididas em duas partes, estando a seção de ruptura em seu terço central.

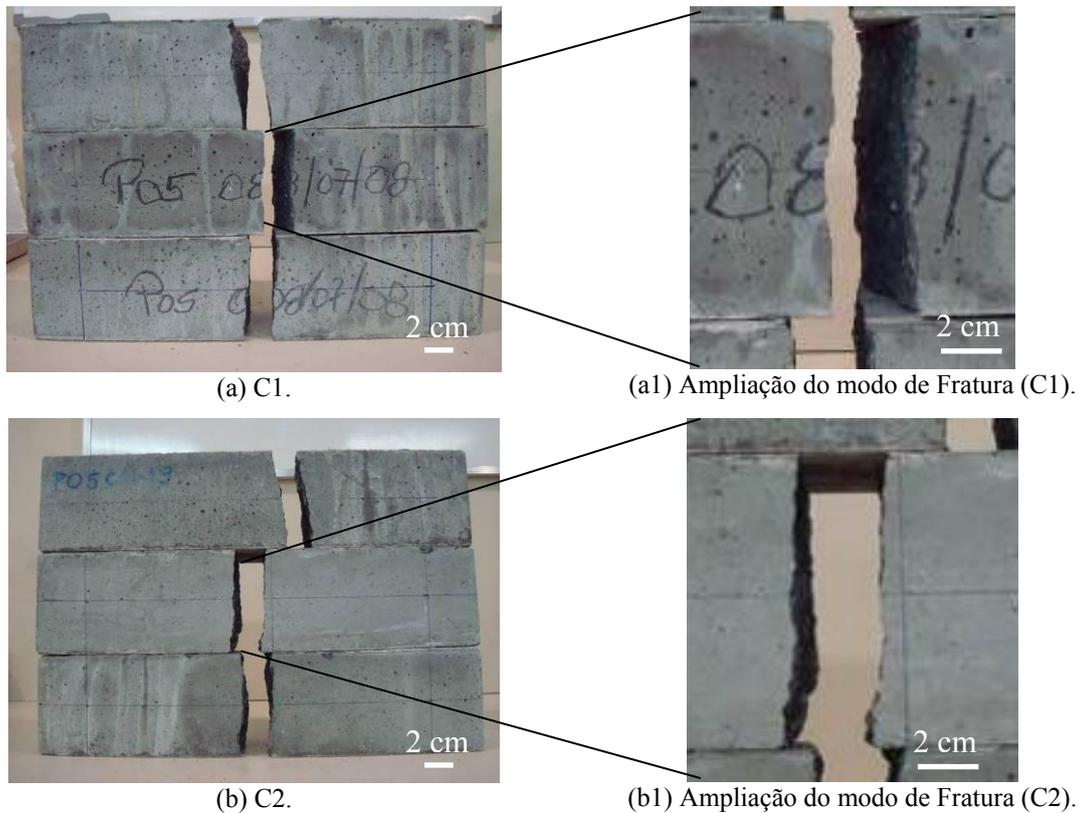


Figura 6.36 – Modo de fratura dos corpos-de-prova dos concretos C1 e C2 submetidos a ensaio de flexão.

6.4.1.2 Comportamento à flexão dos concretos fibrosos do tipo C1

Curvas típicas carga x deslocamento dos concretos C1, C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65 são apresentadas na Figura 6.37. A adição de fibras de aço fez com que o comportamento do concreto autoadensável, que era frágil, passasse a ser dúctil. Observa-se claramente que as fibras, além de aumentarem significativamente a tensão última (resistência à flexão) dos concretos autoadensáveis fibrosos, proporcionaram a

eles grande capacidade de absorção de energia, tanto mais alta quanto maior o teor adicionado.

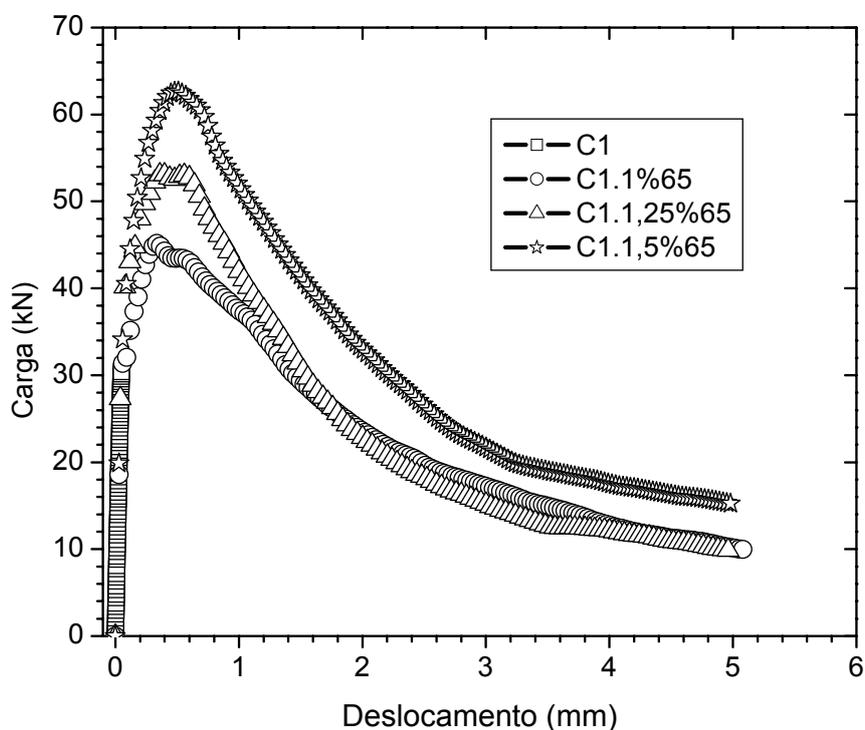


Figura 6.37 – Curvas carga x deslocamento típicas dos concretos C1; C1.1%65; C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

Analisando-se os resultados apresentados na Tabela 6.7, nota-se que a tensão de primeira fissura foi aumentando suavemente conforme era aumentado o volume de fibra de relação de aspecto 65. Os incrementos nos valores de tensão de primeira fissura foram de 2 %, 11 % e 20 %, quando adicionados os teores volumétricos de 1 %, 1,25 % e 1,5 % de fibra de aço, respectivamente. Com relação ao deslocamento de primeira fissura, os valores referentes às misturas contendo fibras são entre 10 % e 20 % superiores ao da matriz C1. No que diz respeito à resistência à flexão, a adição de fibras foi extremamente benéfica. São observados acréscimos de 49 %, 77 % e 110 % na resistência à flexão, para os teores de fibra de 1 %, 1,25 % e 1,5 %. O concreto com maior teor de fibra, C1.1,5%65, teve resistência à flexão de 19,22 MPa. Em trabalhos anteriores, em que se adicionou um teor de 2 % de fibra de aço (com geometria igual à das utilizadas no presente estudo) a matrizes contendo sílica ativa e cinza volante, Song e Hwang [60], Velasco [33], e Marangon [4] obtiveram aumentos de resistência à flexão de 127 %, 158 % e 113 %, respectivamente.

A Figura 6.38 ilustra graficamente a relação entre o deslocamento de primeira fissura e o deslocamento de pico, para os concretos contendo agregado de dimensão máxima 9,5 mm. As alterações percentuais nos valores de deslocamento de pico, causados pela adição de fibra, são bem mais expressivas do que aquelas verificadas no deslocamento de primeira fissura. Assim, à medida que o teor de fibra foi elevado, aumentaram tanto o deslocamento de pico quanto a razão “deslocamento de pico – deslocamento de primeira fissura” dos concretos. A relação “deslocamento de pico – deslocamento de primeira fissura” para os concretos C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65 foi de, respectivamente, 5,7; 7,6 e 10.

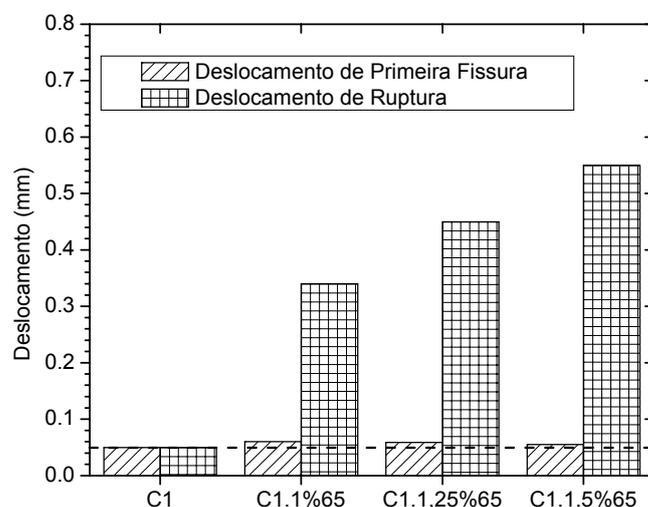


Figura 6.38 – Deslocamento de primeira fissura e deslocamento de pico (ruptura) para os concretos autoadensáveis do tipo C1.

Os resultados de módulo de elasticidade aparente, referentes aos níveis (trechos) 01, 02, 03 e 04 (ver Figura 6.34) da curva carga x deslocamento, listados na Tabela 6.8, são mostrados no gráfico da Figura 6.39. De acordo com a análise estatística realizada, para o nível 01 os valores de módulo de elasticidade não apresentam variações significativas. Em outras palavras, a adição de fibras não alterou o módulo de elasticidade do concreto até a primeira fissura, o que era esperado, uma vez que o comportamento dominante nesta fase é o da matriz de concreto. Para os níveis 02 e 03, o módulo de elasticidade aumentou com o acréscimo da quantidade de fibra adicionada ao concreto. Os módulos de elasticidade referentes ao nível 02 dos concretos C1.1,25%65 e C1.1,5%65 mostraram-se cerca de 25 % e 58 %, respectivamente, maiores do que o do concreto C1.1%65. Quanto aos resultados relativos ao nível 03,

esses respectivos aumentos foram menores: 4 % e 33 %. Para o nível 04, os valores de módulo de elasticidade não apresentam variação significativa. Comparando-se os valores de módulo de elasticidade calculados na flexão (nível 01) e os calculados na compressão, nota-se grande semelhança. A Figura 6.39 apresenta, em outra escala de deslocamento, curvas carga x deslocamento referentes a todos os concretos do tipo C1, de maneira a possibilitar uma visualização qualitativa dos módulos de elasticidade aparente. Cabe mencionar que os coeficientes de variação relativos aos módulos de elasticidade aparentes (Tabela 6.8) são muito altos, chegando a mais de 35 %.

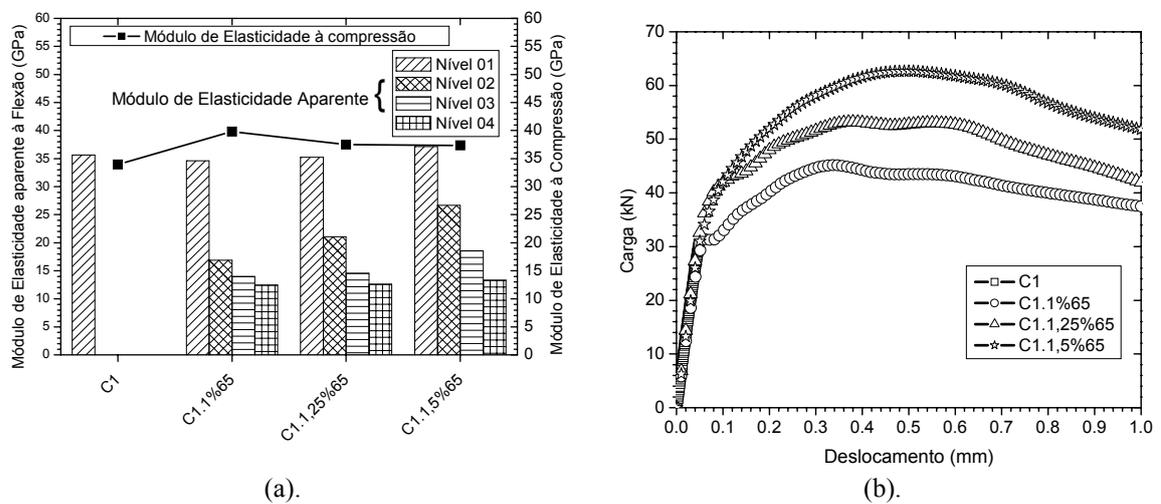


Figura 6.39 – Gráficos referentes aos concretos do tipo C1: (a) Módulos de elasticidade aparentes à flexão (quatro níveis de rigidez) e módulos de elasticidade à compressão; (b) curvas típicas carga x deslocamento à flexão.

Os resultados de tenacidade obtidos segundo a ASTM C1018, mostrados na Tabela 6.9, indicam uma tendência de aumento na capacidade de absorção de energia dos concretos do tipo C1, conforme se eleva o teor de fibra a eles adicionado. Estes resultados estão representados no gráfico da Figura 6.40. Os resultados dos índices I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30} , sobretudo destes dois últimos, indicam características de endurecimento dos concretos autoadensáveis fibrosos com o aumento do volume de fibras. De acordo com a ASTM C 1018, considera-se que o material tem comportamento elasto-plástico quando apresenta, para os índices I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30} , valores de 5, 10, 20 e 30, respectivamente. Caso o material tenha um comportamento elasto-plástico com endurecimento (“work hardening”), os valores destes índices serão maiores do que os citados acima, o que ocorreu com praticamente todos os concretos produzidos no presente trabalho. Mostra-se, na Figura 6.40, que os índices de tenacidade sofreram

aumento conforme o teor de fibra era elevado. Os valores do índice I_{20} dos concretos C1.1,25%65 e C1.1,5%65 foram, respectivamente, 35 % e 52 % maiores do que o do concreto C1.1%65. Para o índice I_{30} , estes aumentos respectivos foram de 42 % e 63 %.

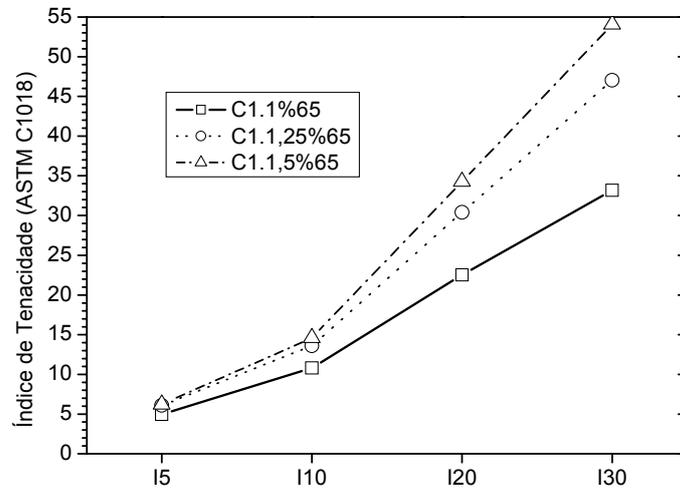


Figura 6.40 – Índices de tenacidade calculados segundo a norma ASTM C1018.

Os índices de tenacidade dos concretos do tipo C1 calculados segundo a norma Belga, apresentados na Tabela 6.10, são representados graficamente na Figura 6.41. Estes valores demonstram adequadamente o comportamento elasto-plástico com endurecimento dos concretos estudados. Também mostram-se eficientes para indicar o amolecimento subsequente observado nas curvas carga-deflexão, pois foram calculados até deflexões de 4,5 mm. A Figura 6.41 torna evidente que os índices de tenacidade calculados conforme a Norma Belga são acrescidos à medida que o reforço fibroso é aumentado. Para deslocamentos acima de 1,5 mm, os índices de tenacidade referentes aos concretos com 1 % e 1,25 % de fibra foram praticamente iguais. Os índices de tenacidade relativos a grandes deslocamentos (acima de 1,5 mm) obtidos pelo concreto com 1,5 % de fibra foram, em média, cerca de 40 % maiores do que aqueles dos outros dois concretos fibrosos do tipo C1.

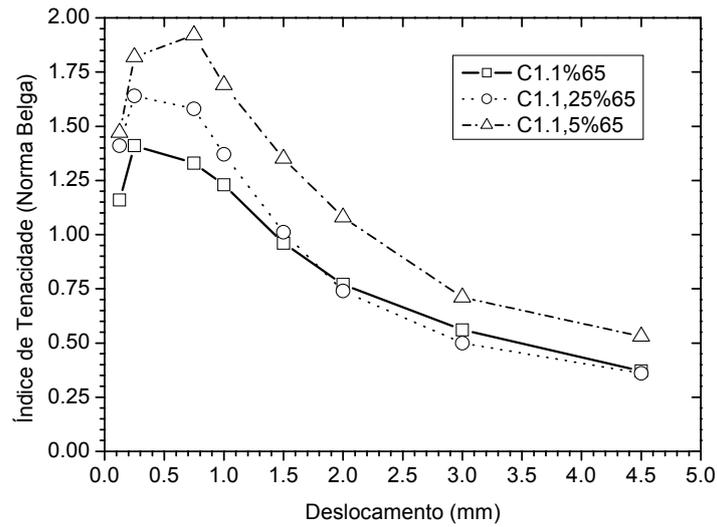


Figura 6.41 – Índices de tenacidade calculados segundo a norma Belga.

As tenacidades dos concretos do tipo C1, calculadas segundo o procedimento da Rilem modificado, são listadas na Tabela 6.11, e graficamente representadas na Figura 6.42.

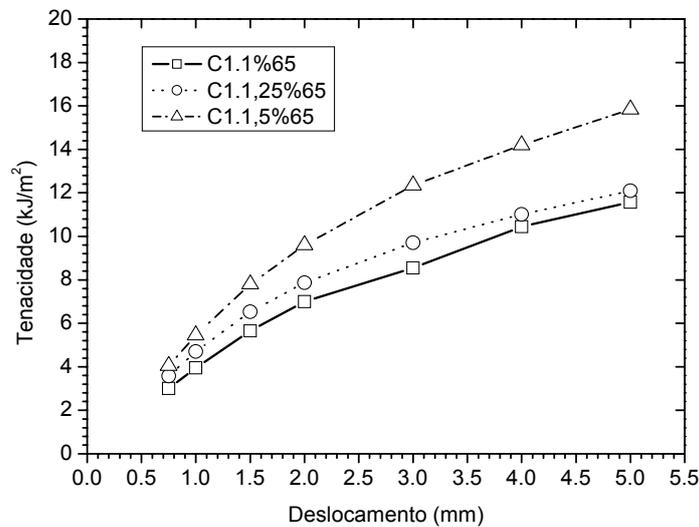


Figura 6.42 – Índices de tenacidade calculados segundo a norma Belga.

Para todos os deslocamentos considerados, a capacidade de absorção de energia dos concretos, calculada conforme prescreve a RILEM, aumenta com o incremento do teor de fibras. Foram semelhantes os resultados alcançados pelos concretos com 1 e 1,25 % de fibra, com ligeira superioridade deste último. A taxa de aumento de

tenacidade conforme se incrementa o deslocamento também é mais elevada para o concreto com maior teor de fibra (C1.1,5%65), como pode ser observado no gráfico da Figura 6.42. Para o valor máximo de deslocamento considerado, 5 mm, as tenacidades dos concretos C1.1,25%65 e C1.1,5%65 foram respectivamente 4 % e 37 % maiores do que a do concreto C1.1%65.

A Figura 6.43 ilustra o modo de fratura à flexão dos corpos-de-prova do tipo C1 contendo fibra de aço. Nota-se a formação de uma fissura concentrada no terço central, a qual teve sua abertura restringida pelas fibras, nos concretos autoadensáveis contendo 1 %, 1,25 % e 1,5 % de fibra. O modo de ruptura é característico de concretos contendo fibras curtas distribuídas aleatoriamente na mistura de concreto. A utilização de fibras de aço alterou o modo de fratura da matriz, permitindo que fossem alcançadas grandes deflexões. Iniciada a fissuração, várias microfissuras são observadas. Ao se aumentar a carga, uma fissura prevalece sobre as outras. Mesmo com a predominância de uma única fissura, as fibras proporcionaram uma região de fissuras na vizinhança da fissura principal (Figura 6.43 – a1/b1/c1), diferentemente do ocorrido com a matriz (uma única fissura, sem alterações em seu entorno - ver Figura 6.36–a1).

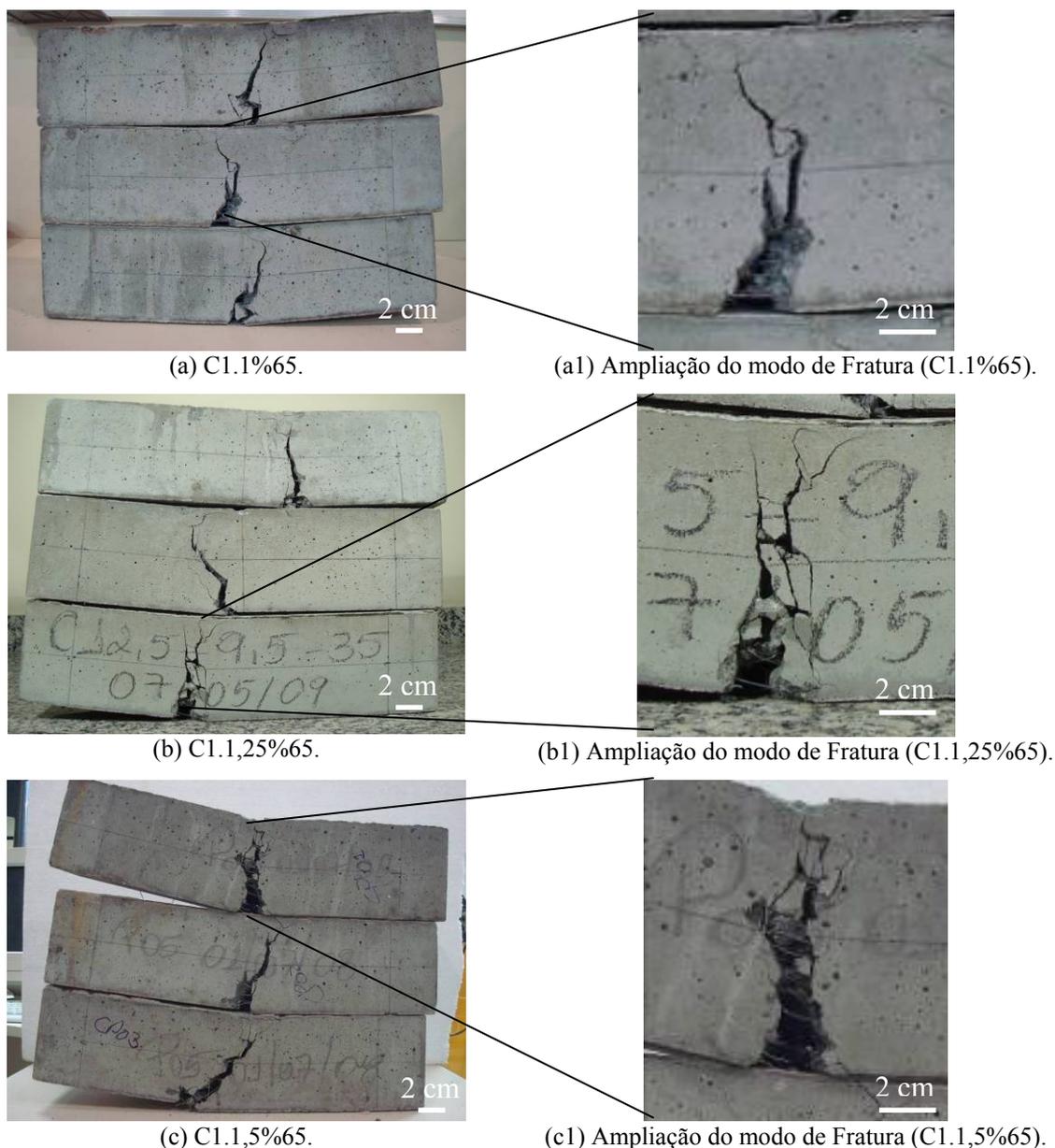


Figura 6.43 – Modo de fratura à flexão dos corpos-de-prova dos concretos do tipo C1.

6.4.1.3 Comportamento à flexão dos concretos fibrosos do tipo C2

Apresentam-se, na Figura 6.44, curvas típicas carga x deslocamento para os concretos C2, C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80. O acréscimo no teor de fibra levou a uma aumento na resistência à flexão e na tenacidade à flexão dos concretos. Os ramos pós-pico das curvas relativas aos concretos reforçados com fibra de relação de aspecto 80 têm menor inclinação do que as das curvas dos concretos que contêm fibra de relação de aspecto 65. Para um deslocamento de 2 mm, as cargas das misturas C2.1%80 e C2.1,25%80 representam cerca de 70 % dos valores máximos de

carga. Nota-se também, nas curvas referentes a estes dois tipos de concreto, um trecho horizontal pós-pico, denotando comportamento típico de material elasto-plástico linear.

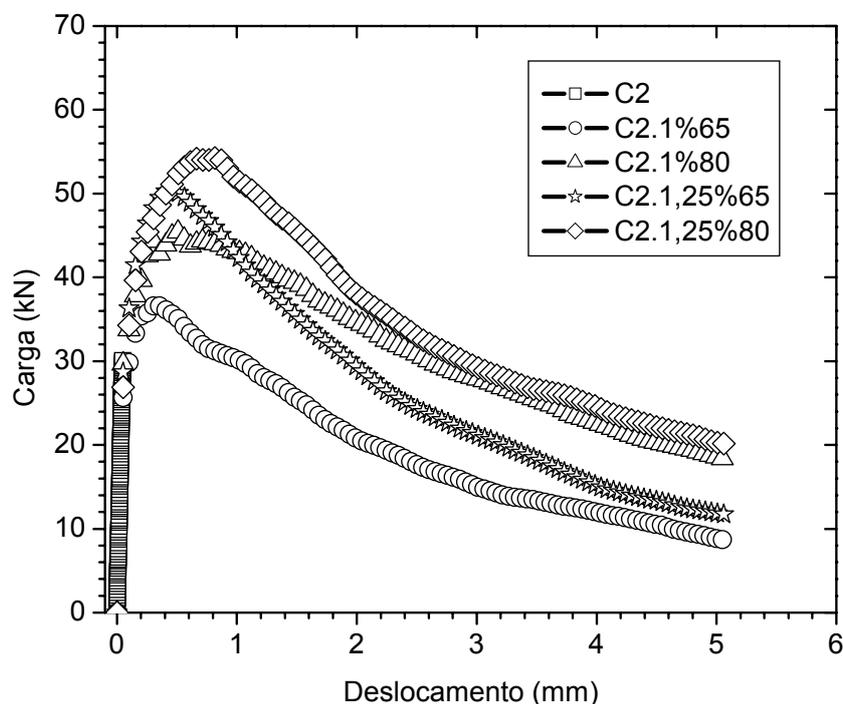
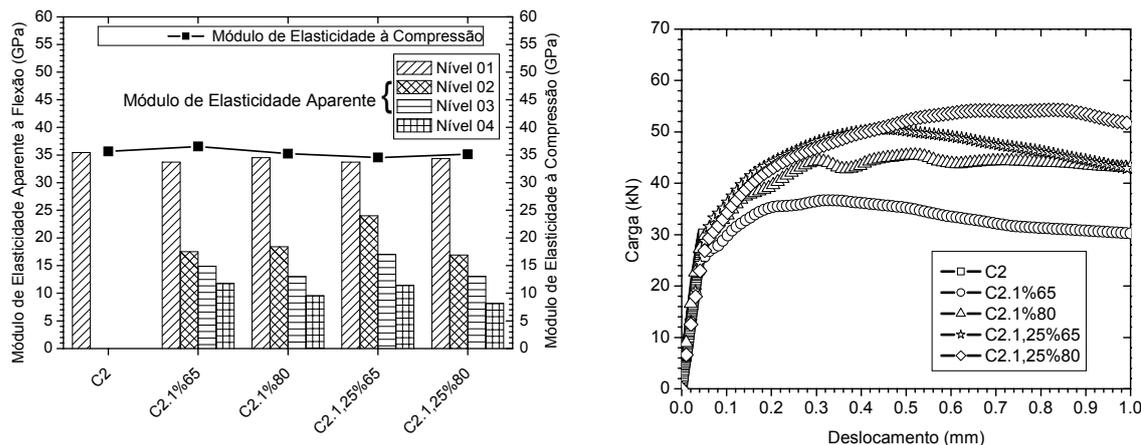


Figura 6.44 – Curvas típicas Carga x Deslocamento dos concretos C2; C2.1%65; C2.1%80; C2.1,25%65; C2.1,25%80.

Os resultados listados na Tabela 6.7 indicam que praticamente não houve diferença entre as tensões de primeira fissura e as deformações de primeira fissura dos concretos fibrosos do tipo C2 e da matriz correspondente. Os valores de tensão de primeira fissura situaram-se em torno de 8,50 MPa. Por sua vez, os valores de resistência à flexão são tanto maiores quanto mais elevado o teor de fibra adicionado às misturas. Os concretos C2.1%65, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 tiveram resistência à flexão respectivamente 32 %, 68 %, 82 %, 96 % acima da obtida pelo concreto C2. Foi de 16,44 MPa a máxima resistência à flexão entre os concretos contendo agregado de dimensão máxima 19 mm, obtida pela mistura C2.1,25%80. Nota-se que os incrementos foram mais acentuados para as misturas contendo fibras de relação de aspecto 80, comparando-se mesmas frações de fibra. O deslocamento correspondente à máxima tensão pós-fissuração também sofreu um aumento considerável com o aumento do volume de fibras adicionadas à mistura. Para a matriz C2, o deslocamento de pico foi de 0,052 mm, enquanto que para os concretos autoadensáveis fibrosos apresentaram valores 7 %, 13 %, 9 % e 15 % maiores. As fibras de relação de aspecto 80 proporcionaram maior capacidade de deslocamento antes de que a carga máxima fosse alcançada. Esses resultados ilustram a contribuição

importante que as fibras de aço conferem aos concretos autoadensáveis fibrosos produzidos com agregados de diâmetro máximo 19 mm.

Os resultados de módulo de elasticidade aparente dos concretos do tipo C2 para os quatro níveis considerados, apresentados na Tabela 6.8, são representados no gráfico da Figura 6.45-a. Os valores referentes à região elástica (nível 01) variaram entre 33,71 GPa e 35,46 GPa. Os concretos do tipo C2 reforçados com fibra apresentaram módulos de elasticidade aparente ligeiramente inferiores (entre 3 % e 5 %) ao da matriz. Para o nível 02, a análise estatística demonstrou que os valores de módulo de elasticidade das misturas C2.1%65, C2.1%80 e C2.1,25%80 não apresentam variações significativas entre si. Já o concreto C2.1,25%65 obteve módulo de elasticidade, para o nível 02, cerca de 35 % maior do que os relativos aos outros concretos. Com referência aos resultados obtidos para o nível 03, também o concreto C2.1,25%65 apresentou o máximo módulo de elasticidade aparente. Finalmente, os valores de módulo de elasticidade relativos ao nível 04 dos concretos contendo fibra com relação de aspecto 65 foram mais elevados do que aqueles dos concretos reforçados com fibra de relação de aspecto 80 (para o teor de 1 % de fibra, 11,75 GPa contra 9,54 GPa; para o teor de 1,25 % de fibra, 11,43 GPa contra 8,17 GPa). Assim como ocorrera para os concretos do tipo C1, os valores de módulo de elasticidade aparente relativos ao nível 01 foram muito semelhantes aos resultados de módulo de elasticidade calculados a partir dos ensaios de compressão. Em média, os valores encontrados para módulo de elasticidade aparente nos níveis 02, 03 e 04 equivalem a cerca de 56 %, 43 % e 30 % daqueles referentes ao nível 01 (rigidez original). Curvas típicas carga x deslocamento relativas aos concretos do tipo C2 são apresentadas no gráfico da Figura 6.45-b, ilustrando qualitativamente os módulos de elasticidade aparentes dos quatro níveis considerados. Foram altos os coeficientes de variação dos resultados de módulo de elasticidade aparente, chegando a mais de 24 %.



(a). (b).
 Figura 6.45 – Gráficos referentes aos concretos do tipo C2: (a) Módulos de elasticidade aparentes à flexão (quatro níveis de rigidez) e módulos de elasticidade à compressão; (b) curvas típicas carga x deslocamento à flexão.

Os índices de tenacidade obtidos segundo a norma ASTM C1018 dos concretos contendo agregado de diâmetro máximo 19 mm, já mostrados na Tabela 6.9, são também apresentados no gráfico da Figura 6.46, e denotam o endurecimento dos materiais. Os valores de I_5 , I_{10} , I_{20} e I_{30} dos concretos que contêm 1,25 % de fibra de aço foram maiores do que aqueles dos concretos com 1 % de fibra. Para as misturas produzidas com agregados de 19 mm e relação de aspecto 80, aumentos de 43 % e 45 % são observados, respectivamente, nos índices I_{20} e I_{30} , quando a fração volumétrica de fibras aumentou de 1,0 % para 1,25 %. Para um dado teor de fibra, os valores destes índices demonstram que os concretos cuja fibra tinha relação de aspecto igual a 80 se mostraram mais tenazes do que aqueles com fibra de relação de aspecto 65. Por exemplo, o concreto C2.1,25%80 obteve valores de I_{20} e I_{30} respectivamente 13 % e 12 % acima dos apresentados pelo concreto C2.1,25%65.

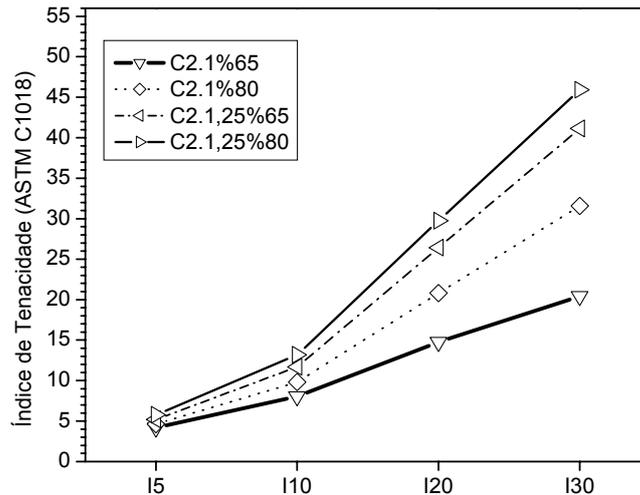


Figura 6.46 – Índices de tenacidade dos concretos do tipo C2, calculados segundo a norma ASTM C1018.

Os valores de índice de tenacidade dos concretos fibrosos do tipo C2 calculados segundo a norma Belga, que constam da Tabela 6.10, são representados no gráfico da Figura 6.47, representam-se graficamente estes índices. Nota-se que todos os concretos, com exceção do C2.1%65, obtiveram valores de carga mais elevados do que a carga de primeira fissura até um deslocamento de 2 mm. Maiores tenacidades foram obtidas pelo concreto com 1,25 % de fibra de relação de aspecto 80 (C2.1,25%80). No entanto, a partir de um deslocamento de 3 mm, os índices de tenacidade do concreto C2.1%80 praticamente se aproximaram dos obtidos pelo C2.1,25%80. O desempenho alcançado pelos concretos cotendo fibra de relação de aspecto 80, mais uma vez, superou o dos concretos reforçados com fibra de relação de aspecto 65, como se percebe na Figura 6.47 e na Tabela 6.10. Considerando-se um deslocamento de 4,5 mm, os concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 alcançaram índices de tenacidade (pela norma Belga) aproximadamente 91 %, 38 % e 115 % maiores do que o do concreto C2.1%65.

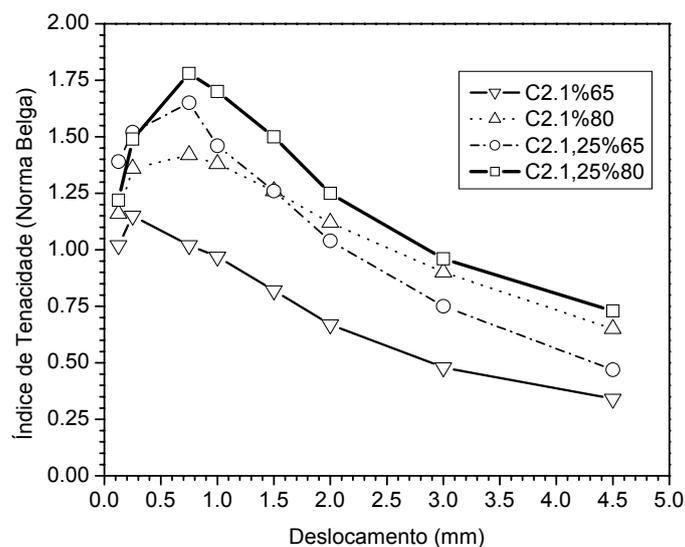


Figura 6.47 – Índices de tenacidade dos concretos do tipo C2, calculados segundo a norma Belga.

As tenacidades à flexão calculadas segundo o procedimento da Rilem modificado, que se encontram na Tabela 6.11, são também mostrados na Figura 6.48. De acordo com os resultados apresentados, podemos observar que para a carga de pico a absorção de energia aumenta com o acréscimo do volume de fibras.

Os concretos contendo fibra de relação de aspecto 80, além de serem mais tenazes, apresentam maior ganho de tenacidade conforme deslocamentos mais elevados são considerados, em relação aos concretos com fibra de relação de aspecto 65 (Figura 6.48). Para deslocamentos menores ou iguais a 3 mm, foram semelhantes as tenacidades à flexão dos concretos C2.1%80 e C2.1,25%65, porém, a partir desta valor de deslocamento, o primeiro concreto superou o segundo. Para deslocamento de 5 mm, os concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 obtiveram valores de tenacidade, respectivamente, cerca de 58 %, 31 % e 76 % mais elevados do que o do concreto C2.1%65.

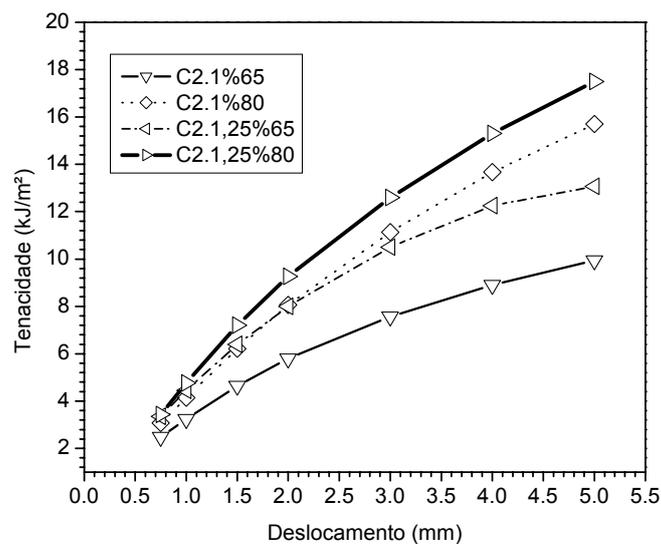


Figura 6.48 – Tenacidades dos concretos fibrosos do tipo C2, calculadas segundo o procedimento da RILEM modificado.

O modo de fratura à flexão dos corpos-de-prova dos concretos fibrosos do tipo C2 são ilustrados na Figura 6.49. A fratura se deu de forma semelhante ao ocorrido com os corpos-de-prova dos concretos reforçados do tipo C1. Houve predominância de uma única fissura central, cujo aumento de abertura foi contido pelas fibras que a atravessaram.



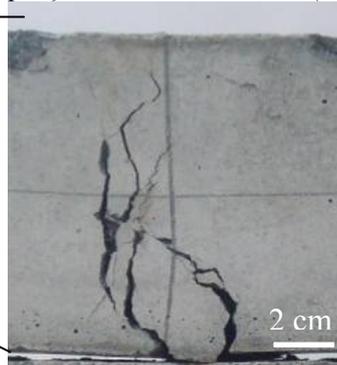
(a) C2.1%65.



(a1) Ampliação do modo de Fratura (C2.1%65).



(b) C2.1%80.



(b1) Ampliação do modo de Fratura (C2.1%80).



(c) C2.1,25%65.



(c1) Ampliação do modo de Fratura (C2.1,25%65).



(d) C2.1,25%80.



(d1) Ampliação do modo de Fratura (C2.1,25%80).

Figura 6.49 – Modo de fratura à flexão dos corpos-de-prova dos concretos fibrosos do tipo C2.

6.4.1.4 Comportamento à flexão dos concretos com mesmo teor de fibra e mesma relação de aspecto

Curvas típicas carga x deslocamento relativas aos concretos autoadensáveis contendo 1 % de fibra de relação de aspecto 65 (C1.1%65 e C2.1%65) e 1,25 % de fibra de relação de aspecto 65 (C1.1,25%65 e C2.1,25%65) são mostradas, respectivamente, nas Figura 6.50-a e b. Verifica-se, nas citadas figuras, melhor desempenho à flexão dos concretos contendo agregado de 9,5 mm (ou seja, concretos do tipo C1).

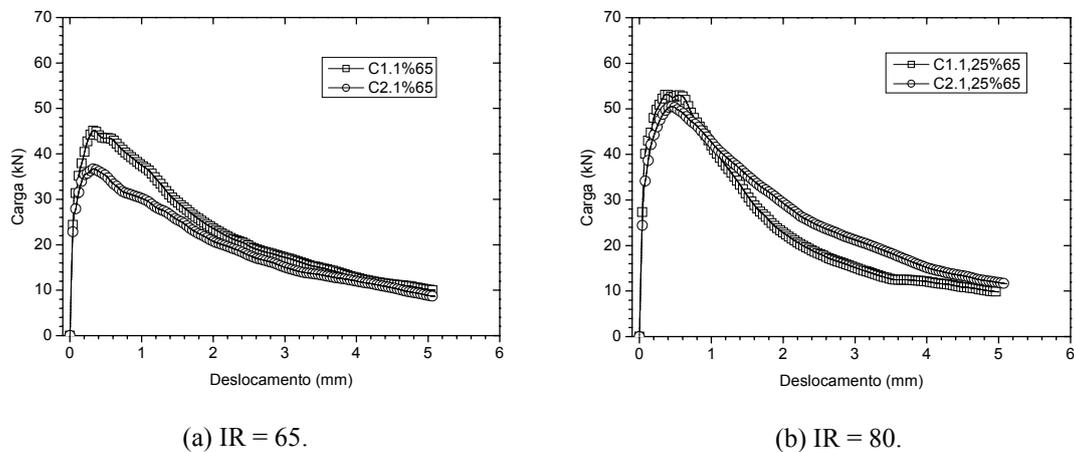


Figura 6.50 – Curvas típicas carga x deslocamento, de ensaios de flexão, dos concretos com: (a) 1 % de fibra de relação de aspecto 65; (b) 1,25 % de fibra de relação de aspecto 65.

Nos gráficos da Figura 6.51, são mostrados os módulos de elasticidade referentes aos quatro níveis de rigidez considerados (Figura 6.51-a), e a parte inicial das curvas carga x deslocamento (Figura 6.51-b) dos concretos comparados neste item.

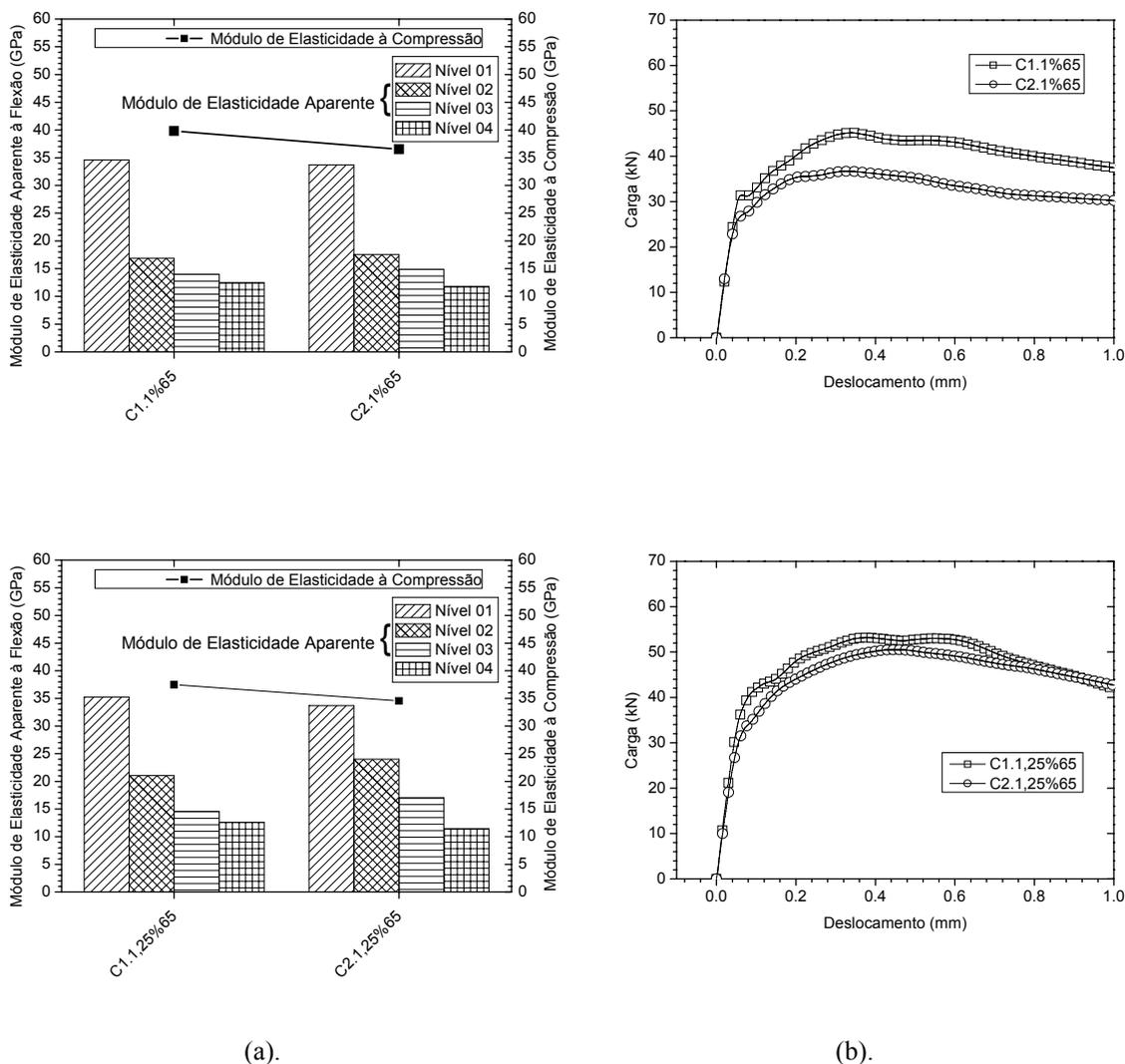


Figura 6.51 – (a) Módulos de elasticidade aparentes à flexão (quatro níveis de rigidez) e à compressão; (b) curvas típicas carga x deslocamento à flexão.

Os resultados da Tabela 6.7 mostram que a tensão de primeira fissura e a resistência à flexão do concreto C2.1%65 foram, em comparação aos resultados do concreto C1.1%65, respectivamente 13 % e 19 % menores. Também os resultados de tenacidade do concreto C1.1%65 superaram os do concreto C2.1%65, conforme se constata nas Tabela 6.9, Tabela 6.10 e Tabela 6.11. Os módulos de elasticidade relativos ao nível 01 desses dois concretos foram semelhantes (Tabela 6.8).

As Tabela 6.7 a Tabela 6.11 possibilitam também que se estabeleça uma comparação entre os concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65. Comparando-se os concretos com 1,25 % de fibra de relação de aspecto 65, tem-se que o concreto C2.1,25%65 apresentou tensão de primeira fissura e resistência à flexão menores,

respectivamente, em 17 % e 6 % do que os valores da mistura C1.1,25%65. Houve pequena diferença entre os resultados de módulo de elasticidade aparente para o nível 01: 35,22 GPa para o concreto C1.1,25%65; 33,71 GPa para o concreto C2.1,25%65. Em relação à tenacidade, foi notada semelhança entre os dois concretos. Entretanto, para pequenos deslocamentos prevaleceu ligeiramente o concreto C1.1,25%65, situação que foi invertida para valores mais altos de deslocamento.

Conclui-se, então, que o diâmetro do agregado utilizado nos concretos autoadensáveis exerceu influência sobre seu desempenho à flexão. Melhores resultados foram obtidos pelas misturas com agregados menores.

6.4.1.5 Comparação de concretos com o mesmo Índice de Reforço

A Figura 6.52-a e b mostram respectivamente curvas típicas carga x deslocamento referentes aos concretos com índices de reforço de aproximadamente 80 (C1.1,25%65, C2.1,25%65 e C2.1%80) e 100 (C1.1,5%65 e C2.1,25%80).

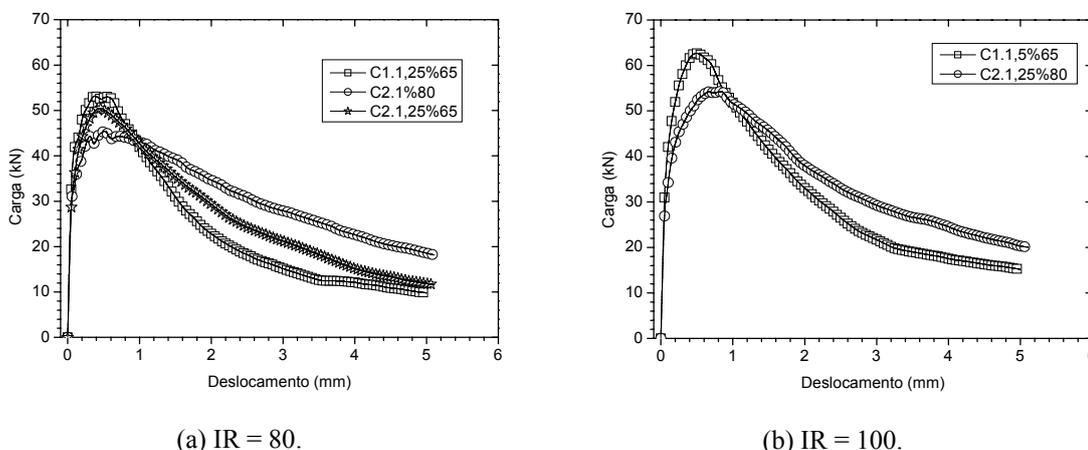


Figura 6.52 – Curvas típicas carga x deslocamento dos concretos com índice de reforço:(a) 80 e (b) 100.

Entre os concretos com índice de reforço 80, os mais altos resultados de tensão de primeira fissura e de resistência à flexão foram obtidos pelo C1.1,25%65 (Tabela 6.7). Em relação aos resultados deste último concreto, as tensões de primeira fissura dos concretos C2.1%80 e C2.1,25%65 foram, respectivamente, 15 % e 17 % inferiores. Para a resistência à flexão, estas reduções percentuais foram de 14 % e 6 %, respectivamente. Os módulos de elasticidade referentes ao nível 01 foram semelhantes, como sugere a Figura 6.52-a. Concernente à tenacidade, o concreto C2.1%80 apresentou menor

decréscimo de carga à flexão, para deslocamentos acima de 1 mm, do que os outros dois concretos.

Também quando são comparadas as misturas com índice de reforço em torno de 100, é percebido melhor desempenho à flexão do concreto cujo agregado tinha menor dimensão máxima, como evidencia a Figura 6.52-b. A resistência à flexão do concreto C2.1,25%80 foi 14 % menor do que a do concreto C1.1,5%65. Já a tensão de primeira fissura do concreto C2.1,25%80 foi 24 % inferior à obtida pelo concreto C1.1,5%65. Quanto ao módulo de elasticidade do nível 01, o referente à mistura C2.1,25%80 foi 8 % menor do que o da mistura C1.1,5%65. Finalmente, o concreto C1.1,5%65 obteve valores mais elevados de tenacidade, em relação ao concreto C2.1,25%80.

6.4.1.6 Ajuste de equações aos resultados experimentais de flexão

Por meio do Método dos Mínimos Quadrados, foram obtidas equações que expressam a tensão de primeira fissura (Equação 6.4) e a resistência à flexão (Equação 6.5) dos concretos fibrosos do presente trabalho, em função dos seguintes parâmetros: resistência à flexão da matriz correspondente; teor, em volume, de fibra de aço; relação de aspecto das fibras de aço. Os ajustes efetuados obtiveram alta correlação.

$$\sigma_{Pf} = 0,994 \cdot \sigma_m \cdot (1 - Vf) + 0,821 \cdot Vf \cdot \left(\frac{L}{d}\right) \text{ em MPa.} \quad \text{Equação 6.4}$$

$$\sigma_{Fl} = 0,996 \cdot \sigma_m \cdot (1 - Vf) + 8,018 \cdot Vf \cdot \left(\frac{L}{d}\right) \text{ em MPa.} \quad \text{Equação 6.5}$$

onde:

σ_{Pf} = resistência de primeira fissura;

σ_{Fl} = resistência à flexão;

Vf = teor, em volume, de fibra;

$\frac{L}{d}$ = relação de aspecto da fibra (L: comprimento; d: diâmetro).

Swamy e Mangat [164] chegaram às seguintes equações (Equação 6.6 e Equação 6.7):

$$\sigma_{Pf} = 0,843 \cdot \sigma_m \cdot (1 - Vf) + 2,93 \cdot Vf \cdot \left(\frac{L}{d}\right) \text{ em MPa.} \quad \text{Equação 6.6}$$

$$\sigma_{Fl} = 0,97 \cdot \sigma_m \cdot (1 - Vf) + 3,41 \cdot Vf \cdot \left(\frac{L}{d}\right) \text{ em MPa.} \quad \text{Equação 6.7}$$

A contribuição das fibras no acréscimo da tensão de fissura foi maior nos concretos de [164] do que nos do presente estudo. Por sua vez, o incremento de resistência à flexão dado pelas fibras de aço aos concretos produzidos neste trabalho foi significativamente mais elevado do que o obtido para os concretos estudados em [164].

6.4.2 Ensaios cíclicos

Apresentam-se, neste capítulo, os resultados obtidos a partir dos ensaios de ciclos de carregamento e descarregamento à flexão. Os ensaios foram realizados em três corpos-de-prova de cada um dos seguintes concretos: C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65..

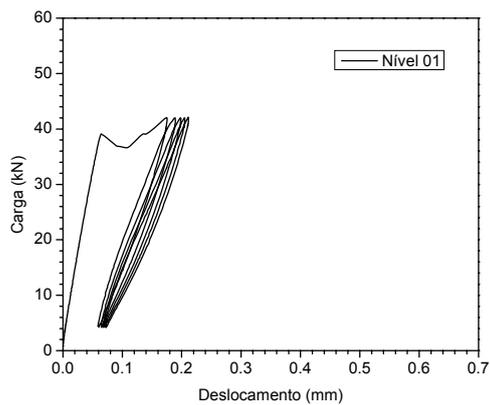
6.4.2.1 Concreto C1 Reforçado com 1 % de Fibras de Aço (relação de aspecto 65)

A Tabela 6.12 apresenta os valores dos carregamentos máximo e mínimo utilizados para os ensaios de ciclos de carga/descarga do concreto C1.1%65, para cada um dos três níveis (01, 02 e 03) descritos no item 4.3.4.1. Os valores de carregamento máximo aplicado nos ciclos de carga/descarga foram de 42,1 kN (nível 01), 43,6 kN (nível 02) e 45,2 kN (nível 03). Em cada nível, o carregamento mínimo foi equivalente a 10 % do carregamento máximo.

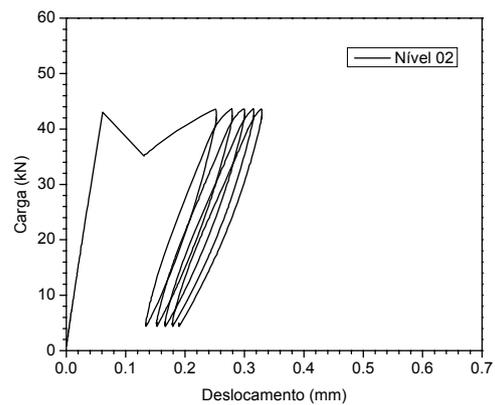
Tabela 6.12 – Valores de carregamento máximo e mínimo, para cada nível, utilizados nos ensaios cíclicos do concreto C1.1%65.

	Nível 01	Nível 02	Nível 03
P Max (kN)	42,1	43,6	45,2
P Min (kN)	4,21	4,36	4,52

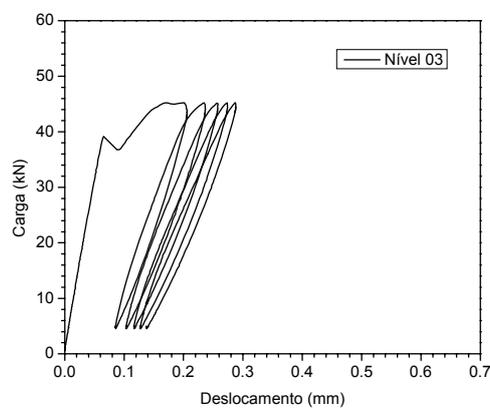
A Figura 6.53 mostra curvas características carga x deslocamento obtidas nos ensaios cíclicos de flexão, relativas ao concreto C1.1%65. Notam-se os ciclos de histerese referentes a cada nível de carregamento.



(a) Nível 01.



(b) Nível 02.



(d) Nível 03.

Figura 6.53 – Curvas típicas carga x deslocamento, para os diferentes níveis de carregamento, do concreto C1.1%65.

Uma comparação de curvas típicas de histerese do quarto ciclo, para os diferentes níveis de carregamento aplicados, é mostrada na Figura 6.54. Percebe-se, na figura, uma tendência de aumento da energia de histerese (área limitada pela curva de histerese) à medida que o nível de carga é elevado. Para os demais ciclos, as curvas apresentaram comportamento semelhante.

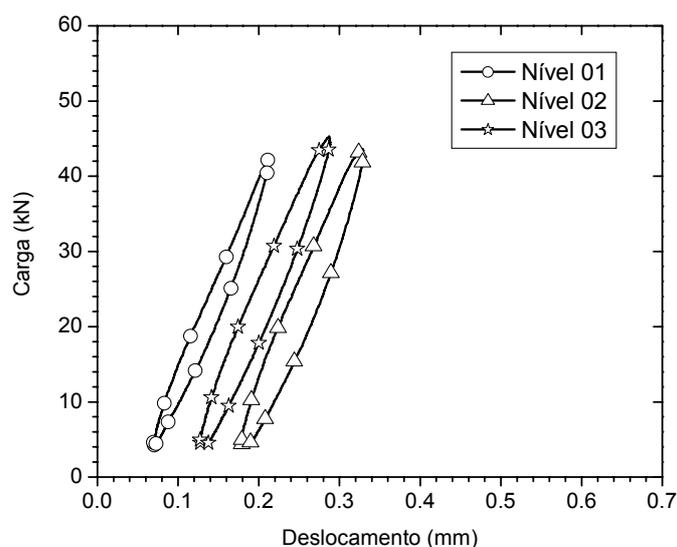


Figura 6.54 – Curvas típicas de histerese do quarto ciclo para os diferentes níveis de carregamento (concreto C1.1%65.).

Os valores médios de abertura de fissura referentes a cada corpo-de-prova do concreto C1.1%65 (total de 4), no ensaio estático de flexão (CE), e em cada um dos quatro ciclos de carga/descarga, são apresentados na Tabela 6.13. Para cada carregamento (estático, ciclo 01, ciclo 02, ciclo 03 e ciclo 04), a Tabela 6.13 também apresenta a média dos valores de abertura de fissura de todos os corpos-de-prova, com o correspondente coeficiente de variação. Cada fissura, como esperado, sofreu ligeiro aumento em sua abertura, conforme os ciclos se sucediam. Não se nota tendência de modificação nas dimensões da fissura, conforme o nível de carga aplicada era aumentado.

Tabela 6.13 – Resultados de abertura de fissura referentes ao concreto C1.1%65.

Abertura de fissura - Nível 01					
	CE	Ciclo 01	Ciclo 02	Ciclo 03	Ciclo 04
	w (µm)				
CP01	169	169	220	298	299
CP02	168	182	182	200	201
CP03	131	164	189	199	199
CP04	169	200	222	246	248
Média	159	179	203	236	237
CV (%)	12	9	10	20	20
Abertura de fissura - Nível 02					
CP01	181	181	208	281	312
CP02	164	171	220	239	463
CP03	229	271	306	307	312
CP04	137	177	303	311	311
Média	178	200	259	284	350
CV (%)	22	24	20	12	22
Abertura de fissura - Nível 03					
CP01	149	149	200	228	264
CP02	169	218	265	286	288
CP03	176	193	216	234	235
CP04	164	190	210	215	239
Média	165	185	223	241	242
CV (%)	7	15	13	13	10

Os resultados de módulo cíclico calculados em cada ciclo de cada nível de carregamento, e o módulo de elasticidade do ensaio estático, são listados na Tabela 6.14, para o concreto C1.1%65. Para cada nível de carga, os módulos calculados nos 4 ciclos são significativamente menores do que o módulo obtido no ensaio estático. Para o nível 01 de carga, os módulos calculados nos ciclos 01, 02, 03 e 04 foram menores do que o calculado no ensaio estático em, respectivamente, 43 %, 45 %, 54 % e 60 %. Quanto ao nível 02, estas reduções respectivas foram de 42 %, 71 %, 74 % e 76 %. Finalmente, para o nível 03, estes valores foram de, respectivamente, 54 %, 62 %, 64 % e 66 %. A razão para isso é que os ensaios cíclicos foram realizados com os corpos-de-prova já fissurados.

Tabela 6.14 – Resultados (média e CV) de módulo de elasticidade do ensaio estático e de módulos cíclicos, relativos ao concreto C1.1%65.

	Nível 01		Nível 02		Nível 03	
	E (GPa)	CV (%)	E (GPa)	CV (%)	E (GPa)	CV (%)
CE	38,75	7,05	41,12	5,56	38,66	10,92
Ciclo 01	22,00	23,49	23,79	65,00	17,78	46,02
Ciclo 02	21,23	32,01	11,75	39,37	14,62	37,69
Ciclo 03	17,88	33,37	10,52	39,88	13,74	37,32
Ciclo 04	15,62	23,16	9,92	41,01	13,11	37,55

Após terem sido submetidos a ensaios de ciclos de carga/descarga de flexão, os corpos-de-prova do concreto C1.1%65 passaram por um teste estático de flexão, visando à determinação de suas propriedades residuais. As curvas carga x deslocamento obtidas dos ensaios estáticos de flexão residual são mostradas na Figura 6.55, para os três níveis de carregamento. Nessa mesma figura, também é mostrada uma curva típica carga x deslocamento obtida a partir de ensaio monotônico de flexão com o concreto C1.1%65 (em corpos-de-prova que não passaram por ensaios cíclicos, ou seja, corpos-de-prova íntegros).

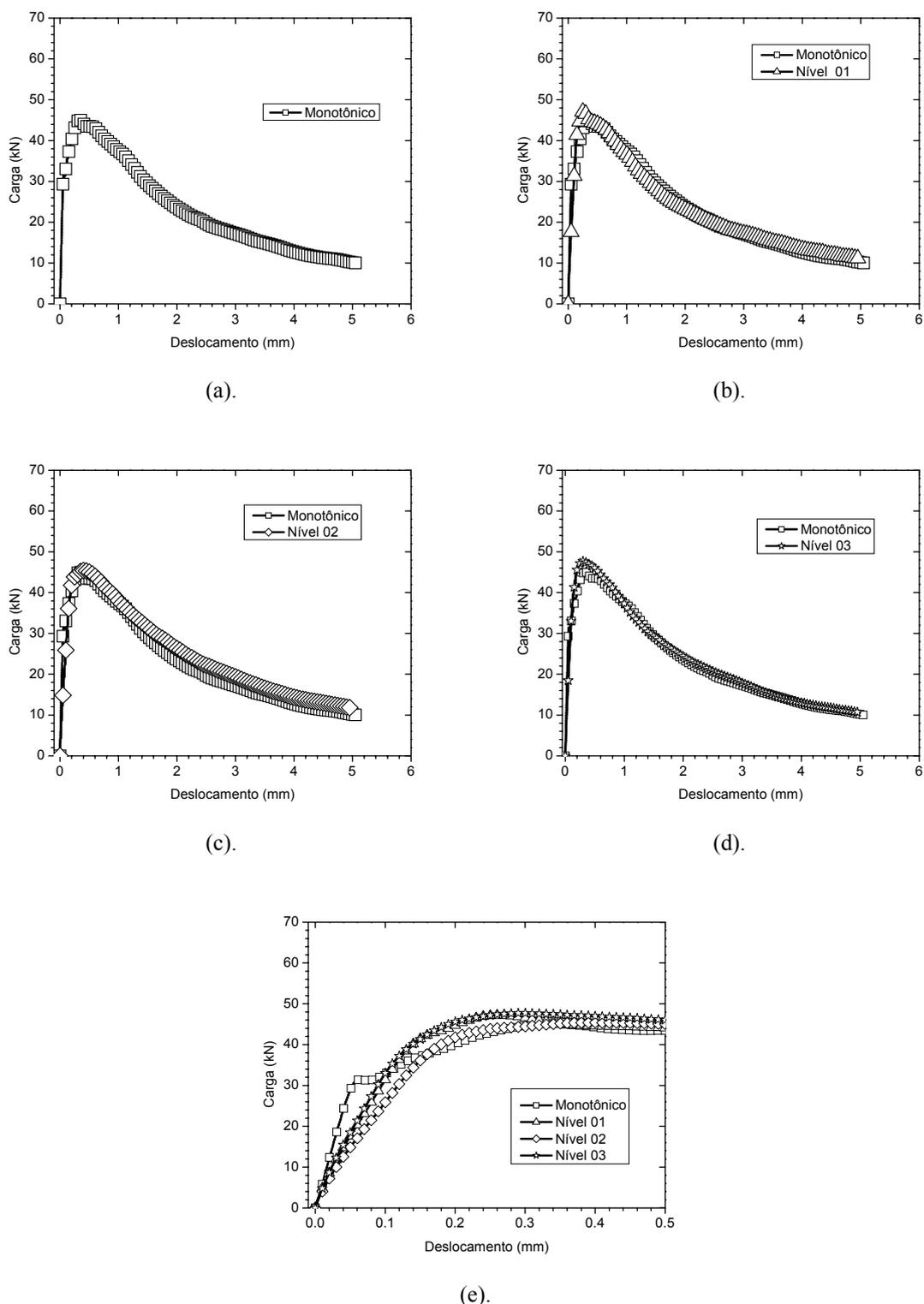


Figura 6.55 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios estáticos de flexão em amostras submetidas a ensaios cíclicos; curva carga x deslocamento referente ao ensaio monotônico de flexão. (concreto C1.1%65)

A Tabela 6.15 apresenta os resultados (média e CV) de resistência à flexão (σ_u), módulo de elasticidade aparente (E) e deslocamento de pico (δ_u) obtidos dos ensaios de

flexão residual estática referente ao concreto C1.1%65. Na mesma tabela, os resultados de ensaios monotônicos de flexão (corpos-de-prova íntegros) também são mostrados, para o mesmo concreto. A Figura 6.56 compara graficamente os resultados que constam na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 – Resultados (média e CV) dos ensaios de flexão residual, e dos ensaios monotônicos de flexão, para o concreto C1.1%65.

Ensaio	Tensão, módulo aparente e deslocamento de pico					
	σ_u (MPa)	CV (%)	E (GPa)	CV (%)	δ_u (mm)	CV %
Monotônico	13,60	8,68	38,76	6,73	0,340	6,12
Nível 01	14,12	5,47	18,56	24,10	0,276	15,35
Nível 02	13,75	13,60	16,64	20,83	0,282	17,23
Nível 03	14,47	4,51	19,78	23,79	0,314	13,06

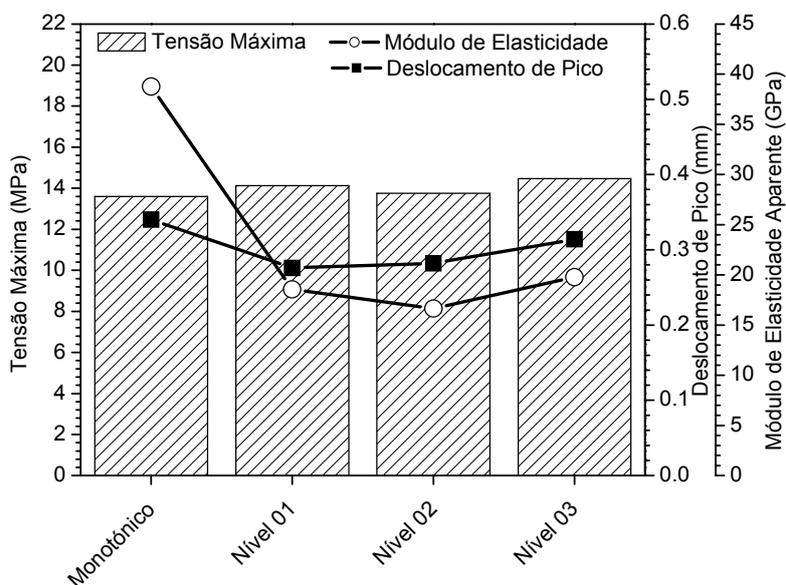


Figura 6.56 – Comparação entre resultados de resistência à flexão (tensão máxima), módulo de elasticidade, e deslocamento de pico – ensaios de flexão residual, e ensaios de flexão monotônicos. (Concreto C1.1%65).

Levando em consideração os coeficientes de variação obtidos, a Tabela 6.15 e a Figura 6.56 fazem concluir que os corpos-de-prova do concreto C1.1%65 que já haviam sido submetidos a ensaios cíclicos de flexão, para os três níveis de carregamento, mostraram-se tão resistentes à flexão do que os corpos-de-prova íntegros (ou seja, que não haviam passado por testes e nenhuma espécie) do mesmo concreto. No entanto, os ensaios cíclicos fizeram com que o módulo de elasticidade do concreto se reduzisse em

cerca de 50 %. Não houve diferenças relevantes entre os resultados de deslocamento de pico.

Os coeficientes de variação dos resultados de resistência à flexão, apresentados na Tabela 6.15, são baixos (apenas um deles excedeu 10 %). Para módulo de elasticidade e deslocamento de pico, valores mais elevados de coeficiente de variação foram encontrados.

Os gráficos da Figura 6.55 indicam que os corpos-de-prova do concreto C1.1%65 submetidos anteriormente a ensaios cíclicos de flexão obtiveram tenacidade similar àquela dos corpos-de-prova íntegros do mesmo concreto.

6.4.2.2 Concreto C1 Reforçado com 1,25 % de Fibras de Aço (relação de aspecto 65)

A Tabela 6.16 mostra os valores de carga máxima e mínima aplicados ao concreto C1.1,25%65, nos ensaios cíclicos de flexão, para os níveis 01, 02 e 03 de carregamento.

Tabela 6.16 – Valores de carregamento máximo e mínimo, para cada nível, utilizados nos ensaios cíclicos do concreto C1.1,25%65.

	Nível 01	Nível 02	Nível 03
P Max (kN)	42,9	46,9	50,9
P Min (kN)	4,29	4,69	5,09

Apresentam-se, na Figura 6.57, curvas típicas carga x deslocamento obtidas a partir de ensaios cíclicos de flexão, para o concreto C1.1,15%65.

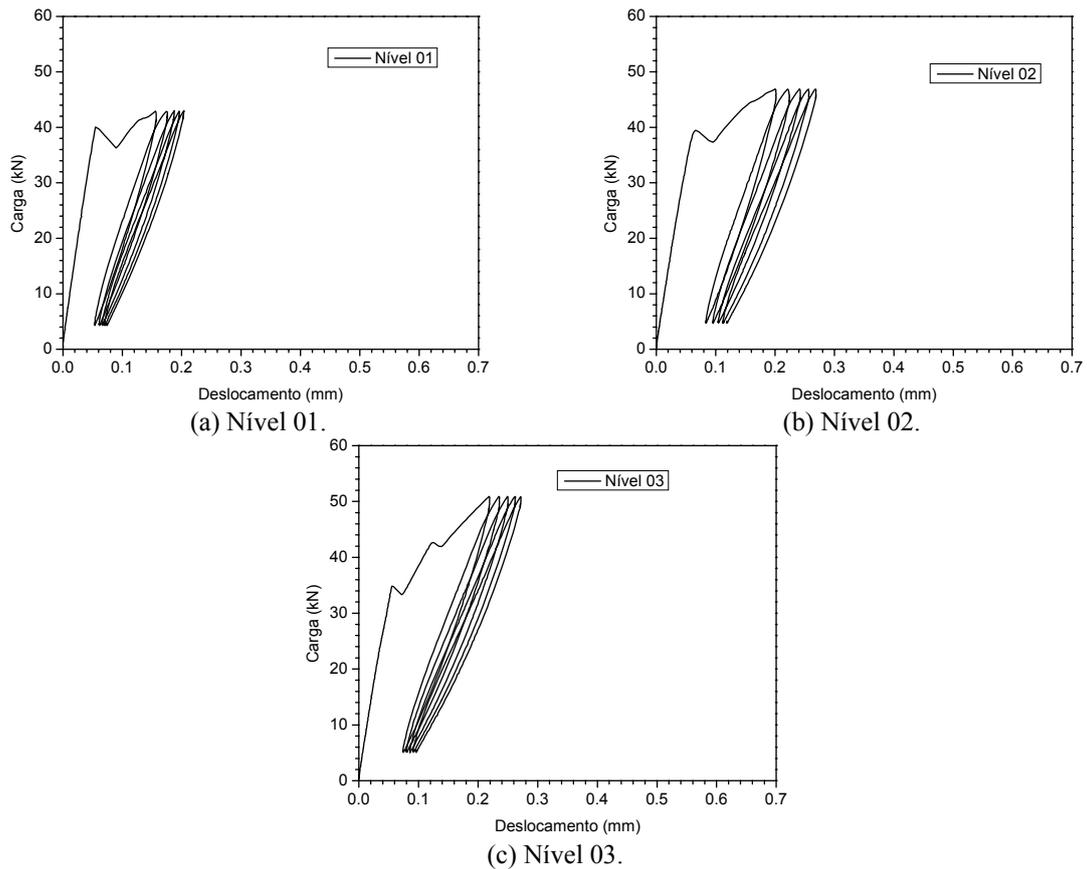


Figura 6.57 – Curvas típicas carga x deslocamento, para os diferentes níveis de carregamento, do concreto C1.1,25%65.

Na Figura 6.58, são mostradas curvas típicas de histerese relativas ao quarto ciclo de flexão (concreto C1.1,25%65), para todos os três níveis de carregamento. Os carregamentos de maior nível (ou seja, cargas mais elevadas) obtiveram maior energia de histerese, conforme a figura ilustra.

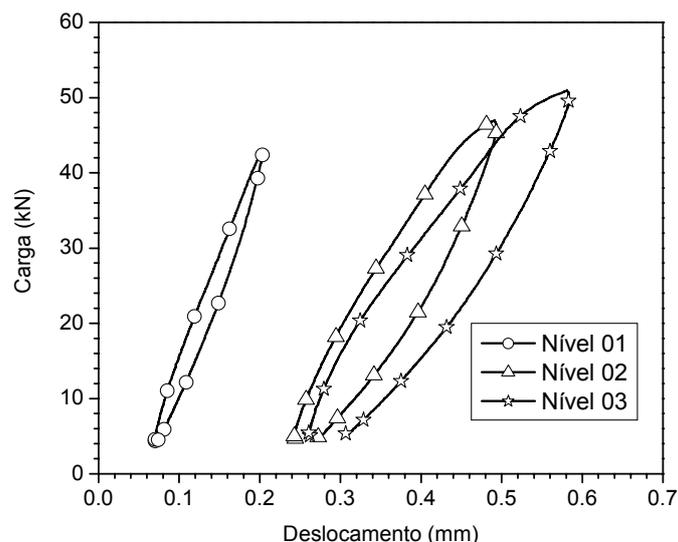


Figura 6.58 – Curvas típicas de histerese do quarto ciclo para os diferentes níveis de carregamento (concreto C1.1,25%65.).

Na Tabela 6.17, constam os resultados médios de abertura de fissura relativos aos quatro corpos-de-prova do concreto C1.1,25%65, tanto para o ensaio estático de flexão (CE), quanto para cada ciclo de carga/descarga. Com o aumento do número de ciclos, as aberturas de fissura são suavemente aumentadas. A intensidade da carga imposta não afetou os valores de abertura de fissura.

Tabela 6.17 – Resultados de abertura de fissura referentes ao concreto C1.1,25%65.

Abertura de fissura - Nível 01					
	CE	Ciclo 01	Ciclo 02	Ciclo 03	Ciclo 04
	w (µm)				
CP01	177	207	225	247	263
CP02	118	150	155	235	235
CP03	130	144	151	170	172
CP04	186	186	188	204	209
Média	153	172	179	214	220
CV (%)	22	17	20	16	18
Abertura de fissura - Nível 02					
CP01	154	160	191	195	231
CP02	114	122	118	131	137
CP03	128	144	154	193	186
CP04	200	193	225	235	235
Média	149	155	172	189	197
CV (%)	26	19	27	23	23
Abertura de fissura - Nível 03					
CP01	153	192	186	203	222
CP02	148	158	196	227	268
CP03	112	113	146	147	214
CP04	121	134	214	218	220
Média	134	149	186	199	231
CV (%)	15	23	16	18	11

A Tabela 6.18 lista, para o concreto C1.1,25%65, os resultados de módulo cíclico obtidos em cada ciclo de cada nível de carregamento, e o módulo de elasticidade calculado a partir do ensaio estático. Foram encontrados, para os três níveis de carga, módulos consideravelmente mais baixos do que o obtido no ensaio estático. Com relação ao nível 01, os módulos calculados nos ciclos 01, 02, 03 e 04 foram respectivamente 50 %, 55 %, 58 % e 61 % menores do que o estimado no ensaio estático. Já para o nível 02, estas reduções respectivas foram de 48 %, 54 %, 57 % e 59 %. Referente ao nível 03, as reduções foram de, respectivamente, 51 %, 55 %, 64 % e 59 %. Por estarem fissurados ao se iniciar o ensaio, os concretos sofreram redução em seu módulo de elasticidade.

Tabela 6.18 – Resultados (média e CV) de módulo de elasticidade do ensaio estático e de módulos cíclicos, relativos ao concreto C1.1,25%65.

	Nível 01		Nível 02		Nível 03	
	E (GPa)	CV (%)	E (GPa)	CV (%)	E (GPa)	CV (%)
CE	40,01	8,05	40,00	4,24	40,04	7,99
Ciclo 01	20,03	21,36	20,64	12,54	19,45	0,04
Ciclo 02	18,02	21,28	18,41	15,26	17,99	1,02
Ciclo 03	16,73	22,49	17,14	18,12	14,55	2,09
Ciclo 04	15,48	18,52	16,21	19,41	16,58	1,92

Mostram-se, na Figura 6.59, curvas carga x deslocamento dos ensaios estáticos de flexão residual (para todos os níveis de carregamento), além de uma curva típica carga x deslocamento do ensaio monotônico de flexão (amostras íntegras), referentes ao concreto C1.1,25%65.

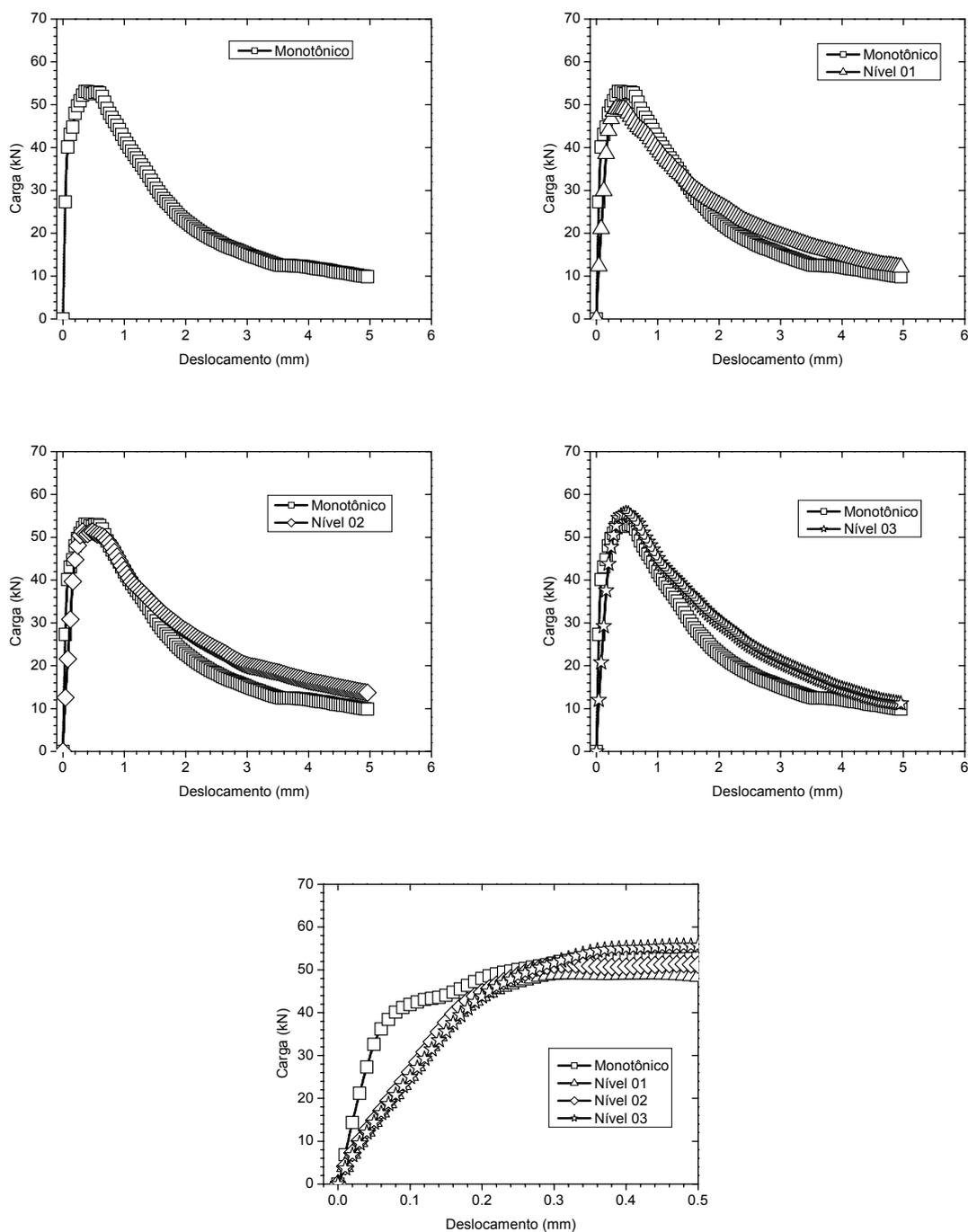


Figura 6.59 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios estáticos de flexão em amostras submetidas a ensaios cíclicos; curva carga x deslocamento referente ao ensaio monotônico de flexão. (concreto C1.1,25%65)

Para o concreto C1.1,25%65, resultados (média e CV) de resistência à flexão (σ_u), módulo de elasticidade aparente (E) e deslocamento de pico (δ_u), provenientes dos ensaios de flexão residual, e de ensaios monotônicos de flexão (corpos-de-prova íntegros) constam na Tabela 6.19. Faz-se, na Figura 6.60, uma comparação gráfica entre estes resultados.

Tabela 6.19 – Resultados (média e CV) dos ensaios de flexão residual, e dos ensaios monotônicos de flexão, para o concreto C1.1,25%65.

Ensaio	Tensão e Deslocamento de Pico					
	σ_u (MPa)	CV (%)	E (GPa)	CV (%)	δ_u (mm)	CV %
Monotônico	16,21	9,35	40,00	10,62	0,450	9,04
Nível 01	14,94	7,46	14,50	19,60	0,362	21,16
Nível 02	15,89	12,45	16,94	7,95	0,405	25,30
Nível 03	16,92	4,68	15,32	19,32	0,453	22,14

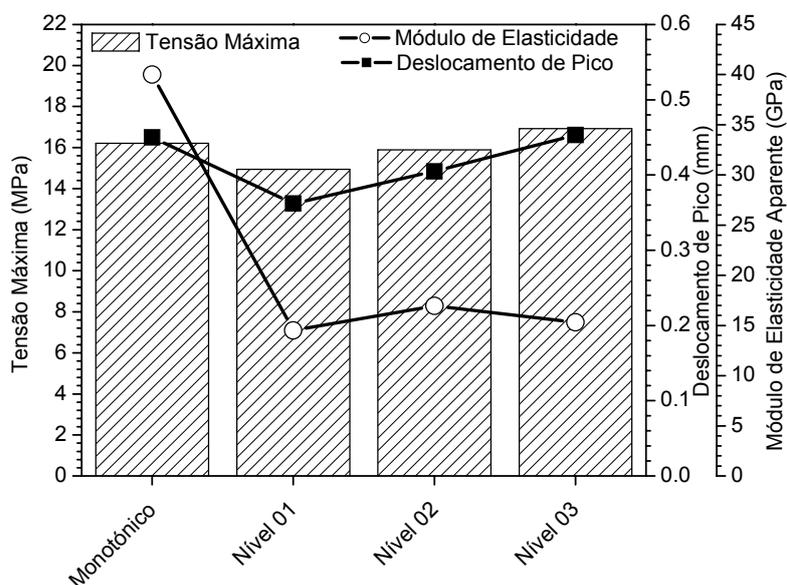


Figura 6.60 – Comparação entre resultados de resistência à flexão (tensão máxima), módulo de elasticidade, e deslocamento de pico – ensaios de flexão residual, e ensaios de flexão monotônicos. (Concreto C1.1,25%65).

Os resultados dos ensaios residuais, em termos de resistência à flexão, são semelhantes aos obtidos nos ensaios monotônicos (corpos-de-prova íntegros). Grandes reduções de módulo de elasticidade (em torno de 60 %) foram notadas, dos corpos-de-prova que já haviam passado por ensaios cíclicos, em relação àqueles que não o haviam. Todos os valores de deslocamento de pico são semelhantes.

Os coeficientes de variação dos resultados de módulo de elasticidade e de deslocamento foram mais elevados do que os de resistência à flexão.

Os corpos-de-prova do concreto C1.1,25%65 que haviam sido submetidos a ensaios cíclicos de flexão mostraram-se tão tenazes quanto os íntegros.

6.4.2.3 Concreto C1 Reforçado com 1,5 % de Fibras de Aço (relação de aspecto 65)

Valores de carga máxima e mínima dos ensaios cíclicos de flexão a que foram submetidos os corpos-de-prova do concreto C1.1,5%65 são apresentados na Tabela 6.20, referentes aos três níveis de carga.

Tabela 6.20 – Valores de carregamento máximo e mínimo, para cada nível, utilizados nos ensaios cíclicos do concreto C1.1,5%65.

kN	Diferentes Níveis de Carregamento.		
	Nível 01	Nível 02	Nível 03
Max	46,1	50,4	54,8
Min	4,61	5,04	5,48

A Figura 6.61 mostra curvas típicas carga x deslocamento provenientes dos ensaios cíclicos de flexão, relativas aos três níveis de carga impostos, para o concreto C1.1,15%65. Curvas típicas de histerese do quarto ciclo de flexão, para todos os níveis de carregamento, são exibidas na Figura 6.62. Da mesma forma que ocorrido para os concretos com 1 % e 1,25 % de fibra, também para o concreto com teor de fibra de 1,5 % maior energia de histerese foi obtida conforme o carregamento era incrementado, como se percebe na Figura 6.62.

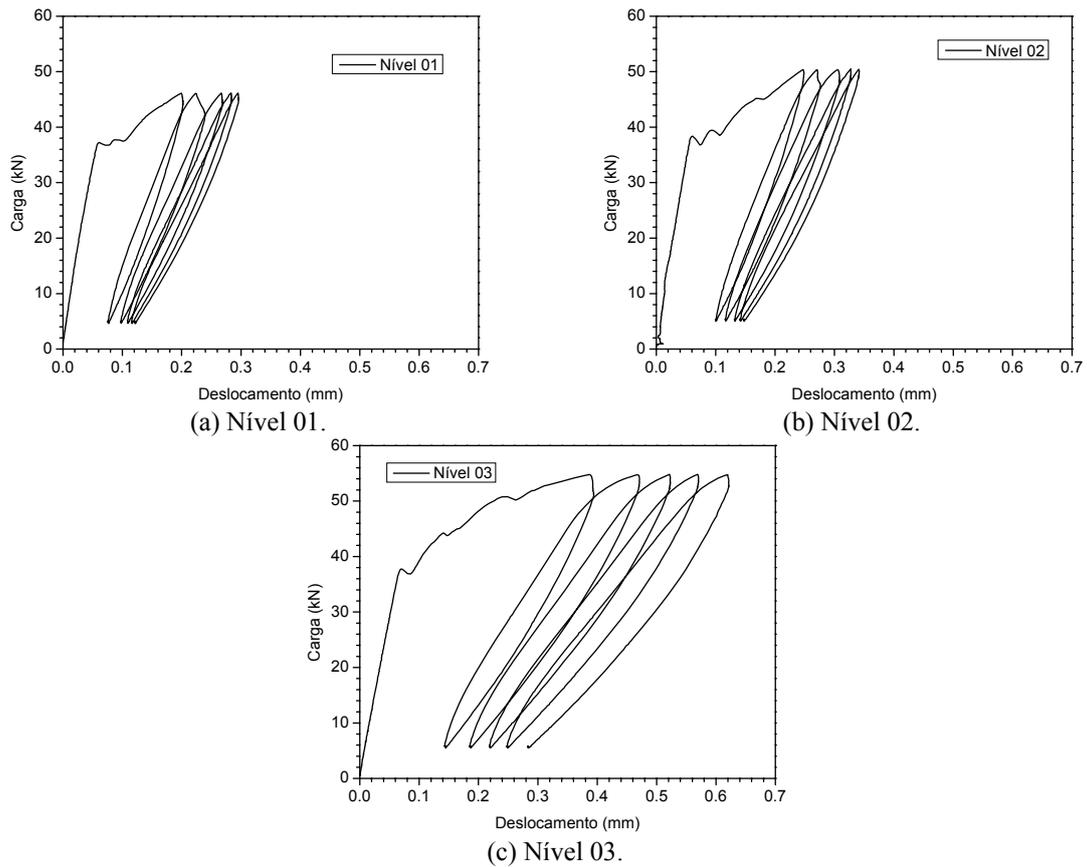


Figura 6.61 – Curvas típicas de histerese do quarto ciclo para os diferentes níveis de carregamento (concreto C1.1,5%65.).

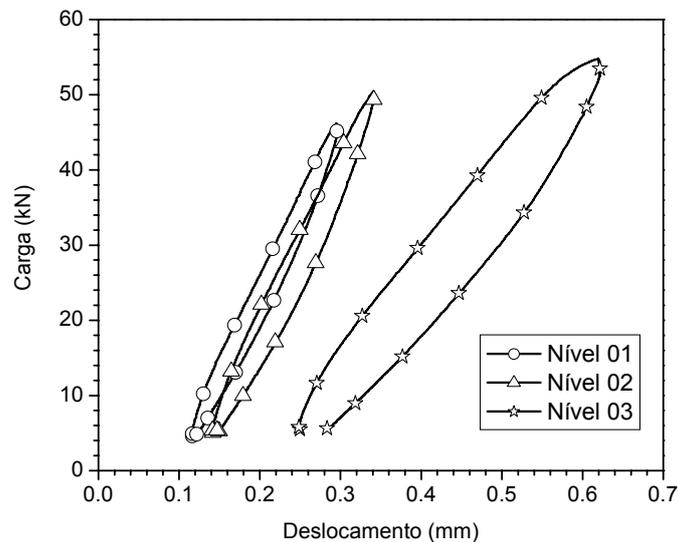


Figura 6.62 – Curvas típicas de histerese do quarto ciclo para os diferentes níveis de carregamento (concreto C1.1,5%65.).

As aberturas de fissura medidas nos quatro corpos-de-prova do concreto C1.1,25%65 no ensaio estático de flexão (CE), e nos quatro ciclos de carga/descarga à

flexão, são apresentadas na Tabela 6.21. Aumento na intensidade da carga cíclica não resultou em valores mais elevados de abertura de fissura.

Tabela 6.21 – Resultados de abertura de fissura referentes ao concreto C1.1,5%65.

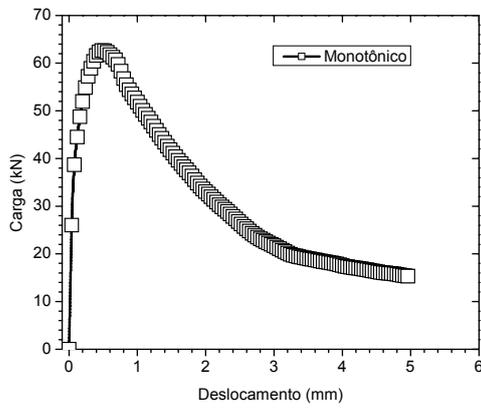
Nível 01					
	CE	Ciclo 01	Ciclo 02	Ciclo 03	Ciclo 04
	w (μm)				
CP01	89	188	188	241	297
CP02	84	240	262	299	324
CP03	200	335	350	383	366
CP04	135	188	243	270	273
Média	127	238	261	298	315
CV (%)	43	29	26	21	13
Nível 03					
CP01	124	156	171	222	223
CP02	191	190	190	207	210
CP03	89	125	125	213	213
CP04	122	141	180	213	215
Média	132	153	167	211	215
CV (%)	33	18	17	4	3
Nível 04					
CP01	85	119	135	144	171
CP02	68	84	172	235	214
CP03	122	133	150	163	165
CP04	180	196	166	182	185
Média	114	133	156	181	184
CV (%)	44	35	11	22	12

Os resultados de módulo cíclico referentes a cada ciclo de cada nível de carregamento, e o módulo de elasticidade obtido do ensaio estático constam da Tabela 6.22. Os módulos cíclicos foram muito menores do que o módulo do ensaio estático. Para o nível 01, os módulos cíclicos foram em média 40 % inferiores ao módulo do ensaio estático. Para os níveis 02 e 03, essas reduções foram ainda maiores: 50 % e 55 %, respectivamente.

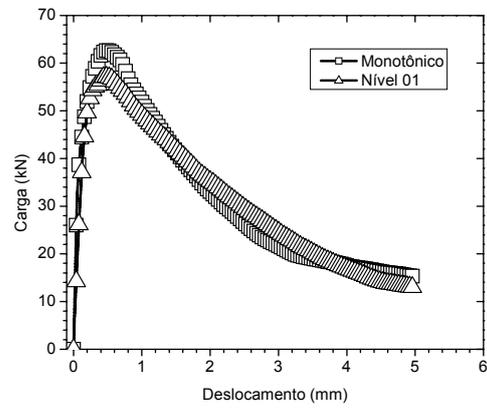
Tabela 6.22 – Resultados (média e CV) de módulo de elasticidade do ensaio estático e de módulos cíclicos, relativos ao concreto C1.1,5%65.

	Nível 01		Nível 02		Nível 03	
	E (GPa)	CV	E (GPa)	CV	E (GPa)	CV
CE	38,69	6,58	38,13	8,64	36,78	6,00
Ciclo 01	24,75	29,53	18,64	12,67	18,97	9,77
Ciclo 02	22,82	28,66	17,18	10,65	16,91	12,54
Ciclo 03	21,70	29,57	17,97	21,68	15,81	12,52
Ciclo 04	24,14	2,34	20,39	4,40	15,03	11,78

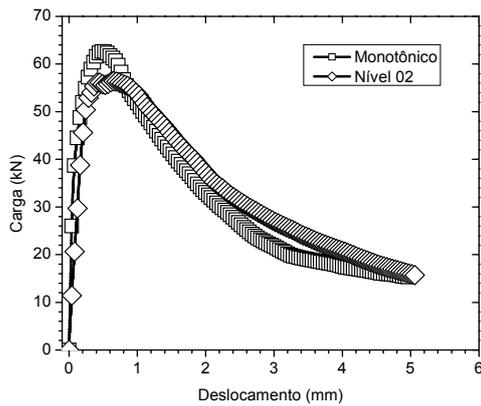
São apresentadas na Figura 6.63, de forma comparativa, curvas carga x deslocamento dos ensaios estáticos de flexão residual e uma curva típica carga x deslocamento do ensaio monotônico de flexão (corpos-de-prova íntegros), relativas ao concreto C1.1,5%65.



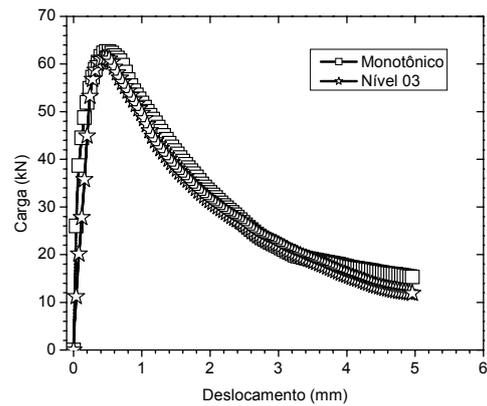
(a).



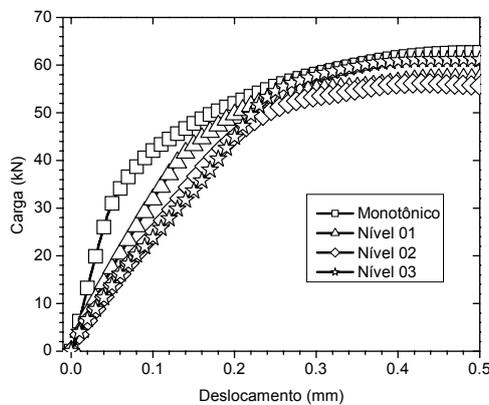
(b).



(c).



(d).



(e).

Figura 6.63 – Curvas carga x deslocamento dos ensaios estáticos de flexão em amostras submetidas a ensaios cíclicos; curva carga x deslocamento referente ao ensaio monotônico de flexão. (concreto C1.1,5%65)

Constam da Tabela 6.23 resultados (média e CV) de resistência à flexão (σ_u), módulo de elasticidade aparente (E) e deslocamento de pico (δ_u), provenientes dos ensaios de flexão residual, e de ensaios monotônicos de flexão (corpos-de-prova íntegros), do concreto C1.1,5%65. Estes resultados são também representados no gráfico da Figura 6.64.

Tabela 6.23 – Resultados (média e CV) dos ensaios de flexão residual, e dos ensaios monotônicos de flexão, para o concreto C1.1,5%65.

Ensaio	Tensão e Deslocamento de Pico					
	σ_u (MPa)	CV (%)	E (GPa)	CV (%)	δ_u (mm)	CV %
Monotônico	19,22	7,28	36,20	2,82	0,550	2,02
Nível 02	17,50	16,43	18,53	6,40	0,374	24,78
Nível 03	18,03	17,69	14,87	3,50	0,428	17,76
Nível 04	18,61	6,19	13,65	1,54	0,437	18,71

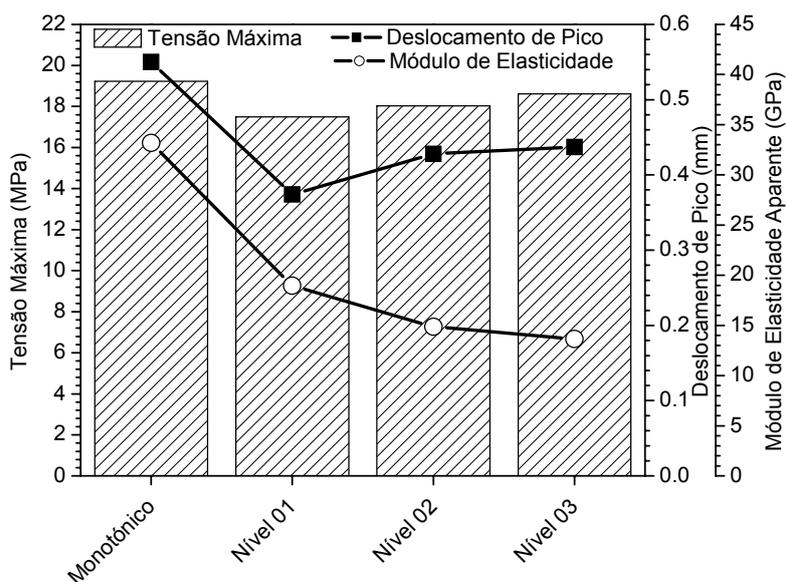


Figura 6.64 – Comparação entre resultados de resistência à flexão (tensão máxima), módulo de elasticidade, e deslocamento de pico – ensaios de flexão residual, e ensaios de flexão monotônicos. (Concreto C1.1,5%65).

Não houve variações relevantes dos resultados de resistência e de tenacidade à flexão (Tabela 6.23; Figura 6.63 e Figura 6.64) provenientes dos ensaios residuais, com relação àqueles obtidos nos ensaios monotônicos (corpos-de-prova íntegros). Os corpos-de-prova que já haviam passado por ensaios cíclicos obtiveram valores de módulo de elasticidade entre 49 % e 62 % inferiores aos apresentados pelos corpos-de-prova

íntegros do concreto C1.1,5%65. Os resultados residuais de deslocamento de pico indicam redução, em relação aos das amostras íntegras.

Alguns coeficientes de variação exibidos na Tabela 6.23 excederam 15 %.

6.5 Tenacidade à Flexão de Painéis Circulares

Apresentam-se no presente item os resultados dos ensaios de flexão realizados em painéis circulares, para os concretos autoadensáveis fibrosos.

Os valores (médias e coeficientes de variação) obtidos de carga de primeira fissura, deslocamento de primeira fissura, carga máxima e deformação de pico, referentes a todos os concretos reforçados com fibra produzidos, são listados na Tabela 6.24. Os coeficientes de variação dos resultados de carga foram inferiores a 10 %, enquanto que, para os resultados de deslocamento, apenas um esteve acima deste valor.

Tabela 6.24 – Resultados (média e CV) de carga e deslocamento de primeira fissura, e carga e deslocamento de pico, obtidos de ensaios de flexão em painéis circulares.

Misturas	Carga de Primeira Fissura				Carga Máxima			
	P _{pr} (kN)	CV (%)	δ _{pr} (mm)	CV (%)	P _u (kN)	CV (%)	δ _u (mm)	CV (%)
C1	56,45	6,88	0,425	0,30	56,45	6,88	0,425	0,30
C1.1%65	57,65	0,37	0,426	2,15	91,50	1,54	2,04	5,54
C1.1,25%65	61,70	5,94	0,437	7,26	114,92	5,20	1,79	4,50
C1.1,5%65	69,80	0,81	0,480	1,90	119,76	3,87	1,77	4,07
C2	82,13	9,45	0,470	18,05	82,13	9,45	0,470	5,08
C2.1%80	78,01	7,27	0,458	9,20	121,73	7,35	1,45	5,34
C2.1,25%65	81,46	2,17	0,459	1,08	114,43	2,31	1,43	6,92
C2.1,25%80	89,01	5,28	0,550	8,81	136,80	9,50	2,14	2,97

A Tabela 6.25 apresenta os resultados de tenacidade à flexão (médias e coeficientes de variação), para diversos valores de deslocamento.

Tabela 6.25 – Resultados de tenacidade à flexão obtidos a partir de ensaios em painéis circulares, para diferentes níveis de deslocamentos. (J)

Misturas	Tenacidade (J)											
	Deslocamento (mm).											
	Pico	0,75	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	8,0	10	12,0	14,0
C1	8,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C1.1%65	96,0	25,2	54,6	104,1	153,9	249,5	301,0	404,7	562,8	642,5	709,2	772,5
C1.1,25%65	130,2	36,3	63,1	118,3	175,9	285,7	383,5	472,2	680,8	794,4	886,9	964,6
C1.1,5%65	148,4	35,5	59,6	117,7	177,9	293,2	392,0	497,8	728,8	851,5	951,7	1036,4
C2	12,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C2.1%80	110,9	41,6	68,8	126,1	185,3	296,1	393,6	479,1	681,55	807,6	963,4	1050,0
C2.1,25%65	86,2	41,9	69,4	124,3	181,2	281,6	368,3	445,9	621,9	712,7	787,1	849,03
C2.1,25%80	190,5	43,1	65,6	126,0	189,67	317,4	454,4	546,9	823,9	975,5	1103,6	1214,4

6.5.1 Concretos Autoadensáveis sem Fibra

Curvas típicas carga x deslocamento (do ponto central) são mostradas na Figura 6.65, para as matrizes autoadensáveis C1 e C2. A de carga máxima obtida pelo concreto C2 foi 45 % superior à do concreto C1. Os deslocamentos de pico relativos aos concretos C1 e C2 foram de respectivamente 0,42 mm e 0,47 mm. O melhor desempenho apresentado pela mistura C2 pode ser atribuído a um melhor engrenamento mecânico dos grãos do agregado de diâmetro máximo 19 mm, que, dessa forma, proporcionaram uma maior capacidade resistente aos painéis. A Figura 6.66 ilustra o modo de fratura dos painéis circulares produzidos com os concretos C1 e C2. Os corpos-de-prova foram completamente divididos em três partes, tendo as rupturas ocorrido em seções localizadas entre cada dois apoios.

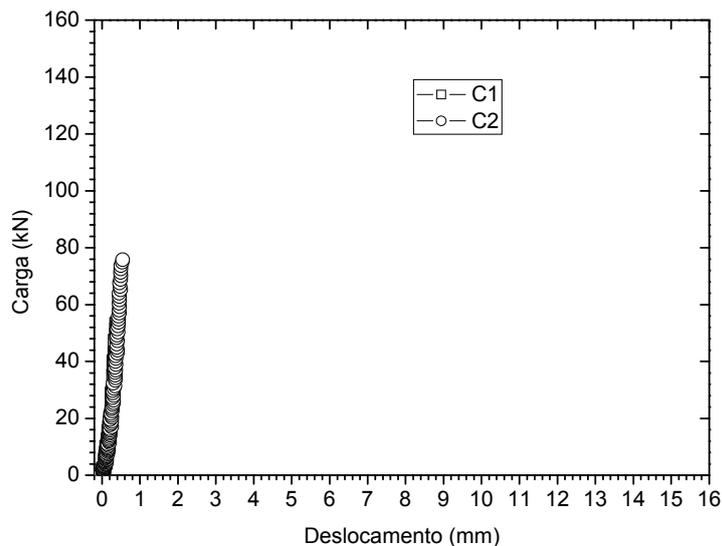


Figura 6.65 – Curvas típicas carga x deslocamento para os concretos autoadensáveis C1 e C2.

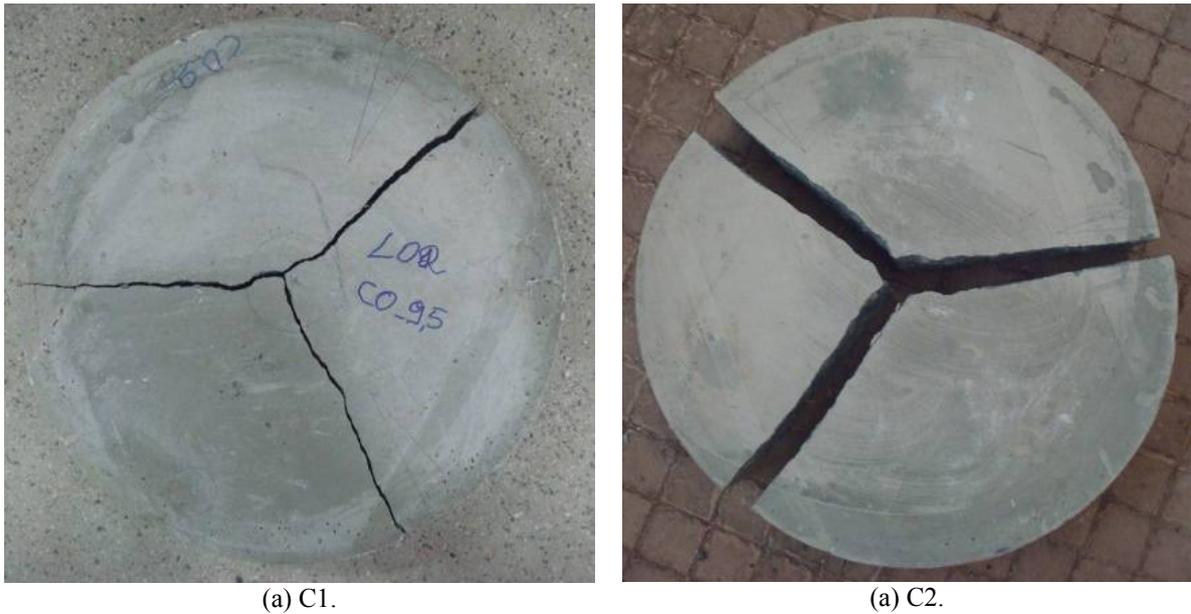


Figura 6.66 – Modo de fratura dos painéis circulares produzidos com a mistura C1 e C2.

6.5.2 Concretos do tipo C1 reforçados com fibra de aço

A Figura 6.67 mostra curvas típicas carga x deslocamento provenientes dos ensaios de flexão nos painéis circulares dos concretos C1, C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

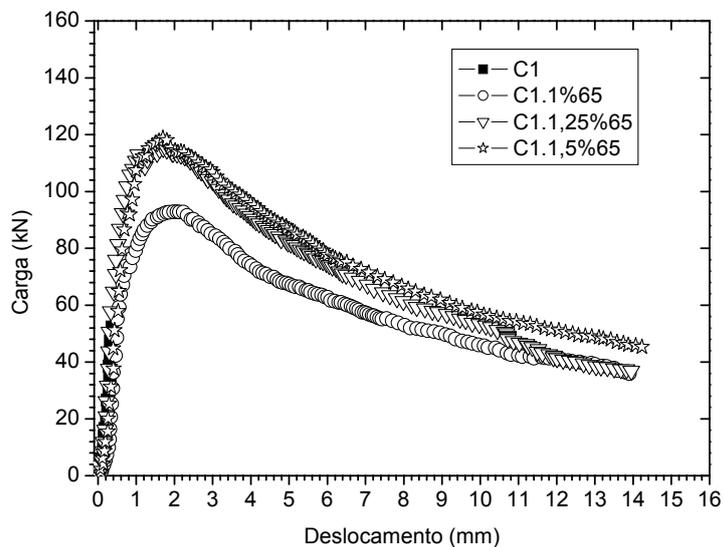


Figura 6.67 – Curvas típicas carga x deslocamento dos concreto do tipo C1.

Através da Tabela 6.24, constata-se que, quanto mais fibra foi adicionada ao concreto, maiores tanto sua carga de primeira fissura quanto sua carga máxima. Em relação à matriz C1, os concretos C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65 apresentaram

aumentos na carga máxima de 62 %, 104 % e 112 %, respectivamente. Para a carga de primeira fissura, estes respectivos aumentos foram de 2 % (insignificante), 9 % e 24 %.

As tenacidades também foram maiores quando o teor de fibra foi acrescido (Tabela 6.25). Por exemplo, para um deslocamento de 5 mm, os valores de tenacidade dos concretos em que se adicionou 1,25 % e 1,5 % de fibra de aço de relação de aspecto 65 superaram em, respectivamente, 17 % e 23 % o obtido pelo concreto com apenas 1 % da mesma fibra. Considerando-se a tenacidade até um deslocamento de 10 mm, estes aumentos foram de respectivamente 23 % e 33 %. Percebe-se, na Figura 6.67, que a redução de carga no ramo pós-pico das curvas, conforme o deslocamento aumentava, foi igualmente suave para estes três concretos (C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65). A variação da tenacidade dos concretos comparados neste item com o aumento do deslocamento considerado é apresentada na Figura 6.68.

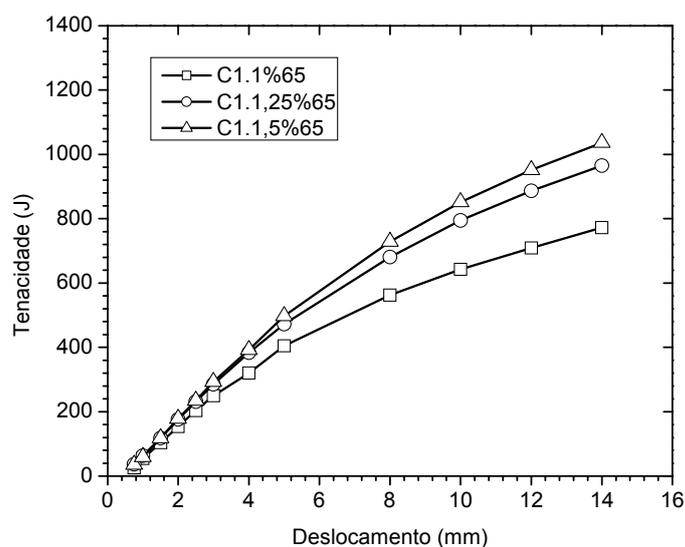


Figura 6.68 – Variação da tenacidade com o deslocamento, para os concretos C1.1%65, C1.1,25%65 e C1.1,5%65.

De forma comparativa, a Figura 6.69 mostra a tenacidade obtida no ensaio de flexão em vigas e aquela obtida no ensaio de flexão em painéis circulares, para diversos deslocamentos. Nota-se que as tenacidades são semelhantes quando se consideram pequenos deslocamentos. Para valores mais elevados de deslocamento, observa-se que a energia acumulada no ensaio em painéis circulares é bem maior do que a relativa ao ensaio em vigas. Para a viga prismática, as condições de carregamento e de apoios proporcionam à mostra somente um plano de fratura, e assim, uma pequena quantidade de fibras atravessa a seção fissurada. Nos painéis circulares, há três planos radiais de

fratura; portanto, uma quantidade grande de fibras costura as seções de fissura, o que proporciona uma expressiva capacidade de absorção de energia aos corpos-de-prova.

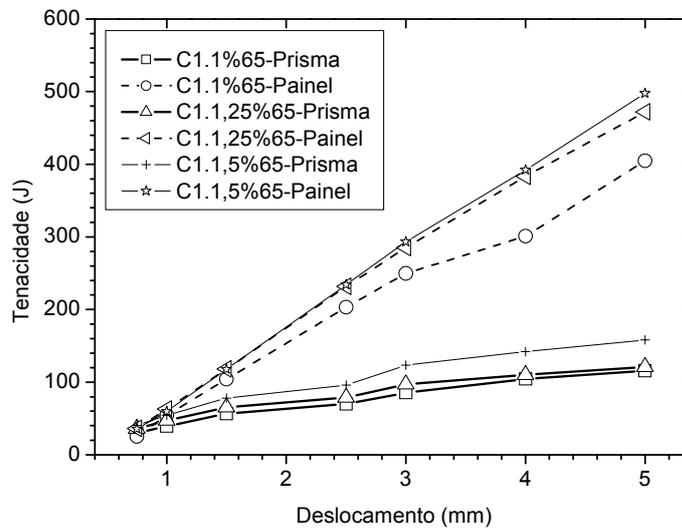


Figura 6.69 – Tenacidade à flexão em vigas e em painéis circulares, para os concretos fibrosos do tipo C1.

O modo de fratura da mistura C1.1,25%65 (Figura 6.70-a) apresenta a formação de três fissuras radiais em cujo entorno deu-se uma pequena nucleação de outras fissuras menores. Essa nucleação foi mais intensa para os concretos com 1,25 % e 1,5 % de fibra, conforme ilustram as Figura 6.70-b e c.



(a) C1.1%65.



(b) C1.1,25%65.



(c) C1.1,5%65.

Figura 6.70 – Modo de fratura dos painéis circulares dos concretos C1 reforçados com fibras de aço de relação de aspecto 65.

6.5.3 Concretos do tipo C2 reforçados com fibra de aço

Curvas típicas carga x deslocamento referentes aos concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 são mostradas na Figura 6.71.

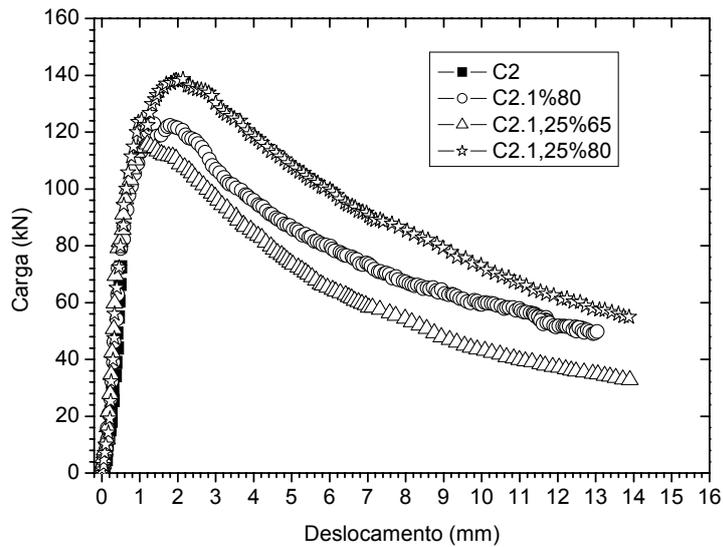


Figura 6.71 – Curvas típicas carga x deslocamento dos concretos do tipo C2.

Comparados ao resultado do concreto autodesável sem fibra C2 (matriz), os concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 obtiveram carga máxima, respectivamente, 48 %, 39 % e 67 % maior (Tabela 6.24). Os dois primeiros desses três concretos fibrosos tiveram carga de fissura bastante próxima à da matriz C2. Já o concreto C2.1,25%80 apresentou início de fissura sob uma carga cerca de 8 % acima daquela referente à matriz.

De acordo com a Tabela 6.25, o concreto mais tenaz à flexão, nos ensaios realizados em painéis circulares, foi o C2.1,25%80. Para deslocamento de 10 mm, por exemplo, este último concreto teve tenacidade 21 % maior do que a do concreto C2.1%80, e 37 % maior do que a obtida pelo concreto C2.1,25%65. A Figura 6.72 ilustra graficamente a variação da tenacidade com o aumento do deslocamento.

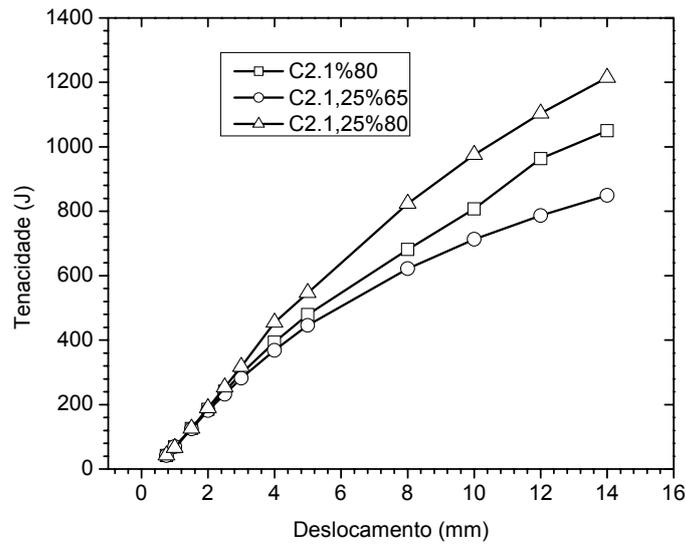


Figura 6.72 – Variação da tenacidade com o deslocamento, para os concretos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

Uma comparação entre as tenacidades à flexão obtidas através de ensaios em vigas e em painéis é apresentada na Figura 6.73. Assim como ocorreu com os concretos do tipo C1, os corpos-de-prova em forma de painel demonstraram maior capacidade de absorção de energia, por motivos já discutidos no item 6.5.2.

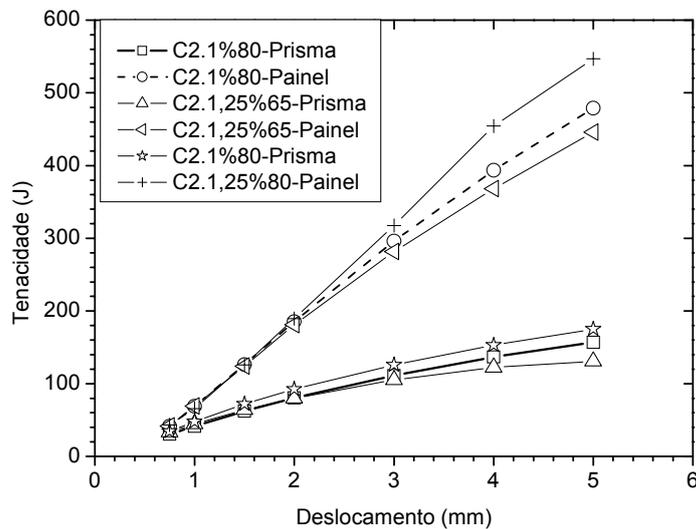


Figura 6.73 – Tenacidade à flexão em vigas e em painéis circulares, para os concretos fibrosos do tipo C1

Painéis circulares rompidos à flexão estão mostrados na Figura 6.74. Maiores teores de fibra levaram a nucleações mais significativas de fissuras secundárias, em torno dos planos de fratura.

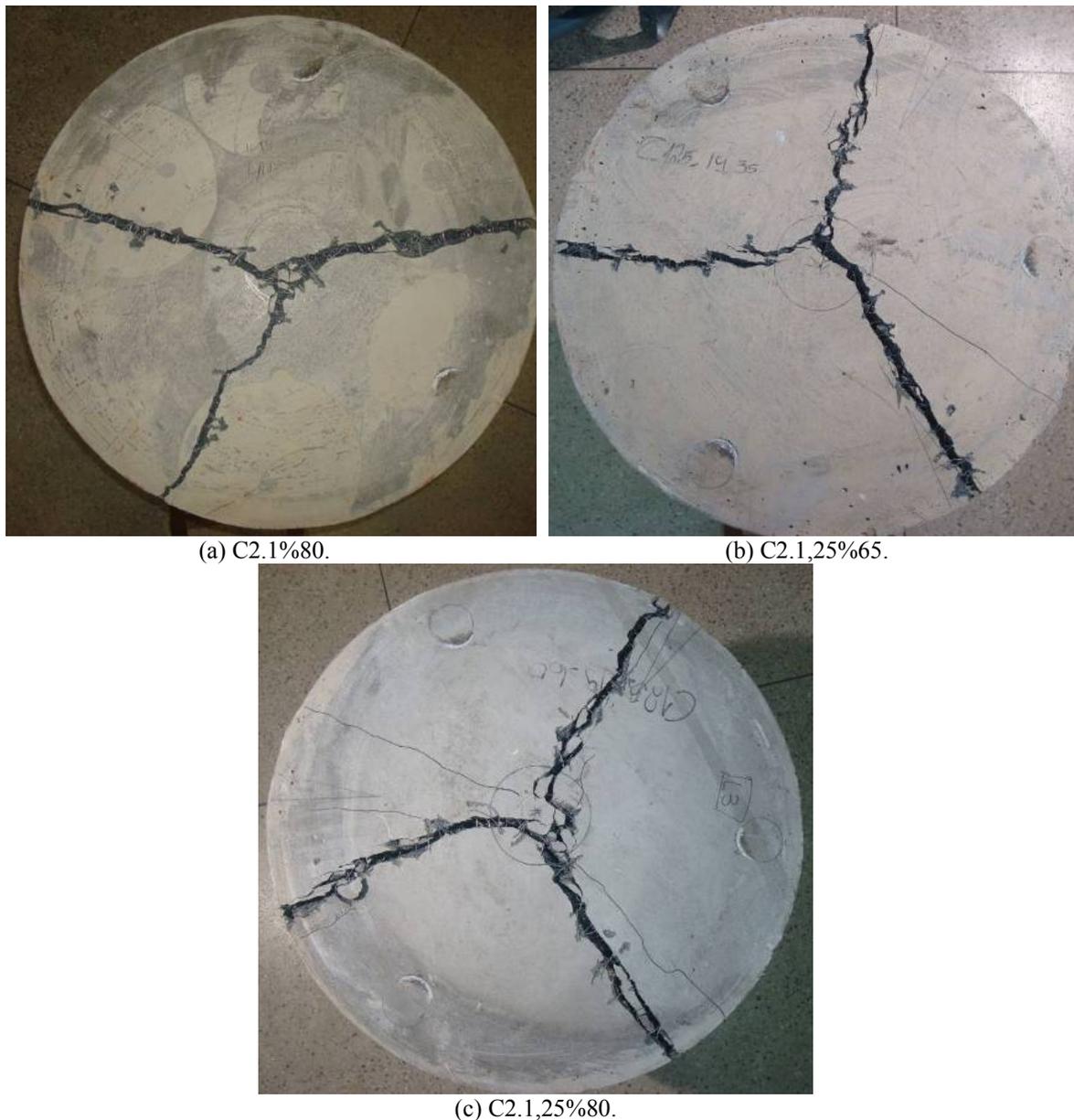


Figura 6.74 – Modo de fratura dos painéis circulares dos concretos C2 reforçados com fibra de aço.

6.5.4 Concretos com o mesmo teor de fibra e mesma relação de aspecto

São comparadas, na Figura 6.75, as curvas carga x deslocamento, provenientes de ensaio de flexão em painéis, relativas às duas misturas de concreto com mesmo teor e relação de aspecto de fibra: C1.1,25%65 e C2.1,25%65. Ambas apresentaram valores praticamente iguais de carga máxima: 114,92 kN, a primeira; 114,43 kN, a segunda (ver

Tabela 6.24). Houve, porém, diferença entre os resultados de carga de primeira fissura, sendo a do concreto C2.1.25%65 cerca de 32 % maior do que a do C1.1,25%65.

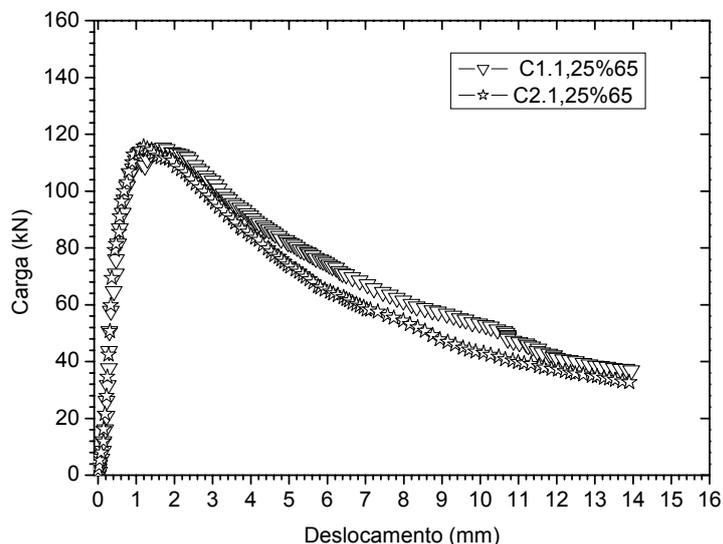


Figura 6.75 – Curvas típicas carga x deslocamento dos concretos autoadensáveis fibrosos contendo 1,25 % de fibra de aço com relação de aspecto 65.

As tenacidades de ambos os concretos também mostraram-se similares, com pequena superioridade da mistura C1.1,25%65 sobre a C2.1,25% 65. Por exemplo, para deslocamentos de 5 mm, 10 mm e 14 mm, os valores de tenacidade alcançados pelo concreto C2.1,25%65 foram, respectivamente, 5 %, 10 % e 12 % menores do que os do concreto C1.1,25%65 (ver Tabela 6.25). A Figura 6.76 ilustra como os valores de tenacidade dos concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65 variam com o deslocamento.

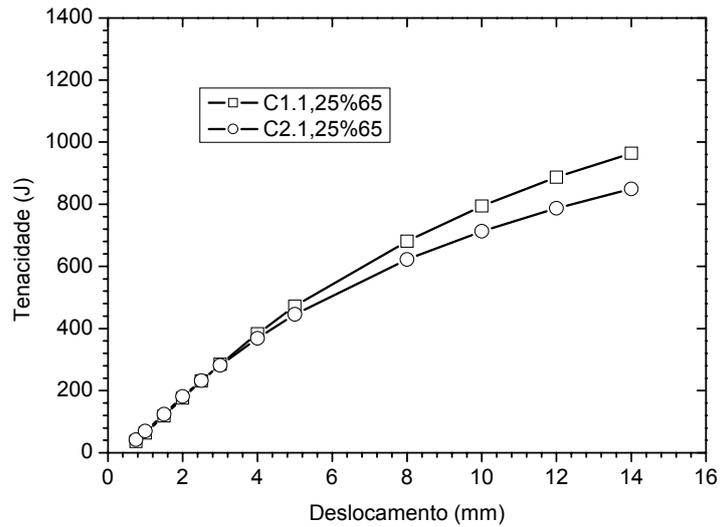


Figura 6.76 – Variação da tenacidade com o deslocamento, para os concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65.

6.5.5 Concretos com o mesmo índice de reforço

Uma comparação entre curvas típicas carga x deslocamento dos concretos com índice de reforço próximo de 80 é apresentada na Figura 6.77.

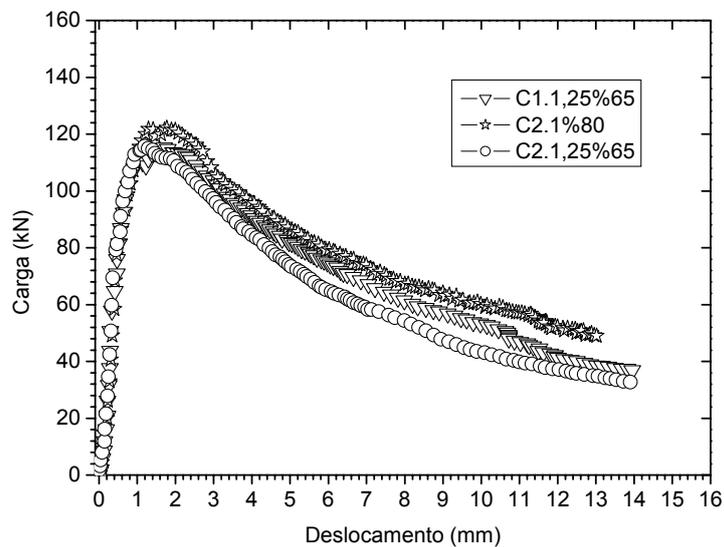
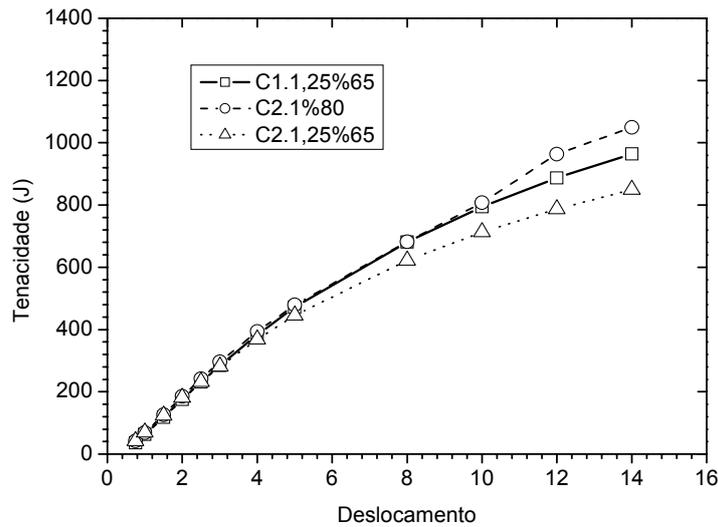


Figura 6.77 – Curvas típicas de carga x deslocamento dos concretos autoadensáveis fibrosos contendo índice de reforço 80.

A Tabela 6.24 indica que o concreto com mais elevada carga máxima, dentre os que apresentavam índice de reforço 80, foi o C2.1%80. O máximo valor de carga do

referido concreto ficou aproximadamente 6 % acima dos valores obtidos pelos concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65. Também em tenacidade à flexão, notou-se um melhor desempenho do concreto C2.1%80, que, para um deslocamento considerado de 10 mm, apresentou capacidade de absorção de energia maior em 9 % e 24 % do que as dos concretos C1.1,25%65 e C2.1,25%65, respectivamente (ver Tabela 6.25). A Figura 6.78, que mostra valores de tenacidade dos concretos com índice de reforço 80, ilustra a discussão.



(b)

Figura 6.78 – Variação da tenacidade com o deslocamento, para os concretos com índice de reforço 80.

Os resultados levam a se concluir que, para um mesmo valor de índice de reforço, obteve melhor desempenho à flexão, nos ensaios feitos com painéis, o concreto cuja relação de aspecto era mais elevada. Conforme visto em outros itens, normalmente o comportamento mecânico dos concretos do tipo C1 é melhor do que o dos concretos do tipo C2. Apesar disso, os resultados dos ensaios realizados em painéis circulares apontaram vantagem da mistura C2.1%80 sobre a C1.1,25%65.

A Figura 6.79 apresenta curvas características carga x deslocamento obtidas pelos concretos com índice de reforço de aproximadamente 100 (C1.1,5%65 e C2.1,25%80), nos ensaios de flexão de painéis.

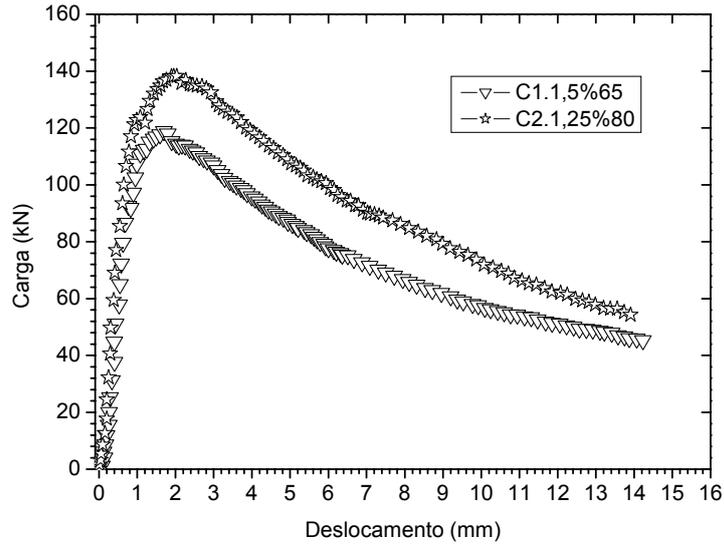


Figura 6.79 – Curvas típicas de carga x deslocamento dos concretos autoadensáveis fibrosos com índice de reforço 100.

Os resultados da Tabela 6.24, com o auxílio da Figura 6.79, mostram que a relação de aspecto foi preponderante no comportamento à flexão dos concretos com índice de reforço 100. O concreto C2.1,25%80 teve carga de primeira fissura e carga máxima, respectivamente, 28 % e 14 % acima dos resultados referentes ao concreto C1.1,5%65.

No que se refere à tenacidade, também houve vantagem do concreto C2.1,25%80, como pode ser constatado na Figura 6.80. Os valores de tenacidade até deslocamentos de 5 mm, 10 mm e 14 mm foram mais elevados para o concreto C2.1,25%65 do que para o C1.1,5%80 (em 10 %, 15 % e 17 %, respectivamente), conforme se conclui a partir da Tabela 6.25. Resultados de tenacidade obtidos por estes dois concretos são representados graficamente na Figura 6.80.

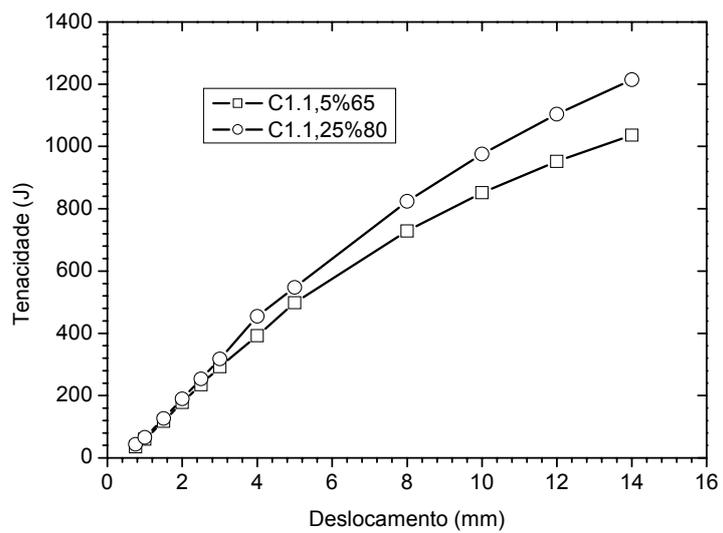


Figura 6.80 – Variação da tenacidade com o deslocamento, para os concretos com índice de reforço 100.

7 DEFORMAÇÕES DIFERIDAS DOS CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS FIBROSOS

7.1 Variações Dimensionais ao Longo do Tempo

São apresentados, neste capítulo, os resultados dos ensaios de retração autógena, retração por secagem, fluência à compressão e fluência à tração direta, relativos aos concretos C2; C2.1%80; C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

7.2 Retração Autógena

As curvas médias de variação da retração autógena com o tempo, para o concreto autoadensável de referência, C2, e para os concretos autoadensáveis fibrosos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80, são mostradas na Figura 7.1. A retração autógena foi avaliada até a idade de 75 dias. A Tabela 7.1 apresenta os resultados (média) de retração autógena obtidos a idades de 28 e 75 dias, para os concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80

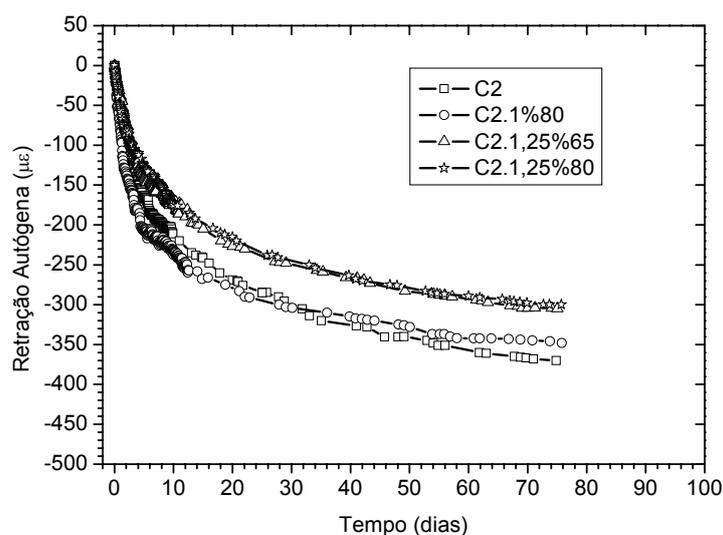


Figura 7.1 – Curvas médias de retração autóloga dos concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

Tabela 7.1 – Resultados de deformação autóloga, aos 28 e 75 dias, dos concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

Misturas	Deformação ($\mu\epsilon$)	
	28 dias	75 dias
C2	295	370
C2.1%80	300	348
C2.1,25%65	247	305
C2.1,25%80	240	299

As curvas apresentadas na Figura 7.1 mostram que as fibras de aço proporcionaram reduções nos valores de retração autóloga. Segundo [168], 80 % da retração autóloga ocorre até os 28 dias de idade. Para essa idade, a matriz de referência C2 apresentou uma retração autóloga de cerca de 295 $\mu\epsilon$, enquanto que os concretos autoadensáveis fibrosos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 apresentaram valores de retração autóloga da ordem de 300 $\mu\epsilon$, 247 $\mu\epsilon$ e 240 $\mu\epsilon$, respectivamente (Tabela 7.1). As maiores alterações ocorreram para as misturas C2.1,25%65 e C2.1,25%80, que apresentaram reduções nos valores de retração autóloga de 14 % e 23 %, respectivamente, em relação ao obtido pela matriz C2.

Conforme exibe a Tabela 7.1, aos 75 dias de idade, os concretos autoadensáveis fibrosos contendo 1 % e 1,25 % de fibra de aço com relação de aspecto 80, e 1,25 % de fibra de aço com relação de aspecto 65 apresentaram retrações autógenas 6 %, 23 % e 21 % menores, respectivamente, do que a do concreto C2. Nota-se que a mistura

C2.1,25%80, cujo índice de reforço é 100, demonstrou maior capacidade em restringir a variação dimensional causada por retração autógena, tanto para a idade de 28 dias como para a de 75 dias. Percebe-se também que, para as misturas C2.1%80 e C2.1,25%65, as quais possuem o mesmo índice de reforço (80), as fibras com relação de aspecto de 65 foram mais eficientes na redução da retração autógena. Essa melhora na capacidade de reduzir a retração autógena está mais relacionada à fração volumétrica de fibras de aço utilizada do que à relação de aspecto da fibra. A mistura C2.1,25%65, por possuir uma maior fração volumétrica de fibra com uma relação de aspecto menor, apresenta uma maior quantidade de fibras dispersas na massa de concreto; com isso, as fibras ficam mais próximas umas das outras, e, por consequência, proporcionam uma melhor eficiência no controle da retração autógena.

Na Figura 7.1, é importante notar que, até a idade de 28 dias, cerca de 79 % a 86 % das deformações por retração autógena já ocorreram. Os resultados estão de acordo com [62] e [168], que relatam que, neste período, cerca de 60 % a 90 % da retração autógena já aconteceu. Além disso, percebe-se também que nos primeiros 10 dias de idade são observadas acentuadas deformações por retração autógena, sendo este o período dominante para o surgimento dessa retração. Nessa idade, os valores de retração autógena do concreto autoadensável de referência (C2) e dos concretos autoadensáveis fibrosos (C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80) já apresentaram cerca de 60 %, respectivamente, da retração autógena observada aos 75 dias de idade. A partir dessa idade, ainda há um aumento da retração autógena, porém a taxa de deformação é menor quando comparada à das primeiras idades.

Estudos realizados por [62] e [169] também mostram reduções nos valores de retração autógena quando utilizadas fibras de aço ao concreto, o que é possível devido à boa aderência entre a fibra e a matriz de concreto. Pesquisas realizadas por [62] referem-se às fibras como uma inclusão no concreto, sendo elas uma restrição adicional às deformações por retração autógena. Nas idades jovens, as propriedades de resistência são baixas, assim como o módulo de elasticidade. Situação contrária dá-se com as fibras, as quais possuem alto módulo de elasticidade, o que pode levar a uma maior restrição da retração autógena.

7.3 Retração por Secagem

As curvas médias obtidas de retração por secagem x tempo, em escala linear, para os concretos autoadensáveis sem fibra e com fibra de aço, são mostradas na Figura 7.2. Os resultados de retração por secagem, aos 28 e 94 dias, contados a partir do início do ensaio, são listados na Tabela 7.2. É importante lembrar que a origem das curvas corresponde à idade de 28 dias, tempo em que se inicia o ensaio de retração por secagem.

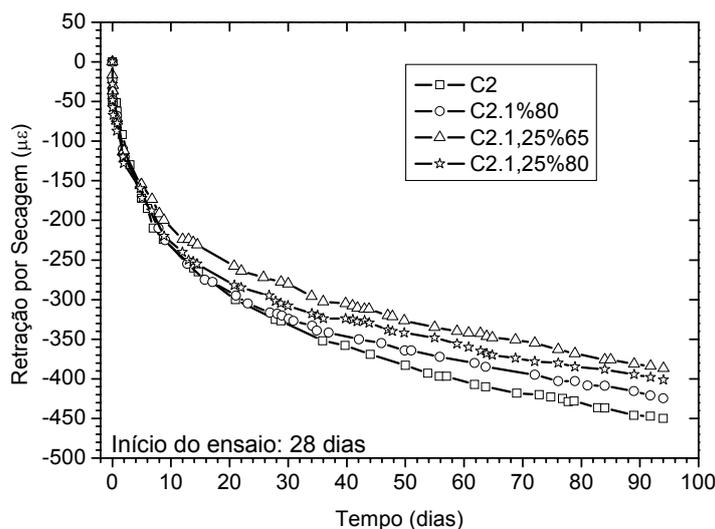


Figura 7.2 – Curvas médias de retração por secagem, em escala linear, dos concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

Tabela 7.2 – Resultados de deformação por secagem dos concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

Misturas	Deformação ($\mu\epsilon$)	
	28 dias (a partir do início do ensaio)	94 dias (a partir do início do ensaio)
C2	325	450
C2.1%80	317	424
C2.1,25%65	278	387
C2.1,25%80	302	401

Na Figura 7.2, percebe-se que a adição de fibras de aço ao concreto C2 fez com que a retração por secagem fosse diminuída. Enquanto a mistura de referência C2 apresentou retração por secagem igual a 450 $\mu\epsilon$, aos 94 dias de ensaio, os concretos autoadensáveis fibrosos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 apresentaram valores de 424 $\mu\epsilon$, 387 $\mu\epsilon$ e 401 $\mu\epsilon$, respectivamente (ver Tabela 7.2). Esses valores respectivos representam reduções de 6,1 %, 16,3 % e 12,2 % em relação ao resultado da matriz de referência C2. Pode ser observado que até a idade de 28 dias de ensaio (56 dias de

idade), cerca de 72 % a 76 % das deformações por retração por secagem já ocorreram. A taxa de aumento da retração por secagem é maior entre as idades de zero a 10 dias de ensaio (entre 28 e 38 dias de idade). A partir de uma idade de 10 dias de ensaio, ainda há um aumento da retração por secagem, porém a uma taxa bem menor.

A Figura 7.3 mostra a variação média de massa de água para cada concreto autoadensável avaliado. O cálculo da variação de massa é obtido pela diferença entre as leituras de massa da amostra em determinada idade e a leitura da massa inicial da amostra, dividida pela massa inicial da amostra. De acordo com a Figura 7.3, percebe-se que a variação de massa das amostras ocorreu entre as idades de 0 a cerca de 50 dias de ensaio. A partir de aproximadamente 50 dias de ensaio (78 dias de idade), não se percebe mais variação significativa da massa de água das amostras.

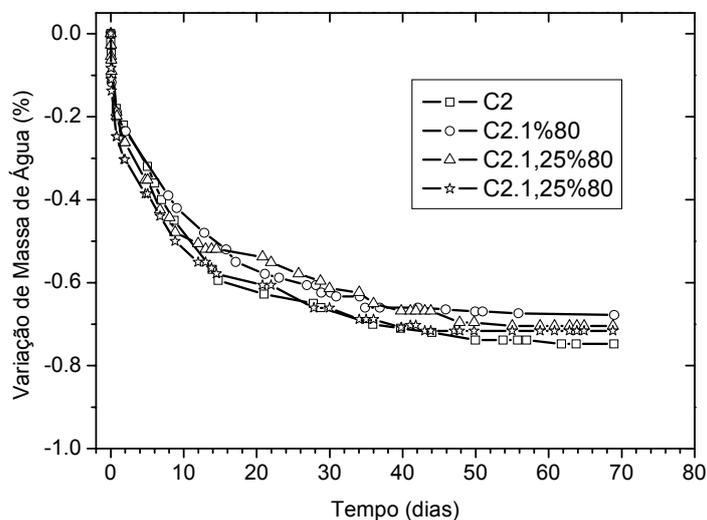


Figura 7.3 – Curvas médias de variação de massa de água com o tempo, devido à retração por secagem, dos concretos autoadensáveis C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80.

A Figura 7.4 mostra a curva que relaciona a retração por secagem com a variação de massa de água das amostras dos concretos autoadensáveis. Nesta figura, observa-se uma nuvem de pontos que representam as leituras realizadas para cada mistura avaliada. De acordo com os dados obtidos, a curva foi ajustada por meio de uma regressão linear, apresentada na própria Figura 7.4. Evidencia-se uma boa correlação, e a equação que associa linearmente os dois parâmetros é apresentada na figura. De acordo com a equação apresentada na Figura 7.4, tem-se que para cada 0,5 % de variação de massa de água, ocorre uma deformação de retração por secagem da ordem de 257 $\mu\epsilon$.

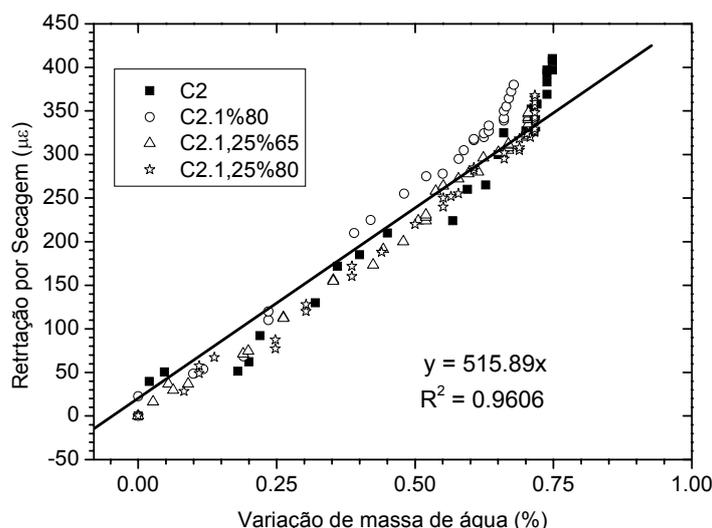


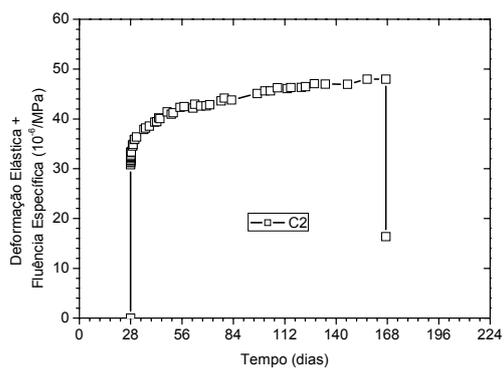
Figura 7.4 – Relação entre a retração por secagem e a variação de massa de água, para os concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80..

Segundo os dados apresentados, as reduções de retração por secagem proporcionadas pelas fibras de aço foram expressivas (máximo de 16 %). Isso demonstra que as fibras de aço conseguiram obter boa aderência com a matriz de concreto autoadensável, e, dessa forma, foram eficientes em transferir os esforços proporcionados pela movimentação da água no interior da mistura de concreto.

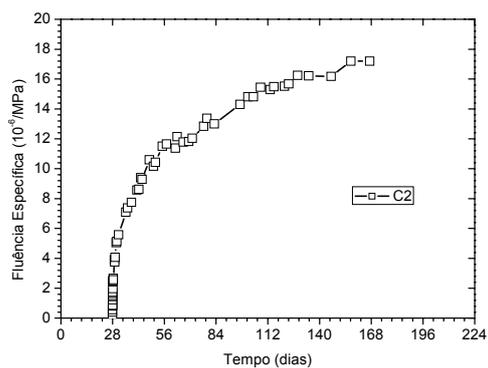
7.4 Fluência na Compressão

Os dados de fluência básica na compressão referentes a cada concreto foram obtidos a partir do ensaio de dois corpos-de-prova. As curvas podem ser divididas em 2 regiões. A primeira região corresponde ao período de carregamento, no qual foi possível registrar o módulo de elasticidade (28 dias) e a deformação provocada pelo carregamento constante durante 128 dias. A segunda região corresponde ao período de descarregamento, no qual foi determinado o módulo de elasticidade após o descarregamento.

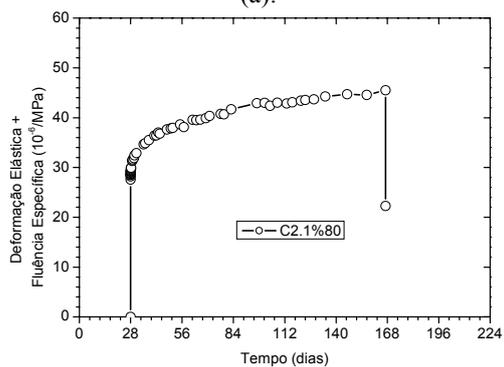
A Figura 7.5 mostra as curvas de fluência específica dos concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80. As Figuras 7.5-a, 7.5-c, 7.5-e e 7.5-g exibem as curvas de fluência específica, considerando as deformações elásticas nas fases de carregamento e descarregamento, enquanto as Figuras 7.5-b, 7.5-d, 7.5-f e 7.5-h mostram as curvas de fluência específica sem as deformações elásticas.



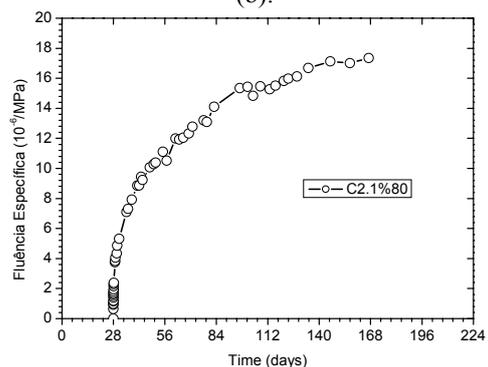
(a).



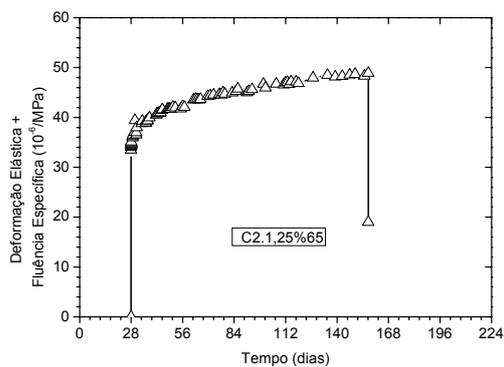
(b).



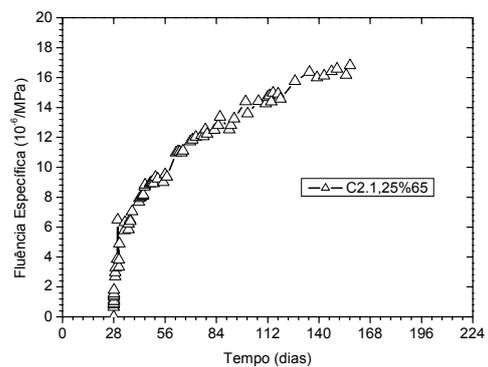
(c).



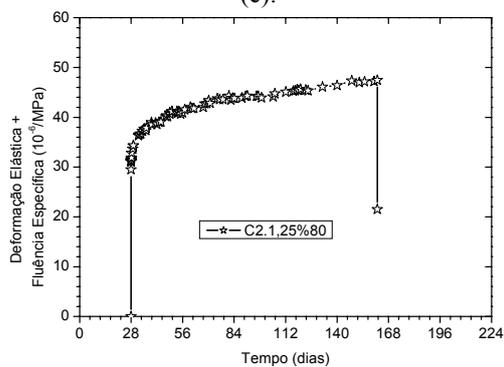
(d).



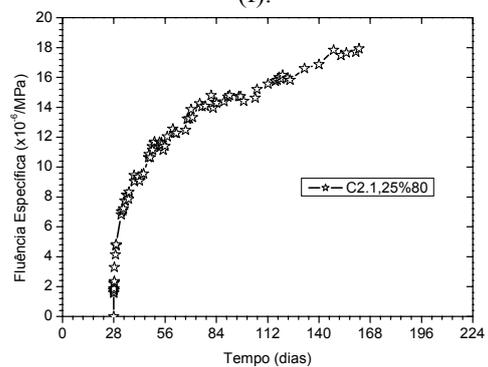
(e).



(f).



(g).



(h).

Figura 7.5 – Fluência básica na compressão: (coluna 1) - com fase elástica; (coluna 2) - sem fase elástica.

Os valores de módulo de elasticidade (\bar{E}_c) e fluência máxima específica na fase de carregamento e descarregamento, para cada corpo-de-prova, estão apresentados na Tabela 7.3. O símbolo (\bar{E}_c) foi adotado para distinguir o módulo de elasticidade obtido com os resultados de fluência e os resultados de módulo de elasticidade (E) calculados através dos ensaios de compressão.

Tabela 7.3 – Resultados de módulo de elasticidade (nas fases de carregamento e descarregamento), e de fluência específica (na fase de carregamento), na compressão.

Misturas	Carregamento		Descarregamento
	$\bar{E}_{c,28}$	Fluência Específica	$\bar{E}_{c,156}$
	GPa	$10^{-6}/\text{MPa}$	GPa
C2	32,4	17,19	38,0
C2.1%80	36,2	17,35	41,4
C2.1,25%65	32,8	16,81	36,6
C2.1,25%80	33,8	17,48	40,8

Na fase de carregamento, os módulos de elasticidade das misturas C2, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 não apresentaram variação significativa entre si. No entanto, a mistura C2.1%80 apresentou um módulo de elasticidade cerca de 9,5 % maior que o módulo de elasticidade das outras misturas. O módulo de elasticidade na fase do descarregamento apresentou acréscimo em relação ao módulo de elasticidade obtido na fase do carregamento, resultante do progresso de hidratação do concreto. O maior ganho percentual em módulo de elasticidade foi o da mistura C2.1,25%80, de 20,6 %, e o menor ganho foi o da mistura C2.1,25%65, de 10,6 %. A mistura C2.1%80 apresentou um ganho de 14,4 %. Esses acréscimos são calculados em referência ao valor da mistura C2.

Os valores de módulo de elasticidade, aos 28 dias de idade, obtidos por meio do ensaio de fluência à compressão, foram inferiores aos valores de módulo de elasticidade obtidos no ensaio de resistência à compressão uniaxial (item 6.1.3), exceção feita ao concreto autoadensável fibroso C2.1%80, que apresentou um valor ligeiramente superior, cerca de 2,6 %. Enquanto o concreto autoadensável de referência apresentou uma redução de 10,0 % no valor do módulo de elasticidade, os concretos autoadensáveis fibrosos C2.1,25%65 e C2.1,25%80 apresentaram reduções de 5,3 % e 3,9 %, respectivamente. Essa variações são possíveis de ocorrer, uma vez que os métodos utilizados para as medições de deformação são diferentes (medição interna com extensômetro elétrico no ensaio de fluência, e medição externa com LVDT's no ensaio de resistência a compressão uniaxial), aliado também à diferença na velocidade de aplicação do carregamento.

Obtidas as curvas individuais de cada corpo-de-prova, foram construídas as curvas médias de fluência de cada concreto, para a avaliação da influência das fibras de aço em tal propriedade. As curvas médias resultantes de fluência básica na compressão estão mostradas na Figura 7.6.

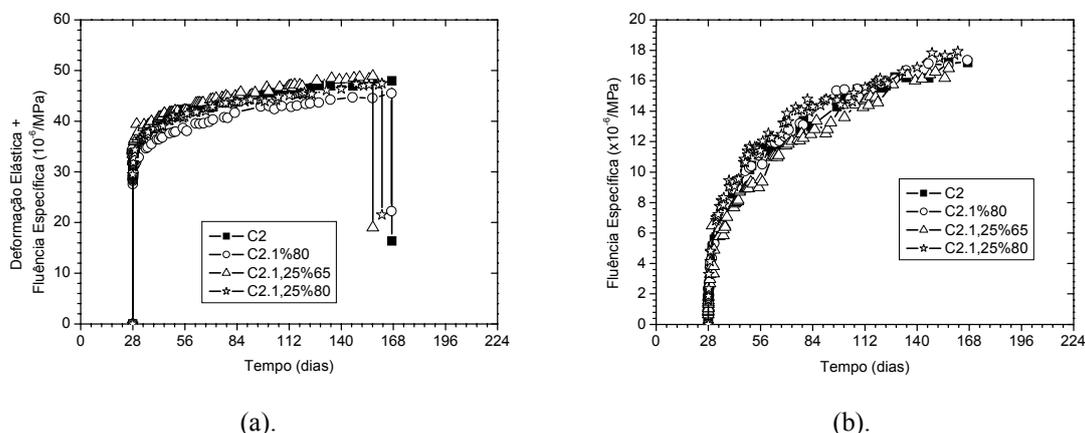


Figura 7.6 – Fluência básica na compressão: (a) com fase elástica e (b) sem fase elástica.

Os resultados mostram que a adição de fibras de aço não influenciou na fluência específica dos concretos autoadensáveis fibrosos, uma vez que a variação observada entre os valores não é significativo. Em estudos realizados por [167], a adição de fibras de aço ao concreto proporcionou aumentos na fluência básica do material, e, segundo os autores, as fibras podem ter introduzido mudanças na porosidade do concreto, provocando assim interferências na movimentação da água do concreto. No caso dos concretos autoadensáveis fibrosos, por eles possuírem boas características reológicas comparadas aos concretos fibrosos convencionais, pode não ter havido influência na estrutura porosa do concreto, e dessa forma, não ocorreram interferências no seu comportamento à fluência.

A Figura 7.7 mostra as curvas de coeficiente de fluência básica à compressão em relação ao tempo de carregamento. O coeficiente de fluência à compressão é obtido pela relação entre a fluência específica à compressão e a deformação elástica obtida no momento do carregamento. O coeficiente de fluência à compressão do concreto autoadensável de referência C2 foi de 0,55, enquanto que, para os concretos autoadensáveis fibrosos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80, foram obtidos valores de 0,62; 0,50 e 0,60, respectivamente. As misturas C2.1%80 e C2.1,25%80 apresentaram incrementos de 12,7 % e 9,1 % nos valores do coeficiente de fluência, em relação à

mistura C2, enquanto que a mistura C2.1,25%65 apresentou um coeficiente de fluência 10 % menor.

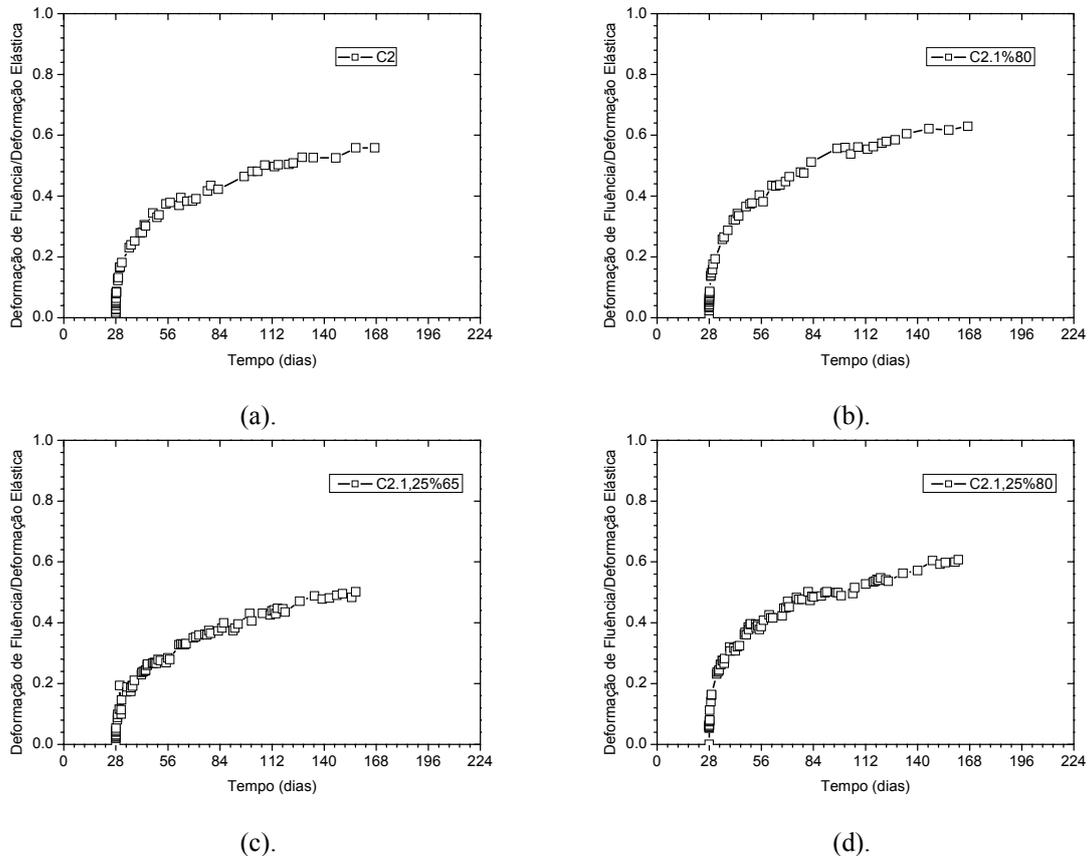


Figura 7.7 – Variação do coeficiente de fluência básica na compressão com o tempo.

7.5 Fluência na Tração

O ensaio de fluência básica na tração direta foi realizado para as mesmas misturas de concretos autoadensáveis ensaiados à fluência sob compressão. As curvas são apresentadas em forma de fluência específica e de coeficiente de fluência à tração direta. As curvas de fluência específica na tração direta dos concretos C2, C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 são mostradas na Figura 7.8. A primeira coluna da figura mostra as curvas de fluência básica com a fase elástica do material, e a segunda coluna, sem a fase elástica.

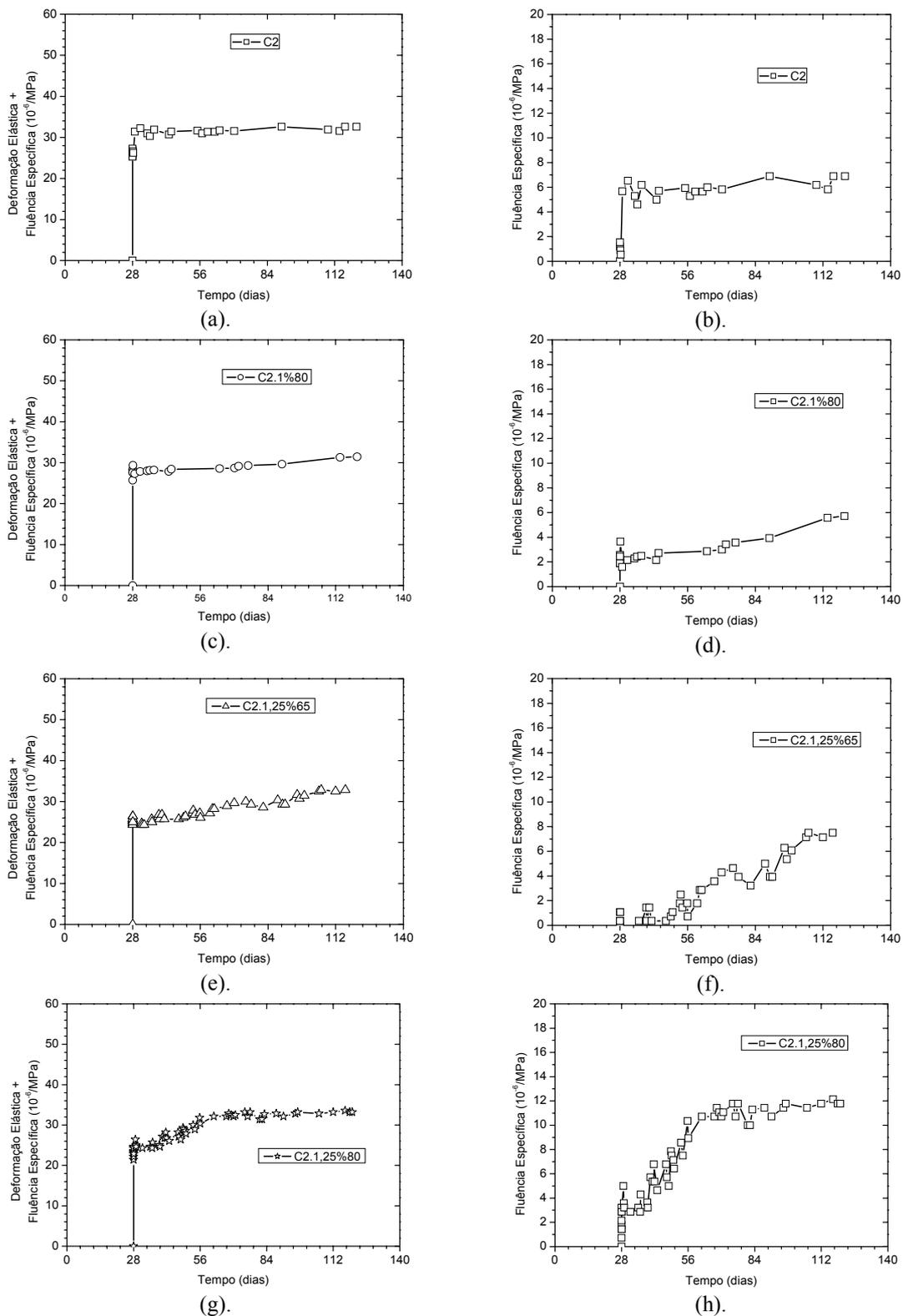


Figura 7.8 – Fluência básica na tração direta: (coluna 1) com fase elástica e (coluna 2) sem fase elástica.

As curvas de fluência específica para os concretos autoadensáveis avaliados estão agrupadas na Figura 7.9. Diferentemente aos resultados de fluência à compressão, apresentados anteriormente, as curvas de tração direta dos concretos autoadensáveis são

apresentadas somente para a fase de carregamento, em que foi calculado o módulo de elasticidade e observada a deformação por fluência durante 92 dias de carga constante. Os dados apresentados para a fluência à tração referem-se à média de dois corpos-de-prova ensaiados.

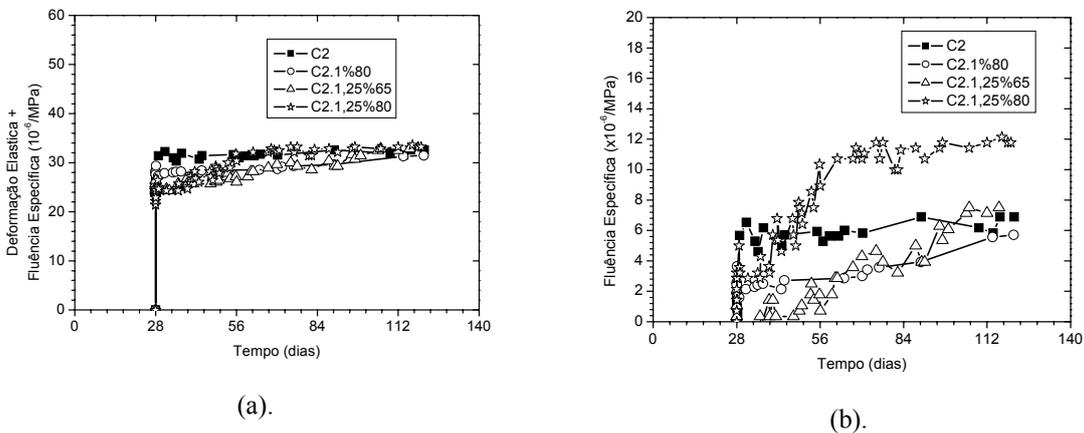


Figura 7.9 – Fluência básica na tração direta: (a) com fase elástica e (b) sem fase elástica.

Os valores do módulo de elasticidade (\bar{E}_c) e da deformação de fluência são apresentados na Tabela 7.4. O símbolo \bar{E}_c representa o módulo de elasticidade obtido com os resultados de fluência no momento do carregamento. De acordo esta tabela, percebe-se que o módulo de elasticidade à tração aumenta com o incremento da fração volumétrica de fibras e com a mudança da relação de aspecto de 65 para 80. Os acréscimos observados, em termos de módulo de elasticidade, foram de 8,2 %, 11,2 % e 13,6 %, quando adicionados 1 % de fibras de aço com relação de aspecto 80 e 1,25 % de fibras de aço com relação de aspecto 65 e 80, respectivamente.

Tabela 7.4 – Módulo de elasticidade e fluência na tração direta, na fase de carregamento.

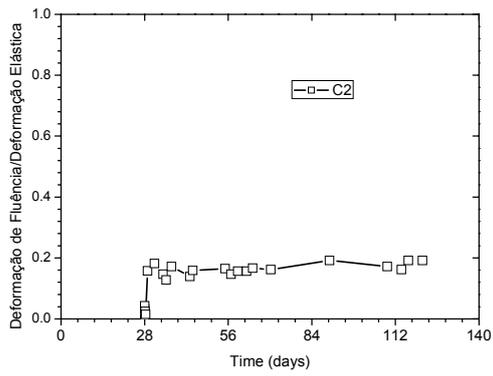
Misturas	Carregamento	
	\bar{E}_{c28} GPa	Fluência Específica $10^{-6}/\text{MPa}$
C2	37,4	6,89
C2.1%80	40,5	5,71
C2.1,25%65	41,6	7,50
C2.1,25%80	42,5	11,78

No que se refere à fluência específica à tração, a influência das fibras não parece ser evidente, considerando que, para o concreto autoadensável fibroso contendo 1 % de fibras com relação de aspecto 80, a fluência foi menor do que a da matriz, enquanto que, para as misturas C2.1,25%65 e C2.1,25%80, a fluência superou a obtida pela matriz. Além disso, quando aumentada a relação de aspecto de 65 para 80 (teor de fibra de 1,25 %), observa-se um grande aumento na fluência específica do concreto

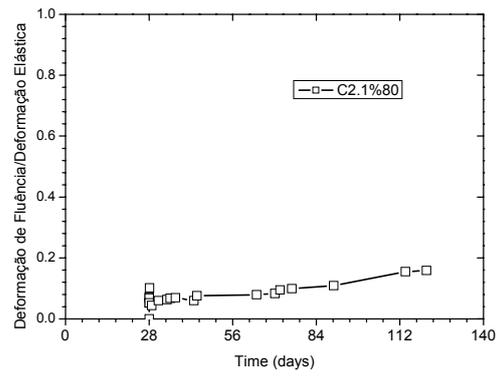
autoadensável. Em relação ao concreto autoadensável sem fibra, os acréscimos de deformação foram de 8,8 % e 70,9 % para os concretos autoadensáveis fibrosos contendo 1,25 % de fibras de aço com relação de aspecto 65 e 80, respectivamente. Por outro lado, o concreto autoadensável fibroso contendo 1 % de fibras de aço com relação de aspecto 80 apresentou diminuição de 17 % na deformação por fluência, em relação ao concreto autoadensável de referência. Os dados obtidos divergem dos apresentados por [62], que apresentou resultados em que as fibras proporcionaram redução na deformação de fluência, quando adicionado um teor de 2 % de fibra de aço de relação de aspecto 65. O autor [62] sugere que as fibras, por estarem distribuídas na direção preferencial do carregamento, favorecem a redução da fluência à tração.

De acordo com os resultados apresentados, percebe-se que os valores encontrados para fluência específica à tração direta foram menores do que os valores obtidos para fluência específica à compressão, para todos os concretos autoadensáveis estudados no presente trabalho. Essa mesma conclusão foi obtida por pesquisadores franceses do LCPC [170].

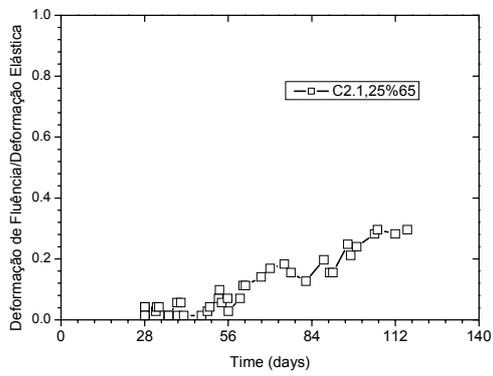
A Figura 7.10 mostra as curvas que expressam a variação do coeficiente de fluência de tração com o tempo de carregamento. O coeficiente de fluência de tração foi obtido pela relação entre a fluência específica à tração e a deformação elástica obtida no momento do carregamento, da mesma forma que foi feito com o coeficiente de fluência obtido à compressão. O coeficiente de fluência à tração do concreto autoadensável de referência C2 foi de 0,19; enquanto que para os concretos autoadensáveis fibrosos C2.1%80, C2.1,25%65 e C2.1,25%80 os valores foram de 0,16; 0,29 e 0,33, respectivamente. As misturas C2.1,25%65 e C2.1,25%80 apresentaram coeficientes de fluência à tração respectivamente 52,6 % e 73,7 % maiores do que o coeficiente de fluência da matriz de referência, enquanto que a mistura C2.1%80 apresentou um coeficiente de fluência 15,8 % menor.



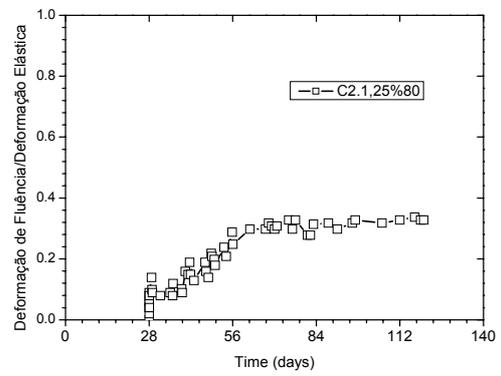
(a).



(b).



(c).



(d).

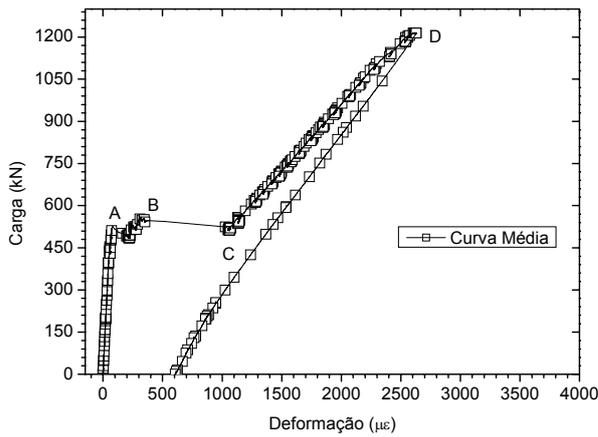
Figura 7.10 – Variação do coeficiente de fluência básica com o tempo, na tração direta.

8 APLICAÇÕES ESTRUTURAIS DO CONCRETO AUTOADENSÁVEL FIBROSO

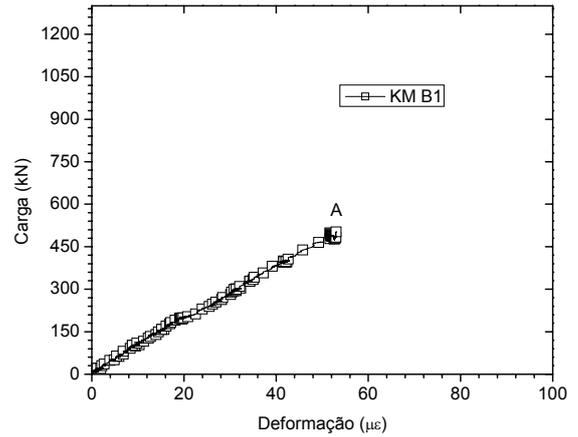
8.1 Ensaios de Tração Direta em Blocos de Concreto Fibroso Armado

8.1.1 Ensaio de Tração Direta no Bloco B1-Referência

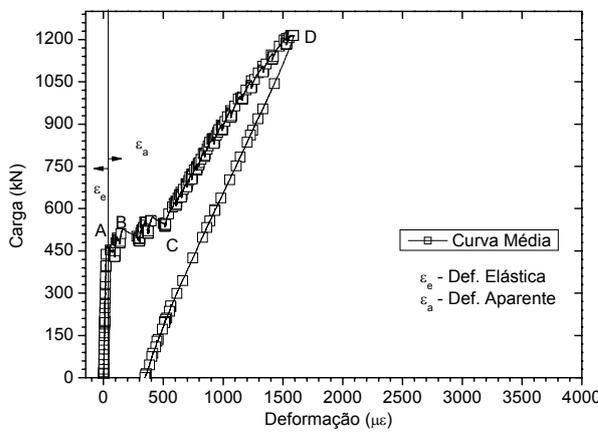
No presente capítulo, o bloco B1 será considerado o bloco de referência, produzido utilizando-se a matriz autoadensável C2 e uma taxa de armadura de 1 % ($5\phi 25\text{mm}$). A curva média carga x deformação das barras de aço, curva carga x deformação do concreto e as curvas médias carga x deformação obtidas utilizando-se as medidas externas ao bloco são mostradas na Figura 8.1. As curvas individuais de cada barra de aço e dos LVDT's encontram-se no anexo 1.



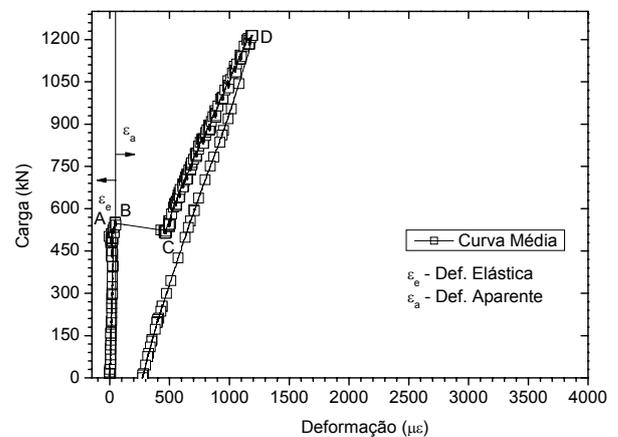
(a).



(b).



(c).



(d).

Figura 8.1 – Curvas médias obtidas do ensaio de tração direta realizado no bloco B1: (a) Curva carga x deformação nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação do concreto até primeira fissura; (c) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 500$ mm.

A Tabela 8.1 apresenta os resultados das deformações no aço, no concreto e as medidas de deformações externas ao bloco, para uma carga igual a 70 % da carga de primeira fissura, e para a carga de primeira fissura. Os resultados das deformações relativas a 70 % da carga de primeira fissura são apresentadas porque, até esse nível de carregamento, a micro-fissuração interna do bloco é de baixa magnitude; desta forma, é possível comparar as diversas medidas de deformação realizadas no bloco e aferir a coerência das mesmas. Os valores medidos de deformação para 70 % da carga de primeira fissura indicam uma deformação média de $41 \mu\epsilon$ para as medidas realizadas nas barras de aço, e $36 \mu\epsilon$ para a medida realizada no interior do concreto. Os resultados médios mostram uma boa concordância (diferença de 12 %), principalmente se considerarmos que esses valores de deformação são bastante baixos. As leituras

realizadas com os LVDT's externos mostram que não existe diferença expressiva entre os valores médios obtidos para as medidas realizadas para o comprimento $l_0 = 1496$ mm e $l_0 = 500$ mm (diferença de 8,3 %).

Observando-se os resultados, nota-se que os valores de deformação obtidos pelos extensômetros internos colados nas barras de aço e embebidos no concreto são superiores àqueles medidos externamente ao bloco. Acredita-se que, apesar de pequena, essa diferença pode ser atribuída ao fato de a distribuição das tensões internas do bloco não ser completamente uniforme até as extremidades do bloco (ver esquemas mostrados na Figura 8.2).

Tabela 8.1 – Resultados das deformações no aço, no concreto e as deformações externas obtidas no bloco B1, para uma carga correspondente à 70 % da carga de primeira e para a carga de primeira fissura.

	Posição	Deformação referente à 70 % da carga de primeira fissura			Deformação de primeira fissura			
		ε_{70} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	ε_{PF} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	
1	T1	39			52			
	T2	52			66			
	B1	*	41	20,6	-	55	16,06	
	B2	32			46			
	C1	39			55			
2	KM	36	36	-	53	53	-	
3	LVDT 01	$l_0=1496$ mm	25	22	18,18	27	33	25,71
	LVDT 02		19			39		
	LVDT 03	$l_0=500$ mm	19	24	30,34	25	27	10,39
	LVDT 04		29			29		

Nota: 1) Extensômetros elétricos colados nas barras de aço. 2) Extensômetro embebido no concreto. 3) Medidas de deformação externa ao bloco. * Extensômetro apresentou problema durante o ensaio.

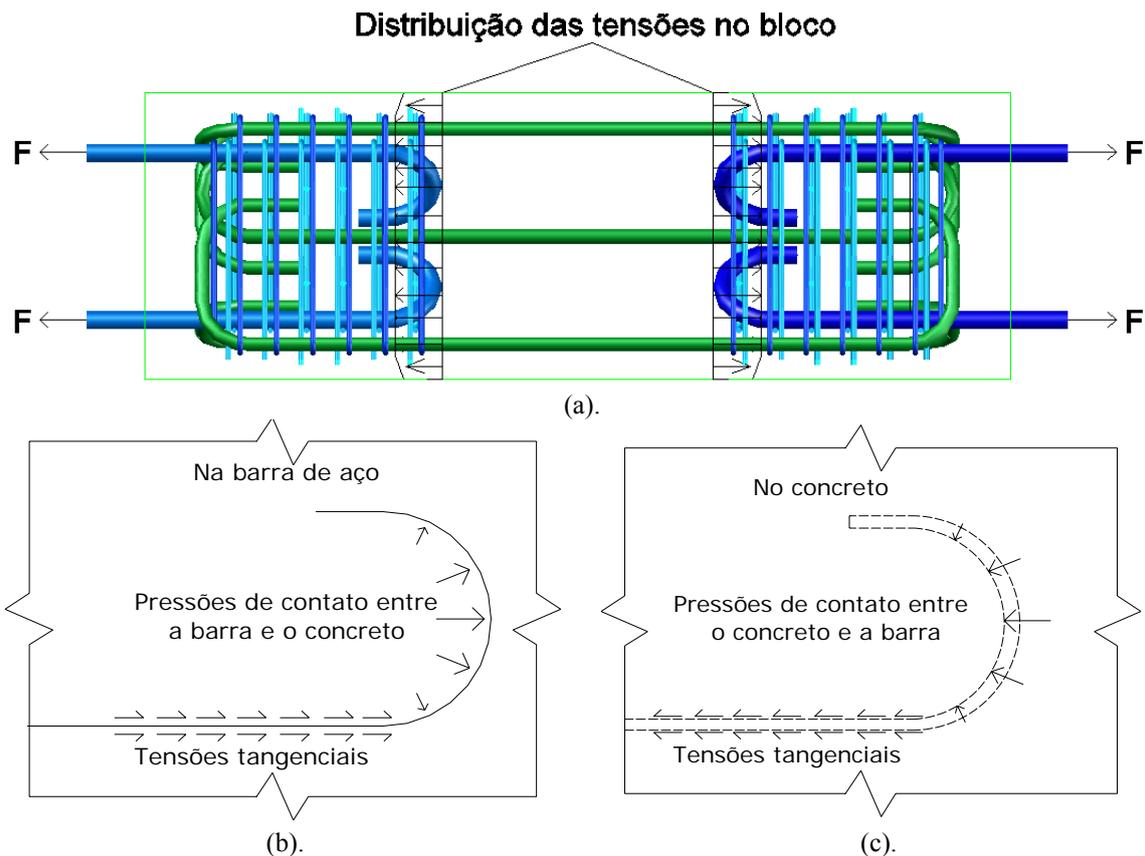


Figura 8.2 – (a) Distribuição das tensões no bloco; (b) Tensões tangenciais na barra de aço e pressões de contato entre a barra e o concreto e (c) Tensões tangenciais no concreto e pressões de contato entre o concreto e a barra.

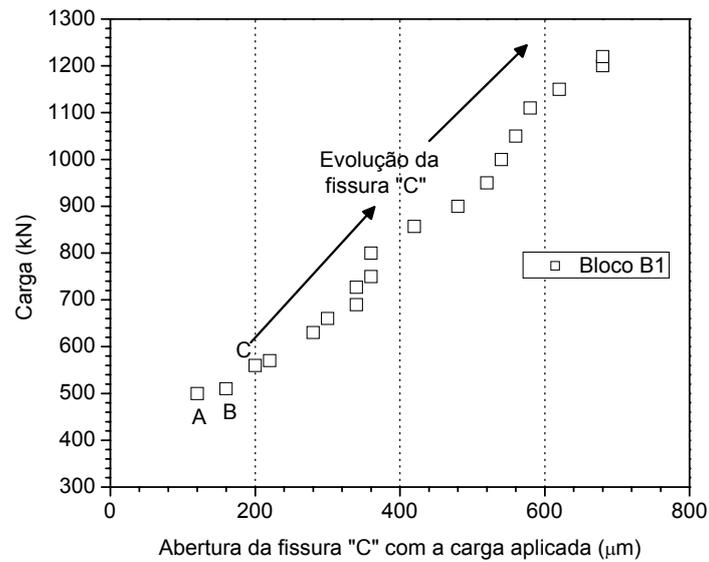
As deformações de primeira fissura têm valor médio de $55 \mu\epsilon$ para as medidas realizadas nas barras de aço, e $53 \mu\epsilon$ para a medida realizada no concreto. Os resultados médios obtidos mostram uma diferença de 3,6 %, entre as medidas realizadas nas barras de aço e no concreto, indicando uma boa concordância entre as diferentes leituras. As leituras realizadas com os LVDT's externos mostram que as medidas na parte externa ao bloco no momento da fissuração são menores do que as medidas dos extensômetros internos ao bloco.

A carga de primeira fissura foi de 501 kN (ponto A da Figura 8.1-b), resultando em uma tensão de primeira fissura de cerca de 2,0 MPa e em um módulo de elasticidade de 37,7 GPa. Logo após o aparecimento da primeira fissura, observa-se o surgimento da segunda fissura para uma carga de 510 kN. As duas primeiras fissuras surgiram fora do terço central, na região de armação das cabeças de ancoragem responsáveis pela aplicação de esforços de tração no terço central do bloco (ver fissuras A e B da Figura 8.3).

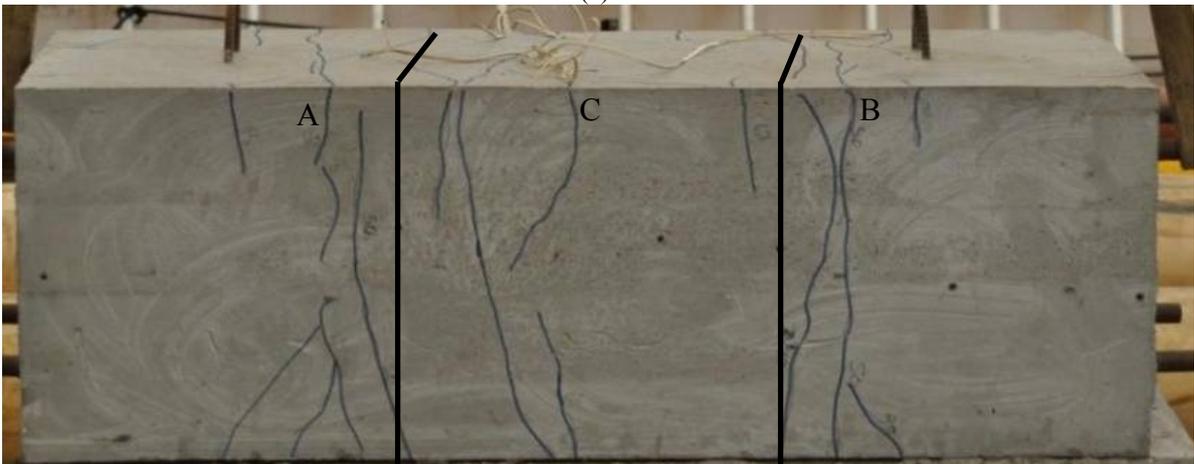
Após o surgimento da segunda fissura, observa-se um aumento de carga atuante no bloco e o surgimento da terceira fissura no terço central do bloco (fissura C na Figura 8.3) para uma carga de 560 kN (ponto B da Figura 8.1). Com a continuidade do ensaio, novas fissuras surgiram no bloco B1 e a carga máxima aplicada no mesmo foi de 1220 kN. É importante observar que essa carga limite do atuador hidráulico não foi suficiente para levar o bloco a ruptura.

As curvas carga x deformação do bloco, realizadas utilizando-se a instrumentação externa (ver Figura 8.1-c e d), mostram duas regiões distintas: a primeira corresponde à deformação elástica (ϵ_e) e a segunda inclui, além das deformações elásticas entre as fissuras, a medida da abertura de fissuras e, por isso, é chamada de deformação aparente (ϵ_a). Como a deformação aparente mostrada na Figura 8.1-c inclui a abertura de todas as fissuras observadas (total de 10) durante o ensaio (ver Figura 8.3-b), e a deformação aparente mostrada na Figura 8.1-d inclui apenas a abertura das fissuras que surgiram no terço central do bloco (4 fissuras), a primeira é consideravelmente maior que a segunda. Através da Figura 8.3-b, nota-se que a distância entre fissuras no terço central do bloco variou entre 148 mm e 221 mm, enquanto que as fissuras localizadas fora do terço central apresentaram espaçamento variando entre 46 mm e 89 mm.

Com o objetivo de se monitorar a evolução da abertura de fissura com o acréscimo da carga aplicada no bloco B1, escolheu-se a fissura C no centro do bloco para se proceder a tal acompanhamento. Os resultados mostrados na Figura 8.3 indicam que a fissura C apresentou uma abertura de fissura de cerca de 200 μm no momento do seu surgimento, e que a mesma atingiu uma abertura de cerca de 700 μm para a carga máxima de 1220 kN. Se tomarmos como referência a abertura de fissura de 400 μm correspondente à máxima abertura prescrita pela NBR 6118 [103], observa-se que a mesma é atingida para uma carga de aproximadamente 800 kN. Essa será, portanto, considerada a carga de serviço do bloco B1 quando submetido a esforços de tração direta.



(a).

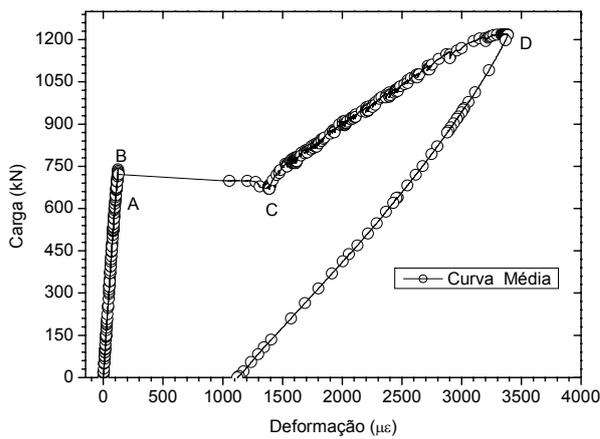


(b).

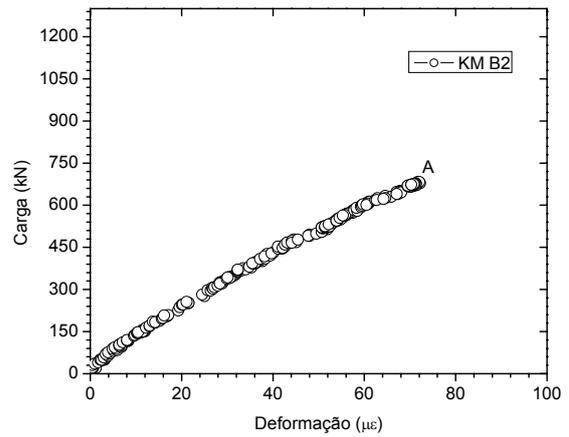
Figura 8.3 – (a) Curva carga x abertura da fissura e (b) Panorama de fissuração do bloco B1 ao final do ensaio.

8.1.2 Ensaio de Tração Direta no Bloco B2

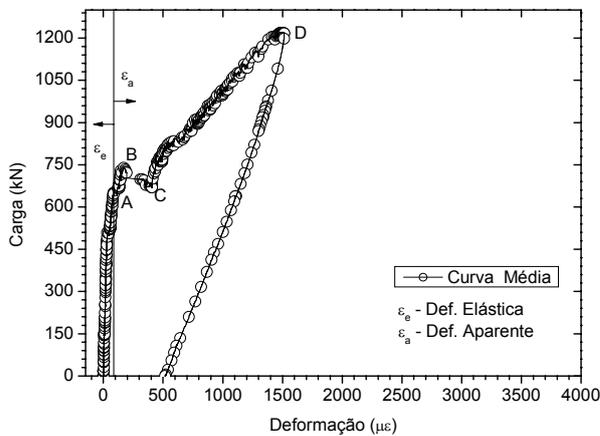
O bloco B2 foi produzido com o concreto C2.1,25%65 e uma taxa de armadura de 0,63 % ($5\phi 20\text{mm}$). A curva média carga x deformação das barras de aço, curva carga x deformação do concreto e as curvas médias carga x deformação obtidas utilizando-se as medidas externas ao bloco são mostradas na Figura 8.4.



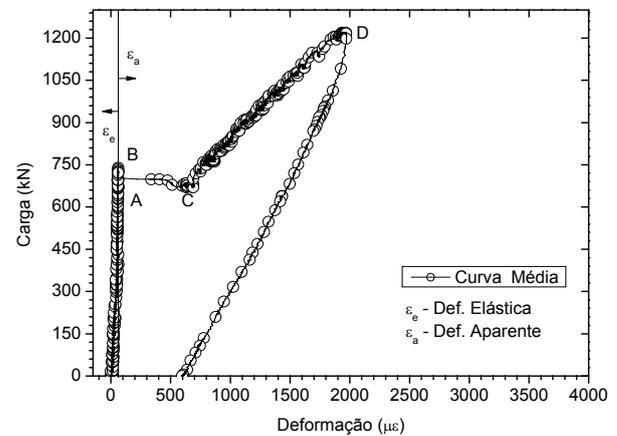
(a).



(b).



(c).



(d).

Figura 8.4 – Curvas médias obtidas do ensaio de tração direta realizado no bloco B2: (a) Curva carga x deformação nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação do concreto até primeira fissura; (c) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 500$ mm.

A Tabela 8.2 apresenta os resultados das deformações no aço, no concreto e as medidas de deformações externas ao bloco B2. Os valores de deformação para uma carga igual a 70 % da de primeira fissura indicam uma deformação média de $68 \mu\epsilon$ nas barras de aço, e de $50 \mu\epsilon$ para a medida realizada no interior do concreto. As leituras de deformação realizadas com os LVDT's externos foram de $38 \mu\epsilon$ e $44 \mu\epsilon$, para o $l_0 = 1496$ mm e $l_0 = 500$ mm, respectivamente, com um valor médio de $41 \mu\epsilon$. Para a carga de primeira fissura, a deformação média nas barras é de $94 \mu\epsilon$, e $72 \mu\epsilon$ para a medida realizada no interior do concreto. As leituras realizadas com os LVDT's externos mostram um valor médio de deformação de $70 \mu\epsilon$.

Tabela 8.2 – Resultados das deformações no aço, no concreto e as deformações externas obtidas no bloco B2, para uma carga correspondente à 70 % da carga de primeira e para a carga de primeira fissura.

	Posição	Deformação referente à 70 % da carga de primeira fissura			Deformação de primeira fissura			
		ε_{70} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	ε_{PF} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	
1	T1	75			100			
	T2	73			115			
	B1	58	68	13,23	67	94	21,46	
	B2	*			*			
	C1	65			94			
2	KM	50	50	-	72	72	-	
3	LVDT 01	$l_0=1496$ mm	35	38	12,13	60	83	38,56
	LVDT 02		42			105		
	LVDT 03	$l_0=500$ mm	37	44	22,61	56	58	4,87
	LVDT 04		51			60		

Nota: 1) Extensômetros elétricos colados nas barras de aço. 2) Extensômetro embebido no concreto. 3) Medidas de deformação externa ao bloco. * Extensômetro apresentou problema durante o ensaio.

A primeira fissura observada no bloco B2 ocorreu para a carga de 685 kN (ver ponto A-Figura 8.1), resultando em uma tensão de primeira fissura de 2,74 MPa e um módulo de elasticidade de 38,0 GPa. Observa-se que a carga de primeira fissura do bloco B2 foi 36 % maior do que a observada no bloco B1. Logo após essa fissura, surgiu a segunda fissura no bloco, para uma carga de 690 KN.

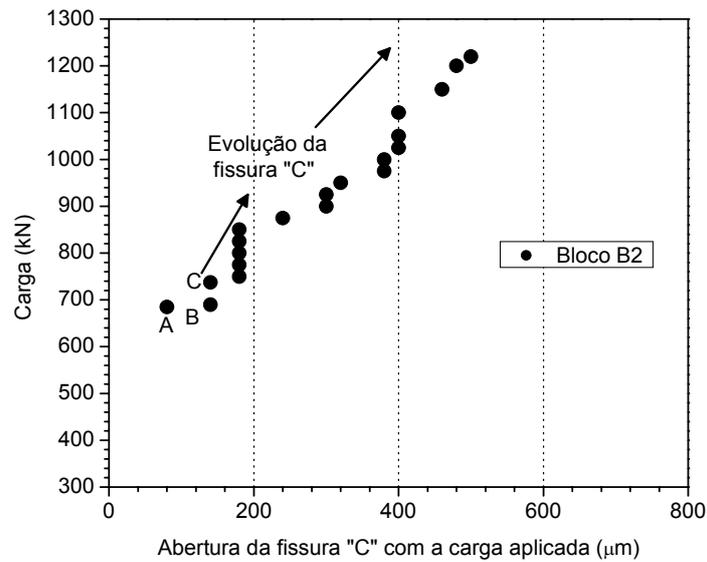
Assim como observado no bloco B1, as duas primeiras fissuras surgiram nas proximidades da região de armação das cabeças de ancoragem (ver fissuras A e B na Figura 8.5-b). A primeira fissura no terço central do bloco (ver fissura C na Figura 8.5-b) surgiu para uma carga de 737 kN. É importante notar que essa carga é cerca de 32 % mais alta do que a carga que provocou a fissura C no bloco B1. Além disso, as aberturas das fissuras A, B e C (ver Figura 8.3 e Figura 8.5-a), medidas imediatamente após o seu surgimento, são consideravelmente menores para o bloco B2. Por exemplo, a abertura da fissura A para o bloco B1 foi de 120 μm , enquanto que para o bloco B2 essa abertura foi de 80 μm . A abertura da fissura C no bloco B2 era de 140 μm , enquanto que no bloco B1 essa abertura foi de 200 μm , mostrando o efeito positivo da ação conjunta do reforço fibroso-armadura.

A evolução da fissura C, mostrada na Figura 8.5-a, indica que mesmo com a elevação da carga de 750 kN para 850 kN essa fissura não aumenta de tamanho, indicando que novas fissuras estão sendo formadas num processo controlado de múltipla fissuração. Para esse nível de carga de 850 kN, a abertura da fissura C é de 180 μm no bloco B2, enquanto que a fissura central monitorada do bloco B1 já

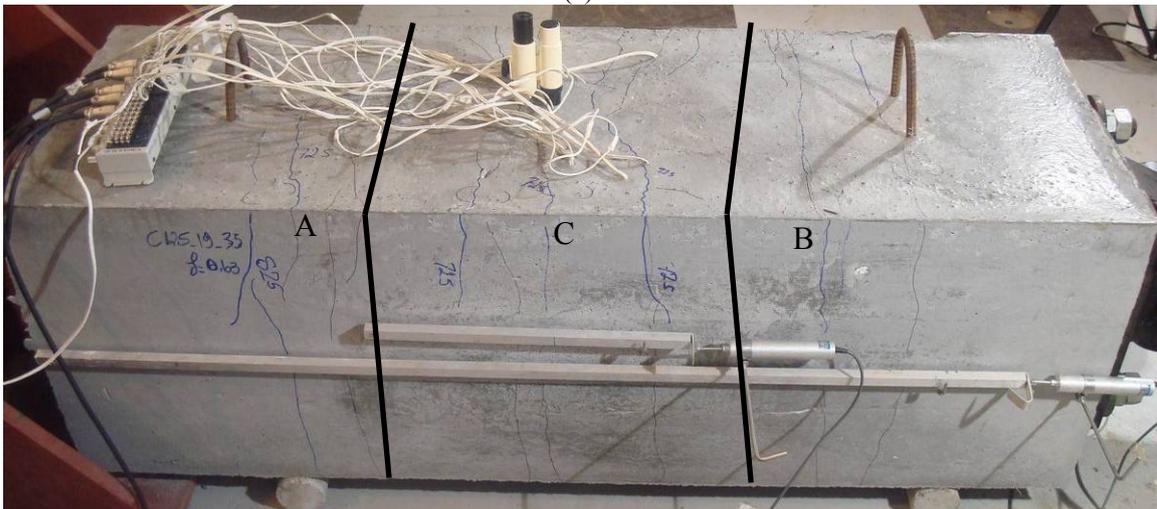
apresentava abertura de 420 μm para o mesmo nível de carga. Assim como observado no bloco B1, a carga máxima aplicada no bloco B2 foi de 1220 kN, limite do atuador hidráulico.

As curvas carga x deformação aparente medidas utilizando-se os LVDT's externos indicam, como já observado para o bloco B1, que a leitura de deformação aparente no comprimento de referência de $l_0 = 1496$ mm é maior que a medida realizada no comprimento de referência $l_0 = 500$ mm, por incluir a abertura de todas as fissuras surgidas no bloco (14 fissuras). No bloco B2, seis fissuras surgiram no terço central (em comparação às 4 fissuras surgidas no bloco B1) e quatro fissuras surgiram em cada um dos terços extremos da amostra (em comparação às 3 fissuras surgidas em cada extremidade do bloco B1). Deve-se ressaltar que, para a carga máxima aplicada, a deformação aparente no bloco B2, mesmo incorporando mais fissuras que o bloco B1, é ligeiramente inferior àquela medida no bloco B1 (diferença de 4,4 %). Isso mostra, mais uma vez, o efeito benéfico do reforço híbrido em comparação ao uso apenas de reforço contínuo (barras de aço).

Os resultados mostrados na Figura 8.5 indicam que a fissura C apresentou uma abertura de cerca de 500 μm para a carga máxima de 1220 kN. Tomando-se como referência a abertura de fissura de 400 μm , correspondente à máxima abertura prescrita pela a NBR 6118 [103], observa-se que a mesma é atingida para carga de aproximadamente 1100 kN. Essa será, portanto, considerada a carga de serviço do bloco B2 quando submetido a esforços de tração direta. Nota-se então, que a carga de serviço do bloco B2 é 37 % superior à carga de serviço observada para o bloco B1.



(a).

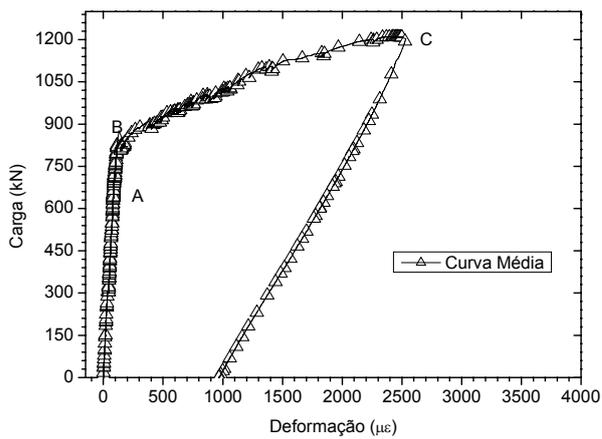


(b).

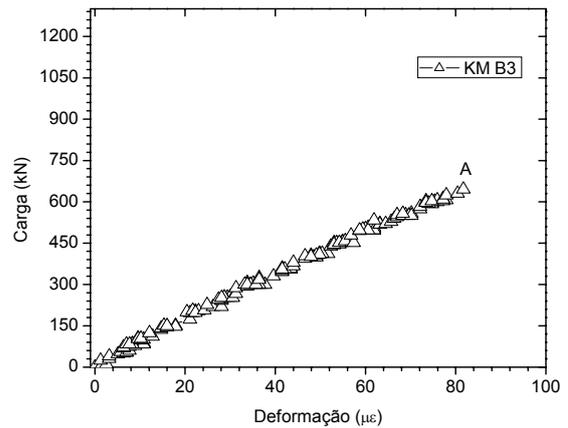
Figura 8.5 – (a) Curva carga x abertura da fissura e (b) Panorama de fissuração do bloco B2 ao final do ensaio.

8.1.3 Ensaio de Tração Direta no Bloco B3

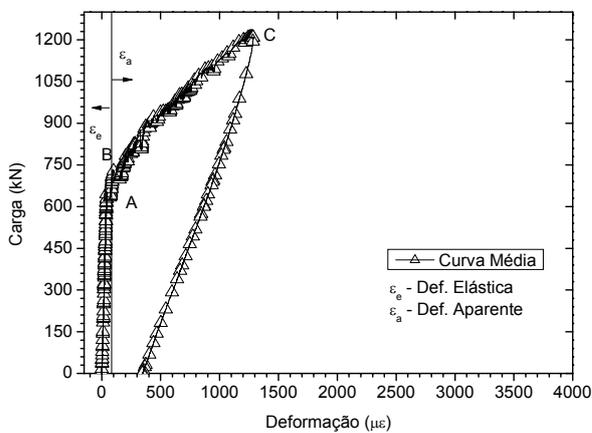
O bloco B3 foi produzido com a mistura C2.1,25%80 e uma taxa de armadura de 0,63 % ($5\phi 20\text{mm}$). Deve-se observar que a diferença desse bloco para o bloco B2 é a utilização da fibra de maior comprimento (60 mm), diâmetro (0,75 mm) e relação de aspecto (80). A curva média carga x deformação das barras de aço, curva carga x deformação do concreto, e as curvas médias carga x deformação obtidas pelas medidas externas ao bloco são mostradas na Figura 8.6.



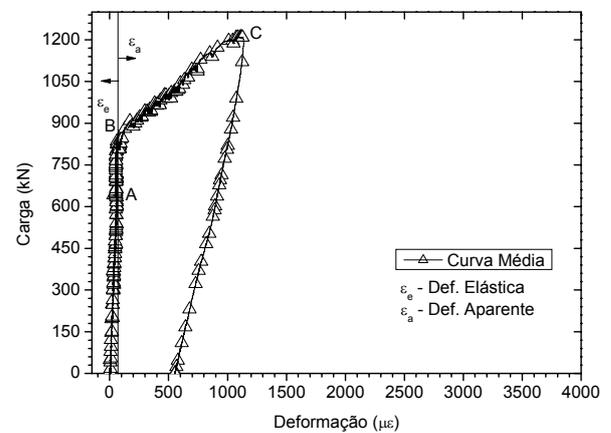
(a).



(b).



(c).



(d).

Figura 8.6 – Curvas médias obtidas do ensaio de tração direta realizado no bloco B3: (a) Curva carga x deformação nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação do concreto até primeira fissura; (c) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 500$ mm.

A Tabela 8.3 apresenta os resultados das deformações no aço e no concreto até a primeira fissura. Os valores médios de deformação para uma carga igual a 70 % da carga de primeira fissura foram de $57 \mu\epsilon$ nas barras de aço, e $53 \mu\epsilon$ no interior do concreto. A deformação média externa foi de $29 \mu\epsilon$. Para a carga de primeira fissura, a deformação média nas barras de aço foi de $81 \mu\epsilon$, $80 \mu\epsilon$ no interior do concreto e $46 \mu\epsilon$ na face externa ao bloco.

Tabela 8.3 – Resultados das deformações no aço, no concreto e as deformações externas obtidas no bloco B3, para uma carga correspondente à 70 % da carga de primeira fissura e para a carga de primeira fissura.

	Posição	Deformação referente à 70 % da carga de primeira fissura			Deformação de primeira fissura			
		ε_{70} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	ε_{PF} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	
1	T1	62			87			
	T2	59			83			
	B1	*	57	14,03	*	81	14,20	
	B2	45			64			
	C1	63			89			
2	KM	53	53-	-	80	80	-	
3	LVDT 01	$l_0=1496$ mm	24	27	13,34	32	49	49,06
	LVDT 02		29			66		
	LVDT 03	$l_0=500$ mm	31	31	-	42	42	47,14
	LVDT 04		*			*		

Nota: 1) Extensômetros elétricos colados nas barras de aço. 2) Extensômetro embebido no concreto. 3) Medidas de deformação externa ao bloco. * Extensômetro apresentou problema durante o ensaio.

A primeira fissura observada no bloco B3 ocorreu para a carga de 625 kN (ver ponto A-Figura 8.1), resultando em uma tensão de primeira fissura de 2,5 MPa e um módulo de elasticidade de 31,5 GPa. Observe que a carga de primeira fissura do bloco B3 foi 24 % maior que a observada no bloco B1 e cerca de 8 % menor que a do bloco B2. Logo após essa fissura, surgiu a segunda fissura no bloco, para uma carga de 675 KN.

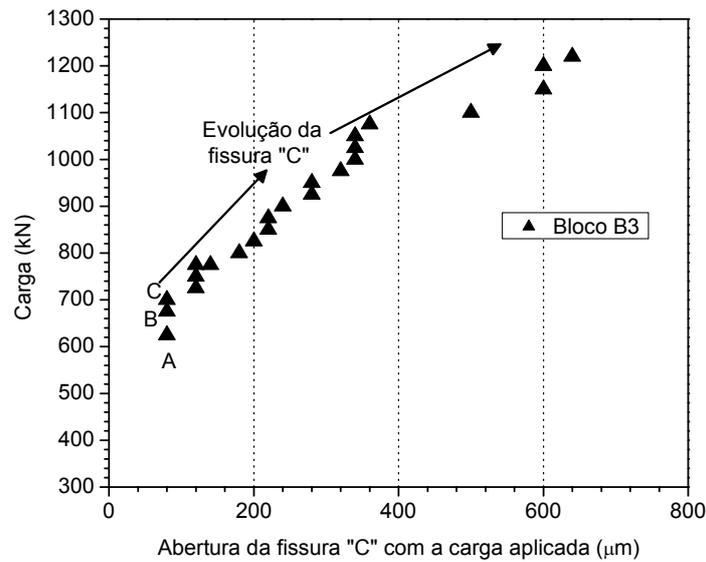
Assim como observado nos blocos B1 e B2, as duas primeiras fissuras surgiram nas proximidades da região de armação das cabeças de ancoragem (ver fissuras A e B na Figura 8.7-b). A primeira fissura no terço central do bloco (ver fissura C na Figura 8.7-b) surgiu para uma carga de 700 kN. É importante notar que essa carga é cerca de 25 % mais alta do que a carga que provocou a fissura C no bloco B1, e 5 % menor do que provocou a primeira fissura central no bloco B2. Além disso, as aberturas das fissuras A, B e C (ver Figura 8.5 e Figura 8.7-a), medidas imediatamente após o seu surgimento, são consideravelmente menores para o bloco B3 que para o bloco B1 (referência). Por exemplo, a abertura da fissura A para o bloco B1 foi de 120 μm , enquanto que para o bloco B3 essa abertura foi de 80 μm . Deve ser observado que a fissura C também apresentou abertura de 80 μm , enquanto que os blocos B1 e B2 apresentaram abertura de fissura de 200 μm e 140 μm , respectivamente.

A evolução da fissura C mostrada na Figura 8.5-a indica que para o nível de carga de 775 kN a abertura da fissura C é de 120 μm no bloco B3, enquanto que a fissura central monitorada nos blocos B1 e B2 apresentavam, para esse nível de carga,

abertura de fissura de respectivamente 360 μm e 180 μm . Esse resultado mostra que a ação da fibra de aço mais longa, em conjunto com as barras de aço de $\phi 20\text{mm}$, foi ainda mais eficiente para controlar o processo de abertura de fissura até a carga de cerca de 775 kN do que as fibras de aço usadas no bloco B2. Assim como observado nos blocos B1 e B2, a carga máxima aplicada no bloco B3 foi de 1220 kN, limite do atuador hidráulico.

As curvas carga x deformação aparente medidas utilizando-se os LVDT's externos indicam, como já observado para os blocos B1 e B2, que a leitura de deformação aparente no comprimento de referência de $l_0 = 1496\text{ mm}$ é maior que a medida realizada no comprimento de referência $l_0 = 500\text{ mm}$, por incluir a abertura de todas as fissuras surgidas no bloco (quatro em cada terço, totalizando 12 fissuras). Deve-se ressaltar que para a carga máxima aplicada, a deformação aparente no bloco B3, mesmo incorporando mais fissuras que o bloco B1, é inferior àquela medida no bloco B1 (diferença de 23 %) e também 17 % inferior à do bloco B2.

Os resultados mostrados na Figura 8.7 indicam que a fissura C apresentou abertura de cerca de 640 μm para a carga máxima de 1220 kN. Tomando-se como referência a abertura de fissura de 400 μm correspondente à máxima abertura prescrita pela NBR 6118 [103], observa-se que a mesma é atingida para a carga de cerca de 1075 kN. Essa será, portanto, considerada a carga de serviço do bloco B3 quando submetido a esforços de tração direta. Nota-se, então, que a carga de serviço do bloco B3 é 34 % superior à carga de serviço observada para o bloco B1, e praticamente igual à observada para o bloco B2.



(a).

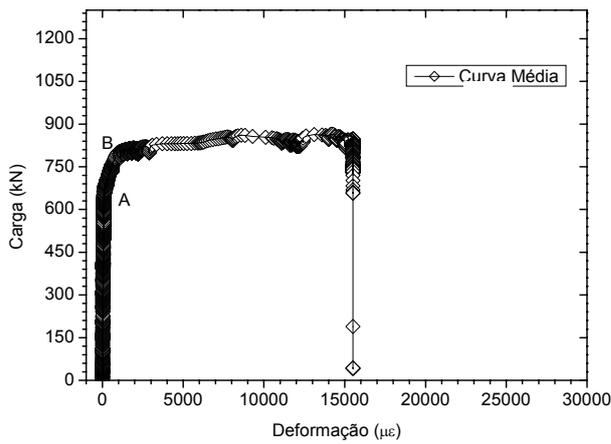


(b).

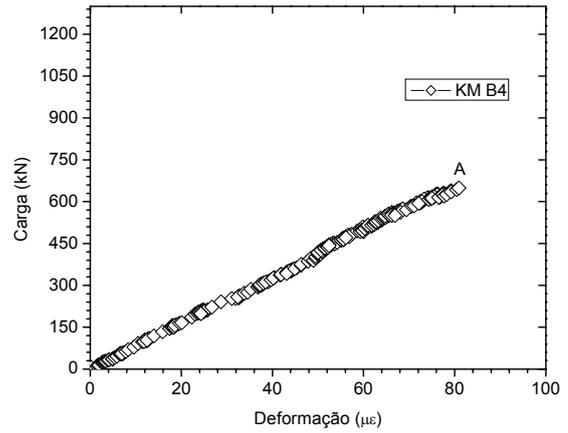
Figura 8.7 – (a) Curva carga x abertura da fissura e (b) Panorama de fissuração do bloco B3 ao final do ensaio.

8.1.4 Ensaio de Tração Direta no Bloco B4

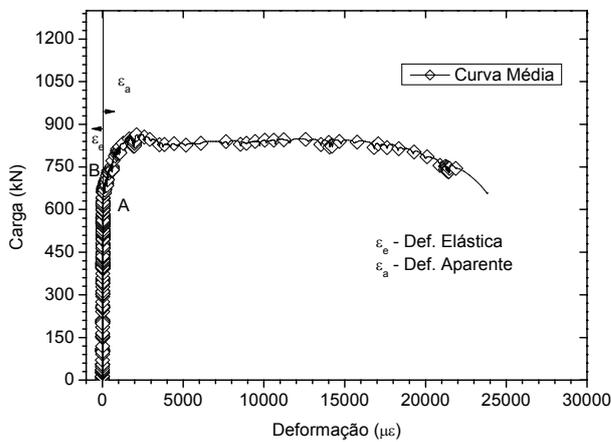
O bloco B4 foi produzido com a mistura C2.1,25%80 e uma taxa de armadura de 0,40 % ($5\phi 16\text{mm}$). Cabe observar que a diferença desse bloco para o bloco B1 é a utilização de uma mistura contendo 1,25 % de fibras de aço de relação de aspecto 80 e uma elevada substituição (de 60 %) da taxa de armadura. A curva média carga x deformação das barras de aço, curva carga x deformação do concreto, e as curvas médias carga x deformação obtidas pelas medidas externas ao bloco até a ruptura são mostradas na Figura 8.8.



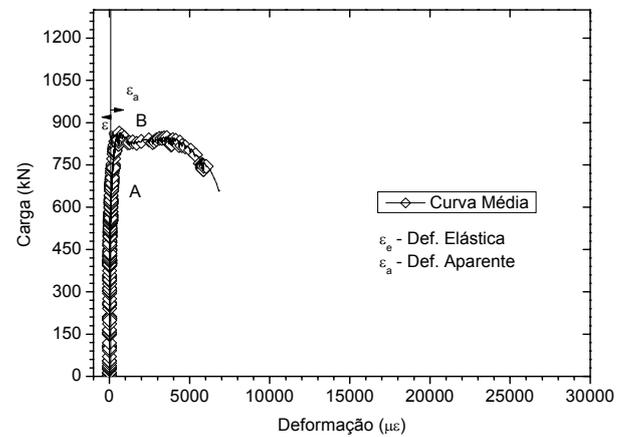
(a).



(b).



(c).



(d).

Figura 8.8 – Curvas médias obtidas do ensaio de tração direta realizado no bloco B4: (a) Curva carga x deformação nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação do concreto até primeira fissura; (c) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 500$ mm.

A Tabela 8.4 apresenta os resultados das deformações no aço e no concreto até a primeira fissura. Os valores médios de deformação para uma carga equivalente a 70 % da carga de primeira fissura foram de $63 \mu\epsilon$ e $61 \mu\epsilon$ para as barras de aço e no interior do concreto, respectivamente. A deformação média externa foi de $28 \mu\epsilon$. Para a carga de primeira fissura, as deformações média foram de, respectivamente, $115 \mu\epsilon$, $73 \mu\epsilon$ e $86 \mu\epsilon$, nas barras de aço, no interior do concreto e na face externa do bloco.

Tabela 8.4 – Resultados das deformações no aço, no concreto e as deformações externas obtidas no bloco B4, para uma carga correspondente à 70 % da carga de primeira fissura e para a carga de primeira fissura.

	Posição	Deformação referente à 70 % da carga de primeira fissura			Deformação de primeira fissura			
		ε_{70} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	ε_{PF} ($\mu\varepsilon$)	Média ($\mu\varepsilon$)	CV (%)	
1	T1	63			99			
	T2	61			94			
	B1	65	63	3,17	137	115	18,54	
	B2	64			139			
	C1	64			109			
2	KM	61	61	-	73	73	-	
3	LVDT 01	$l_0=1496$ mm	23	23	3,14	173	129	61,51
	LVDT 02		22			86		
	LVDT 03	$l_0=500$ mm	32	32	0,00	48	43	18,30
	LVDT 04		32			37		

Nota: 1) Extensômetros elétricos colados nas barras de aço. 2) Extensômetro embebido no concreto. 3) Medidas de deformação externa ao bloco.

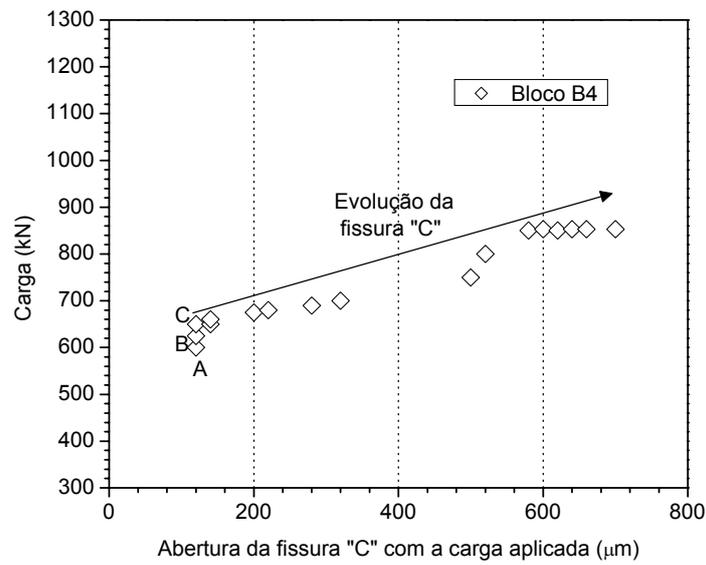
A primeira fissura observada no bloco B4 ocorreu para a carga de 600 kN (ver ponto A-Figura 8.8, resultando em uma tensão de primeira fissura de 2,4 MPa e um módulo de elasticidade de 32,8 GPa. Essa tensão é cerca de 20 % mais alta que a observada para o bloco de referência B1.

A segunda fissura surgiu para uma carga de 625 kN. Assim como observado no bloco B1, as duas primeiras fissuras surgiram nas proximidades da região de armação das cabeças de ancoragem (ver fissuras A e B na Figura 8.9-b). A primeira fissura no terço central do bloco (ver fissura C na Figura 8.9-b) surgiu para uma carga de 650 kN. É importante notar que essa carga é cerca de 29 % mais alta do que a carga que provocou a fissura C no bloco B1. Além disso, com exceção da fissura A, que apresentou a mesma abertura (120 μm), as aberturas das fissuras B e C (ver Figura 8.3 e Figura 8.9-a), medidas imediatamente após o seu surgimento, são consideravelmente menores para o bloco B4 do que para o bloco B1 (referência). Por exemplo, a abertura da fissura C para o bloco B1 foi de 200 μm , enquanto que para o bloco B4 essa abertura foi de 120 μm .

A evolução da fissura C mostrada na Figura 8.9-a indica que, para o nível de carga de cerca de 690 kN, a abertura da fissura é praticamente a mesma (340 μm) que a observada no bloco B1. No entanto, quando o nível de carga atinge 850 kN, a abertura da fissura C atinge 580 μm , enquanto a fissura central monitorada no bloco B1 apresenta, para esse nível de carga, uma abertura de fissura de 420 μm . A carga de ruptura do bloco B4 foi de 861 kN. Utilizando como referência a abertura de fissura de

400 μm correspondente à máxima abertura prescrita pela NBR 6118 [103], observa-se que a mesma é atingida para a carga de 700 kN. Essa será, portanto, considerada a carga de serviço do bloco B4 quando submetido a esforços de tração direta. Nota-se assim que a carga de serviço do bloco B4 é aproximadamente 12 % inferior à carga de serviço do bloco B1.

Nove fissuras surgiram no bloco B4, sendo cinco no terço central e duas em cada extremidade do bloco. No momento da ruptura a fissura C apresenta elevada abertura (ver Figura 8.9-a), e ocorre a plastificação das barras de aço (ver Figura 8.8-a).



(a).



(b).

Figura 8.9 – (a) Curva carga x abertura da fissura e (b) Panorama de fissuração do bloco B4 ao final do ensaio.

8.1.5 Ensaio de Tração Direta no Bloco B5

O bloco B5 foi produzido com a mistura C1.1,5%65 e uma taxa de armadura de 0,63 % ($5\phi 20\text{mm}$). Esse bloco tem mesma taxa de armadura e aproximadamente mesmo índice de reforço que o bloco B3. No entanto, o concreto tem agregados de diâmetro máximo 9,5 mm, e as fibras são mais curtas e de menor relação de aspecto. A curva média carga x deformação das barras de aço, curva carga x deformação do concreto, e as curvas médias carga x deformação obtidas pelas medidas externas ao bloco são mostradas na Figura 8.10.

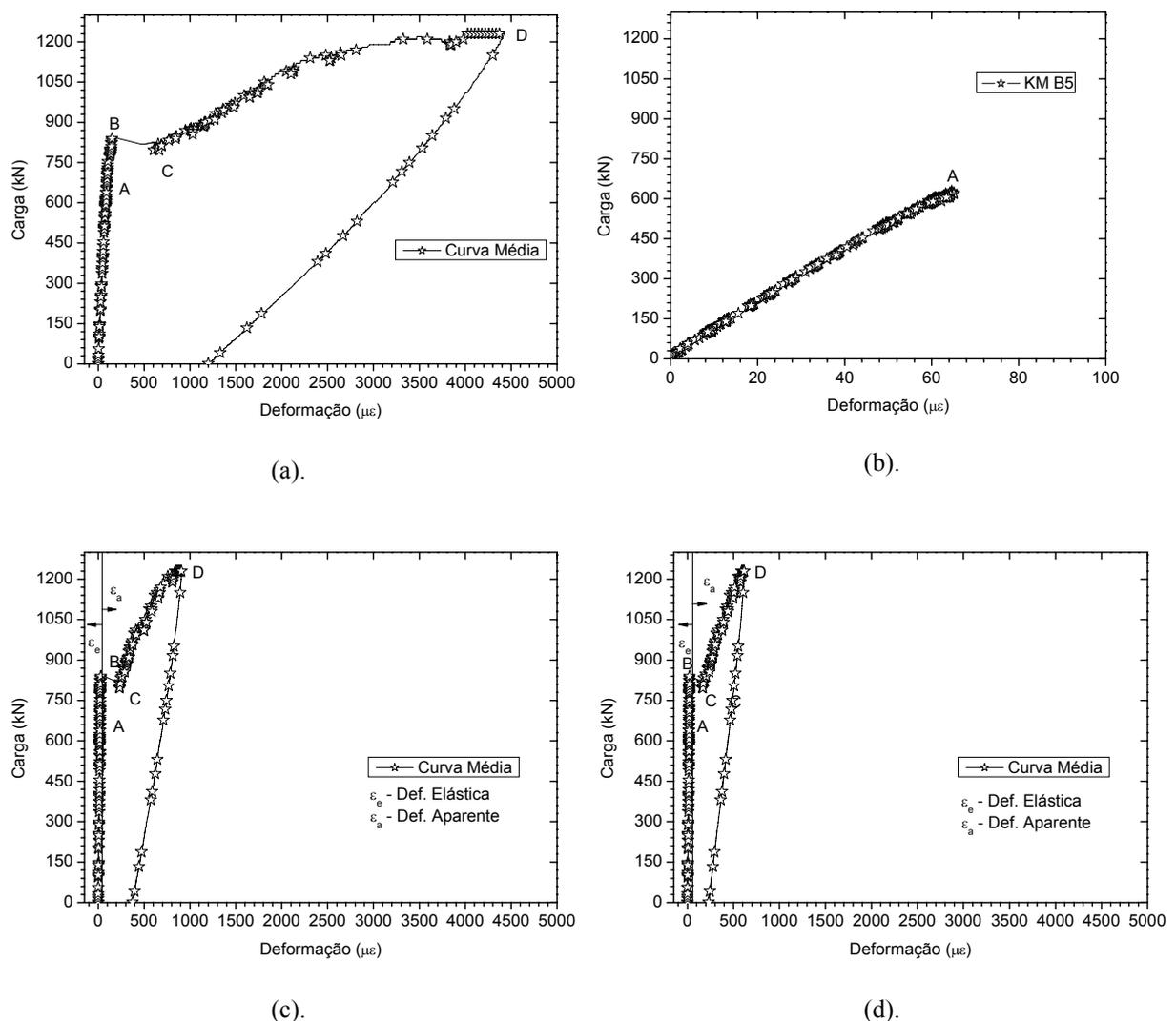


Figura 8.10 – Curvas médias obtidas do ensaio de tração direta realizado no bloco B5: (a) Curva carga x deformação nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação do concreto até primeira fissura; (c) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curva carga x deformação aparente do concreto para o comprimento de referência $l_0 = 500$ mm.

A Tabela 8.5 apresenta os resultados das deformações no aço e no concreto até a primeira fissura. Os valores médios de deformação para carga igual a 70 % da carga de primeira fissura foram de, respectivamente, 58 $\mu\epsilon$ e 53 $\mu\epsilon$, nas barras de aço e no interior do concreto. A deformação média externa foi de 26 $\mu\epsilon$. Para a carga de primeira fissura, as deformações médias foram de, respectivamente, 89 $\mu\epsilon$, 66 $\mu\epsilon$ e 44 $\mu\epsilon$, nas barras de aço, no interior do concreto e na face externa ao bloco.

Tabela 8.5 – Resultados das deformações no aço, no concreto e as deformações externas obtidas no bloco B5, para uma carga correspondente à 70 % da carga de primeira fissura e para a carga de primeira fissura.

	Posição	Deformação referente à 70 % da carga de primeira fissura			Deformação de primeira fissura			
		ϵ_{70} ($\mu\epsilon$)	Média ($\mu\epsilon$)	CV (%)	ϵ_{PF} ($\mu\epsilon$)	Média ($\mu\epsilon$)	CV (%)	
1	T1	53			78			
	T2	65			93			
	B1	56	58	8,62	92	89	8,05	
	B2	*			*			
	C1	56			92			
2	KM	53	53	-	66	66	-	
3	LVDT 01	$l_0=1496$ mm	38	36	7,85	60	66	12,85
	LVDT 02		34			72		
	LVDT 03	$l_0=500$ mm	15	15	0,00	21	21	3,44
	LVDT 04		15			20		

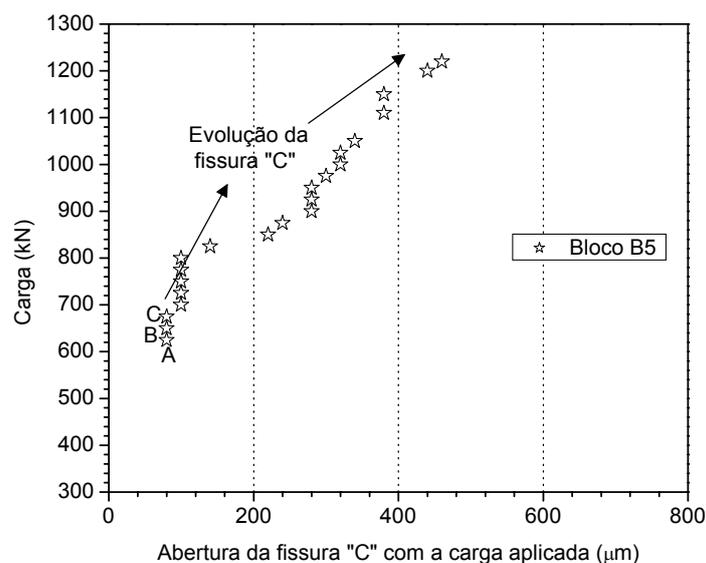
Nota: 1) Extensômetros elétricos colados nas barras de aço. 2) Extensômetro embebido no concreto. 3) Medidas de deformação externa ao bloco. * Extensômetro apresentou problema durante o ensaio.

A primeira fissura observada no bloco B5 ocorreu para a carga de 625 kN (ver ponto A-Figura 8.10), resultando em uma tensão de primeira fissura de 2,5 MPa e um módulo de elasticidade de 37,8 GPa. Deve-se observar que a carga de primeira fissura do bloco B5 foi igual à observada no bloco B3. Logo após essa fissura, surgiu a segunda fissura no bloco, para uma carga de 650 KN (carga cerca de 3,8 % menor do que a do bloco B3).

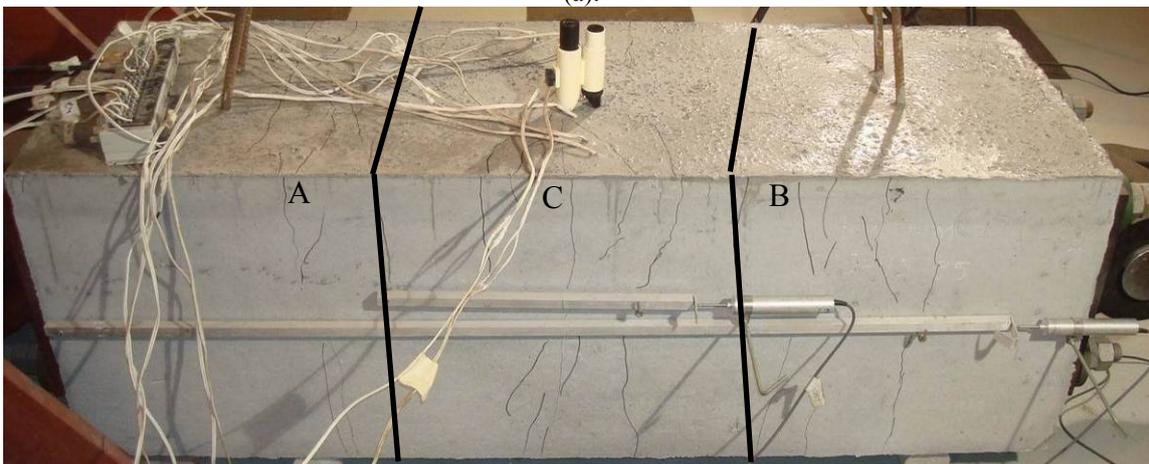
Assim como observado no bloco B3, as duas primeiras fissuras surgiram nas proximidades da região de armação das cabeças de ancoragem (ver fissuras A e B na Figura 8.11-b). A primeira fissura no terço central do bloco (ver fissura C na Figura 8.11-b) surgiu para uma carga de 650 kN. Deve ser notado que essa carga é cerca de 7,1 % menor do que a carga que provocou a fissura C no bloco B3. No entanto, as aberturas das fissuras A, B e C (ver Figura 8.7 e Figura 8.11-a), medidas imediatamente após o seu surgimento, são iguais para os dois blocos (80 μm).

A evolução da fissura C, mostrada na Figura 8.11-a, leva a se concluir que, mesmo com o aumento da carga de 700 kN para 800 kN, essa fissura não aumenta de tamanho, indicando que novas fissuras estão sendo formadas num processo controlado de múltipla fissuração (comportamento similar foi observado no bloco B3). Para esse nível de carga de 800 kN, a abertura da fissura C é de 100 μm (80 % menor do que a observada no bloco B3). Assim como observado no bloco B3, a carga máxima aplicada no bloco B5 foi de 1220 kN, limite do atuador hidráulico. No bloco B5, sete fissuras surgiram no terço central (em comparação às 4 fissuras surgidas no bloco B3) e quatro fissuras surgiram em cada um dos terços extremos da amostra (iguais para o bloco B3), totalizando quinze fissuras (três fissuras a mais que o bloco B3).

Os resultados mostrados na Figura 8.11-a indicam que a fissura C apresentou uma abertura de 460 μm para a carga máxima de 1220 kN. Tomando como referência a abertura de fissura de 400 μm , observa-se que a carga de cerca de 1150 kN. Essa será, portanto, considerada a carga de serviço do bloco B5 quando submetido a esforços de tração direta. Nota-se dessa forma que a carga de serviço do bloco B5 é cerca de 7 % superior à carga de serviço observada para o bloco B3 e é cerca de 43,5 % maior que a do bloco B1.



(a).



(b).

Figura 8.11 – (a) Curva carga x abertura da fissura e (b) Panorama de fissuração do bloco B5 ao final do ensaio.

8.2 Ensaio em Flutuador de Paredes Finas

8.2.1 Introdução

A usina de ondas idealizada e desenvolvida pelo LTS – Laboratório de Tecnologia Submarina da COPPE/UFRJ – consiste em um sistema que opera com a movimentação de flutuadores, originada pelas ondas do mar, conectados a uma estrutura articulada em forma de braços mecânicos, que acionam bombas hidráulicas existentes nas bases. Essas bombas hidráulicas captam água de um reservatório através de uma tubulação em um circuito fechado que injeta água numa câmara hiperbárica conectada a

um acumulador hidropneumático. O jato d'água liberado por esse conjunto tem uma pressão equivalente a uma queda de água de 500 metros de altura. Esse jato aciona uma turbina hidráulica que, conectada a um gerador, produz eletricidade. Maiores informações sobre a geração de energia são encontradas em [171].

Os flutuadores podem ser fabricados de forma modular, em aço ou concreto, com geometrias retangulares ou circulares em planta. O formato circular permite a absorção regular de energia, para diferentes direções de propagação das ondas, sendo assim mais eficientes.

A concepção e projeto mecânico estrutural do sistema acoplado ao flutuador e braço mecânico em estrutura tubular espacial foi desenvolvido pela Controllato [172] sob contrato com o LTS-COPPE.

A Figura 8.12 mostra a ilustração do flutuador circular composto por oito módulos acoplado a um braço mecânico de estrutura tubular espacial na forma de bico de tucano [172]. O flutuador tem geometria circular [173]. A Figura 8.12 e a Figura 8.13 mostram uma vista e detalhes geométricos de um módulo típico do flutuador. A ligação mecânica entre o flutuador e o braço mecânico é feita por meio de uma junta tipo universal fixada ao núcleo central de concreto fibroso armado. Conforme pode-se observar nas figuras, o flutuador foi concebido em casca nervurada de paredes finas de 50 mm de espessura. Ao ser contatado pela Controllato e LTS sobre que tipo de material de alto desempenho poderia ser utilizado na construção do flutuador, o orientador do presente trabalho sugeriu o uso do concreto C1.1,5%65 que estava em fase de desenvolvimento/caracterização neste estudo.

Um setor típico do flutuador foi construído, em escala real, com esse compósito. A dosagem e fabricação desse compósito e a montagem das formas e a concretagem do protótipo para os ensaios ficaram a cargo do autor do presente trabalho, sob a orientação dos professores Romildo Dias Toledo Filho e Ronaldo Carvalho Battista.

O protótipo do flutuador tem uma altura máxima da parede curva igual a 1950 mm, e um raio de 5090 mm. A espessura do fundo e da parede curva é de 30 mm. As almas e as mesas têm espessura de 50 mm. O volume total de concreto autoadensável fibroso C1.1,5%65 utilizado no protótipo do flutuador foi 1,33 m³, resultando num peso total de aproximadamente 30 kN.

Nos itens a seguir, apresentam-se descrições da fabricação da forma, do posicionamento das armaduras, da concretagem, da desforma, da cura, além da montagem e instrumentação utilizada no protótipo.

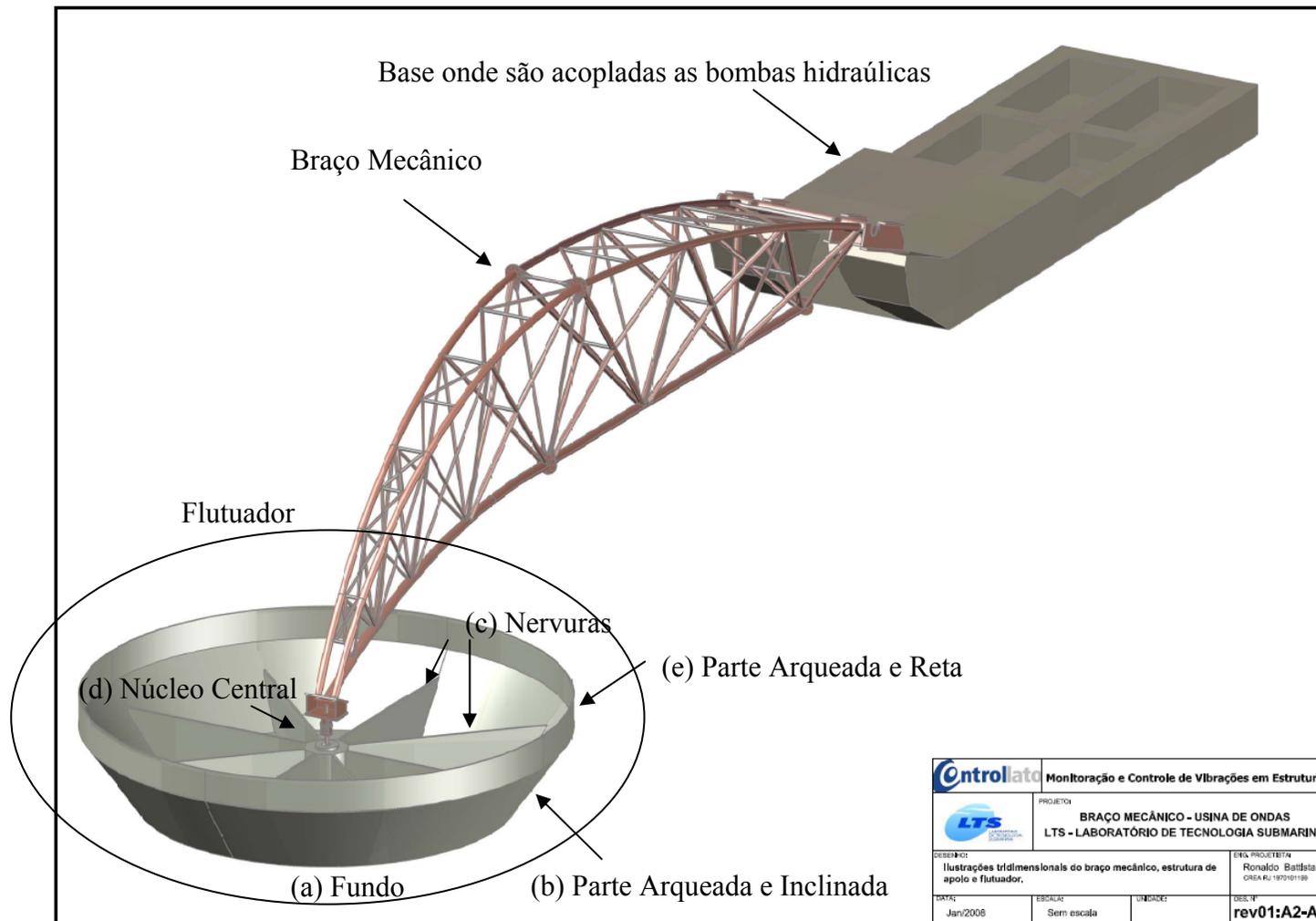


Figura 8.12 – Ilustração do flutuador acoplado no braço mecânico, projetado pela Controllato [172], [173].

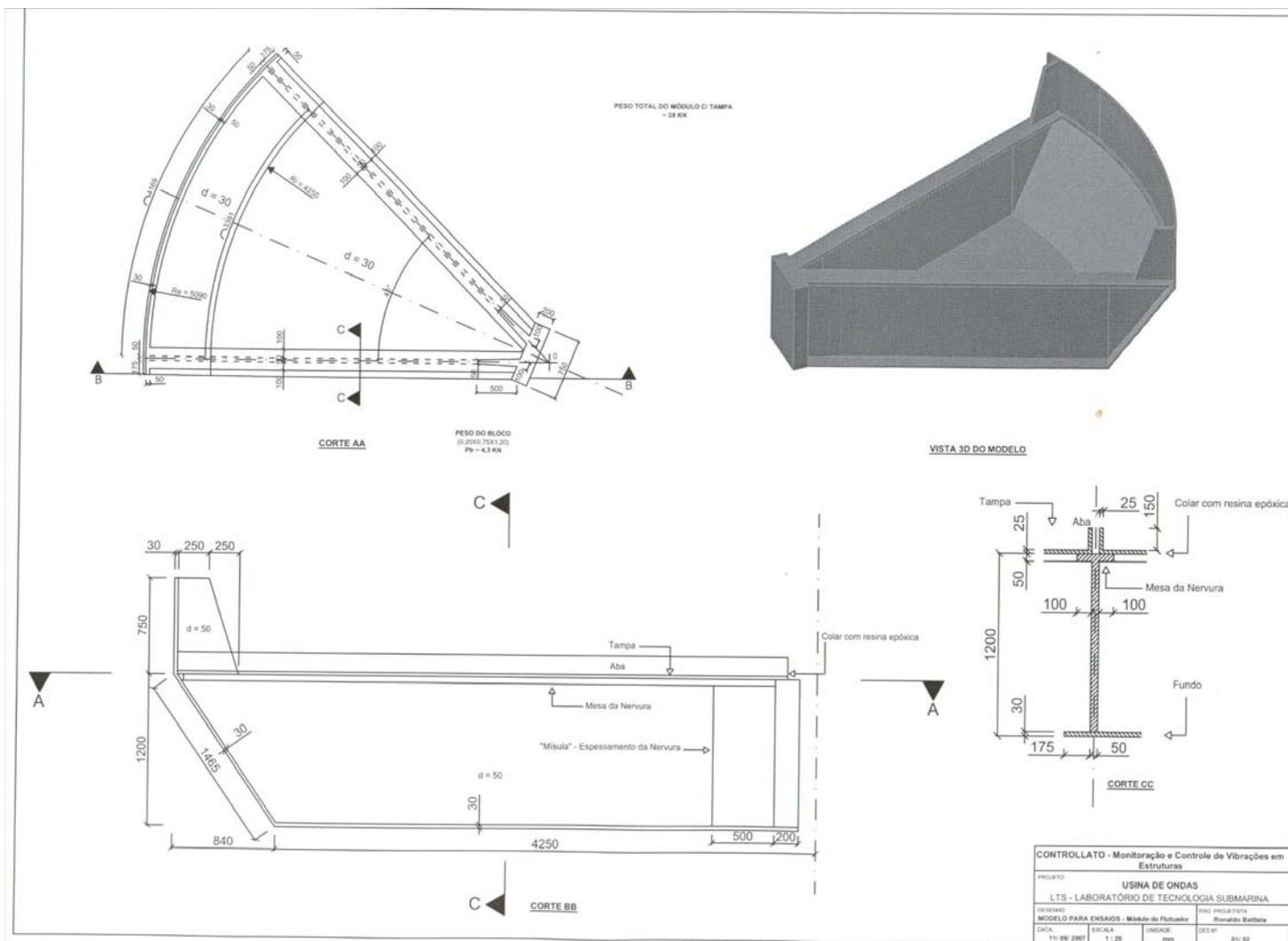


Figura 8.13 – Vista em perspectiva e formas do setor típico do flutuador projetado pela Controllato [172], [173].

8.2.2 Preparação da Forma do Protótipo

A forma para a concretagem do protótipo de um setor típico do flutuador foi produzida com chapas, tábuas e sarrafos de madeira, fixadas com parafusos. A sequência de figuras apresentadas a seguir mostra o processo de produção e montagem da forma. A Figura 8.14 mostra as chapas usadas como forma que compõem o fundo do flutuador, e a estrutura em madeira projetada para a montagem da parte externa arqueada e inclinada do flutuador.



Figura 8.14 – Montagem do fundo e da parede externa arqueada e inclinada da forma.

A Figura 8.15 mostra a montagem da forma das almas que compõem as duas almas e mesas laterais do protótipo do flutuador. As almas do flutuador foram projetadas de maneira que, após a retirada das formas, a espessura final em concreto autoadensável fibroso fosse de 50 mm. Para isso, foram utilizados espaçadores fabricados a partir de tubos de PVC, de diâmetro $\phi = 12,7$ mm, cortados com o comprimento de 50 mm. Esses espaçadores foram colocados entre as placas de madeira, posicionadas em três linhas horizontais em relação à altura das almas, e espaçados a cada 500 mm. O detalhe dos espaçadores de PVC pode ser melhor visto na Figura 8.16.



Figura 8.15 – Detalhe de montagem das nervuras laterais da forma do flutuador.



Figura 8.16 – Detalhe dos espaçadores na alma das nervuras.

A Figura 8.17 mostra uma vista da forma de madeira acabada, pronta para a concretagem do protótipo de um setor típico do flutuador. Para evitar a aderência entre a forma de madeira e o concreto autoadensável fibroso, foi utilizado uma película plástica, com uma face lisa e a outra com adesivo, a qual foi colada nas placas de madeira, nas faces em que haveria contato com o concreto. Após a colagem, a película plástica foi untada com cera para madeira com consistência pastosa. A cera foi utilizada para facilitar ainda mais a retirada das formas.



Figura 8.17 – Vista da forma de madeira do protótipo de um setor do flutuador acabada.

8.2.2.1 Armaduras Utilizadas no Flutuador

Neste item são apresentadas as posições e os desenhos do projeto das armaduras utilizadas na produção de um setor típico do flutuador. As armaduras foram colocadas no núcleo central e em um trecho das almas do setor. As armaduras posicionadas nas almas foram ancoradas no núcleo central. Essas armaduras possuíam um comprimento 145 cm. A Figura 8.18 mostra os desenhos e posições das armaduras colocadas no protótipo.

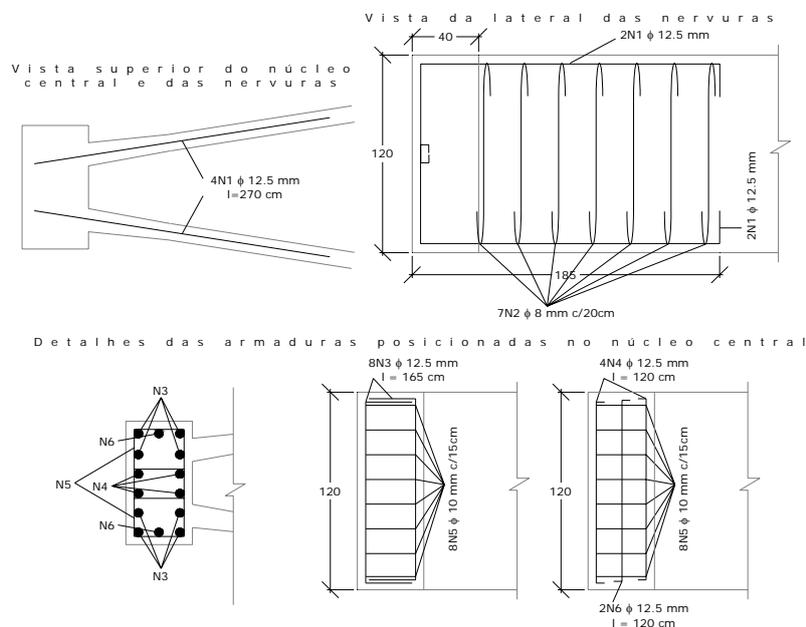


Figura 8.18 – Projeto e detalhamento das armaduras do flutuador.

Nas almas das nervuras foram utilizadas quatro barras de aço na posição horizontal, sendo duas em cada alma da nervura, de diâmetro 12,5 mm com posição N1,

conforme pode ser visto na Figura 8.19. Das quatro barras utilizadas, duas foram posicionadas na parte superior e duas na parte inferior das almas. Essas armaduras foram então conectadas em outras 7 barras de aço de diâmetro 8 mm, posição N2, as quais encontram-se na posição vertical da alma (ver Figura 8.18 e Figura 8.19). As armaduras de reforço colocadas no núcleo central foram necessárias, já que essa parte resistia aos esforços de engastamento na placa de reação (ver Figura 8.19). Em nenhuma outra parte do flutuador foram utilizadas armaduras. Cabe salientar que as armaduras estavam posicionadas nas almas verticais, e não na mesas superiores.

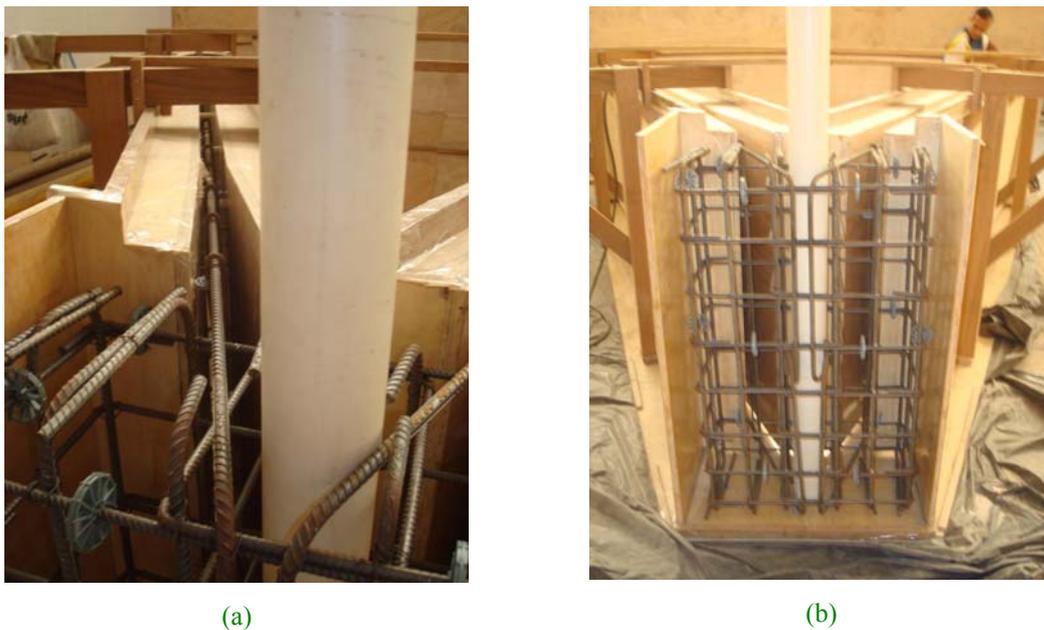


Figura 8.19 – (a) Detalhe da armação (ancorada no núcleo central) do trecho inicial da alma. (b) Detalhe das barras de aço posicionadas no núcleo central.

Na Figura 8.19 também é possível observar o tubo de PVC de diâmetro 100 mm colocado no centro no núcleo. Esse tubo foi colocado para propiciar a passagem da barra de aço de protensão utilizada para engastar o núcleo na placa de reação.

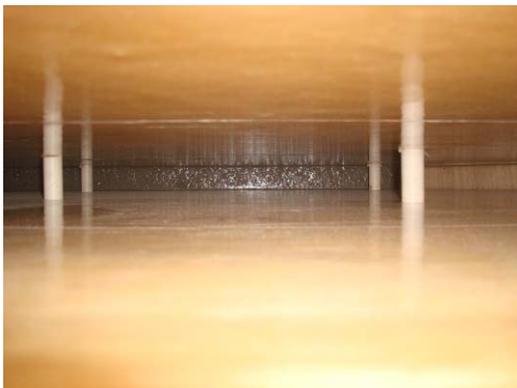
8.2.3 Concretagem e Desforma do Setor Típico do Flutuador

A concretagem do setor típico do flutuador foi realizada em três etapas. A primeira etapa foi a concretagem do fundo. No dia seguinte foram concretadas as almas e a parede arqueada e inclinada. No terceiro dia foram concretadas a parte curva vertical posicionada acima da parede arqueada e inclinada do protótipo do flutuador. A Figura 8.20 e Figura 8.21 ilustram as etapas de concretagem do fundo, das almas e da parede arqueada e inclinada. Nenhuma preparação das juntas de concretagem foi feita durante as etapas de concretagem. O concreto autoadensável novo foi simplesmente vertido em

cima do concreto já endurecido. Nenhuma dificuldade foi encontrada durante o processo de concretagem. O concreto autoadensável fibroso se mostrou com total capacidade de preenchimento dos espaços da forma, com boa fluidez e viscosidade.



Figura 8.20 – Concretagem do fundo da forma do protótipo.



(a)



(b)

Figura 8.21 – (a) Concretagem das almas. (b) Concretagem da mesa superior da alma.

Após a concretagem do fundo, a cura foi realizada com água. Nos primeiros 3 dias a água foi aspergida, com o auxílio de um regador de jardim, sobre a superfície do fundo do flutuador. Após o terceiro dia de concretagem, o concreto já se apresentava com resistência suficiente para que fosse colocada uma camada de água no fundo do flutuador. A cura das almas e da parede arqueada foi realizada com mantas umidecidas. O processo de cura foi realizado durante 14 dias.

Completados 14 dias de idade, as formas foram retiradas. A Figura 8.22 ilustra a desforma parcial. Nenhum defeito de concretagem foi observado depois da desforma,

demonstrando dessa forma a boa capacidade fluidez e de preenchimento do concreto autoadensável fibroso contendo 1,5 % de fibras de aço com relação de aspecto 65.



Figura 8.22 – Detalhe da forma parcialmente retirada.

8.2.4 Posicionamento e Instrumentação para o Ensaio

Após a desforma, o setor típico do flutuador foi içado, transportado e posicionado no local onde foram realizados os ensaios. A Figura 8.23 mostra o içamento do protótipo e a desforma final. Uma ponte rolante de 100 kN de capacidade, localizada sobre a placa de reação, foi utilizada para o içamento do protótipo. Para o içamento foi necessário utilizar um tubo de aço, onde foram amarradas as cintas entre o tubo e os ganchos colocados nas nervuras do protótipo durante a concretagem. As cintas foram posicionadas na vertical exatamente em cima das nervuras. Esse procedimento foi necessário para que, quando içado o protótipo, não fosse aplicada nenhuma força que pudesse gerar torção nas almas do flutuador e causar danos ao elemento estrutural.



Figura 8.23 – Início do içamento do protótipo para desforma final.

A Figura 8.24 mostra o protótipo sendo transportado para a posição onde foram realizados os ensaios.



Figura 8.24 – Protótipo (peso próprio ≈ 30 kN) sendo transportado para posição dos ensaios.

Na Figura 8.25 pode ser observado o protótipo sendo posicionado.



Figura 8.25 – Protótipo sendo colocado na posição dos ensaios.

A sequência de imagens apresentadas a seguir mostra a montagem e a instrumentação realizada para o ensaio até a ruptura do protótipo do flutuador. A Figura 8.26 mostra o posicionamento dos LVDT's (transdutores elétricos de deslocamento linear) e dos extensômetros.

Na Figura 8.27, mostra-se o esquema geral dos elementos utilizados para o ensaio à ruptura do protótipo do flutuador. Para a aplicação do carregamento foram utilizados dois atuadores hidráulicos, de capacidade de 50 kN, posicionados um de cada lado do protótipo, acoplados a uma viga de transição de carregamento. Também pode ser observado nessa figura o posicionamento dos LVDT's e dos extensômetros.

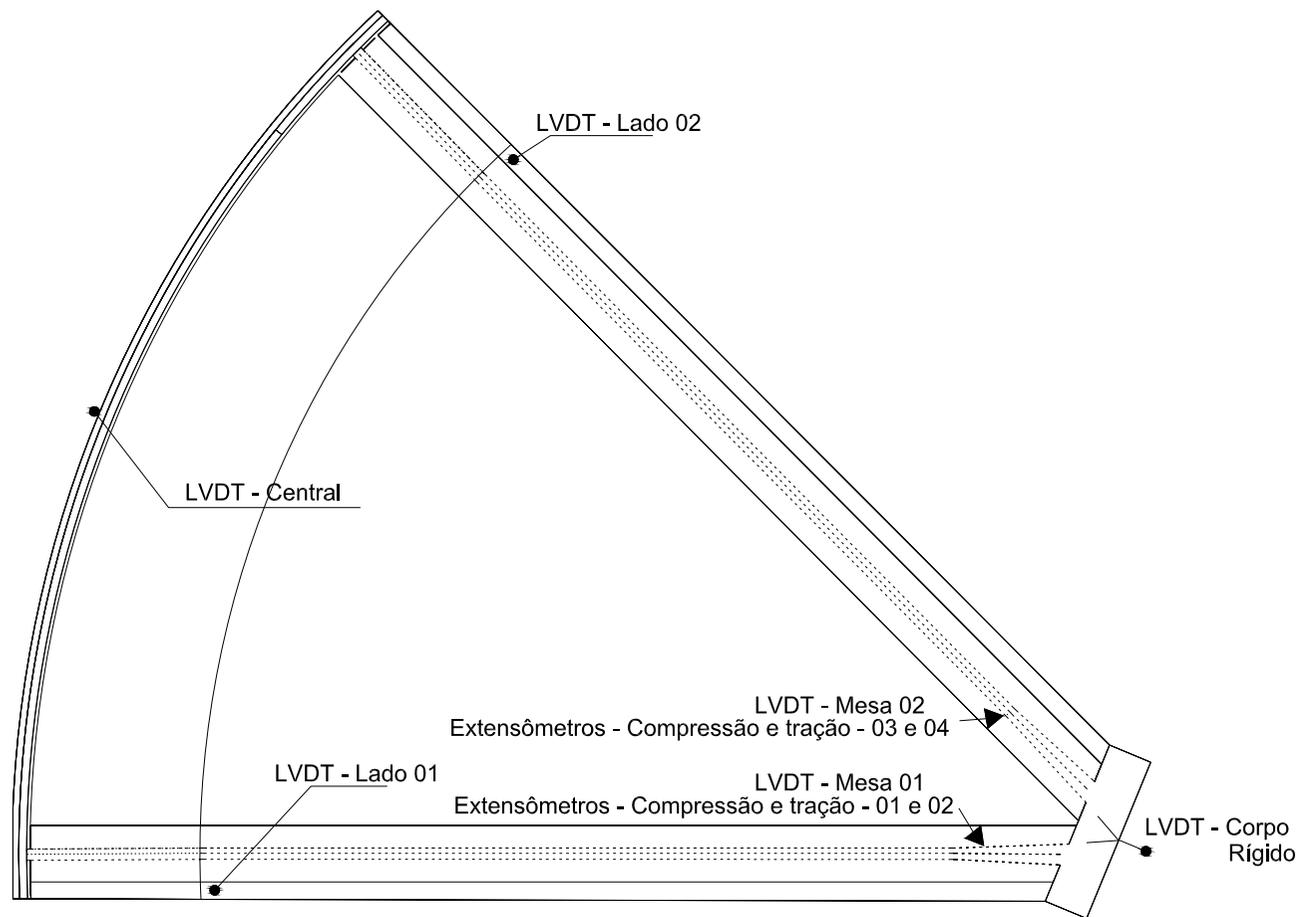


Figura 8.26 – Posicionamento dos LVDT's e dos Extensômetros.

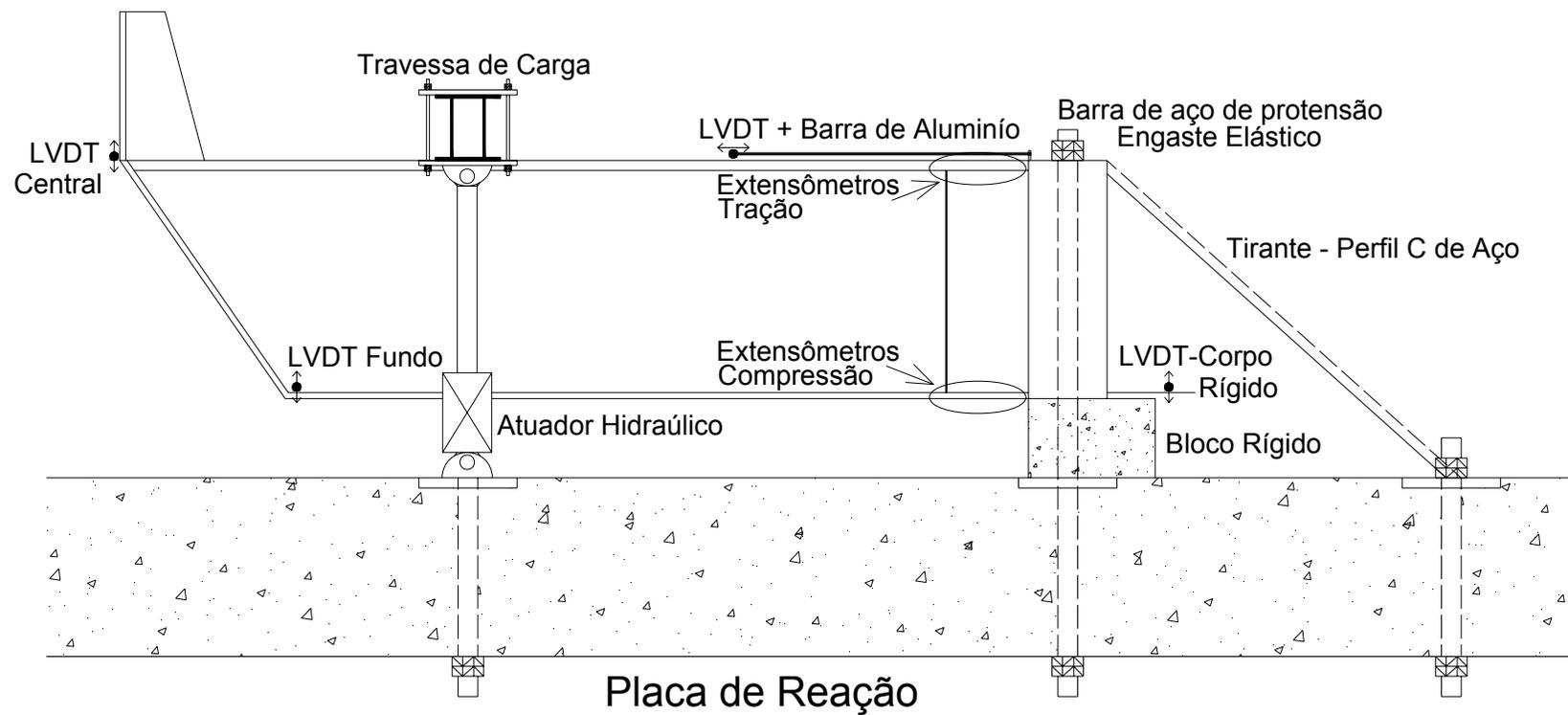


Figura 8.27 – Esquema utilizado para o ensaio de ruptura do protótipo do flutuador.

A Figura 8.28-a mostra a viga de transição posicionada encima das almas do protótipo. A viga de transição utilizada possui o peso de 974,1 kg. As barras de alumínio, mostradas na Figura 8.28-b, foram utilizadas para a leitura da deformação nas mesas. Essas barras de alumínio foram fixadas em uma das extremidades (núcleo central) por meio de parafusos com um espaçador de 5 mm (para que a barra de alumínio não ficasse em contato com a mesa de concreto), e a outra extremidade dessas barras foi apoiada sobre roletes de aço de 5 mm de diâmetro, para permitir o movimento longitudinal (ver esquema na Figura 8.27). Cabe ressaltar que a parte do protótipo que fica atrás da travessa de carregamento (lado esquerdo da figura) não sofre nenhum tipo de carregamento, e nenhuma fissura foi observada após os ensaios.

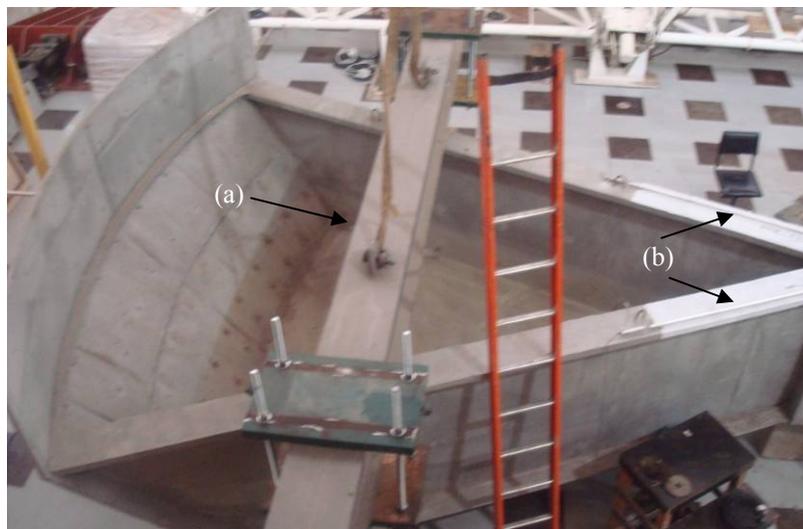


Figura 8.28 – (a) Travessa de carregamento posicionada para ensaio de ruptura (b) Barras de alumínio com LVDT para medir a deformação das mesas.

O sistema utilizado para o engastamento elástico do núcleo do protótipo é mostrado na Figura 8.29. Uma barra de aço de protensão de diâmetro 32 mm foi utilizada no núcleo central do protótipo para engastar o núcleo na placa de reação. Além da barra de protensão, também foi utilizado um perfil de aço com geometria C, conforme pode ser visto na Figura 8.29-a. Para observar o movimento de corpo rígido do protótipo, foi utilizada uma cantoneira fixada no núcleo central. Sobre essa cantoneira, foi posicionado um LVDT, a uma distância de 350 mm da face do núcleo, o qual registrou a leitura do deslocamento de corpo rígido (Figura 8.29-b).



Figura 8.29 – Sistema de engastamento elástico na placa de reação. (a) Placa de ancoragem e tirante – perfil C de aço; (b) sistema para medida de movimento de corpo rígido.

A Figura 8.30 mostra o LVDT posicionado para medir o deslocamento no ponto mais afastado do núcleo engastado do protótipo.



Figura 8.30 – Posição do LVDT para medida do deslocamento vertical na extremidade do protótipo.

A Figura 8.31 mostra detalhes da instrumentação. Nessa figura pode-se observar que, entre as mesas superiores das almas e a travessa de carga, foi colocada uma placa de madeira de 20 mm, para melhor distribuir o carregamento aplicado sobre as almas do módulo do protótipo (Figura 8.31-a). Pode-se também observar nessa figura uma das barras de alumínio utilizadas para montagem do transdutor para medir a deformação nas mesas do módulo do protótipo (Figura 8.31-b). Observa-se ainda nessa figura um dos dois atuadores hidráulicos com capacidade de 50 kN, ancorado na placa de reação e acoplado à travessa de carga (Figura 8.31-c). Pode-se observar finalmente na Figura

8.31-d a posição do LVDT no fundo flutuador. Dois LVDT's foram posicionados nesse nível, um de cada lado do protótipo.

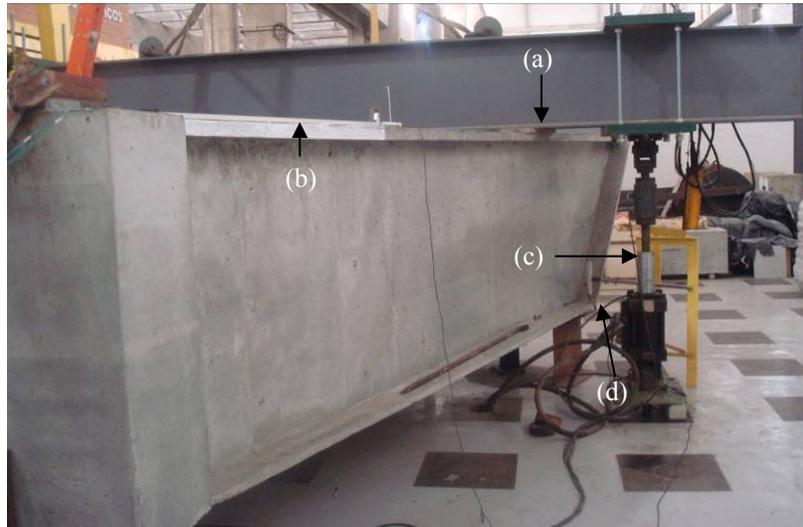


Figura 8.31 – Sistema de carregamento e detalhe da instrumentação: (a) Placa de madeira; (b) Barra de alumínio posicionada na mesa com LVDT; (c) Atuador Hidráulico e (d) LVDT posicionado no fundo – Lado 02.

A Figura 8.32 mostra os extensômetros elétricos de comprimento 30 mm colados nas mesas ao longo da linha das almas. Extensômetros iguais a esses foram também colados na borda inferior das almas. Com essa instrumentação, pode-se medir as deformações de tração na borda superior e de compressão na borda inferior das almas, oriundas das cargas aplicadas pelos atuadores hidráulicos.

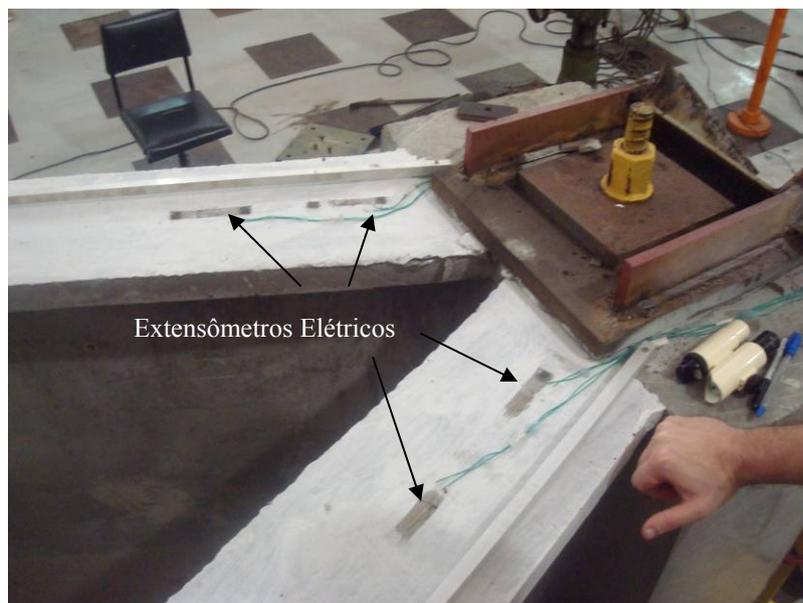


Figura 8.32 – Extensômetros elétricos colados sobre a mesa superior das almas (paredes laterais).

A Figura 8.33 mostra uma vista geral do ensaio do protótipo, além do sistema de aquisição de dados acoplado ao computador.



Figura 8.33 –Vista geral da montagem final para o ensaio do protótipo do flutuador.

A aquisição dos sinais elétricos dos strain-gages, dos LVDT's e dos atuadores hidráulicos foi realizada por meio de um condicionador de sinais de tecnologia LYNX com 16 canais acoplado a um computador provido do programa AqDados 7.02. O carregamento foi aplicado mediante o controle do deslocamento obtido das medidas dos LVDT's posicionados no fundo do flutuador (um LVDT em cada lado – ver Figura 8.26 e Figura 8.31). Durante a maior parte do ensaio, duas pessoas ficaram posicionadas próximas às almas a fim de verificar o aparecimento de fissuras e sua abertura. A partir do instante em que se formou a primeira fissura, a aplicação do carregamento foi interrompida por um momento, para que fosse realizada a medida da abertura da fissura. Esse procedimento foi realizado até o momento em que considerou-se contra a segurança do operador do fissurômetro.

8.2.5 Ensaio Estrutural do Flutuador

Antes de ser realizado o ensaio à ruptura da estrutura do protótipo do módulo típico do flutuador, outros três ensaios foram realizados. Primeiramente foi realizado o ensaio da laje de fundo sob carga d'água, equivalente à pressão hidrostática de operação do flutuador, para verificar a estanqueidade e resistência estrutural da laje. Para isto, foi

colocado dentro do flutuador uma lâmina de 40 cm de água. Após o termino desse carregamento, foi constatado que nenhuma fissura ou dano tinha sido causado na laje de fundo do protótipo. O segundo ensaio foi realizado com a estrutura do protótipo sob a ação de seu próprio peso, em balanço, que simula o carregamento de gravidade quando o flutuador estiver totalmente suspenso (sem contato com a água) pela extremidade do braço mecânico. Novamente nenhuma fissura e/ou dano estrutural foram observados. Por fim, com o protótipo em balanço, foi colocada uma lâmina d'água de 30 cm dentro do flutuador. Mais uma vez nenhuma fissura e/ou dano foram observados no protótipo.

Após a realização dos ensaios citados, procede-se ao ensaio à ruptura do módulo do protótipo do flutuador. A Figura 8.34 mostra a curva carga x deslocamento do LVDT posicionado para determinar o deslocamento de corpo rígido do flutuador em relação à base elasticamente engastada na placa de reação. Observa-se que o deslocamento de corpo rígido para o carregamento máximo aplicado (14,3 kN) foi 4,16 mm. A primeira fissura observada no flutuador ocorreu para o carregamento de 10,1 kN, e, nesse momento, o deslocamento de corpo rígido era de 2,75 mm. Conhecidos os deslocamentos e o carregamento aplicado, calculou-se o ângulo de rotação na base do núcleo central do protótipo elasticamente engastado na placa de reação. O ângulo de rotação foi de $0,45^\circ$ para a carga de primeira fissura e de $0,63^\circ$ para o carregamento máximo.

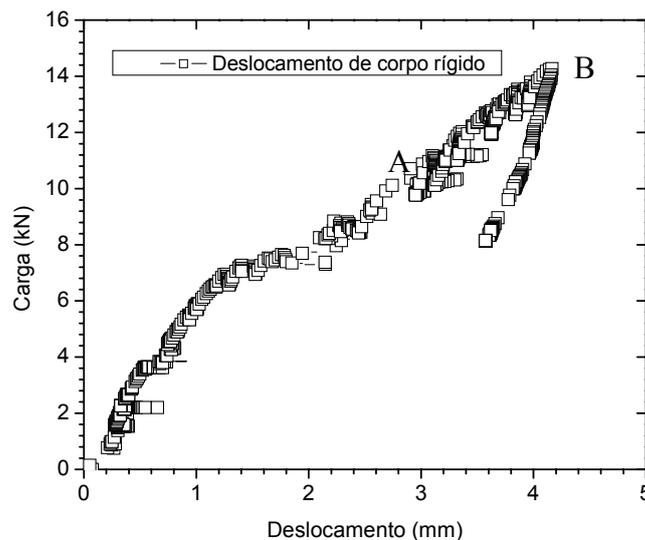


Figura 8.34 – Curva carga x deslocamento de corpo rígido. O ponto A indica a primeira fissura visível nas mesas e o ponto B a ruptura do protótipo.

A Figura 8.35 mostra as curvas carga x deslocamento obtidas a partir das leituras dos LVDT's Lado 01 e Lado 02 posicionados no fundo do flutuador, e do LVDT central posicionado na parte mais extrema do flutuador. As medidas dos deslocamentos dos LVDT's posicionados nos lados 01 e 02 apresentaram leituras praticamente iguais, demonstrando a boa distribuição de cargas nas almas conseguida com a travessa de carregamento utilizada. Esse resultado indica que o carregamento aplicado não produziu torção na estrutura do protótipo em balanço. Dada a maior distância do ponto de engastamento, o LVDT da extremidade do corpo em balanço mostrou, como esperado, o maior deslocamento. O deslocamento obtido no momento da fissuração para os LVDT's dos lados 01 e 02 foram de 13,51 mm e 14,03 mm, respectivamente. O deslocamento no centro foi de 19,80 mm. Já os deslocamentos obtidos para o carregamento máximo nos lados 01 e 02 foram de 26,86 mm e 27,89 mm, respectivamente. O deslocamento do LVDT central, no carregamento máximo, foi de 39,69 mm. A Tabela 8.6 mostra o resumo dos deslocamentos obtidos no momento da primeira fissura, e os deslocamentos obtidos no carregamento máximo.

Tabela 8.6 – Deslocamento para a carga de primeira fissura e para a carga máxima.

Carregamento	kN	LVDT Lado 01 (mm)	LVDT Lado 02 (mm)	LVDT extremo (mm)
Primeira Fissura	10,1	13,51	14,03	19,80
Máximo	14,3	26,86	27,89	39,69

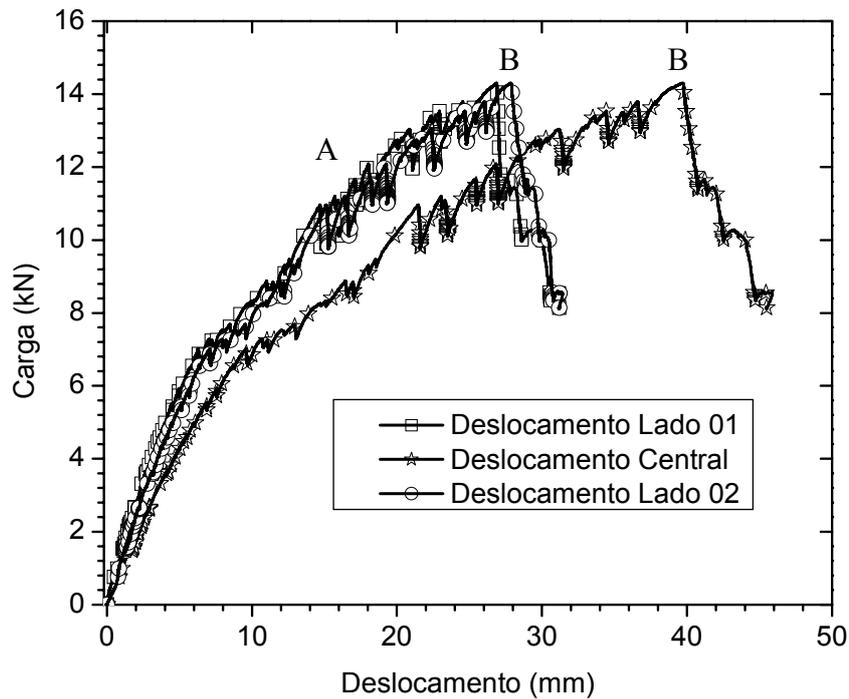


Figura 8.35 – Curvas carga x deslocamento obtidas na parte central e fundo do flutuador. O ponto A indica a primeira fissura visível nas mesas e o ponto B a ruptura do protótipo.

A Figura 8.36 mostra as curvas carga x deformações específicas médias (base de leitura $L = 1500$ mm), calculadas com os deslocamentos relativos das mesas superiores das almas, medidos utilizando-se os LVDT's montados nas extremidades móveis das barras de alumínio. Pode ser observado na Figura 8.36 que os resultados obtidos das deformações dos LVDT's 01 e 02 mostram-se muito semelhantes, o que demonstra a qualidade do ensaio. Para as mesas das almas 01 e 02, no momento da carga de fissuração, a deformação média foi de $90 \mu\epsilon$. A deformação média obtida nas mesas das almas 01 e 02, para o carregamento de pico, foi $1496 \mu\epsilon$.

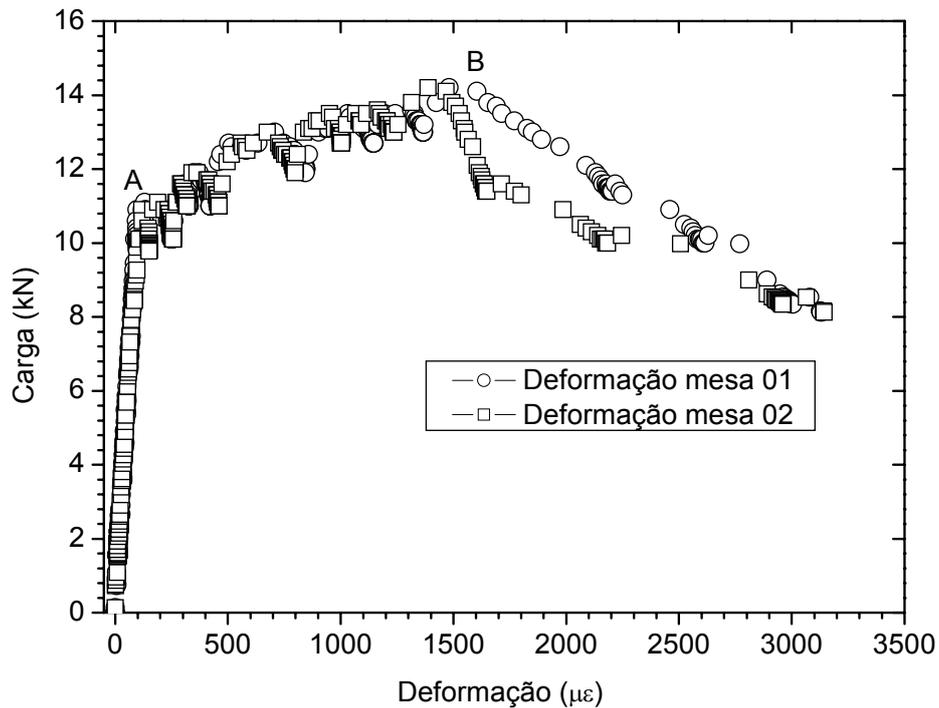


Figura 8.36 – Curvas carga x deformação média obtidas com os LVDT's posicionados na extremidade móvel das barras de alumínio montadas na mesa superior das almas do protótipo do flutuador. O ponto A indica a primeira fissura nas mesas e o ponto B a carga de ruptura.

As curvas carga x deformação específica longitudinal, obtidas dos extensômetros colados no concreto sobre a mesa e borda inferior das almas, são mostradas na Figura 8.37. Pode-se observar nessa figura a boa repetibilidade dos resultados obtidos. A parte esquerda (A) dessa figura apresenta os resultados obtidos para a deformação por compressão na borda inferior das almas do protótipo. A parte direita (B) da figura apresenta os resultados obtidos para a deformação por tração na mesa superior das almas do protótipo. Nota-se, na Figura 8.37, que os resultados obtidos para deformação por tração na borda superior das almas são apresentados até a deformação da primeira fissura, a partir da qual as leituras com os extensômetros foram perdidas. Os resultados do extensômetro “compressão 04” foram perdidos durante o ensaio. Esse extensômetro estava localizado na parte inferior da alma 02. Os resultados de tração 01 e 02 são referentes à alma 01, e os resultados relativos à tração 03 e 04 são referentes à alma 02. Os resultados de compressão 01 e 02 são referentes à alma 01, e os de compressão 03 são referentes à alma 02.

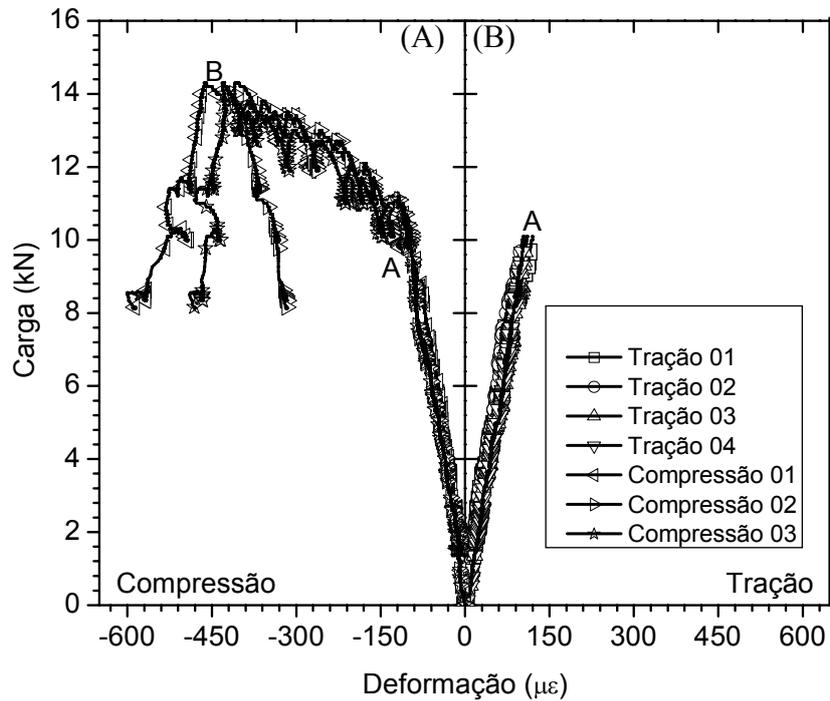


Figura 8.37 – Curvas carga x deformação obtidas com os extensômetros posicionados na mesa superior e inferior das almas do flutuador. O ponto A indica a primeira fissura nas mesas e o ponto B a carga de ruptura.

Os resultados obtidos para as deformações de compressão e de tração, referentes à carga de primeira fissura (P_{Pf}) e ao carregamento máximo (P_{max}), são apresentados na Tabela 8.7.

Tabela 8.7 – Deformações ($\mu\epsilon$) de compressão e de tração nas bordas superior e inferior das almas.

Sensores	Posição	$P_{Pf} = 10,1 \text{ kN}$				$P_{max} = 14,3 \text{ kN}$			
		01	02	03	04	01	02	03	04
Eer	Compressão	33	32	34	-	408	429	464	-
	Média	33 (± 1)				434 (± 28)			
	Tração	110	106	120	102	-	-	-	-
	Média	110 (± 8)				-			
LVDT's	Alma 01	88				1550			
	Alma 02	96				1448			

Nota: eer = extensômetros elétricos de resistência. LVDT's = transdutores elétricos de deslocamento linear.

De acordo com os dados apresentados na Tabela 8.7, a deformação média de compressão no momento da fissuração foi de $33 \mu\epsilon$ (10^{-6} mm/mm), enquanto que, para o carregamento máximo, a deformação média de compressão foi de $434 \mu\epsilon$. O valor médio da deformação específica de tração, obtido para a carga de fissuração, por meio

dos extensômetros (eer) colados no concreto, foi de $110 \mu\epsilon$, enquanto que o valor médio da deformação (numa base $L = 1500 \text{ mm}$) obtida com o dispositivo mecânico de barras de alumínio e LVDT's foi de $92 \mu\epsilon$, mostrando boa concordância. A Figura 8.38 mostra as curvas comparativas de carga x deformação de tração obtidas com extensômetros elétricos e com os LVDT's montados no dispositivo mecânico de barras de alumínio. Pode-se notar a boa relação entre as medidas, sendo os dois sistemas de medição de deformações bastante eficientes.

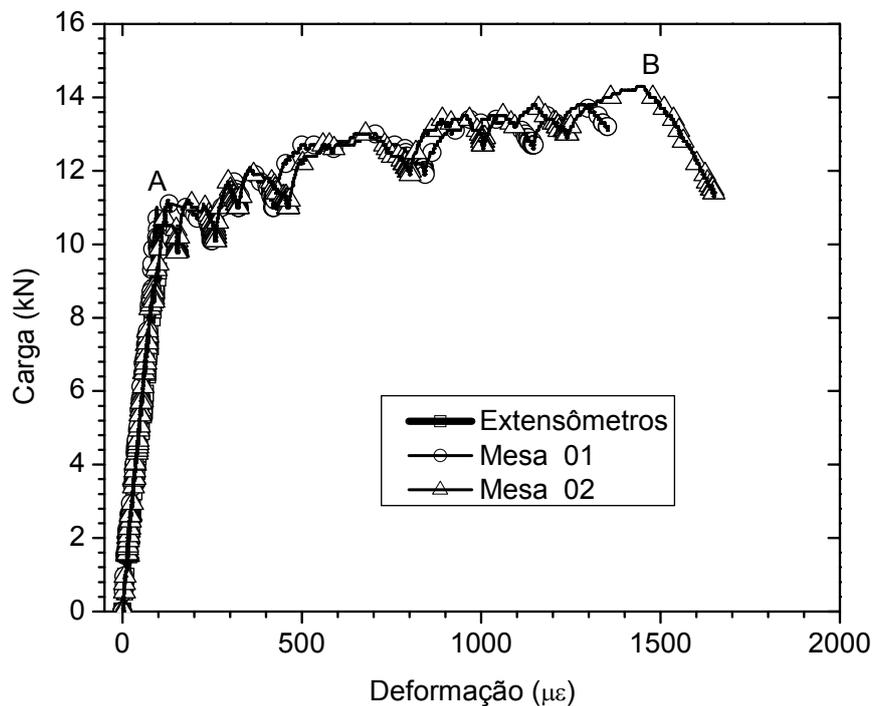


Figura 8.38 – Comparação entre respostas carga x deformação por tração na mesa superior das almas 01 e 02 obtidas com os valores médios das medidas dos extensômetros elétricos e dos LVDT's montados dos dispositivos de barras de alumínio.

De acordo com os dados apresentados, pode ser observado que o carregamento máximo aplicado no protótipo, além de seu peso próprio, de aproximadamente 30 kN, foi de 14,3 kN (cerca de 48 % do peso próprio do protótipo). O momento máximo de serviço (de aproximadamente 114 kN.m) do flutuador ocorre quando o mesmo estiver suspenso totalmente pelo braço mecânico. A sobrecarga aplicada ao módulo que levou a fissuração produziu um momento de fissuração de 30,8 kN.m e o momento de ruptura foi de 43,61 kN.m, além do momento gerado pelo seu próprio peso. Observa-se então que o momento de ruptura foi 38 % superior ao momento de serviço do protótipo. Deve-

se ressaltar que, para a estrutura completa do flutuador em serviço, as deformações serão ainda menores do que aquelas impostas nos ensaios, já que o flutuador acabado terá o comportamento de casca enrijecida.

A fissuração do flutuador foi monitorada durante o ensaio, e a Figura 8.39 mostra as regiões onde tais fissuras foram observadas.

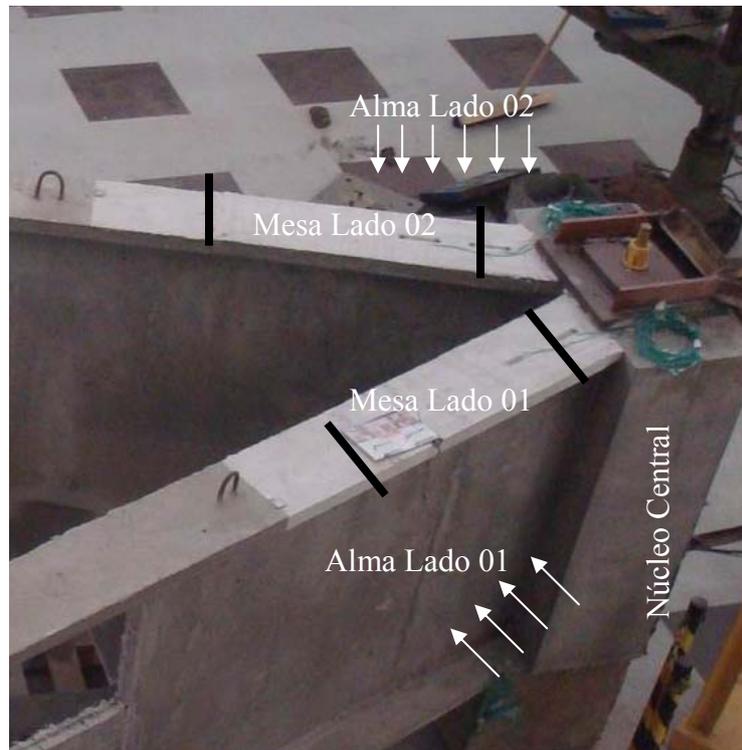


Figura 8.39 – Regiões onde foram monitoradas as fissuras surgidas durante o ensaio do protótipo do flutuador.

A Figura 8.40 mostram a fissuração formada nas mesas 01 e 02, respectivamente. Observa-se que os estados de fissuração formados nas duas mesas são bastante semelhantes. A distância média entre fissuras foi de aproximadamente 40 mm. A formação das fissuras paralelas indica que o estado de tensão na mesa foi de esforços de tração.

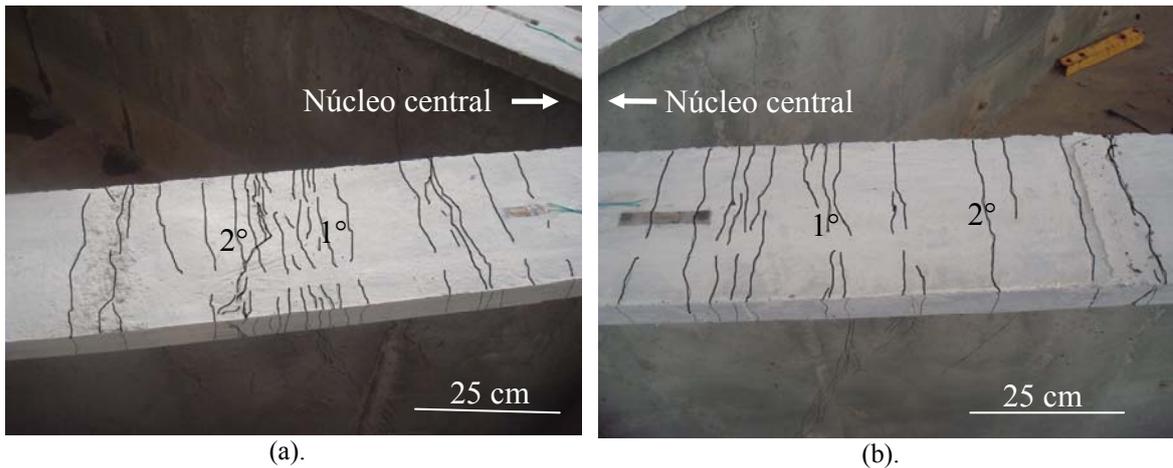


Figura 8.40 – (a) Fissuração da mesa lado 01 e (b) Fissuração da mesa lado 02. As fissuras marcadas como 1° e 2° indicam a primeira e a segunda fissura observada nas mesas.

A Figura 8.41 mostra a fissuração das almas dos lados 01 e 02, ao final do ensaio do protótipo. Observa-se que o quadro de fissuração indica a direção das bielas comprimidas. Observando-se o quadro de fissuração das almas, nota-se que o sistema de carregamento aplicado fez com que os lados 01 e 02 do protótipo tivessem um comportamento similar ao de uma viga I (não simétrica) alta em balanço com relação $l/h = 2,35$.



Figura 8.41 – (a) Fissuração observada na alma lado 01 e (b) Fissuração observada na alma lado 02.

A Figura 8.42 e a Figura 8.43 mostram as curvas carga x abertura de fissuras para as duas primeiras fissuras formadas nas mesas lado 01 e 02. A primeira medida de abertura de fissura, tanto para a alma 01 como para a alma 02, foi de 20 μm , e a carga correspondente foi de 10,1 kN. A última leitura para essas fissuras foi feita quando a carga aplicada no protótipo do flutuador alcançou 13,2 kN (cerca de 84 % de P_{max}). A abertura de fissura para esse carregamento foi de 120 μm para a alma 01 e de 80 μm para a alma 02. A segunda fissura ocorreu simultaneamente nas mesas lado 01 e 02,

para um carregamento igual a 10,7 kN. Para esse carregamento, a abertura da segunda fissura foi de 40 μm , tanto para a mesa 01 como para a mesa 02. A última leitura realizada para a abertura da segunda fissura, para o carregamento de 13,2 kN, foi de 100 μm para as duas mesas. Nota-se, portanto, que as duas fissuras apresentaram aberturas iguais para esse nível de carga, mostrando a eficiência do reforço fibroso no controle da fissuração. Observando-se a Figura 8.42, nota-se, que, entre a carga de primeira fissura e aproximadamente 12,5 kN, as medidas das aberturas de fissuras permanecem constantes (abertura de aproximadamente 60 μm) Deve-se ressaltar que nesse intervalo de carregamento outras fissuras estavam ocorrendo nas mesas superiores dos lados 01 e 02, sem que a primeira e a segunda fissura apresentassem aumento de suas aberturas.

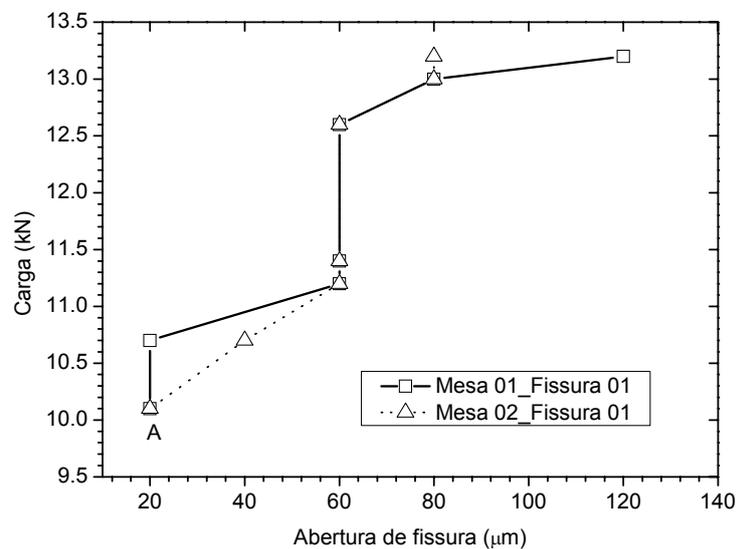


Figura 8.42 – Evolução da abertura da primeira fissura observada tanto na mesa lado 01 quanto na mesa lado 02.

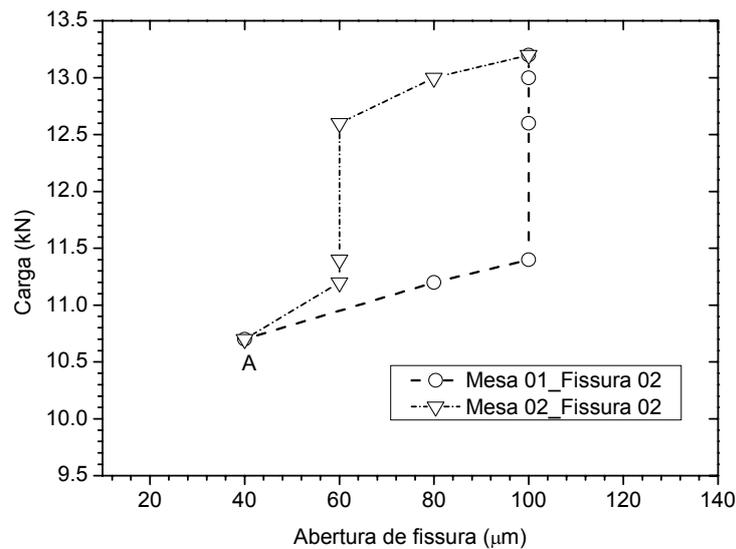


Figura 8.43 – Evolução da abertura da segunda fissura observada tanto na mesa lado 01 quanto na mesa lado 02.

É importante observar que a abertura de fissura de 120 μm para o carregamento de 13,2 kN (cerca de 84 % de P_{max}) é muito menor do que a abertura máxima permitida pela NBR 6118 [103], que é de 400 μm . Esse resultado demonstra a eficiência das fibras em controlar a fissuração do concreto submetido à tração.

8.2.6 Ensaios Mecânicos à Flexão em Amostras Retiradas do Protótipo do Flutuador

Após a realização do ensaio estrutural à ruptura do protótipo do flutuador, amostras foram extraídas das almas e da laje de fundo do protótipo, conforme mostrado na Figura 8.44. As amostras foram retiradas do protótipo com o auxílio de uma serra de mármore, que trabalha com uma rotação do disco de 13 mil rpm. O diâmetro do disco diamantado utilizado era de 110 mm, e sua espessura, de 2 mm. Após a retirada das amostras, as mesmas foram cortadas nas dimensões de 10 cm de largura e 40 cm de comprimento, com o auxílio de uma serra circular estacionária, a qual contém um disco diamantado, com diâmetro de 400 mm e espessura de 3 mm e 5 mm, conforme mostra a Figura 8.45-a. Após o corte que determinou a largura e o comprimento, foram obtidas sete amostras de dimensões de 3x10x40 cm (espessura x largura x comprimento), das placas retiradas da laje de fundo do protótipo. As amostras podem ser vistas na Figura 8.45-b.



Figura 8.44 – Indicação das regiões de onde foram extraídas amostras do protótipo do flutuador para realização de ensaios mecânicos à flexão e verificação da distribuição do reforço fibroso.



(a).



(b).

Figura 8.45 – Preparação das amostras para os ensaios à flexão. (a) Serra circular estacionária. (b) Amostras cortadas.

Considerando a espessura da laje de fundo (3 cm) é possível que tenha ocorrido uma orientação preferencial das fibras no plano x-y (ver Figura 8.46).

Planos de aplicação do carregamento.

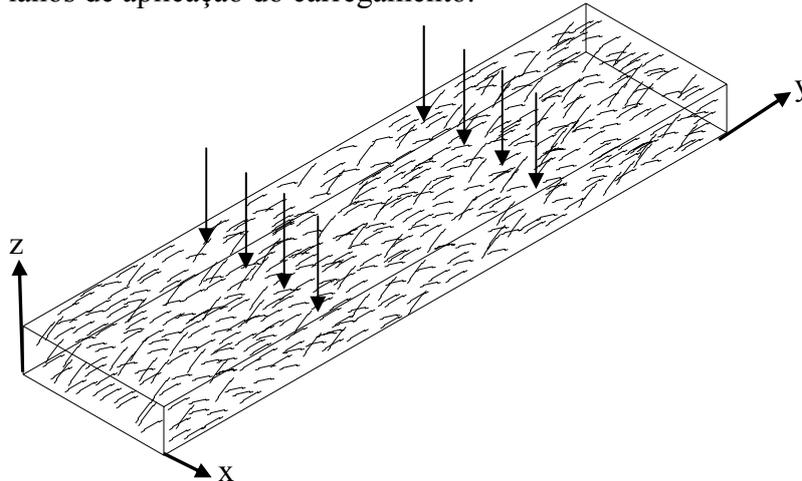


Figura 8.46 – Direção da aplicação do carregamento e esquema indicando a orientação preferencial das fibras no plano x-y.

A Figura 8.47 mostra uma vista da seção transversal de uma amostra retirada das almas. Pode-se observar que as fibras estão bem distribuídas ao longo da parede, e que orientam-se predominantemente na direção perpendicular à seção transversal.



Figura 8.47 – Vista transversal (altura) de uma amostra retirada da alma 01. (ver Figura 8.44)

As amostras de fundo foram ensaiadas à flexão e seus resultados são apresentados a seguir. A Figura 8.48 mostra as curvas tensão x deslocamento obtidas dos ensaios mecânicos realizados. Nota-se que as curvas apresentam aumento da tensão após a formação da primeira fissura, e que a carga se mantém acima da tensão de

fissuração até um deslocamento de cerca de 3,00 mm. Esse comportamento deve-se à orientação preferencial das fibras, conforme esquematizado na Figura 8.46.

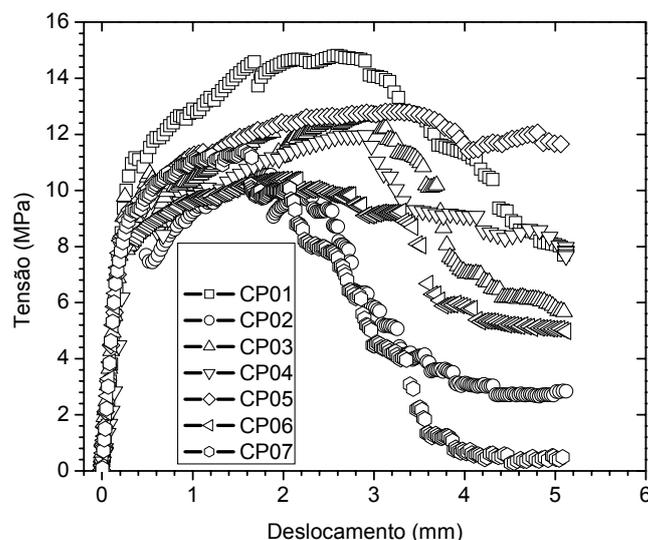


Figura 8.48 – Curvas tensão x deslocamento obtidas do ensaio à flexão das amostras extraídas da laje de fundo do protótipo.

A Tabela 8.8 apresenta os resultados de tensão e deslocamento de primeira fissura, de máxima tensão pós-fissuração (σ_u), e de deslocamento de pico (δ_u). A tensão média de primeira fissura foi de aproximadamente 9,00 MPa, enquanto que a tensão máxima pós-fissuração foi de 12,12 MPa (34 % superior à tensão média de primeira fissura). O deslocamento médio de primeira fissura foi de 0,26 mm, enquanto que o deslocamento médio para a máxima tensão foi de 2,48 mm.

Tabela 8.8 – Resultados médios dos ensaios de resistência à flexão e deslocamento das amostras extraídas da laje de fundo do protótipo.

Média	Tensão de Primeira Fissura				Máxima Tensão Pós-Fissuração			
	σ_{Pr} (MPa)	CV %	δ_{Pr} (mm)	CV %	σ_u (MPa)	Média CV %	δ_u (mm)	Média CV %
	9,00	12,23	0,26	21,11	12,12	12,47	2,48	25,26

A Figura 8.49 mostra o modo de fratura das amostras retiradas da laje de fundo. Como pode ser observado, todas as amostras apresentaram mais de uma fissura. Esse comportamento ocorre em virtude de que, para placas finas, as fibras tendem a se alinhar no plano do carregamento, tornando-se mais eficientes na transferência de tensões e proporcionando a formação de múltiplas fissuras.

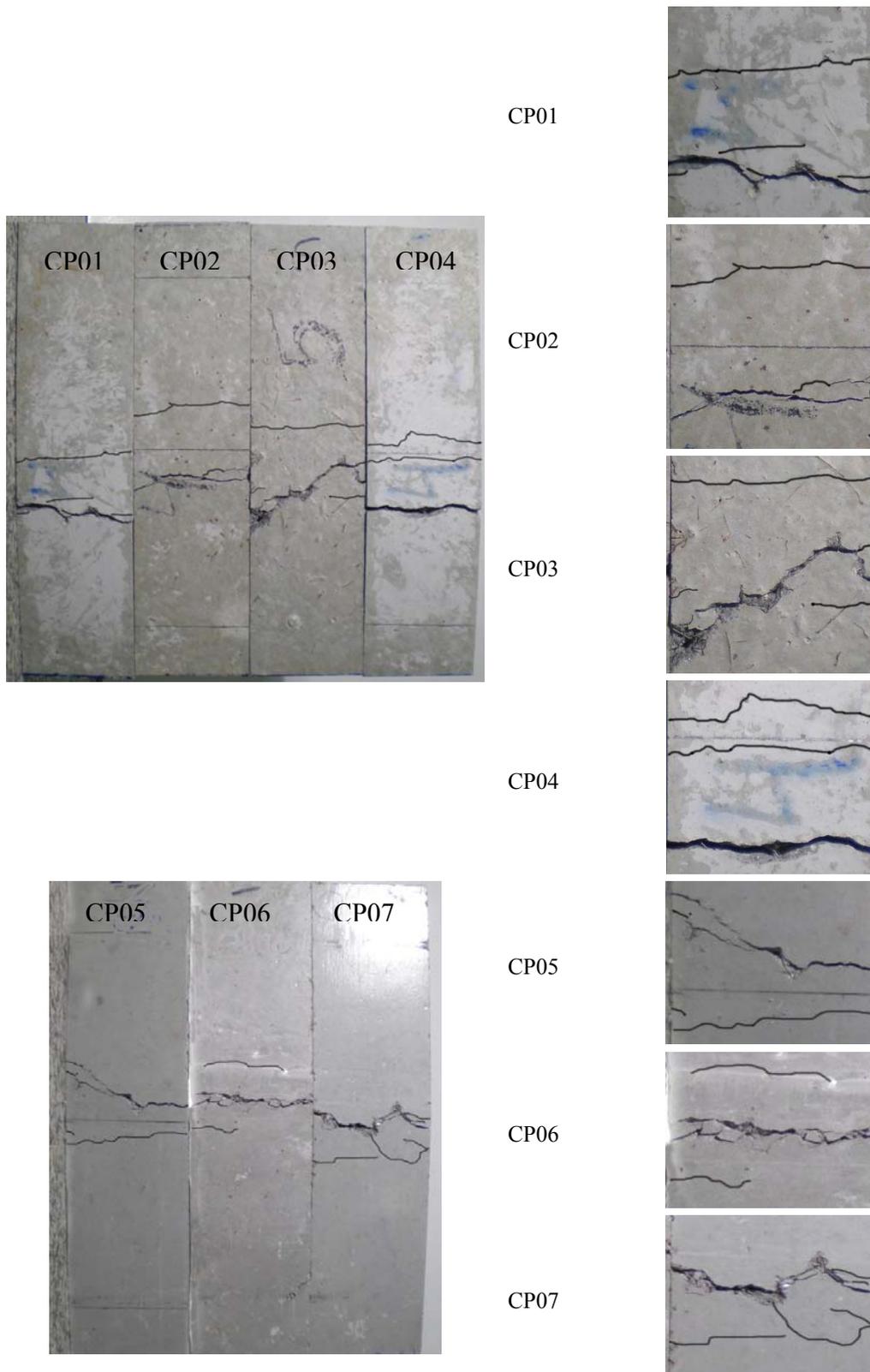


Figura 8.49 – Modo de fratura dos corpos-de-prova extraídos da laje de fundo.

9 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base no vasto número de resultados obtidos a partir de ensaios realizados em corpos-de-prova dos concretos produzidos, algumas conclusões sobre as propriedades reológicas, mecânicas e estruturais dos mesmos são descritas a seguir.

Os resultados referentes ao comportamento reológico dos concretos são condizentes com os parâmetros especificados para concretos autoadensáveis (CAA). No que se refere aos valores de abatimento e espalhamento obtidos por meio do tronco de cone de Abrams, estes foram maiores ou iguais a, respectivamente, 250 mm e 600 mm, para todas as misturas produzidas, atendendo às especificações exigidas para um CAAF. Nos ensaios de espalhamento, as misturas apresentaram boa retenção de água, homogeneidade e coesividade, não tendo ocorrido exsudação. Os resultados de ar aprisionado situaram-se entre 3,9% e 5,2 %, estando dentro da faixa recomendada na literatura técnica. No ensaio da caixa “L”, sem barras, a relação H_2/H_1 referente a todas as misturas de concreto foi maior do que 0,70, condição requerida para um CAAF. Os resultados do ensaio no funil “V” indicaram que o aumento do teor de fibra causou redução de fluidez. Além disso, as misturas com agregados maiores mostraram dificuldade de escoamento, e as misturas reforçadas com fibra de relação de aspecto 80 tiveram escoamento bloqueado. No tubo “U”, os concretos apresentaram boa capacidade de fluidez, suficiente para que, ao serem lançados no tubo, preenchessem todos os seus espaços, sem deixarem vazios. Os resultados dos índices físicos das amostras retiradas do tubo “U” não apresentaram variação significativa, o que indica homogeneidade dos concretos, comprovando a ausência de segregação do concreto no estado fresco. As matrizes autoadensáveis apresentaram tensões de escoamento e viscosidades plásticas típicas de concretos autoadensáveis, nos ensaios realizados no

reômetro. Quanto maior a teor de fibra adicionado ao concreto, maiores sua tensão de escoamento e sua viscosidade plástica.

Os ensaios de compressão demonstraram que a adição de fibra de aço proporcionou ductilidade aos concretos dos tipos C1 e C2. A resistência à compressão dos concretos manteve-se dentro da faixa desejada, 70 MPa, não sendo afetada significativamente pela adição de fibra. Os módulos de elasticidade dos concretos autoadensáveis apresentaram um valor médio de 35 GPa, não tendo ocorrido variação significativa entre os resultados dos diversos concretos testados. Também as tensões de primeira fissura relativas a todos os concretos foram semelhantes. A tenacidade à compressão sofreu aumento suave com o incremento do volume de fibra.

As resistências à tração direta dos concretos com agregado de 9,5 mm foram próximas às dos concretos com agregados de 19 mm. O reforço fibroso causou ligeiro aumento nos valores de resistência à tração, e o máximo valor foi obtido pela mistura C1.1,25%65: 25 %. Não houve influência relevante da dimensão do agregado e do teor de fibra nos valores calculados de módulo de elasticidade. Elevação do teor de fibra resultou em acréscimo de tenacidade à tração. A fratura dos corpos-de-prova dos concretos fibrosos sob tração direta ocorreu ou com formação de fissura única, ou com formação de fissuras menores ramificadas ao entorno da fissura principal. As fibras que atravessaram as fissuras impediram que as amostras se dividissem completamente em duas partes, como ocorreu com aquelas relativas aos concretos sem fibra.

Nos ensaios de cisalhamento, a inclusão de fibra de aço nos concretos proporcionou ganhos significativos de resistência. As resistências ao cisalhamento dos concretos fibrosos do concreto C2 foram maiores, em valores que variaram entre 35 % e 68 %, do que a resistência ao cisalhamento da matriz. O maior valor de resistência ao cisalhamento foi alcançado pela mistura C1.1,5%65: 22,49 MPa. Comparando-se concretos com mesmo teor e relação de aspecto de fibra, constatou-se que os valores de resistência ao cisalhamento das misturas com agregado de dimensão máxima 9,5 mm eram, em média, cerca de 20% maiores do que aqueles com agregado de dimensão máxima 19 mm. Quanto mais elevado o índice de reforço do concreto, maior sua resistência e sua tenacidade no ensaio de cisalhamento. Para iguais índices de reforço, foi notado melhor desempenho da mistura contendo fibras de maior relação de aspecto. Os concretos fibrosos apresentaram ruptura dúctil ao cisalhamento, e a matriz, ruptura frágil. De forma contrária ao que ocorreu com a matriz, os corpos-de-prova referentes

aos concretos reforçados não foram completamente divididos em três partes, em função das fibras que atravessaram as fissuras.

Quanto ao comportamento à flexão dos concretos, observou-se que a adição de fibra não influenciou de maneira significativa a carga de primeira fissura, determinada predominantemente pela matriz de concreto. No entanto, a adição de fibra de aço aumentou significativamente a resistência à flexão dos concretos. Para as misturas do tipo C1, os aumentos em resistência à flexão com a inclusão de fibras variaram de 48 % a 110 %, e, para os concretos do tipo C2, entre 31 % e 96 %. A resistência à flexão mais alta foi a do concreto C1.1,5%65: 19,22 MPa. Os concretos com maiores agregados se mostraram menos resistentes à flexão do que aqueles com agregados de menor dimensão, e essa redução foi de 19 % e 6 %, para teores de fibra de 1 % e de 1,25 %, respectivamente. Quanto à tenacidade à flexão, também foi observada vantagem dos concretos do tipo C1, em relação aos do tipo C2. Cabe mencionar que a tenacidade foi calculada segundo três diferentes normas. O modo de fratura à flexão dos corpos-de-prova dos concretos fibrosos ocorreu com predominância de uma única fissura central, cujo aumento de abertura foi contido pelas fibras que a “costuravam”.

A principal conclusão a que se chega em relação aos ensaios cíclicos de flexão é que, quando os corpos-de-prova são ensaiados monotonicamente à flexão, após terem sido previamente submetidos a quatro ciclos de carga/descarga de flexão, eles, mesmo fissurados, apresentam resistência à flexão semelhante à dos concretos íntegros. Entretanto, a fissuração leva-os a apresentar módulo de elasticidade substancialmente menor (reduções de 50 % a 60 %).

Nos ensaios de flexão em painéis circulares, o aumento do teor de fibra significou acréscimo de tenacidade. Comparando-se os concretos contendo agregados de até 9,5 mm, e de até 19 mm, foi percebido que, apesar de as tenacidades terem sido semelhantes, o segundo tipo de concreto alcançou maior valor de carga máxima do que o primeiro.

A adição de fibra de aço ao concreto C2 proporcionou reduções de até 23 % nos valores de retração autógena. No que se refere à retração por secagem, a adição de fibras acarretou reduções de até 16 %. As reduções de retração por secagem foram maiores quando utilizadas fibras de relação de aspecto 65 do que quando a relação de aspecto das fibras foi de 80. Credita-se esse comportamento ao fato de que, para a mesma fração volumétrica de fibras, a quantidade de fibras de relação de aspecto 65 é

muito maior do que a quantidade de fibras de relação de aspecto 80. A adição de fibras ao concreto autoadensável C2 não alterou significativamente o comportamento de fluência à compressão. No que diz respeito à fluência sob tração, os efeitos proporcionados pela adição das fibras não são evidentes. Para a adição de 1 % de fibra, as deformações de fluência diminuíram, enquanto que, com a adição de 1,25 % de fibra, houve aumento de fluência. Além disso, para as misturas com teor de fibra de 1,25 %, a fluência aumentou com o aumento da relação de aspecto. Dessa forma, mais estudos devem ser realizados para melhor entendimento da fluência à tração dos concretos autoadensáveis.

Os resultados obtidos nos ensaios estruturais dos blocos mostraram que os concretos autoadensáveis fibrosos apresentaram o melhor desempenho quando submetidos a esforços de tração direta, quando usados em conjunto com uma taxa de armadura de 0,63 %, comparados ao bloco de referência. O uso da taxa de armadura de 0,4 % em conjunto com o concreto fibroso não apresentou o mesmo desempenho mecânico que o bloco de referência, apesar de ter sido observado aumento na carga de primeira fissura. As fibras proporcionaram aumento na carga de primeira fissura dos blocos, e, quando ocorrida a primeira fissura, não foi observada perda de rigidez dos blocos, e a carga aumentou entre 7,5 % e 32,5 % em relação à carga de primeira fissura. As fibras de aço também se mostraram eficientes no controle da abertura de fissuras dos blocos. Foi constatado que, quando adicionadas fibras de aço, a carga correspondente à abertura de fissura de 400 μm (limite máximo especificado pela NBR 6118 [103]) foi maior do que a mesma carga para o bloco de referência.

A mistura C1.1,5%65, utilizada na fabricação do protótipo do flutuador, mostrou-se fluída e coesa o suficiente quando lançada nas formas, não apresentando nenhuma dificuldade na concretagem. Além disso, quando feita a desforma, foi observado um excelente preenchimento das formas, sem vazios ou defeitos de concretagem. A carga de serviço do flutuador é o seu peso próprio em balanço. No ensaio de ruptura do flutuador, o momento de ruptura foi 38 % superior ao momento de serviço do protótipo. Foi observada também uma múltipla fissuração nas mesas e almas do flutuador, e a abertura das fissuras medidas foi cerca de 2,33 vezes menor do que a máxima abertura de fissura permitida pela NBR 6118 [103]. Além disso, em amostras retiradas do flutuador deu-se uma distribuição uniforme dos agregados e das fibras na seção transversal das almas do protótipo. Ensaio mecânicos à flexão, realizados em placas retiradas do fundo do flutuador, mostraram um comportamento semelhante ao de

um material elasto-plástico, tendo sido mantida a tensão constante até deslocamentos de cerca de 3 mm. O modo de fratura das amostras indicou formação de mais de uma fissura. Para placas finas, as fibras tendem a se alinhar no plano do carregamento, tornando-se mais eficientes na transferência de tensões e proporcionando a formação de múltiplas fissuras, conforme observado.

9.1 Sugestões para Futuros Trabalhos

Mais estudos devem ser conduzidos para avaliar de maneira mais ampla o comportamento de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço, de forma que estes possam ser utilizados como elementos construtivos confiáveis. Entre alguns itens que são essenciais em pesquisas futuras, podem ser citados os seguintes:

- Estudar a influência da hibridização de fibras sobre o comportamento reológico e mecânico dos concretos autoadensáveis.

- Realizar ensaios estáticos e cíclicos em painéis circulares com diferentes condições de contorno.

- Realizar ensaios cíclicos à flexão com uma quantidade maior de ciclos de carregamento/descarregamento, mantendo-se os mesmos níveis de carregamento máximo utilizados no presente trabalho.

- Produzir um banco de dados mais amplo, referente ao comportamento de concretos autoadensáveis reforçados com fibra tanto na fluência sob compressão, quanto na fluência sob tração.

- Verificar a influência das fibras e adições minerais nas propriedades térmicas dos concretos autoadensáveis, levando em consideração a elevação do calor adiabático, assim como a difusividade térmica.

- Avaliar a durabilidade dos concretos autoadensáveis em condições de meios agressivos, entre eles ataques por sulfatos, íons cloretos, permeabilidade a gás e resistência ao desgaste.

- Realizar estudos de modelagem numérica para os concretos autoadensáveis fibrosos, ajustando-os em um modelo constitutivo.

- Conduzir ensaios estruturais em vigas com diferentes vinculações (por exemplo, hiperestáticas).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] FERRARIS, C., MARTYS N. S. Relating Fresh Concrete Viscosity Measurements from Different Rheometers. *Journal of Research of the National Institute of Standards and Technology*. Volume 108, Number 3, May-June 2003. pp. 229-234.
- [2] GRÜNEWALD S. “Performance-Based Design of Self-Compacting Fibre Reinforced Concrete”. 165 p. Thesis of Doctorate – Delf University Press. 2004.
- [3] SEDRAN, T. DE LARRARD, F. Optimization of Self-Compacting Concrete Thanks to Packing Model. In: *RILEM Symposium on Self-compacting Concrete*: Ed. SKARENDAHL, A., PETERSSON, O. Proceedings PRO 7. 321-332 p., 1999.
- [4] MARANGON E. Desenvolvimento e Caracterização de Concretos Autoadensáveis Reforçados Com Fibras de Aço. Dissertação de Mestrado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006, 128 p.
- [5] GOMES, P., C., C. BARROS, A., R. Método de Dosagem de Concreto Autoadensável. Editora PINI Ltda. 1º Edição. 165 p. 2009.
- [6] GUNEYISI, E., GESOGLU, M. Properties of Self-Compacting Mortars with Binary and Ternary Cementitious Blends of Fly Ash and Metakaolin. *Materials and Structures/2008*, v. 41. p. 1519-1531.
- [7] THRANE, L. N. PADE, C., SVENSSON, T. Estimation of Bingham Rheological Parameter of SCC from Slump Flow Measurement. In: *5th International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: September 3-5/2007*. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 353-358.

- [8] HACKLEY, V. A., FERRARIS, C. F. Guide to Rheological Nomenclature: Measurements in Ceramic Particulate Systems. National Institute Of Standards And Technology. 36 p., January 2001.
- [9] ALMEIDA FILHO, F. M., EL DEBS, M. K., EL DEBS A. L. H. C. Bond-Slip Behavior of Self-Compacting Concrete and Vibrated Concrete Using Pull-Out and Beam Test. *Materials and Structures*, (2008) 41. p. 1073-1089.
- [10] NGUYEN, T. L. H., ROUSSEL, N., COUSSOT, P. Probabilistic Frame to Undertand and Predict SCC Passing Ability. In: 5th International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: September 3-5/2007. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 399-404.
- [11] FERRARIS, C., BROWER L. E., OZYILDIRIM, C., DACZKO, J. Workability of Self-Compacting Concrete. *Structures, International Symposium on High Performance Concrete. Proceedings. PCI/FHWA/FIB. September 25-27, 2000, Orlando, Florida, 398-407, 2000.*
- [12] CASTRO, A. L. Aplicação de Conceitos de Reológicos na Tecnologia dos Concretos de Alto Desempenho. Universidade de São Paulo Interunidades Ciência e Engenharia dos Materiais. Tese Apresentada como Requisito de Obtenção do Título de Doutor em Ciências e Engenharia dos Materiais. 302 p., 2007.
- [13] OLIVEIRA, I. R.; STUDART, A. R.; PILEGGI R. G.; PADOLFELLI, V. C.; *Dispersão e Empacotamento de Partículas. 2 ed. São Paulo: Fazendo Arte Editorial, 224 p.*
- [14] TATTERSALL, G. H., BANFILL, P. F. G. *The Rheology of Fresh Concrete. Ed. Pitman , London, 1983. 356 p.*
- [15] KUDER, K. G., OZYURT, N., MU, E. B., SHAH, S. P. Rheology of Fiber-Reinforced Cementitious Materials. *Cement and Concrete Research. 37 (2007). P.191-199.*
- [16] BANFILL, P. F. G. *The Rheology of Fresh Cement and Concrete – A Review. Paper Accepted for Publication in Proc 11th International Cement Chemistry Congress, Durban, 13 p., May 2003.*
- [17] SEDRAN, T. Final Report of Task 3. Self-Compacting Concrete. Brite EuRam Proposal No. BE96-3801. Brite EuRam Contract No. BRPR-CT96-0366. 20 p., 2000.

- [18] DE LARRARD, F.; FERRARIS, C. F.; SEDRAN, T. Fresh Concrete: A Herschel-Bulkley Material, *Materials and Structures*/1998, v. 31. p. 494-498.
- [19] FEYS, D., HEIRMAN, G., DE SHUTTER, G., VERHOEVEN, R., VANDEWALLE, L., GEMERT, D. V. Comparison of Two Concrete Rheometers for Shear Thickening Behavior of SCC. In: 5th International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: September 3-5/2007. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 365-370.
- [20] STEIN, H. N. Rheological Behavior of Suspensions. In: Cheremisinoff, N.P. (Ed.) *Encyclopedia of Fluid Mechanics: Slurry Flow Technology*. Houston: Gulf Publishing, 1986. v.5, p. 3-47.
- [21] CHANDER, S. Challenges in Characterization of Concentrated Suspensions. In: *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, v.133, p. 143-150, 1998.
- [22] OLIVEIRA L. A. P.; RAMOS, M.; GOMES, J. P. C. Dosagem de Concreto Autoadensável Reforçados com Fibras de Aço. 47^o Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON/2005). v. V – Inovações Tecnológicas para o Concreto – Trabalho 47CBC0044 – p. V568-581.
- [23] DE LARRARD, F.; HU, C.; SEDRAN, T.; SZITKAR, J. C.; JOLY, M.; CLAUX, F.; DERKX, F. A New Rheometer for Soft-to Fluid Fresh Concrete. *ACI Materials Journal*/1997. v. 94. No. 3, p. 81-90.
- [24] HU, C.; DE LARRARD, F. The Rheology of Fresh High-Performance Concrete. *Cement and Concrete Research*/1996. *Materials and Structures*. v. 26. p. 283-294.
- [25] YAHIA, A. KHAYAT, K. H. Applicability of Rheological models to High-performance Grouts Containing Supplementary Cimentitious Materials and Viscosity Enhancing Admixture. *Materials and Structures*, v.36, n.260, p. 402-412, July. 2003.
- [26] DE LARRARD, F. *Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach*, Modern Concrete Technology Series, vol. 9, E&FN SPON, London, 1999, 421 pages.
- [27] FERRARIS, C., BROWER L. E. Comparison of Concrete Rheometers. Reprinted from the *Concrete International*, Vol. 25, No. 8, pp. 41-47, August 2003.

- [28] BOUZOUBAA, N., LACHEMI, M. Self-Compacting Concrete Incorporating High Volumes of Class F Fly Ash Preliminary Results. *Cement and Concrete Research*/2001, v. 31, p. 413-420.
- [29] ZHU, W., SONEBI, M., BARTOS, PJM. Bond and Interfacial Properties of Reinforced in Self-Compacting Concrete. *Materials and Structures*/2004, v. 37. p. 442-448.
- [30] ESTELLÉ P., PERROT, A., LANOS, C., AMZIANE, S. Rheological Characterisation of Self Compacting Concrete from Vane Shear Flow Measurement. In: 5th International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: September 3-5/2007. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 291-296.
- [31] WALLEVIK, O. H. Rheology – A Scientific Approach to Develop Self-Compacting Concrete. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: august 17 – 20/2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 23-31.
- [32] FERRARIS, C., DE LARRARD, F. Testing and Modelling of Fresh Concrete Rheology. National Institute of Standards and Technology Internal Report 6094, 61 p., 1998.
- [33] VELASCO, R. V. Concretos Autoadensáveis Reforçados com Elevadas Frações Volumétricas de Fibras de Aço: Propriedades Reológicas, Mecânicas e Térmicas. Exame de Qualificação para a Candidatura ao Doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.
- [34] PERREIRA, E. N., BARROS, J. A. O., CAMÕES, A. F. F. L. Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras de Aço. In: Dimensionamento de Estruturas de Betão Reforçado com Fibras de Aço. Editado por: Joaquim Barros, Pierre Rossi e Bruno Massicotte. Seminário sobre Dimensionamento de Estruturas de Betão Reforçado com Fibras de Aço. 28 de Novembro de 2003. p. 13.1-13.14.
- [35] KRAGE G., WALLEVIK, O. H. Rheology of Synthetic-Fiber Reinforced SCC. In: 5th International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: September 3-5/2007. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 347-352.
- [36] SAHMARAN, M.; YURTSEVEN, A.; YAMAN, I. O. Workability of Hybrid Fiber Reinforced Self- Compacting Concrete. *Building and Environment*/2005, v. 40, p. 1672-1677.

- [37] BENTUR, A.; MINDESS, S. Fiber Reinforced Cementitious Composites. London: Elsevier Applied Science, 447 p. 1990.
- [38] DING, Y.; THOMASETH, D.; NIEDEREGGER, C.; THOMAS, A.; LUKAS, W. The Investigation on The Workability and Flexural Toughness of Fiber Cocktail Reinforced Self-Compacting High Performance Concrete. In: RILEN Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC). BEFIB 2004, 20-22 September 2004, Varenna, Italy.
- [39] GRÜNEWALD, S.; WALRAVEM, J. C. Rheological Measurements on Self-Compacting Fibre Reinforced Concrete. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: August 17 – 20/2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 49-58.
- [40] NEHDI, M.; LADANCHUK, J. D. Fiber synergy un Fiber-Reinforced Self-Consolidating. ACI – Materials Journal/November-December 2004. 101-M57. Pg. 508-517.
- [41] AOUDE, H., MITCHELL, D., COOK, W. D. Axial Load Response of Columns Containing SCC and Steel Fibres. In: 5th International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: September 3-5/2007. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 619-624.
- [42] SAHMARAM, M.; YAMAN I. O. Hybrid Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete with a High-Volume Coarse Fly Ash. Construction and Building Materials June 2005. In Press.
- [43] MARKOVIC, I., WALVAREN, J. C., VAN MIER, J. G. M. Self-Compacting Hybrid-Fibre Concrete – Mix Design, Workability and Mechanical Properties. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: 17 - 20 august 2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 763-775.
- [44] LAPPAL, E. S., VEEN, C. V. D., WALRAVEN, J. C. Self-Compacting, High Strength Steel Fibre Reinforced Mortar for Pre-Cast Sheet Piles. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: 17 - 20 august 2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 732-740.
- [45] GROTH, P. Fibre Reinforced Concrete – Fracture Mechanics Methods Applied on Self-Compacting Concrete and Energetically Modified Binders. PhD-Thesis.

Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Tecnology. 237 p. 2000.

[46] HWANG, C. L.; TSAI, C. T.; LIU, H. T. The Design and Application of Steel-Fiber Reinforced Self-Consolidating Concrete. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: 17 - 20 august 2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 753-762.

[47] SEDRAN, T.; DE LARRARD, F. BétonlabPro2, Logiciel de formulation dès béton, version 2.0 exécutable sous Windows, logiciel et notice, Presses de l'École Nationale dès Ponts et Chaussées, 2000.

[48] MARANGON E., VELASCO, R., ROSA, L. F. L., TOLEDO FILHO, R., FAIRBAIRN, E. M. R. Reological and Study of Self-Consolidating Fiber Concrete with High Content of the Steel Fibre. 6 p. COMAT 2007. 4th International Conference on Science and Technology of Composite Materials. December 9-12, 2007, Rio de Janeiro.

[49] GRÜNEWALD, S.; WALRAVEM, J. C. Parameter-Study on the Influence of steel Fibers and Coarse Aggregate Content on the Fresh Properties of Self-Compacting concrete. Cement and Concrete Research/2001, v. 31, p. 1793-1798.

[50] SAHMARAN, M., YAMAN, I. O. Hybrid Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete with a High-Volume Coarse Fly Ash. Construction and Building Materials, 21 (2007). P. 150-156.

[51] SAHMARAN, M., YURTSEVEN, A., YAMAN, I. O. Workability of Hybrid Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete. Building and Environment, 40 (2005). P 1672-1677.

[52] DING, Y., LIU, S., ZHANG, Y., THOMAS, A. The Investigation on the Workability of Fibre Cocktail Reinforced Self-Compacting High Performance Concrete. Construction and Building Materials, 22. (2008). p. 1462-1470.

[53] ALCANTARA, M. A. M.; MOURET, M.; PONS, G.; GRANJU, J. L. Concreto Autoadensável com adição de Fibras Metálicas-Parâmetros de Dosagem e Características no Estado Fresco e Endurecido. 46° Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON/2004). v. II – Construções em Concreto – Trabalho CBC0401 – p. II498-II511.

- [54] GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C.; OBLADEN, B. ZEGWAARD, J. W.; LANGBROEK, M. NEMEGEER, D. Tunnel Segments of Self-Compacting Steel Fibre Reinforced Concrete. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: august 17 – 20/2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 715-724.
- [55] MARANGON E., VELASCO, R., ROSA, L. F. L., TOLEDO FILHO, R., FAIRBAIRN, E. M. R. Estudo Reológico e Mecânico de Concretos Fibrosos Autoadensáveis. 50º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON/2008). 04 a 09 de setembro de 2008, Salvador – Bahia – Trabalho R50CBC0582 – 10 p.
- [56] MASSICOTTE, B. Structural Use of SFRC: Examples of Possible Applications. In: Dimensionamento de Estruturas de Betão Reforçado com Fibras de Aço. Editado por: Joaquim Barros, Pierre Rossi e Bruno Massicotte. Seminário sobre Dimensionamento de Estruturas de Betão Reforçado com Fibras de Aço. 28 de Novembro de 2003. p. 11.1-11.13.
- [57] The European Guidelines for Self-Compacting Concrete: Specification, Production and Use, 2005, <http://www.efnarc.org/pdf/sccGuidelinesMay2005.pdf>.
- [58] KLUG, Y.; HOLSCHMACHER, K. Comparison of the Hardened Properties of Self-Compacting and Normal Vibrate Concrete. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: 17 - 20 august 2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 596-605.
- [59] HEIRMAN, G.; VANDEWALLE L. The Influence of Fillers on the Properties of Self-Compacting Concrete in Fresh and Hardened State. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: 17 - 20 august 2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 606-618.
- [60] SONG, P. S., HAWANG, S. Mechanical Properties of High-strength Steel Fiber-Reinforced Concrete. Construction and Building Materials. v. 18. p. 669-673. 2004.
- [61] NAAMAN, A. E. Fiber Reinforced for Concrete: Lookingback, Looking Ahead, Ann Arbor, USA, RILEM-2000. pp 65-82.
- [62] VELASCO, R. V., Concretos Autoadensáveis Reforçados com Elevadas Frações Volumétricas de Fibras de Aço: Propriedades Reológicas, Físicas, Mecânicas e Térmicas. Tese de Doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008. 349 p.

- [63] VAN MIER, JAN G. M. “Cementitious Composites with High Tensile Strength and Ductility Through Hybrid Fibres”, In: *6th Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, pp 219-233, Verenna, Italy, 2004.
- [64] NAAMAN, A. E. Sifcon: Tailored Properties For Structural Performance. Departamen of Civil Engeneering, University of Michigan, Ann Arbor, USA. High Performance Fiber Reinforced Cement Composites – HPFRCC, 1992. p. 18-36.
- [65] VICTOR C. L.; MISHRA D. K.; NAAMAN A. E.; WIGHT J. K.; LAFAVE J. M.; HWAI-CHUNG W. & INADA Y. On the Shear Behavior of Engineered Cementitious Composites. *Advanced Cement Based Materials* 1993, 1, 142—149.
- [66] ERDEM, E. The Flexural Behavior of SFRC Beams and Slabs: Bending with σ - ϵ -Method. Proceedings (PRO31) of the RILEN TC 162-TDF Workshop. Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete – Background and Experiences. Edited by B. Schnütgen and L. Vandewalle. Bochum. pp 67-76. Germany, 20-21 March 2003.
- [67] MELO FILHO, J. A. Desenvolvimento e Caracterização de Laminados Cimentícios Reforçados com Fibras Longas de Sisal. Dissertação de Mestrado. PEC/COPPE/UFRJ. 144 p. Rio de Janeiro, 2005.
- [68] ORANGE, G., DUGAT, J. AND ACKER, P. “Ductal: New Ultra High Performance Concretes. Damage Resistance and Micromechanical Analysis”. In: *Fifth RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC)*, pp 781-790, Lyon, France, September 2000.
- [69] BOULAY, CLAUDE, PIERRE ROSSI AND JEAN-LOUIS TAILHAN. “Uniaxial Tensile Test on a New Cement Composite Having a Hardening Behaviour”. In: *6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, pp 61-68, Italy, 2004.
- [70] MIRSAYAH, A.; BANTHIA, N. Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete. *ACI Materials Journal*. September-October 2002. Pg. 473-479.
- [71] KHALOO A. R.; KIM, N. Influence of Concrete and Fiber Characteristics on Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Under Direct Shear. *ACI – Materials Journal*/November-December 1997, Pg. 592-601.
- [72] BIGAS, J. P., PELLERIN, B., DESCHRYVER, F., MASSINARI, P., OLIZZARI, G. Synthetic Macro-Fibers Reinforced Self Compacting Concrete for Lightweight Precast Elements. A Case Study. In: *5th International RILEM Symposium on Self-*

compacting Concrete: September 3-5/2007. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 1013-1018.

[73] YAZICI, S., INAN, G., TABAK, V., Effect of Aspect Ratio and Volume Fraction of Steel Fiber on the Mechanical Properties of SFRC”, Construction and Building Materials, Article in Press. 2006.

[74] LARANJEIRA, F., GRUNEWALD S., MOLINS C., AGUADO, A. a Sinergia Estrutural do Betão Auto-Compactável Reforçado com Fibras. 2º Congresso Ibérico-Betão Auto-Compactável/Hormigón AutoCompactante. Guimarães 1-2 Julho. Editado: Joaquim Barros, J. Sena-Cruz, R. Miguel Ferreira, Aires Camões. 10 pg. 2010.

[75] GRUNEWALD S., LARANJEIRA, F., WALRAVEM, J., MOLINS C., AGUADO, A. Improved tensile performance with fiber reinforced self-compacting concrete. In: Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), pp 50-57, Ann Arbor, USA, June 19-22. 2011.

[76] BARROS, J., LOURENÇO, L., GONÇALVES, D., DURÃES, B., ALVES, N., NUNES, A. Avaliação da Heterogeneidade das Propriedades Mecânicas de um BACRFA em Elementos Estruturais. 2º Congresso Ibérico-Betão Auto-Compactável/Hormigón AutoCompactante. Guimarães 1-2 Julho. Editado: Joaquim Barros, J. Sena-Cruz, R. Miguel Ferreira, Aires Camões. 10 pg. 2010.

[77] ZIJL, G. P. A. G. V., ZERANKA S. The impact of rheology on the mechanical performance of steel fiber reinforced concrete. In: Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), pp 58-65, Ann Arbor, USA, June 19-22. 2011.

[78] ASTM C1550-03a – Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel). 9 pg. 2003.

[79] BERNARD, E. S. Influence on the Apparent Crecking Load of Fiber-Reinforced Concrete Slabs. Journal of Structural Engineering. v. 132, pp. 1976–1983, 2006.

[80] BERNARD, E. S. Shotcrete: More Engineering Developments. In: Proceedings of the second international conference on engineering development in shotcrete, Cairns, Queensland, Australia. Taylor & Francis. 304 pg. 2004.

[81] MEDA, A. PLIZZARI, G.A. RIVA, P . Fracture behavior of SFRC slabs on grade. Materials and Structures, vol. 37, n. 6 (July), pp. 405-411. 2004.

- [82] BENTUR, A.; MINDESS, S. *Fiber Reinforced Cementitious Composites*. London and New York: Taylor & Francis, 601 p. 2007.
- [83] PEREIRA, E. N. B., BARROS, J. A. O., CAMÕES, A. *Steel Fiber-Reinforced Self-Compacting Concrete: Experimental Research and Numerical Simulation*, *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, n. 8 (August), pp. 1310-1321. 2008.
- [84] DESTRÉE, X., MANDL, J. *Steel fibre only reinforced concrete in free suspended elevated slabs: Case studies, design assisted by testing route, comparison to the latest SFRC standard documents*”, *Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst* (eds), Taylor & Francis Group, London, pp. 437-443. 2008
- [85] LEE, M. K., BARR, B. I. G. *An Overview of the Fatigue Behaviour of Plain and Fibre Reinforced Concrete*. *Cement and Concrete Composites*, v. 26, pp. 299–305, 2004.
- [86] MENEGHETTI, L. C. *Análise do Comportamento à Fadiga de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com PRF de Vidro, Carbono e Aramida*. Tese de doutorado Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 275 pg. 2007.
- [87] HSU, T. T. C. *Fatigue of Plain Concrete*. *ACI – Materials Journal/July-August 1981*, Pg. 292-304.
- [88] LAPPA, E.S.; BRAAM, C.R.; WALRAVEN, J.C. *Bending Performance Of High Strength Steel Fibre Reinforced Concrete: Static and fatigue loading condition. Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties*, p.133–138, 2006.
- [89] ROSSI, P., PARANT, E. *Damage Mechanisms Analysis of a Multi-Scale Fibre Reinforced Cement-Based Composite Subjected to Impact and Fatigue Loading Conditions*. *Composite. Cement and Concrete Research*. v. 38, p. 413-421, 2008.
- [90] NAAMAN, A. E., HAMMOUND, H. *Fatigue Characteristics of High Performance Fiber-reinforced Concrete*. *Cement and Concrete Composites*. v. 20, p. 353-363, 1998.
- [91] PARANT, E., ROSSI, P., BOULAY, C. *Fatigue Behavior of a Multi-Scale Cement Composite*. *Cement and Concrete Research*. v. 37, p. 264-269, 2007.
- [92] SILVA, F. A., MOBASHER, B., TOLEDO FILHO, R. D. *Fatigue Behavior of sisal Fiber Reinforced Cement Composites*. *Materials Science and Engineering A*. v. 527, p. 5507-5513, 2010.

- [93] ZHANG, J., LI, V.C. Monotonic and Fatigue Performance in Bending of Fiber-Reinforced Engineered Cementitious Composite in Overlay System. *Cement and Concrete Research*. v. 32, p. 415-423, 2002.
- [94] SINGH, S. P., KAUSHIK, S. K. Fatigue Strength of Steel Fibre Reinforced Concrete in Flexure. *Cement and Concrete Composites*. v. 25, p. 779-786, 2003.
- [95] CARNIO, M. A. Propagação de Trinca por Fadiga do Concreto Reforçado com Baixos Teores de Fibra. Tese de doutorado. Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP. Campinas. 145 pg. 2009.
- [96] LAPPÀ, E.S. High Strength Fibre Reinforced Concrete: Static and Fatigue Behaviour in Bending. Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Structural and Building Engineering, Delft University of Technology, Netherlands, 220 F. 2007.
- [97] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M.. *Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais*. 3ª ed. São Paulo. IBRACON, 2008.
- [98] SILVA FILHO, J.F. Análise Experimental de Vigas “T” em Concreto Armado Reforçadas à Flexão com FRP Submetidas a Carregamentos Pseudo-Estáticos e Cíclicos.. Tese de doutorado. Universidade de Brasília. Brasília. 308 pg. 2005.
- [99] YAN, H.; SUN, W.; CHEN, H. The Effect of Silica Fume and Steel Fiber on the Dynamic Mechanical Performance of High-Strength Concrete. *Cement and Concrete Research*. v. 29. pg. 423–426, 1999.
- [100] GERMANO, F., PLIZZARI G. A. Post-peak cyclic behavior of steel fiber reinforced concrete under bending. In: *Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6)*, pp 58-65, Ann Arbor, USA, June 19-22. 2011.
- [101] BARROS, J. A. O. Comportamento de Betão Reforçado com Fibras – Análise Experimental e Simulação Numérica. 1995. 477 p. Tese (Doutoramento em Engenharia Civil) – Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Porto, 1995.
- [102] OLIVEIRA, C. A. S. Avaliação da Redução de Armadura Mínima de Flexão em Vigas de Concreto Armado com Adição de Fibras de Aço. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Maio, 2007, 213 p.
- [103] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

- [104] BOSCO, C.; CARPINTERI, A. Fracture Mechanics Evaluation of Minimum Reinforcement in Concrete Structures. In: Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete. Carpinteri, A. (Ed.). London, Elsevier, p.347- 377, 1992.
- [105] TAVALLALI, H., LEPAGE, A., RAUTENBERG, J., PUJOL, S. Drift Limits of Concrete Frame Members Reinforced with High-Performance Steel Bars and Fibers . In: Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), pp 58-65, Ann Arbor, USA, June 19-22. 2011.
- [106] MAALEJ, M. Structural applications of hybrid fiber engineered cementitious composites - a review . In: Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), pp 58-65, Ann Arbor, USA, June 19-22. 2011.
- [107] VANDEWALLE, L. et al., Recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced Concrete: Final Recommendation for Bending Test, Materials and Structures, v. 36, p. 560-567, 2003.
- [108] BUITELAAR, PETER. Ultra High Performance Concrete: Developments and Applications During 25 Years”. Plenary Session International Symposium on UHPC. Kassel, Germany, 2004.
- [109] OLIVEIRA, S. L. de. Taxa de Armadura Longitudinal Mínima em Vigas de Concreto de Alta Resistência com Fibras de Aço. 2005. 115 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.
- [110] DELUCE, J., LEE, S. C., VECCHIO, F. J. Crack formation in FRC structural elements containing conventional reinforcement. In: Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), pp 58-65, Ann Arbor, USA, June 19-22. 2011.
- [111] MORENO, D. M., TRONO, W., JEN, G., OSTERTAG, C., BILLINGTON. Tension-stiffening in reinforced high performance fiber-reinforced cement-based composites under direct tension. In: Sixth International Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC6), pp 58-65, Ann Arbor, USA, June 19-22. 2011.

- [112] CHUNXIANG, Q.; PATNAIKUNI, I. Properties of High-Strength Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams in Bending. *Cement and Concrete Composites*. v. 21, p. 73-81, 1999.
- [113] DANCYGIER, A.N. SAVIR, Z. Flexural Behavior of HSFRC with Reinforcement Ratios. *Engineering Structures*. Israel, Elsevier, p.1-10. 2006.
- [114] LOPES, M. M. Substituição Parcial de Armaduras de Flexão em Vigas de Concreto. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005, 130 p.
- [115] MESBAH, H. A., KASSIMI, F., YAHIA, A., KHAYAT, K. H. Flexural Performance of Reinforced Concrete Beams Repaired with Fiber-Reinforced SCC. In: 5th International RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: September 3-5/2007. Ghent, Belgium. Ed. SHUTTER, G., BOEL, V. p. 637-643.
- [116] KHUNTIA, M., STOJADINOVIC, B., GOEL, S. C. Shear Strength of Normal and High-Strength fiber Reinforced Concrete beams Without Stirrups. *ACI Structural Journal*, v. 96, n. 2, p. 282-289, 1999.
- [117] BALAGURU, P. N.; SHAH, S. P. *Fiber Reinforced Cement Composites*, McGraw Hill Book Co. New York/1992. 530 pg.
- [118] BARRAGÁN, B. E. Failure and Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete Under Tension and Shear. Thesis (Doctoral in Civil Engineering). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002. 151 p.
- [119] BARROS, J., RIBEIRO, A., CUNHA, V., ANTUNES, A. Fibras de Aço no Reforço ao Corte de Vigas de Betão Armado. In: Dimensionamento de Estruturas de Betão Reforçado com Fibras de Aço. Editado por: Joaquim Barros, Pierre Rossi e Bruno Massicotte. Seminário sobre Dimensionamento de Estruturas de Betão Reforçado com Fibras de Aço. 28 de Novembro de 2003. p. 7.1-7.29.
- [120] NUNES, F. G. T. Análise Experimental de Vigas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço Submetidas a Esforços de Cisalhamento. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - UFG), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2006. 218p.
- [121] LI, V. C., WARD, R. HAMZA, A. M. Steel and Synthetic fibers as Shear Reinforcement. *ACI Materials Journal*. v. 89. n. 5. p. 499-508. 1992.

- [122] BUITELAR, P. Ultra High Performance Concrete: Developments and Applications During 25 Years. Plenary Session International Symposium on UHPC. Kassel, Germany, 2004.
- [123] KANELLOPOULOS, A., NICOLAIDES, D., KARIHALOO, B. L. Autogenous shrinkage of CARDIFRC® In: Creep, Shrinkage and Durability of concrete and concrete structures, France, Concreep-7. 2005.
- [124] GARAS, V. Y., KAHN, L. F., KURTIS, K. E. Preliminary investigation of the effect of steel fibers on the tensile creep and shrinkage of ultra-high performance concrete”. In: Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures, v. 1, pp. 741-744. 2008.
- [125] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto, 2ª Edição, Editora PINI. 1997.
- [126] SILVAKUMAR, A., SANTHANAM, M. A Quantitative Study on the Plastic Shrinkage Cracking in High Strength Hybrid Fibre Reinforced Concrete. Cement and Concrete Composites. v. 29. pg. 575–581, 2007.
- [127] WUSTHOLZ, T., REINHARDT H. W. Deformation Behaviour of Self-Compacting Concrete Under Tensile Loading. Materials and Structures. v. 40. pg 965-977. 2006.
- [128] NEVILLE, A. M., DILGER, W. H., BROOKS, J. J. Creep of plain and structural concrete. Construction Press. 1983.
- [129] BALAGURU, P., RAMAKRISHNAN. Properties of fibre reinforced concrete: workability, behavior under long-term loading, and air-void characteristics. ACI Material Journal, v.85, n.3, pp. 189-196. 1988.
- [130] ZHANG, J. Modeling of the influence of fibers on creep of fiber reinforced cementitious composite. Composites Science and Technology, v. 63, pp. 1877–1884. 2003.
- [131] BISSONNETTE, B., PIGEON, M., VAYSBURD, A. M. Tensile creep of concrete: study of its sensitivity to basic parameters. ACI Materials Journal, v.104 - 4, pp. 360-368. 2007.
- [132] GARAS, V. Y., KAHN, L. F., KURTIS, K. E. Preliminary investigation of the effect of steel fibers on the tensile creep and shrinkage of ultra-high performance

- concrete. In: Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures, v. 1, pp. 741-744. 2008.
- [133] NBR 7217, Agregados – Determinação da Composição Granulométrica. ABNT. Agosto, 1987.
- [134] NBR NM 52, Agregado miúdo - Determinação da Massa Específica e Massa Específica Aparente. ABNT. Julho, 2003.
- [135] NBR NM 53, Agregado graúdo - Determinação de Massa Específica, Massa Específica Aparente e Absorção de Água. ABNT. Julho, 2003.
- [136] NBR NM 23, Cimento Portland e Outros Materiais em Pó - Determinação de Massa Específica. ABNT. Março, 2001.
- [137] SILVA, A. S. M. da, Dosagem de Concreto Pelos Métodos de Empacotamento Compressível e Aïtcin-Faury Modificado. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Março, 2004.
- [138] FORMAGINI, S. Dosagem científica e caracterização mecânica de concretos de altíssimo desempenho. Tese de doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005, 284 pg.
- [139] MBT Brasil – Manual técnico. Edição 2002. www.mbtbrasil.com.br.
- [140] AÏTCIN, P. C. Concreto de Alto Desempenho. Editora Pini, São Paulo, 2000, 669 pag.
- [141] VELASCO, R. V., Concreto de Alto Desempenho Reforçado com Fibras de Polipropileno e Sisal Submetido a Altas temperaturas. Dissertação de Mestrado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- [142] RONCERO, J. Effect of Superplasticizers on the Behavior of Concrete in the Fresh and Hardened States: Implications for high performance concretes. 2000. 189 p. Tese – Escola Tècnica Superior D’Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya.
- [143] NBR 6152, Materiais Metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração - Método de ensaio. ABNT, 2002.

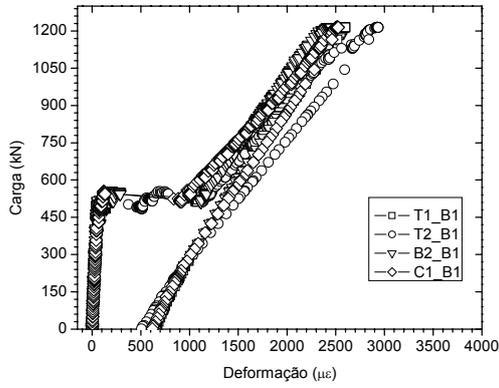
- [144] SILVOSO, M. M. Manual de utilização do programa MEC-COPPE 1.0 – Simulador de compacidade de misturas granulares secas através do Método de Empacotamento Compressível (MEC), Rio de Janeiro. 2008.
- [145] NBR 15823-4, Concreto Autoadensável. Parte 4 – Determinação da Habilidade Passante. Método da Caixa “L”. ABNT, 2010.
- [146] NBR 15823-4, Concreto Autoadensável. Parte 4 – Determinação da Viscosidade. Método do Funil “V”. ABNT, 2010.
- [147] NBR 9778, Argamassas e Concreto Endurecidos – Determinação da Absorção de Água por Imersão – Índice de Vazios e Massa Específica. ABNT. Março, 1987.
- [148] SEDRAN, T.; de LARRARD, F. Optimization of Self Compacting Concrete thanks Packing Model. Ist. International RILEN Symposium on Self-Compacting Concrete. 13-14 September 1999. Ed. SKARENDAHL, Å. PETERSSON, Ö. p. 321-332.
- [149] EFNARC. Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete. Applications to reproduce all or part of this document should be made to EFNARC at the address shown on the title page. Reino Unido 2002. (www.efnarc.org).
- [150] NBRNM47, Concreto fresco - Determinação do teor de ar pelo método pressométrico. ABNT. Dezembro, 2002.
- [151] ANOVA. OringinLab Data Analysis and Graphing Software. 1991-2002.
- [152] NBR 5739, Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos. ABNT, 1994.
- [153] LIMA, P. R. L.. Análise teórica e experimental de compósitos reforçados com fibras desisal. Tese de doutorado, PEC/COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.
- [154] TOUTANJI, H. A. Evaluation of the tensile strength of cement-based advanced composite wrapped specimens. Composites Science and Technology. v. 59, p. 2261-2268. 1999.
- [155] NBR NM 55. Concreto – Determinação da resistência à Tração na Flexão de Corpos-de-prova Prismáticos. 1996.
- [156] IMAGEJ 1,42q. Image Processing and analysis in Java.

- [157] RILEM TC 162-TDF. Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, *Materials and Structures*, v.35, p. 579-582, 2002.
- [158] FIGUEIREDO, A. D. Concreto com Fibras de Aço. ISSN 0103-9830 BT/PCC/260. PCC-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo/2000.
- [159] BALTHAR, V. K. C. B. L. M. Caracterização Físico-química e Mecânica de Pastas de Cimentação Fibrosas. Tese de Doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010. 346 p.
- [160] NBR 8224. Concreto Endurecido - Determinação da Fluência. Rio de Janeiro. ABNT. 1983.
- [161] BALTHAR, V. K. C. B. L. M. Caracterização físico-química e mecânica de pastas de cimentação fibrosas. Exame de Qualificação para a Candidatura ao Doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- [162] FANNELA, D. A., NAAMAN, A. E. Stress-strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression. *ACI Journal*. p. 475-483. Jul-Aug - 1985.
- [163] NATARAJA, M. C., DHANG, N., GUPTA, A. P. Stress-strain Curves for Steel-Fiber Reinforced Concrete under Compression. *Cement and Concrete Composites*. V.21. p. 383-390. 1999.
- [164] SWAMY, R. N., MANGAT, P. S. A Theory for the Flexural Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete. *Cement and Concrete Research*. p. 313-325. 1974.
- [165] NAAMAN, A. E., 2008. “Development and evolution of tensile strain-hardening FRC composites”, In: *Proceedings of the Seventh RILEM International Symposium (BEFIB). Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications*, pp. 1-28, India.
- [166] NBR 15823-2, Concreto Autoadensável Parte 2: Determinação do Espalhamento e do Tempo de Escoamento – Método do Cone de Abrams. ABNT, 2010.
- [167] VELASCO, R. V., TOLEDO FILHO, R. D. FAIRBAIRN, E. M. R. SILVOSO M. M. Basic Creep of Steel Fibers Reinforced Composites. In: *8th International Conference on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures*, 2008, Ise-Shima, v.1, pp. 735-739, 2008.

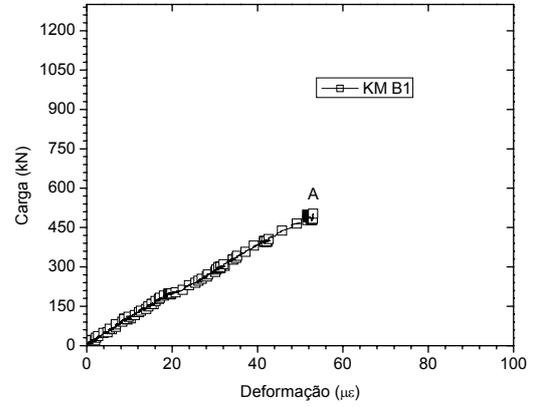
- [168] ACKER, P., ULM, F., J. Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements. *Nuclear Engineering and Design*, v. 203, pp. 143–158. 2001.
- [169] LOUKILI, A., KHELIDJ, A., RICHARD, P. Hydration kinetics, change of relative humidity, and autogenous shrinkage of ultra-high-concrete. *Cement and Concrete Research*, v.29, pp. 577-584. 1999.
- [170] REVIRON, N., NAHAS, G., TAILHAN, J.-L., LE MAOU, F., BENBOUDJEMA, F., MILLARD, A. Experimental study of uniaxial tensile creep of concrete. In: *CONCREEP 2008, Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, v.1, pp. 453-457. 2008.
- [171] ESTEFEN, S. E COLABORADORES. Geração de Energia Elétrica pelas Ondas do Mar. Planeta COPPE. http://www.planeta.coppe.ufrj.br/imprimir_artigo.php?artigo=833. 2006.
- [172] BATTISTA, R. C., SILVA, A. A., SANTOS E. S. O. Estrutura do Braço Mecânico: Análise de tensões e Projeto Executivo. Relatório Técnico. 62p. 2008.
- [173] BATTISTA, R. C., VARELA, W. D., CORREA, W.L., SILVA, J. .C, NOVAES R., SOUZA, D., MARANGON, E., SANTIAGO, O. Estrutura do Flutuador Ensaio de Resistência e Estanqueidade. Relatório Técnico. 33p. 2008.

ANEXO

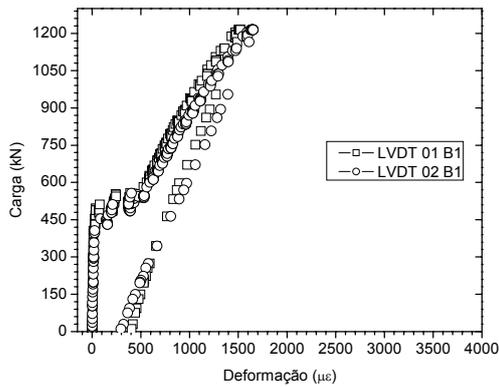
Neste anexo são mostrados os gráficos contendo todas as curvas individuais dos blocos ensaiados à tração direta.



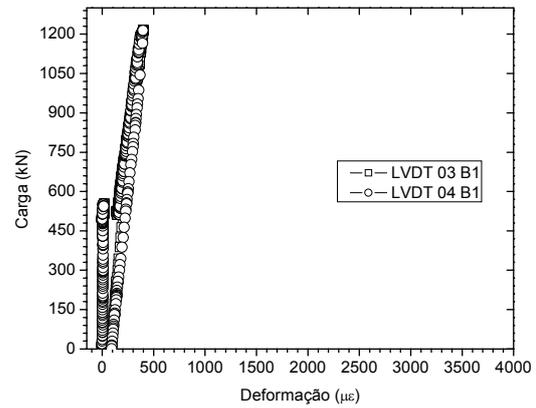
(a).



(b).

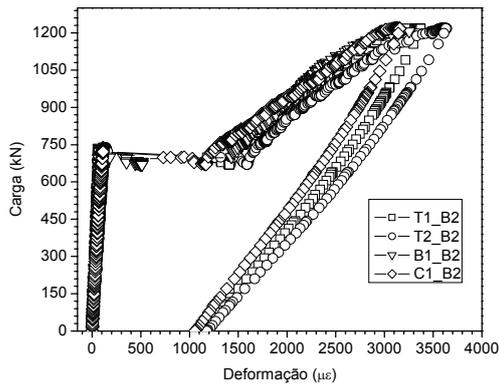


(c).

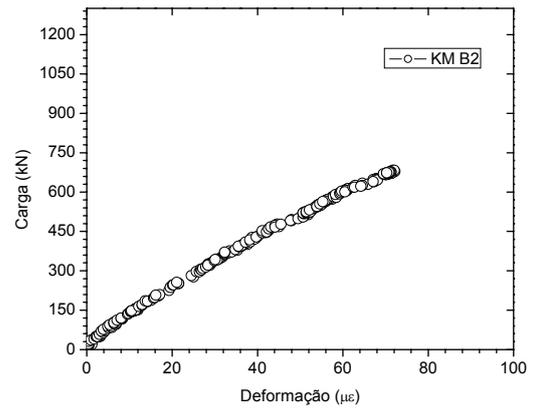


(d).

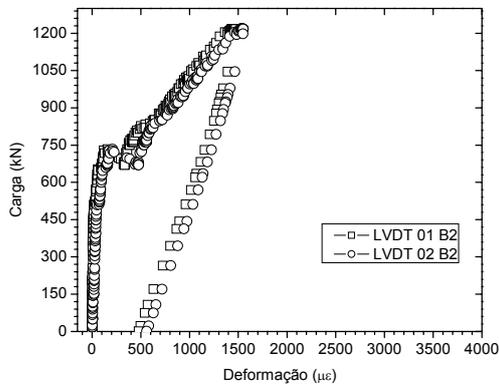
Figura 0.1 – Gráficos obtidos do ensaio realizado no bloco B1: (a) Curvas carga x deformação obtidas nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação interna do concreto; (c) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 1 e 2 obtidas na referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 3 e 4 obtidas na referência $l_0 = 500$ mm.



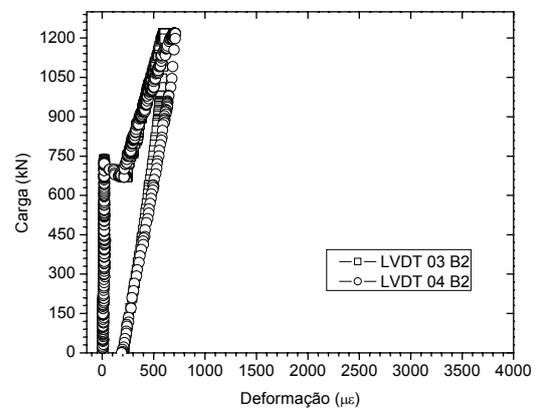
(a).



(b).

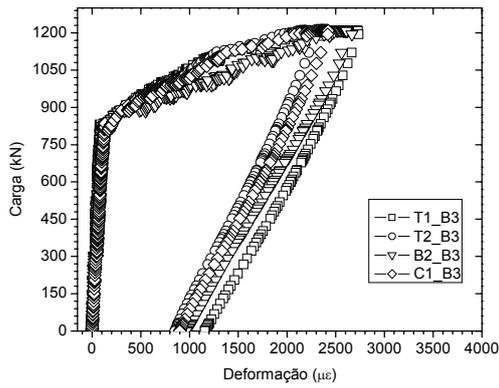


(c).

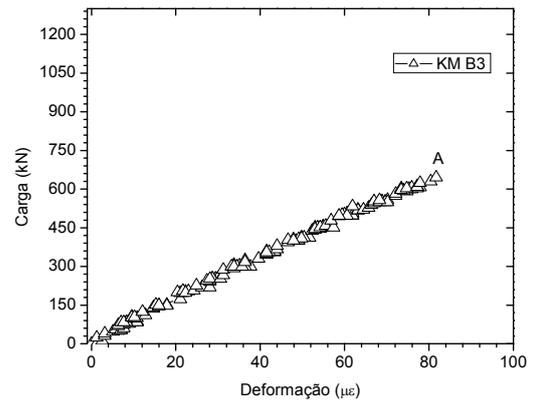


(d).

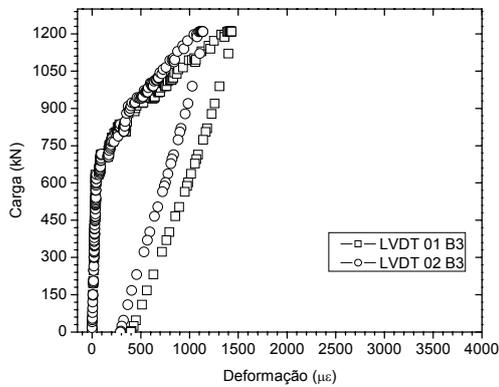
Figura 0.2 – Gráficos obtidos do ensaio realizado no bloco B2: (a) Curvas carga x deformação obtidas nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação interna do concreto; (c) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 1 e 2 obtidas na referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 3 e 4 obtidas na referência $l_0 = 500$ mm.



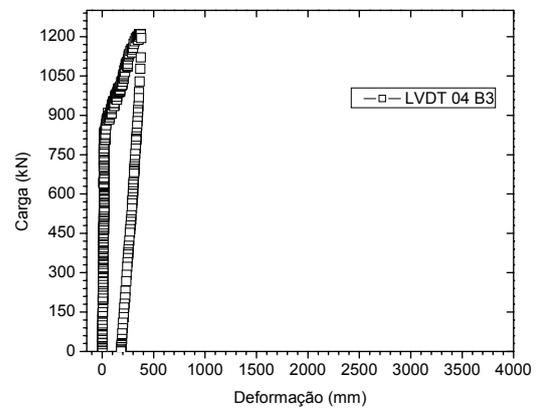
(a).



(b).

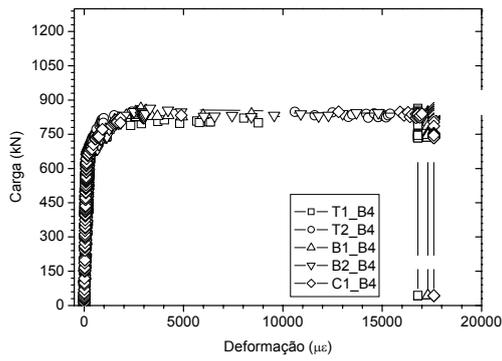


(c).

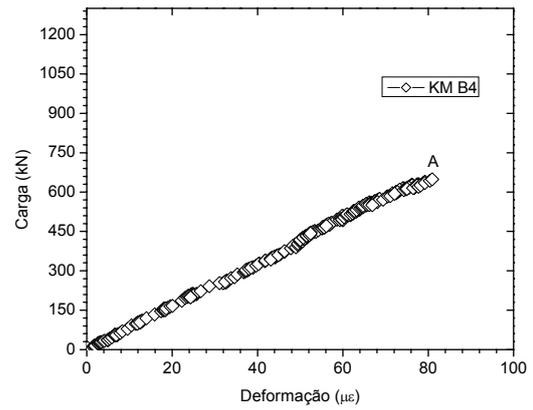


(d).

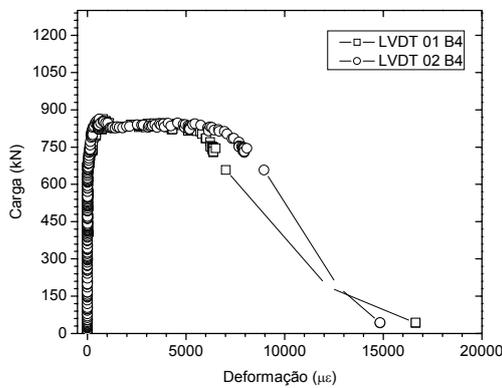
Figura 0.3 – Gráficos obtidos do ensaio realizado no bloco B3: (a) Curvas carga x deformação obtidas nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação interna do concreto; (c) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 1 e 2 obtidas na referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 3 e 4 obtidas na referência $l_0 = 500$ mm.



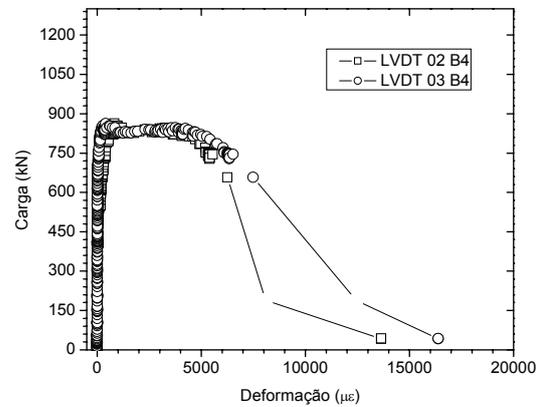
(a).



(b).

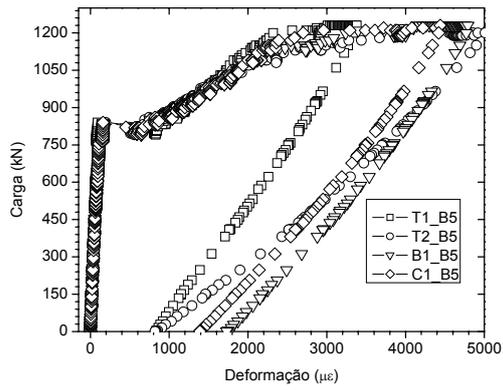


(c).

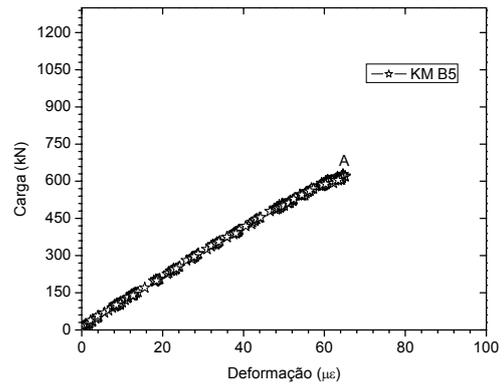


(d).

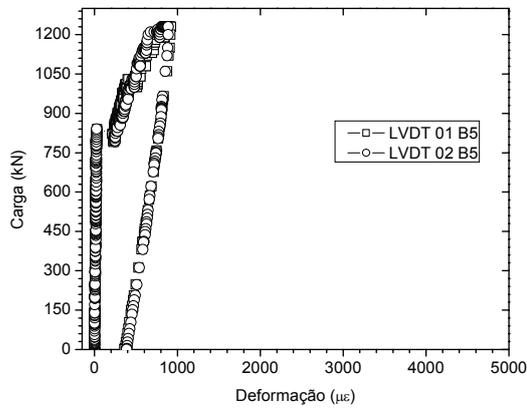
Figura 0.4 – Gráficos obtidos do ensaio realizado no bloco B4: (a) Curvas carga x deformação obtidas nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação interna do concreto; (c) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 1 e 2 obtidas na referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 3 e 4 obtidas na referência $l_0 = 500$ mm.



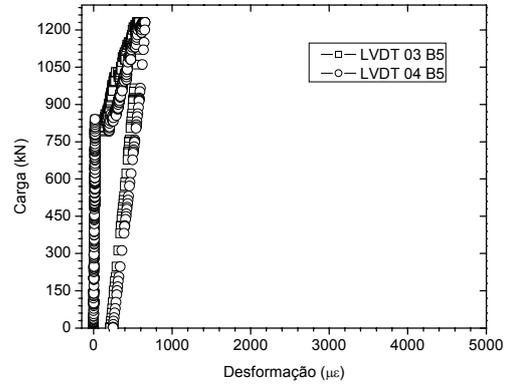
(a).



(b).



(c).



(d).

Figura 0.5 – Gráficos obtidos do ensaio realizado no bloco B5: (a) Curvas carga x deformação obtidas nas barras de aço; (b) Curva carga x deformação interna do concreto; (c) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 1 e 2 obtidas na referência $l_0 = 1496$ mm e (d) Curvas carga x deslocamento individuais dos LVDT's 3 e 4 obtidas na referência $l_0 = 500$ mm.