

**UNIVERSIDADE DO EXTREMO SUL CATARINENSE – UNESC  
UNIDADE ACADÊMICA DE CIÊNCIAS, ENGENHARIAS E  
TECNOLOGIA - UNACET  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E  
ENGENHARIA DE MATERIAIS – PPGCEM**

**CAROLINE CROZETA DEGHEHARD**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA CAPACIDADE PORTANTE  
EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM REFORÇO DE  
FIBRAS DE AÇO NA FACE TRACIONADA**

**CRICIÚMA - SC  
2015**

**CAROLINE CROZETA DEGHENHARD**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA CAPACIDADE PORTANTE  
EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM REFORÇO DE  
FIBRAS DE AÇO NA FACE TRACIONADA**

Dissertação de Mestrado - DM apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais, para obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais, da Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC.

Orientador: Dr. Bruno Do Vale Silva  
Co-Orientador: Dr. Fernando Pelisser

**CRICIÚMA - SC  
2015**



Caroline Crozeta Deghenhard

Análise experimental da capacidade portante em vigas de concreto armado com reforço de fibras de aço na face tracionada.

Esta dissertação foi julgada adequada à obtenção do grau de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais pelo Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais (Área de concentração: Tecnologia de Materiais) da Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC.

Criciúma, SC, 08 de dezembro de 2015.

**Banca Examinadora:**



**Prof. Dr. Adriano Michael Bernardin**  
Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC



**Prof. Dr. Tiago Elias Allievi Frizon**  
Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC



**Prof. Dr.ª Mônica Pinto Barbosa**  
Pontifícia Universidade Católica - PUC

*Dedico esta Dissertação de Mestrado aos meus Pais:*

***Claudete Crozeta Deghenhard  
Vanderlei Dorigon Deghenhard***

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus.

A todos que direta ou indiretamente ajudaram na elaboração deste trabalho, em especial:

Ao meu orientador Prof. Dr. Bruno do Vale Silva, pela paciência na elaboração deste trabalho.

Toda a equipe do laboratório LMCC e LEE da UNESC, pela dedicação e empenho, mesmo com todas as dificuldades e imprevistos, para realização deste trabalho.

A Secretária do PPGCEM, Vivian, por sua calma e paciência em me auxiliar nas dúvidas burocráticas do programa.

Ao meu ex-professor e amigo Lucas Domingui, pela ajuda inicial no trabalho.

A todos os colegas da turma de Mestrado de 2014/1.

Por fim, aos meus colegas de trabalho da Prefeitura Municipal de Urussanga/SC, os quais não mediram esforços no ensino da vida profissional de Engenharia Civil, disponibilizando o horário de trabalho, para que pudesse me dedicar aos estudos, aulas e experimentos.

***“Continue seguindo em frente”.***  
*Walt Disney*

## RESUMO

A utilização de fibras de aço no concreto visa aumentar principalmente a tenacidade pós-pico, em virtude da aderência das fibras a matriz cimentícia e melhorar o comportamento frágil do concreto. Entretanto como existem diversas tipologias de fibras de aço, pode-se dizer que a principal diferença está na caracterização entre macrofibras e microfibras que de modo geral servem para amenizar a macrofissuração e microfissuração, respectivamente. Dentro deste contexto, este trabalho busca avaliar a utilização de microfibras (20 kg/m<sup>3</sup>), macrofibras (20 kg/m<sup>3</sup>) e a hibridização (microfibras (10 kg/m<sup>3</sup>) + macrofibras (10 kg/m<sup>3</sup>)) inseridas em um concreto de alta resistência ( $f_{ck} = 80$  MPa) atuando como reforço na face tracionada de vigas armadas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>) de concreto de alta resistência, e como complemento foram analisadas: a resistência à flexão em vigas pequenas não armadas (10x10x35 cm), a resistência à compressão e módulo de elasticidade em corpos de prova cilíndricos (20xØ10 cm). Todos os ensaios foram comparados com a referência de concreto de alta resistência sem adição de fibras. Após a execução dos ensaios experimentais todos os resultados foram analisados por meio de uma análise de variância (ANOVA). Os resultados mostraram que na resistência à compressão houve um acréscimo de aproximadamente 8% para todas as composições com fibras em relação a referência. Quanto ao módulo de elasticidade foi verificado valores similares entre todos grupos. Para as vigas pequenas o principal acréscimo foi na tenacidade, sendo que as macrofibras geraram o melhor desempenho. E por fim, com relação as vigas grandes, pode-se dizer que a melhor vantagem foi o aumento da capacidade portante quanto ao momento de fissuração e rotação plástica, sendo que a melhor composição também foram as macrofibras isoladas. De modo geral, pode-se concluir que a aplicação do reforço com fibras de aço na face tracionada das vigas grandes se mostrou eficaz embora não apresentar incrementos na resistência última, as fibras contribuíram de forma satisfatória a fissuração.

***Palavras-chave:*** Reforço. Concreto de Alta Resistência. Fibras de Aço. Microfibras. Macrofibras.

## ABSTRACT

The use of steel fibers in the concrete is mainly aimed to increase the post-peak toughness, due to the adhesion of the fibers to the cementitious matrix and to improve brittle behavior of the concrete. However, since there are various types of steel fibers, it can be said that the main difference is the characterization of macrofibers and microfibers that generally serve to soften the macrofissuração and microcracking, respectively. Within this context, this study aims to evaluate the use of microfiber (20kg/m<sup>3</sup>), macrofibers (20kg/m<sup>3</sup>) and hybridization (microfibre (10kg/m<sup>3</sup>) + macrofibers (10kg/m<sup>3</sup>)) entered into a concrete high strength ( $f_{ck} = 80$  MPa) acting as reinforcement on the face pulled large armed beams (12x20x160 cm) high strength concrete, and in addition were examined: the flexural strength in non-armed small beams (10x10x35 cm), the compressive strength and modulus of elasticity on cylindrical specimens (20xØ10 cm). All tests were compared to the reference concrete without addition of high-strength fibers. After the execution of all experimental tests the results were analyzed using an analysis of variance (ANOVA). The results showed that the compressive strength was increased by approximately 8% for all compositions relative to the reference fiber. The modulus of elasticity was observed values similar among all groups. For small beams the main increase was in the toughness, and the macrofibers generated the best performance. Finally, with respect large beams, it can be said that the best advantage was increased load capacity as the moment of cracking and plastic rotation, and the best composition were also isolated macrofibers. In general, it can be concluded that the application of reinforcing steel fiber in the face of large tensioned beams is effective even though not show increases in the ultimate strength, the fibers contributed satisfactorily cracking.

**Keywords:** Reinforcement. High Strength Concrete. Steel fibers. Microfibers. Macrofibers.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 01: Exemplificação da vida útil das estruturas de concreto armado.....	23
Figura 02: (a) Estágios da união das fissuras e ação das fibras; (b) Diagrama de tensão <i>versus</i> deformação correspondente.....	34
Figura 03: Critério para determinação da tenacidade.....	37
Figura 04: Configuração da viga.....	39
Figura 05: Reconstituição da viga V2C.....	39
Figura 06: Gráfico carga (kN) versus deslocamento (mm).....	40
Figura 07: Concreto sem fibras.....	41
Figura 08: Concreto com fibras.....	42
Figura 09: Esquema de concentração de tensões.....	43
Figura 10: Detalhamentos das vigas dos estudos de YANG et al. (2010).....	43
Figura 11: Ensaio de flexão nas vigas dos estudos de YANG et al. (2010).....	44
Figura 12: Resultados dos estudos de YANG et al. (2010).....	44
Figura 13: Fluxograma do procedimento experimental.....	45
Figura 14: Detalhamento das armaduras nas vigas.....	46
Figura 15: Confeção das vigas grandes (12x20x160 cm).....	47
Figura 16: Confeção das vigas pequenas (10x10x35 cm).....	48
Figura 17: Suportes metálicos – conjunto 08 corpos de prova cilíndricos (20xØ10 cm).....	48
Figura 18: Representação das fibras.....	49
Figura 19: Resultado do <i>Slump-Test</i> .....	51
Figura 20: Primeira fase - concretagem.....	52
Figura 21: Fases da concretagem.....	53
Figura 22: Segunda fase – concretagem.....	54
Figura 23: Especificação do fabricante do <i>Strain Gages</i> .....	55
Figura 24: Desforma, alinhamento, pintura e cura das vigas.....	56
Figura 25: Posicionamento dos elementos no ensaio instrumentado de 04 pontos.....	57
Figura 26: Posicionamentos dos LVDT's e SG's ao longo da viga.....	58
Figura 27: Diagrama momento <i>versus</i> curvatura da seção transversal de uma viga sob flexão.....	59
Figura 28: Ensaio mecânico a flexão em 04 pontos.....	60
Figura 29: Croqui do ensaio esquemático de resistência à flexão em 04 pontos.....	60

Figura 30: Ensaio de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade.....	61
Figura 31: Análise dos resultados de carga em ( $L/250 = 6,00$ mm) – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	63
Figura 32: Análise dos resultados de carga na ruptura – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	65
Figura 33: Análise dos resultados do deslocamento na ruptura – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	66
Figura 34: Comportamento carga <i>versus</i> deslocamento – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	67
Figura 35: Forma de ruptura e fissuras dos grupos das vigas grandes (12x20x160 cm).....	68
Figura 36: Deformações específicas do aço e concreto – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	69
Figura 37: Diagrama momento – curvatura – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	71
Figura 38: Resultados isolados de momento fletor – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	71
Figura 39: Resultados isolados de curvatura – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	72
Figura 40: Resultados isolados de curvatura no momento fissuração ( $M_r$ ) – Vigas grandes (12x20x160 cm).....	72
Figura 41: Análise dos resultados de carga na ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm).....	75
Figura 42: Análise dos resultados do deslocamento na ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm).....	76
Figura 43: Comportamento carga <i>versus</i> deslocamento – Vigas pequenas (10x10x35 cm).....	77
Figura 44: Morfologia de fissuras dos grupos das vigas pequenas (10x10x35 cm).....	78
Figura 45: Forma de ruptura ou fissuração dos grupos das vigas pequenas (10x10x35 cm).....	78
Figura 46: Análise dos resultados de tenacidade – Vigas pequenas (10x10x35 cm).....	79
Figura 47: Análise dos resultados de resistência à compressão dos corpos de prova (20xØ10 cm).....	82
Figura 48: Análise dos resultados de módulo de elasticidade dos corpos de prova (20xØ10 cm).....	83

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Possíveis causas para o aparecimento de manifestações patológicas no concreto. ....	21
Tabela 02: Traço do concreto de alta resistência. ....	50
Tabela 03: Resultados do carregamento no deslocamento máximo permitido por norma ( $L/250 = 6,00$ mm) – Vigas grandes (12x20x160 cm). ....	62
Tabela 04: Resultados do carregamento e deslocamento para levar as vigas à ruptura – Vigas grandes (12x20x160 cm). ....	64
Tabela 05: Resultados dos momentos e curvaturas. ....	70
Tabela 06: Resultados do carregamento e deslocamento para levar a ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm). ....	74
Tabela 07: Resultados de tenacidade – Vigas pequenas (10x10x35 cm). ....	80
Tabela 08: Resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos corpos de prova (20xØ10cm). ....	81

## LISTA DE SIGLAS

ABNT NBR – Associação Brasileira de Normas Técnicas;  
CRFA – Concreto Reforçado com Fibras de Aço;  
ACI – *American Concrete Institute* (Instituto Americano de Concreto);  
V1A – Viga de concreto armado sem reforço;  
V1C – Viga de concreto armado reforçada à flexão com três camadas de manta de fibra de carbono;  
V2C – Viga em que o banzo tracionado de concreto foi demolido e reconstituído integralmente com o compósito cimentício de alta resistência;  
A1G – Viga grande (12x20x160 cm) 01 do Grupo A;  
A2G – Viga grande (12x20x160 cm) 02 do Grupo A;  
B1G – Viga grande (12x20x160 cm) 01 do Grupo B;  
B2G – Viga grande (12x20x160 cm) 02 do Grupo B;  
C1G – Viga grande (12x20x160 cm) 01 do Grupo C;  
C2G – Viga grande (12x20x160 cm) 02 do Grupo C;  
D1G – Viga grande (12x20x160 cm) 01 do Grupo D;  
D2G – Viga grande (12x20x160 cm) 02 do Grupo D;  
A1P – Viga pequena (10x10x35 cm) 01 do Grupo A;  
A2P – Viga pequena (10x10x35 cm) 02 do Grupo A;  
B1P – Viga pequena (10x10x35 cm) 01 do Grupo B;  
B2P – Viga pequena (10x10x35 cm) 02 do Grupo B;  
C1P – Viga pequena (10x10x35 cm) 01 do Grupo C;  
C2P – Viga pequena (10x10x35 cm) 02 do Grupo C;  
D1P – Viga pequena (10x10x35 cm) 01 do Grupo D;  
D2P – Viga pequena (10x10x35 cm) 01 do Grupo D;  
i-parque - Parque Científico e Tecnológico;  
LEE – Laboratório Experimental de Estruturas;  
LMCC – Laboratório de Materiais de Construção Civil;  
SG – *Strain Gages* (Extensômetros elétricos);  
LVDT - *Linear Variable Differential Transforms*;  
a/c – Relação água/cimento;  
ANOVA – Análise de variância;  
CP – Cimento Portland;  
m – Metro;  
cm – Centímetro;  
mm – Milímetro;  
CA-50 – Aço característico a sua resistência de escoamento;  
 $f_{ck}$  – Resistência característica à compressão do concreto;

$\mu\text{m}$  – Micrometros;  
CP's – corpos de prova;  
Ec – Módulo de Elasticidade;  
D.P. – Desvio padrão;  
MPa – Mega Pascal;  
GPa – Giga Pascal;

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO .....	17
2 OBJETIVO.....	19
2.1 OBJETIVO GERAL.....	19
3 REFERENCIAL TEÓRICO.....	20
3.1 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	20
3.1.1 Durabilidade e reparo nas estruturas de concreto armado ..	22
3.2 REFORÇO ESTRUTURAL.....	24
3.2.1 Tipos de reforço estrutural .....	25
3.2.1.1 Argamassas de reparo.....	26
3.3 ASPECTOS FUNDAMENTAIS DOS COMPÓSITOS DE MATRIZ CIMENTÍCIA REFORÇADOS COM FIBRAS .....	28
3.4 FIBRAS METÁLICAS .....	29
3.5 INCORPORAÇÃO DAS FIBRAS NA MATRIZ CIMENTÍCIA .....	30
3.6 MICROFIBRAS E MACROFIBRAS NA MATRIZ CIMENTÍCIA .....	31
3.7 COMPORTAMENTO DAS MICROFIBRAS E MACROFIBRAS NA MATRIZ CIMENTÍCIA.....	31
3.8 PROPRIEDADES DOS CRFA.....	35
3.8.1 Resistência à flexão .....	35
3.8.2 Resistência à compressão .....	35
3.8.3 Tenacidade .....	36
3.8.4. Módulo de elasticidade.....	37
3.9 TRABALHOS DESENVOLVIDOS COM CRFA .....	38
4 METODOLOGIA EXPERIMENTAL.....	45
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	62
5.1 VIGAS GRANDES (12X20X160 cm).....	62
5.1.1 Carregamento e deslocamento máximo permitido por norma ( $L/250 = 6,00$ mm) – Vigas grandes (12x20x160 cm) .....	62
5.1.2 Carregamento e deslocamento na ruptura – Vigas grandes (12x20x160 cm) .....	64
5.1.3 Comportamento carga <i>versus</i> deslocamento – Vigas grandes (12x20x160 cm) .....	66
5.1.4 Análise das deformações específicas – Vigas grandes (12x20x160 cm) .....	68
5.1.5 Análise do diagrama momento – curvatura – Vigas grandes (12x20x160 cm) .....	69
5.2 VIGAS PEQUENAS (10X10X35 cm).....	73

5.2.1 Carregamento e deslocamento na ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm) .....	73
5.2.2 Comportamento carga <i>versus</i> deslocamento – Vigas pequenas (10x10x35 cm).....	76
5.2.3 Análise da tenacidade – Vigas pequenas (10x10x35 cm) ..	79
5.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (FC) E MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS CORPOS DE PROVA (20XØ10 cm) .....	81
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	84
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	86

## 1 INTRODUÇÃO

Os problemas patológicos em construção civil estão relacionados a diversos fatores como os de concepção, de seleção dos materiais de execução, de manutenção e do meio em que está exposto.

Aprofundamentos em estudos envolvendo patologias das estruturas são de fundamental importância a fim de se atuar de forma a prolongar a vida útil do material, aumentando sua durabilidade, seja por meio de reparos, restauros ou reforços (MAZZA, 2010).

Apesar das limitações em relação ao desenvolvimento científico e tecnológico, um grupo de variáveis não controladas pode originar desempenhos insatisfatórios, levando à deterioração estrutural (SOUZA e RIPPER, 1998).

As estruturas de concreto armado, quando bem projetadas e executadas, possuem uma grande durabilidade, contudo necessitam de manutenções preventivas e corretivas para garantir a sua funcionalidade. Os reforços são soluções para evitar problemas na construção civil e ainda aumentar a capacidade portante dos elementos estruturais, que por diversos motivos não atendem mais os requisitos para os quais foram projetados.

O presente estudo tem como objetivo avaliar experimentalmente a capacidade portante de vigas de concreto armado, com reforço de fibras de aço na face tracionada das vigas.

Há vários efeitos positivos associados à adição de fibras no concreto: o ganho de tenacidade, o aumento da resistência à ruptura estática, à fadiga dinâmica e ao impacto, melhoramento do comportamento à tração, a redução das deformações de solicitação, e o controle de fissuras, no tocante ao número e à velocidade de propagação. Esses efeitos contribuem, conjuntamente, com o aumento da durabilidade da estrutura, pois a presença das fibras colabora com a diminuição das aberturas das fissuras, bem como ajuda a controlar e retardar sua propagação, permitindo que esta se dê de maneira estável.

Com o tempo e os avanços tecnológicos, foram sendo investigados, descobertos e/ou desenvolvidos diferentes tipos de fibras, com características que as tornavam mais adequadas para a incorporação ao concreto, o que vem permitindo a geração de compósitos com propriedades cada vez melhores, e com desempenho muito superior ao tradicional, em alguns aspectos.

Dada a importância do tema, e as possibilidades de melhoria levantadas, um grande número de estudos, envolvendo diferentes tipos de fibras no concreto, vem sendo realizado.

Considerando o grande número e a diversidade das fibras estudadas, é natural que os resultados obtidos sejam bastante diferenciados. Por isso é extremamente importante atentar para as diferenças na forma de atuação de cada tipo de fibra, que vai depender de sua natureza, propriedades e dimensões.

É possível, por exemplo, encontrar na literatura mais recente referências feitas a termos como macrofibras e microfibras, usados para tentar diferenciar as fibras maiores e mais resistentes, que atuam primeiramente na pós-fissuração da matriz, das fibras menores e mais disseminadas, que atuam principalmente no retardo da fissuração.

Esse é um tema considerado relevante e atual, visto que muitas estruturas civis têm sido construídas com demanda crescente de resistência e durabilidade, ou sujeitas às mais variadas solicitações oriundas de condições de suporte ou carregamento excepcionais. Em todas elas, o controle da fissuração, por retração térmica ou decorrente de esforços mecânicos, é um aspecto fundamental.

Cabe destacar que, apesar de estarem em franca expansão, os estudos sobre a melhor forma de combinar o efeito de cada fibra ainda são incipientes e existe uma forte demanda de dados experimentais, envolvendo fibras na matriz, para geração de modelos de comportamento confiáveis.

Desde modo, o caráter inovador e o interesse associado a esse estudo estão diretamente ligados à realização de um programa experimental amplo e focado, com emprego de dois tipos de fibras, na expectativa de que se obtenham resultados importantes.

## **2 OBJETIVO**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

Avaliar experimentalmente a capacidade portante de vigas de concreto armado, com reforço de fibras de aço de alta resistência, na face tracionada das vigas.

### **3 REFERENCIAL TEÓRICO**

#### **3.1 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Segundo Souza e Ripper (1998), o campo de estudos de patologias estruturais foca-se nas origens, manifestações, consequências e ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

Apesar de otimizarem materiais, novas estruturas são mais sensíveis a qualquer defeito apresentado. Assim, as estruturas de concreto armado são mais suscetíveis a apresentar patologias quando comparadas às estruturas mais antigas. Isso porque, essas últimas eram dimensionadas com margem superior à necessidade de resistência (TISOT, 2010).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e, quando utilizadas conforme preconizado, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

Ainda segundo a ABNT NBR 6118 (2014), entende-se por vida útil de projeto o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

A vida útil de uma estrutura de concreto armado é determinada pela sua aplicação. Quando da detecção de uma falha, a estrutura deve ser analisada a fim de se manter a garantia da segurança das pessoas que frequentam aquele ambiente (ESCOBAR, 2003).

A Tabela 01 relaciona as causas mais prováveis de falha em elementos estruturais com a etapa em que ocorre o problema.

Tabela 01: Possíveis causas para o aparecimento de manifestações patológicas no concreto.

<b>Etapa</b>	<b>Possíveis Causas</b>
Concepção (Projeto)	Elementos de projeto inadequados, má definição das ações atuantes, modelo analítico não apropriado, deficiência no cálculo, etc.;
	Falta de compatibilidade entre a estrutura e a arquitetura, assim como com os demais projetos;
	Especificação inadequada de materiais;
	Detalhamento equivocado ou insuficiente;
	Detalhes construtivos inexecutáveis;
	Falta de padronização das representações (convenções); Erros de dimensionamento.
Execução (Construção)	Baixa capacitação e falta de experiência dos profissionais;
	Instalação inadequada;
	Deficiências na confecção de formas e escoramentos;
	Baixa qualidade dos materiais e componentes; Baixa qualidade do concreto, desde sua fabricação até a cura.
Utilização (Manutenção)	Utilização inadequada;
	Falta de um programa de manutenção apropriado.

Fonte: Adaptado (Beber, et al., 2003).

A ciência das patologias das estruturas tem se voltado também para técnicas de reforços de estruturas existentes. Para Reis (2003), essa área deve focar a avaliação, a durabilidade, o reparo, a recuperação, a reabilitação das estruturas.

A reabilitação de uma estrutura depende de uma série de fatores. Para se evitar equívocos durante o tratamento, devem-se seguir algumas etapas, descritas por Beber, et al., (2003):

- 1ª etapa: constitui-se em uma análise preliminar, através do levantamento de dados sobre a condição da estrutura, normalmente denominada diagnóstico;

- 2ª etapa: avaliação das possíveis causas e discussão de alternativas de intervenção passíveis de serem aplicadas;
- 3ª etapa: na etapa de prognóstico, procede-se a uma simulação e verificação dos riscos e consequências da adoção de cada alternativa proposta;
- 4ª etapa: considerando todos os dados e informações reunidos nas etapas anteriores, define-se qual o tipo de intervenção a ser aplicada;
- 5ª etapa: denominada terapia, esta é a etapa de aplicação do tratamento escolhido para restabelecer as condições de segurança ou funcionalidade de uma estrutura.

### **3.1.1 Durabilidade e reparo nas estruturas de concreto armado**

As estruturas de concreto devem apresentar resistência durante determinado período. A deterioração da durabilidade pode ser originada por ações físicas e mecânicas. São exemplos de deterioração: impacto, abrasão, erosão ou cavitação. As causas químicas de deterioração podem incluir as reações álcali-sílica e álcali-carbonato, por meio da reação com cloretos, ácidos, sulfatos ou por oxidação. Entre as causas físicas, citam-se a erosão e a variação de temperatura (MAZZA, 2010).

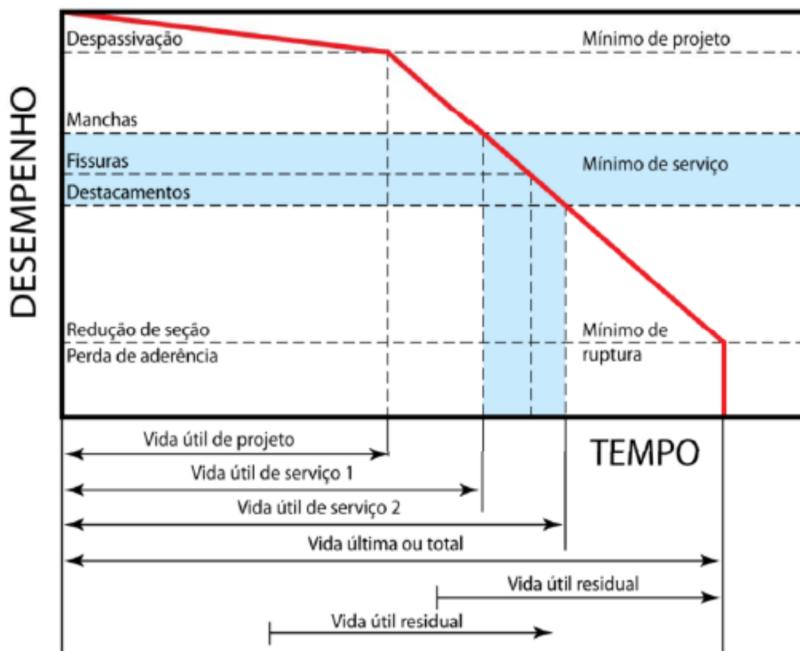
Quanto maior for a durabilidade de uma estrutura, maior será a sua vida útil e, conseqüentemente, menor será sua degradação precoce e o seu impacto ambiental. Se, por exemplo, a durabilidade do concreto é aumentada de 50 para 500 anos, há uma redução do seu impacto ambiental de um fator de 10 vezes (TORGAL, GOMES e JALALI, 2007).

Mehta e Monteiro (2008), citam um caso de deterioração de estacas, 12 anos após a sua construção e também o caso de um túnel em Dubai que, concluído em 1975, teve de ser completamente reparado em 1986. Há referências também de Torgal, Gomes e Jalali (2007) que indicam um estudo sobre pontes construídas na Noruega após 1970, em que 25% delas apresentavam deterioração por corrosão de armaduras. Os mesmos autores ainda citam, que 40% das cerca de 600.000 pontes existentes nos Estados Unidos estariam afetadas pela corrosão, com um custo de reparação de aproximadamente 50.000 milhões de dólares.

Dentre alguns conceitos entende-se que durabilidade é o resultado da interação entre a estrutura de concreto, o ambiente e as condições de uso, de operação e de manutenção. Portanto não é uma propriedade

inerente ou intrínseca à estrutura, à armadura ou ao concreto. Uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamentos, ou seja, diferentes funções de durabilidade no tempo, segundo suas diversas partes, até dependente da forma de utilizá-la. As subdivisões para cada período de vida útil são representadas conforme a Figura 01.

Figura 01: Exemplificação da vida útil das estruturas de concreto armado.



Fonte: Helene, 1997.

A Figura 01 representa as condições de vida útil de acordo com (HELENE, 1997):

- Vida útil de projeto: período de tempo que vai até a despassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. Corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura;

- Vida útil de serviço: período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento;
- Vida útil última ou total: período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial ou total da estrutura;
- Vida útil residual: corresponde ao período de tempo em que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado nesse caso a partir de uma data qualquer, correspondente a uma vistoria. Essa vistoria e diagnóstico podem ser efetuados a qualquer instante da vida em uso da estrutura.

Infelizmente são inúmeros os casos de deterioração precoce de estruturas de concreto armado, necessitando de reparos para recuperação e/ou reforço estrutural. Para melhorar esses resultados, é possível a utilização de materiais como concreto de alta resistência associados a fibras de aço, por exemplo.

### 3.2 REFORÇO ESTRUTURAL

Reestabelecer a estrutura de um concreto armado tem por objetivo retornar ao nível original a sua resistência. É o ato de corrigir uma deficiência estrutural ou funcional. Muitas vezes objetiva-se apenas extinguir a taxa de deterioração. Porém, reforçar um concreto armado significa dar a este maior resistência (TISOT, 2010).

A necessidade de se reforçar estruturalmente um concreto está ligada a uma mudança de utilização ou como melhoramento de sua capacidade de suportar um conjunto de solicitações. Esse reforço está atrelado a peculiaridades e particularidades de cada projeto (BEBER, et al., 2003).

Dessa forma inúmeras técnicas estão disponíveis para tal. A escolha depende do custo da aplicação, do desempenho esperado, da durabilidade e da facilidade de instalação. Muitas vezes é mais fácil construir uma estrutura nova do que aplicar um reforço em uma estrutura existente. Isso porque muitos casos possuem difícil acesso, outros o material já se encontra deteriorado e os projetos estruturais não estão mais disponíveis. Adicionalmente, quando um reforço é empregado, as

possíveis alterações no comportamento estrutural do elemento devem ser cuidadosamente consideradas (BEBER, et al., 2003).

Realizar recuperação depende de análises das causas que a torna necessária, bem como os detalhes dos efeitos produzidos. Com isso, é possível levantar a especialidade da mão de obra, bem como de equipamentos e materiais (SOUZA e RIPPER, 1998).

Para reforços puros e simples, é somente a partir do cálculo que poderão ser estabelecidos elementos básicos para a recuperação e o reforço. Segundo Souza e Ripper (1998):

- Definição precisa das peças da estrutura em que será necessário proceder-se ao reforço - e a extensão desta intervenção - e daquelas em que será suficiente apenas a recuperação, entendendo-se como tal a reconstituição das características geométricas, de resistência e desempenho originais;
- Determinação da capacidade resistente residual da estrutura, ou da peça estrutural, e conseqüentemente, definição do tipo, intensidade e extensão do reforço necessário;
- Indicação da necessidade ou não da adoção de procedimentos de escoramento durante os trabalhos;
- Avaliação do grau de segurança em que se encontra a estrutura, antes, durante e depois da execução do reforço;
- Escolha da técnica executiva a utilizar.

### **3.2.1 Tipos de reforço estrutural**

Dentre as principais técnicas de reforço, podem-se citar:

- Reforço mediante adição de concreto simples ou armado, moldado ou projetado, visando o aumento da seção transversal;
- Reforço por adição de chapas e perfis metálicos colados com resina epóxi;
- Reforço por protensão externa;
- Reforço por colagem de lâminas de materiais compósitos, entre outros.

Neste trabalho será abordado o tipo de reforço com argamassas de reparo com adição de concreto de alta resistência moldado com fibras de aço.

### 3.2.1.1 Argamassas de reparo

Manutenção e reparação estão se tornando uma parte cada vez mais importantes na concepção e construção de empreendimentos residenciais, comerciais, industriais e de infraestrutura.

São denominados trabalhos de reparo da estrutura, serviços executados sem introdução de materiais com finalidade de aumentar ou de reconstituir a capacidade portante dessa estrutura, caso contrário, são denominados de reforço (SOUZA e RIPPER, 1998).

Os reparos podem ser classificados, de acordo com a dimensão da área a intervir, rasos, semiprofundos e profundos. Assim, segundo Souza e Ripper (1998):

- a. reparos rasos: profundidade inferior a 2 cm:
  - i. de pequenas áreas: executados em superfícies de até 15 cm<sup>2</sup>;
  - ii. de grandes áreas: demais casos.
- b. reparos semiprofundos: profundidade entre 2 e 5 cm, normalmente atingem as armaduras no concreto armado;
- c. reparos profundos: atingem profundidades superiores a 5 cm.

Canovas (1994), classifica os materiais de reparo em três grandes grupos:

- a. materiais de base inorgânica: esses materiais de reparo podem ser à base de materiais inorgânicos tradicionais (fundamentalmente o aglomerante é o Cimento Portland, como é o caso do graute) ou não tradicionais (como é o caso das argamassas geopoliméricas);
- b. materiais de base orgânica: esses materiais de reparo podem ser à base de materiais tais como: resinas epoxídicas, poliéster, poliuretanos, *etc.*;
- c. materiais de base mista: são materiais que têm por base cimentos inorgânicos, geralmente Portland. As resinas que entram na sua composição

podem ser: acrílicas, estireno-butadieno, acetato de polivinila, acrilamidas, etc.

Estudando compatibilidade de materiais de reparo em estruturas de concreto, sugere-se uma abordagem holística na seleção dos materiais de reparação para um determinado sistema. Dessa maneira, todos os parâmetros que influenciem na durabilidade do reparo devem ser levados em consideração na concepção e execução do reparo, tais como: compatibilidade dimensional, estrutural e mecânica (carga), química e eletroquímica, permeabilidade e aderência. Essas propriedades devem ser levadas em consideração no projeto de reparação. A influência dos parâmetros externos, tais como ambiente, conformação da superfície do substrato, condições de umidade, cargas aplicadas, exposição a substâncias químicas, também deve ser observada antes de escolher o material de reparo (MORGAN, 1996).

De acordo com Dal Molin et al. (2000), a argamassa de reparo deve ter compatibilidade mecânica com o concreto, além de resistência à compressão e à tração, módulo de deformação, coeficiente de dilatação térmica, estabilidade volumétrica, aderência, entre outras propriedades, compatíveis com o substrato onde o reparo se aplica. A avaliação do comportamento mecânico das argamassas de reparo é utilizada para estabelecer critérios que influenciem no desempenho desses materiais quando em uso. Portanto, algumas de suas propriedades devem ser conhecidas para sua escolha no sistema a ser reparado.

As falhas dos reparos geralmente ocorrem nas fronteiras substrato/reparo, conforme apontam Moreno e Selmo (2001), devido à combinação de fissuras, deformações térmicas diferenciais e cargas aplicadas. As argamassas de reparo devem apresentar adequada capacidade de deformação, compatível com a deformação do substrato. Por isso, além da resistência de aderência da argamassa ao substrato, espera-se que o material de reparo apresente módulo de elasticidade o mais próximo possível do concreto reparado. Decisões complexas têm de ser tomadas na seleção dos sistemas de reabilitação das construções e dos materiais de reparação, tais como na escolha das argamassas de reparo. A compatibilidade do material de reparação com o substrato existente é uma consideração importante na escolha de materiais de reparo duráveis.

### 3.3 ASPECTOS FUNDAMENTAIS DOS COMPÓSITOS DE MATRIZ CIMENTÍCIA REFORÇADOS COM FIBRAS

De acordo com Quinino (2015), materiais compósitos são classificados para concretos com fibras. Este conceito é fundamental para que se entenda o funcionamento dos mesmos. O vocábulo compósito foi adotado na literatura especializada em engenharia para indicar a classe de materiais constituídos pela combinação de dois ou mais elementos, com propriedades físicas e químicas distintas, que atua, em conjunto, mas ainda permanecem identificáveis.

A classificação de Callister Jr. (2002), segundo a morfologia de seus elementos de reforço, os compósitos estão em três grupos:

- Particulados;
- Fibrosos;
- Estruturais.

Quinino (2015), destaca tecnologicamente os compósitos cujos componentes de reforço disperso são elementos fibrosos. Isto decorre do fato de que as fibras normalmente apresentam maior capacidade de carga do que o mesmo material em sua forma compacta. Além disto, a forma fibrosa apresenta melhor desempenho no que tange à resistência e à rigidez, colaborando para impedir que as deformações resultantes extrapolem os limites aceitáveis.

Silva (2003), apresenta várias formas de fibras, desde fios até mantas e estruturas têxteis de diferentes arquiteturas, podendo ser distribuídas de modo contínuo ou descontínuo, alinhadas ou distribuídas aleatoriamente.

Dentre outras classificações Quinino (2015), aponta que as fibras podem ser catalogadas em três grupos principais: o primeiro grupo engloba as fibras que possuem uma tendência natural para se formarem e são facilmente encontradas no meio natural. Estas incluem, por exemplo, fibras naturais de sisal, coco, piaçava, fibras minerais, entre outras. O segundo grupo é constituído pelas fibras denominadas sintéticas ou artificiais, são fabricadas mediante a utilização de diversos materiais e tecnologias. O terceiro grupo refere-se às fibras metálicas, ou às fibras de aço, que são produzidas a partir de fios de aço trefilados, em vários comprimentos e diâmetros.

### 3.4 FIBRAS METÁLICAS

As fibras de aço foram escolhidas, assim como no trabalho desenvolvido por Quinino (2015), por serem as mais difundidas na área de reforço de matrizes cimentícias, em virtude dos inúmeros benefícios e a importância econômica deste material. As vantagens do emprego do concreto reforçado com fibras de aço são bem conhecidas do meio técnico, sendo conhecidas como fibras destinadas ao reforço primário da matriz, uma vez que desempenham uma função além do controle da fissuração. Assim como todas as fibras que apresentam alto módulo de elasticidade, as fibras de aço dificultam a propagação das fissuras, permitindo uma redistribuição dos esforços no material. Não obstante à sua rigidez, que prejudica o arranjo dos agregados no interior da estrutura, a fibra de aço propicia uma grande vantagem de acréscimo da capacidade portante pós-fissuração do compósito.

Ainda segundo Quinino (2015), vale salientar que na produção do CRFA (Concreto Reforçado com Fibras de Aço) não há no Brasil, uma certificação padronizada dos produtores das fibras, bem como uma técnica segura de dosagem, ou seja, recomendações para uma correta mistura de um CRFA e controle nos elementos constituídos com esse material.

Conforme o ACI 544.1R (1996), as fibras de aço fabricadas no Brasil para adição no concreto possuem comprimentos que variam da ordem de 25 a 62,5 mm. Possuem resistência à tração entre 345 a 2100 MPa e módulo de elasticidade de 200 a 210 GPa. Com relação à sua geometria, várias formas surgiram ao longo dos anos devido à evolução do processo industrial de fabricação e/ou com objetivo de se obter melhor ancoragem à matriz.

Normalmente, as fibras possuem perfil longitudinal variável que pode se estender ao longo de todo o seu comprimento (fibras onduladas) ou somente nas extremidades, no caso de ganchos. A finalidade é a de melhorar o desempenho da fibra na aderência e escorregamento, por meio de ancoragem mecânica que é mais eficiente que os mecanismos de atrito e cisalhamento que predominam em fibras retas e lisas (BENTUR e MINDESS, 1990).

De acordo com o ACI 544.1R (1996), uma característica muito importante das fibras é o seu fator de forma, definido como sendo a relação entre o seu comprimento e o seu diâmetro.

### 3.5 INCORPORAÇÃO DAS FIBRAS NA MATRIZ CIMENTÍCIA

Para qualquer a área de aplicação, a colocação de fibras normalmente visa ao aprimoramento das propriedades mecânicas da matriz (QUININO apud BALAGARU e SHAH, 1992; SANTOS, 2002; RAMILI e DAWOOD, 2011).

Para Figueiredo (2005), a distribuição aleatória das fibras no material reforça a peça de modo global, diferentemente do que ocorre, por exemplo, com armaduras convencionais no concreto armado. É necessário destacar que, de modo geral, a utilização das fibras como elemento de reforço não é considerada como sendo suficientemente eficiente para substituir as armaduras convencionais. Além disto, é imprescindível atentar para aspectos como a compatibilidade matriz-fibra e a aderência, para que se obtenha o resultado esperado.

Para Martineau e Agopyan (2002), a colocação das fibras contribuem no processo de fissuração, atuando como ponte de transferência dos esforços através de trincas, assegurando uma capacidade resistente após a abertura da mesma. Reduzindo a velocidade de propagação das fissuras do material pela adoção de um comportamento pseudodúctil ou não frágil.

Mehta e Monteiro (2014), observam que mesmo portando deformações muito superiores a deformação da fratura do concreto convencional, os concretos reforçados com fibras, continuam a resistir a cargas consideráveis, sendo que a resistência última da primeira fissura depende intensamente de parâmetros da matriz, como também na influência das características das fibras. Existem ainda dúvidas quanto à eficácia da adição de fibras na melhoria da resistência última. Dada a possibilidade de incorporação de ar e a incerteza quanto a homogeneidade da dispersão, ou distribuição das fibras. Todavia, é consensual a aceitação do fato de que as fibras melhoram a ductibilidade dos compósitos de base cimentícia.

A eficiência do reforço das fibras na matriz cimentícia pode ser averiguada nos estágios pré e pós-fissuração. Nestes estágios, é possível controlar o comportamento mecânico pela interação fibra-matriz, por meio de transferência de força da matriz para as fibras e de mecanismos de “costura” das fissuras, mediante níveis avançados de carregamento (GARCEZ, 2005).

### 3.6 MICROFIBRAS E MACROFIBRAS NA MATRIZ CIMENTÍCIA

Apesar de fibras de vários tamanhos e de materiais distintos já terem sido incorporadas ao concreto, com fins variados, ainda não foi desenvolvido um modelo padrão que represente adequadamente a influência das fibras no mecanismo de propagação de fissuras. Para entender como a geometria e as propriedades das fibras afetam o comportamento do compósito à fissuração, é necessário considerar o mecanismo de como as fibras interagem com a matriz de concreto (QUININO, 2015).

As interpretações de Li e Maalej (1996); Mobasher, Stang e Snah (1990), admitem que a eficiência relativa das fibras, esteja inversamente relacionada ao seu tamanho e diretamente relacionada à uniformidade de sua distribuição

A percepção de fissuras com características diferentes afetam de forma distinta o processo de propagação de fissuras, a maioria dos compósitos de matriz cimentícia, até hoje, foram reforçados com um único tipo de fibra. Nas últimas décadas, todavia, vem crescendo a consciência de que a utilização de combinações de fibras com características diferentes se constitui em uma alternativa interessante para otimização em diversos níveis (micro, meso e macro), do desempenho do compósito. Hoje admite-se, teoricamente, que o uso de dois ou mais tipos de fibras, combinadas adequadamente, pode resultar numa melhora das propriedades do compósito, levando a uma melhor resposta para diferentes solicitações e níveis de tensão (QUININO, 2015).

### 3.7 COMPORTAMENTO DAS MICROFIBRAS E MACROFIBRAS NA MATRIZ CIMENTÍCIA

Xu, Magnani e Hannant (1998), observam que um compósito híbrido deve apresentar uma interação positiva entre as fibras incorporadas e as demais fases do compósito, de modo que o desempenho resultante exceda o que seria obtido com o emprego das fibras de forma isolada, gerando assim um efeito sinérgico. Essa sinergia é uma consequência da combinação de fibras primárias, cujo objetivo principal é o acréscimo da capacidade portante e ductilidade do compósito após a fissuração da matriz, e de fibras ditas secundárias, cuja presença tem por objetivo controlar o processo de fissuração interna, retardando o desenvolvimento de fissuras.

Para atuar como reforço primário, as fibras necessitam interagir com os agregados obedecendo a um critério de compatibilidade dimensional, para que se obtenha um compósito com maior resistência e ductilidade. Já quando usados como reforço secundário, as fibras podem ser menores e os teores empregados, mais baixos (QUININO, 2015).

De acordo com Banthia e Gupta (2004), para que um compósito híbrido seja eficiente, a estratégia de combinação de fibras primárias e secundárias (e, eventualmente terciárias) deve ser pautada pelas respostas esperadas e características de cada uma das fibras componentes. Os autores destacam que se deve atentar para as seguintes questões:

- Resposta constitutiva das fibras: uma das fibras deve ser mais forte e apresentar maior rigidez, contribuindo com o acréscimo nas tensões que retardam a ocorrência da primeira fissura e incrementando a resistência última. Já o segundo tipo de fibra deve ser relativamente flexível e dúctil, conduzindo a uma maior rigidez, bem como a uma maior capacidade de deformação na zona de pós-fissuração, podendo essa última fornecer propriedades adequadas para o manuseio da mistura fresca.
- Dimensões das fibras: a utilização de uma fibra de menor dimensão, com capacidade de transpor a microfissura, ajuda a controlar o crescimento e retarda a coalescência de fissuras, o que conduz a um aumento da resistência à tração do compósito. A fibra de maior dimensão tem a finalidade de impedir a propagação de fissuras em um nível macro, resultando, portanto, em uma melhoria significativa na resistência à fratura do material compósito.
- Função das fibras: enquanto um tipo de fibra pode ser escolhido porque aprimora as propriedades do compósito nas primeiras idades, resultando em uma melhor trabalhabilidade e maior facilidade de produção no estado fresco, a outra fibra pode ser escolhida porque atua de forma a gerar benefícios nas propriedades mecânicas do compósito endurecido.

Conforme citam Jia e Shah (1994), é importante ressaltar que as trincas se desenvolvem a partir de pequenas fissuras distribuídas,

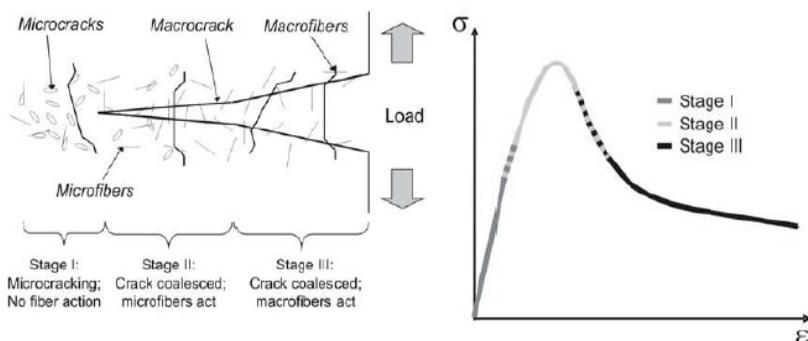
descontínuas e finas, oriundas de falhas ou defeitos microestruturais, tais como poros ou efeitos de interface entre materiais. Com o aumento do nível de carregamento as fissuras coalescem até formar grandes descontinuidades no material, que vão evoluindo para formar as fissuras e trincas visíveis a olho nu. Em matrizes não reforçadas, a coalescência da primeira microfissura, início do processo de nucleação da trinca, coincide normalmente com a carga máxima de ruptura do material. A partir de então as tensões tendem a se concentrar no vértice das aberturas das fissuras, provocando a propagação das mesmas.

A presença de uma quantidade considerável de fibras longas e finas, conhecidas como microfibras (que tipicamente apresentam diâmetros menores que 50  $\mu\text{m}$ ), inibe a nucleação e crescimento de fissuras. Estas microfibras atuam retardando o processo pelo qual as microfissuras (com espessura compreendida entre 1,3  $\mu\text{m}$  e 10  $\mu\text{m}$  e aproximadamente 30 mm de comprimento) se unem para dar origem a trincas de dimensões bem maiores, macroscópicas, chamadas microfissuras. A presença de microfibras não interrompe o aumento do comprimento das fissuras microscópicas, mas aumenta o gasto energético para que isto ocorra. A presença das mesmas resulta ainda, em um mecanismo de união que enfraquece a propagação instável das trincas a partir do ponto em que as microfissuras começam a se unir (QUININO, 2015).

Segundo (Quinino apud Lawler, Zampini e Shah, 2002), à medida que as deformações do material são incrementadas com o processo de propagação das fissuras em nível macroscópico, as fibras de maiores dimensões começam a agir de modo a impedir o seu crescimento. Com isso, o decréscimo da carga máxima é prolongado provocando ganho de resistência, rigidez e ductibilidade. A presença das macrofibras pode alterar o modo de ruptura do compósito, ao invés de uma ruptura por perda de monolitidade da matriz. A utilização de fibras mais longas, com mecanismos de ancoragem mais eficientes, melhora a ancoragem e dificulta o arrancamento, fazendo com que as fibras possam desenvolver toda sua resistência, rompendo por esgotamento da capacidade de tração.

A fim de ilustrar o comportamento dos compósitos (Quinino apud Lawler, Wilhelm, Zampini E Shah, 2003), a Figura 02 apresenta o processo dividido em três estágios distintos.

Figura 02: (a) Estágios da união das fissuras e ação das fibras; (b) Diagrama de tensão *versus* deformação correspondente.



Fonte: Quinino, 2015.

Na primeira fase, quando só existem microfissuras espalhadas pela matriz, a presença das macrofibras não exerce nenhum efeito e a eficiência das microfibras é bastante limitada. Quando as microfissuras começam a coalescer para a formação de fissuras mais bem determinadas as microfibras passam a exercer um papel fundamental. Com a propagação destas fissuras, as macrofibras começam a ser solicitadas e assumem papel preponderante, “costurando” a matriz e aumentando a resistência a propagação das fissuras como evidenciado no diagrama tensão *versus* deformação, as macrofibras normalmente atuam no incremento da tensão pós-pico, aumentando a resistência do material.

Ainda (Quinino apud Lawler, Wilhelm, Zampini E Shah, 2003), destaca que as microfibras são efetivas na limitação da abertura das trincas que já tenham se nucleado. Porém, as mesmas não impedem que ocorram aumentos no comprimento das trincas.

Se as microfibras não forem mobilizadas antes das fissuras se unirem, a eficiência do compósito cai consideravelmente, e as mesmas se comportam de forma similar as macrofibras, mas com uma eficiência que pode ser bem menor, no que se refere a prevenção da formação das trincas. Tendo em vista o mecanismo pelo qual as fibras interagem com o processo de fratura, percebe-se que o fator determinante na eficiência do compósito é o espaçamento entre as microfibras e não o seu tamanho. Além do espaçamento, o módulo de elasticidade das fibras também exerce um importante papel para determinar sua eficiência no compósito, pois indica qual força necessária para provocar certo nível de deformação

que causar, eventualmente, o aparecimento e crescimento das fissuras (QUININO, 2015).

Por fim, o melhoramento provocado pela inserção de fibras depende tanto das características da matriz, quanto as fibras. De acordo com Bernardi (2003), constata-se que as fibras de menor diâmetro, denominadas microfibras, atuam em conjunto com a matriz desde o início do carregamento. Já as fibras de maior diâmetro e rigidez, que recebem a denominação de macrofibras, como as fibras metálicas passam a contribuir principalmente na fase pós-fissuração do compósito, como fibras metálicas.

### 3.8 PROPRIEDADES DOS CRFA

#### 3.8.1 Resistência à flexão

Quando se referir a flexão os concretos reforçados com fibras apresentam resultados satisfatórios. Estudos anteriores citados no trabalho de (Quinino apud Chanvillard e Rigaud, 2003) observam que, após a primeira trinca, é perceptível a distribuição não linear das tensões de flexão atuantes na seção trincada. Essa fase de múltipla fissuração contribui para a resistência, após a qual tem início a abertura e a determinação dos pontos de fissura.

Os concretos reforçados com fibras mesmo tendo deformações maiores que o concreto convencional por exemplo, continuam a resistir cargas consideráveis. Com relação a isso, e possível averiguar, por meio de análises de resultados oriundos de testes de flexão com diversas dosagens de concretos com fibras e fundadas nas especificações de normas com a ASTM C 1018, que a resistência última de primeira fissura depende intensamente de parâmetros da matriz, como também na influência das características das fibras (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

#### 3.8.2 Resistência à compressão

De acordo com (Quinino apud ACI, 2006), a resistência a compressão de um compósito sofre pouca ou nenhuma influência decorrente na adição de fibras sendo uma propriedade muito relevante para os concretos reforçados com fibras, embora haja casos em que se observa uma queda no valor da resistência do compósito, relacionando ao acréscimo da quantidade de água para melhorar a trabalhabilidade do mesmo.

Em contrapartida diversas pesquisas notaram que a resistência a compressão pode ser elevada, ainda que sutilmente, por influência do teor e do aspecto de formas de fibras (QUININO, 2015).

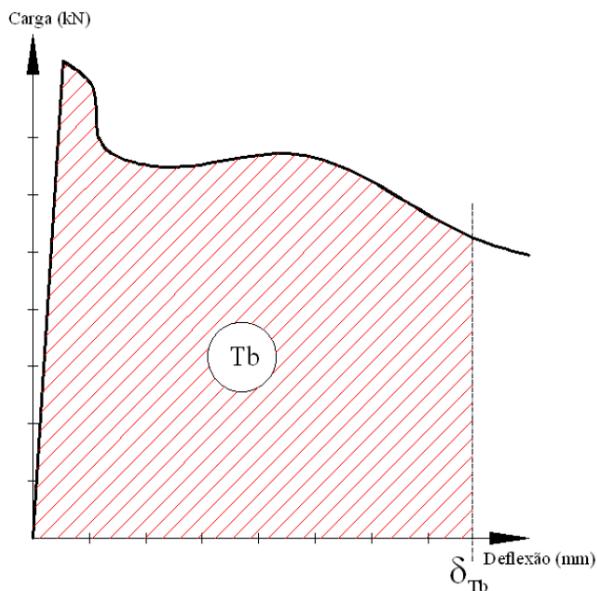
Levando em conta que as fibras agem como ponte de transferência de tensões através das fissuras, observa-se também uma melhora na resistência a compressão. Outra conclusão encontrada na literatura acerca da obtenção de resistência a compressão de corpos de provas contendo concreto com fibras, indica a existência de diferenças significativas quanto a influência do direcionamento preferencial da fibra. Caso o concreto seja comprimido no sentido perpendicular ao plano de projeção é possível notar um gasto energético pós-fissuração superior ao concreto comprimido em sentido paralelo ao plano de projeção (QUININO apud ARMELIN e HELENE, 1995).

### 3.8.3 Tenacidade

A tenacidade de um material pode ser definida como a propriedade que delimita a medida de capacidade de absorção de energia empregada. Geralmente na caracterização da resistência a fratura, quando submetido a deformações (estáticas ou dinâmicas), ou quando submetido a carregamentos de impacto. A literatura tem recomendado os testes de flexão na determinação da tenacidade, já que apresenta como vantagens a simplicidade nos procedimentos de execução e a possibilidade de simular condições de carregamento que conseguem reproduzir situações ocorridas na prática. A representação da energia absorvida pela peça é dada pela área abaixo da curva *versus* deslocamento como mostra a Figura 03, cujo valor tem se mostrado útil na avaliação de compósitos, apesar de ter sua determinação dependente das dimensões do corpo de prova, da configuração do carregamento, do tipo de controle de carga e da taxa de carregamento (QUININO, 2015).

Ainda segundo o mesmo autor, é possível minimizar ao menos parte desses efeitos, através da normalização da capacidade de absorção de energia, expressa pela razão entre a energia necessária para romper uma viga produzida com CRF pela energia necessária para romper uma viga sem reforço. Para tanto, é imprescindível que se preserve, para ambos os casos, as mesmas condições de geometria e carga. Como também a composição da matriz. Além dos testes de flexão, também podem ser encontrados outros métodos na literatura voltados para a avaliação da tenacidade.

Figura 03: Critério para determinação da tenacidade.



Fonte: Quinino, 2015.

### 3.8.4. Módulo de elasticidade

No que toca a utilização de fibras de baixo módulo, sua baixa resistência mecânica torna necessária a elevação dos teores dessas fibras na matriz, a fim de possibilitar o reforço da matriz, embora possa inviabilizar a aplicação do material. Em contrapartida, a fibra de alto módulo de elasticidade tende a apresentar um alto nível de tensão no momento da ruptura da matriz, tornando válida a sua atuação como reforço. Ainda assim, um alto módulo de elasticidade não é suficiente para garantir que a fibra atue como reforço na matriz, visto que uma baixa resistência a tração ou ao cisalhamento compromete ou anula a capacidade de reforço pós-fissuração (QUININO, 2015).

Figueiredo (2005), salienta que fibras de baixa resistência e de baixo módulo de elasticidade apresentam melhor desempenho quando inseridas em concreto com baixos valores de módulo de elasticidade e de resistência, são os casos onde o concreto se encontra no seu estado fresco ou, até mesmo, momentos antes do processo de endurecimento.

Apesar de não colaborarem muito para elevação da resistência do compósito, as fibras com baixo módulo de elasticidade e maior alongamento, com relação as matrizes cimentícias, mostram grande capacidade de absorção de energias, apresentando grande resistência ao impacto e elevada tenacidade, dada a capacidade que a fibra possui de resistir a grandes deformações. Com respeito aos compósitos produzidos com fibras de elevado módulo de elasticidade e resistência, é possível notar sua alta resistência a tração, sua rigidez e sua capacidade de resistência a cargas dinâmicas. Convém ressaltar que fibras de baixo módulo de elasticidade e resistência tem como função diminuir o risco de fissuração plástica, enquanto que as fibras de módulos de elasticidade e resistência elevados propiciam reforço ao concreto endurecido (QUININO, 2015).

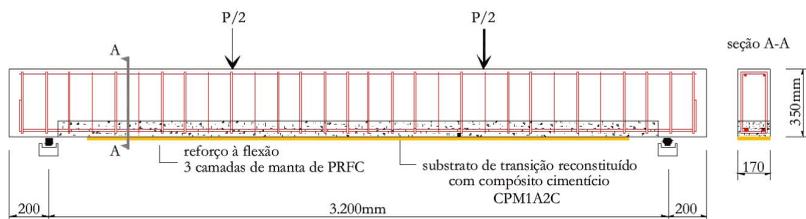
### 3.9 TRABALHOS DESENVOLVIDOS COM CRFA

Os benefícios da adição de fibras em um concreto podem ser os seguintes:

- Redução e atraso no crescimento das fissuras;
- Resistência às forças de tração após a fissuração da matriz por conta da oposição das fibras ao arrancamento;
- Aumento da resistência ao cisalhamento;
- Aumento da resistência à flexão;
- Melhoria da resistência ao impacto.

Estes benefícios podem ser analisados, por exemplo, no estudo desenvolvido por Hanai e Ferrari (2012), que apresentam resultados obtidos no desenvolvimento de um compósito cimentício de alta resistência com características mais apropriadas para reconstituir o banzo tracionado de vigas de concreto armado, na Figura 04.

Figura 04: Configuração da viga.



Fonte: Hanai e Ferrari, 2012.

Desta forma, os autores compararam o desenvolvimento de três tipos de vigas (V1A – viga de concreto armado sem reforço; VIC – viga de concreto armado reforçada à flexão com três camadas de manta de fibra de carbono; V2C - viga em que o banzo tracionado de concreto foi demolido na Figura 05 e reconstituído integralmente com o compósito cimentício de alta resistência e a viga foi reforçada à flexão com três camadas de manta de fibra de carbono).

Figura 05: Reconstituição da viga V2C.



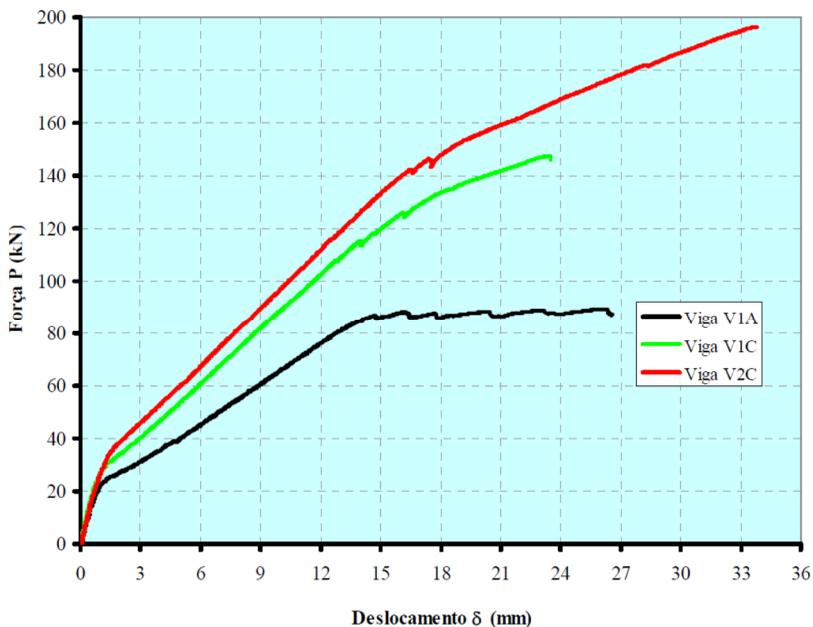
Fonte: Hanai e Ferrari, 2012.

Parte dos resultados podem ser interpretados na Figura 06, onde é exemplificado no gráfico o comportamento das vigas.

A presença do reforço aumentou a carga de primeira fissura das vigas reforçadas. O acréscimo foi de 19,8% para a viga de concreto armado reforçada e de 66,2% na viga reconstituída e reforçada. Em relação à viga VIC, o carregamento de fissuração da viga V2C foi

incrementada em 38,8%. A presença do reforço também aumentou o carregamento necessário para o escoamento da armadura longitudinal. Isso ocorre porque o reforço compartilha com armadura longitudinal a resistência dos esforços de tração. Na viga V1C o aumento foi de 48,4%. Já na viga V2C o aumento chegou a 67,1%. Com relação à carga última, destaca-se a resposta da viga V2C. Um incremento significativo de 120% foi observado em relação à viga de referência, enquanto que, a viga V1C apresentou um incremento limitado a 65,1%. Em relação à própria viga de concreto armado reforçada, a capacidade resistente da viga V2C foi 33,2% superior (HANAI e FERRARI, 2012).

Figura 06: Gráfico carga (kN) versus deslocamento (mm).



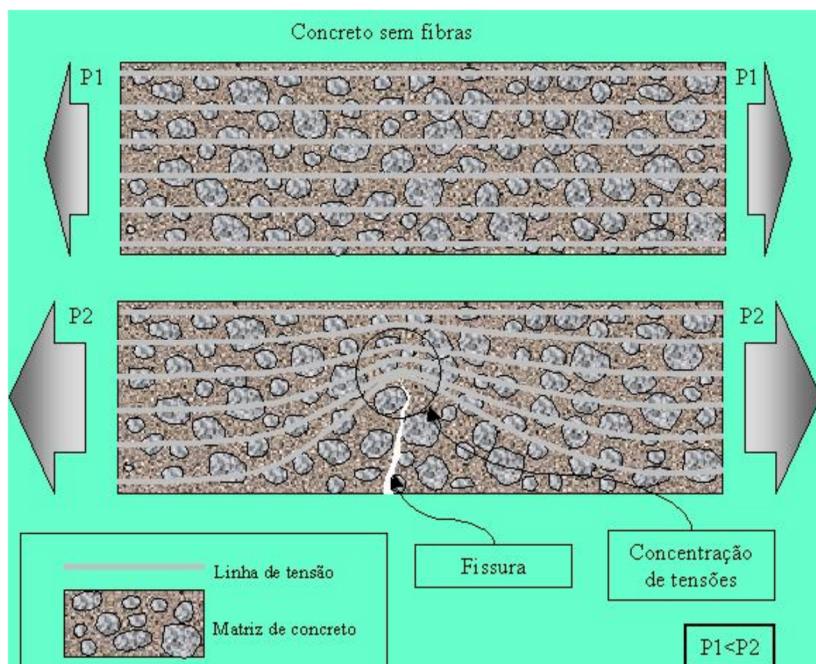
Fonte: Hanai e Ferrari, 2012.

Este trabalho busca benefícios de incrementos na capacidade portante das vigas a esforços de flexão, reconstituindo o banzo tracionado das vigas com reforços de concreto de alta resistência e a introdução de fibras de aço.

Para Figueiredo (2005), no concreto simples uma fissura representa uma barreira à propagação de tensões, o que causa uma

concentração de tensões na extremidade da fissura. O trabalho de ponte de transferência de tensão de tração que a fibra realiza através das fissuras no concreto é um mecanismo muito interessante de aumento de energia associada à ruptura do material e à restrição à propagação das fissuras. Num determinado instante a concentração de tensões causa a ruptura da matriz, o que leva a uma extensão da fissura, sendo este um processo contínuo até a ruptura completa do concreto, caracterizando um comportamento frágil. De modo que não se pode contar com nenhuma capacidade resistente do concreto fissurado, conforme a Figura 07.

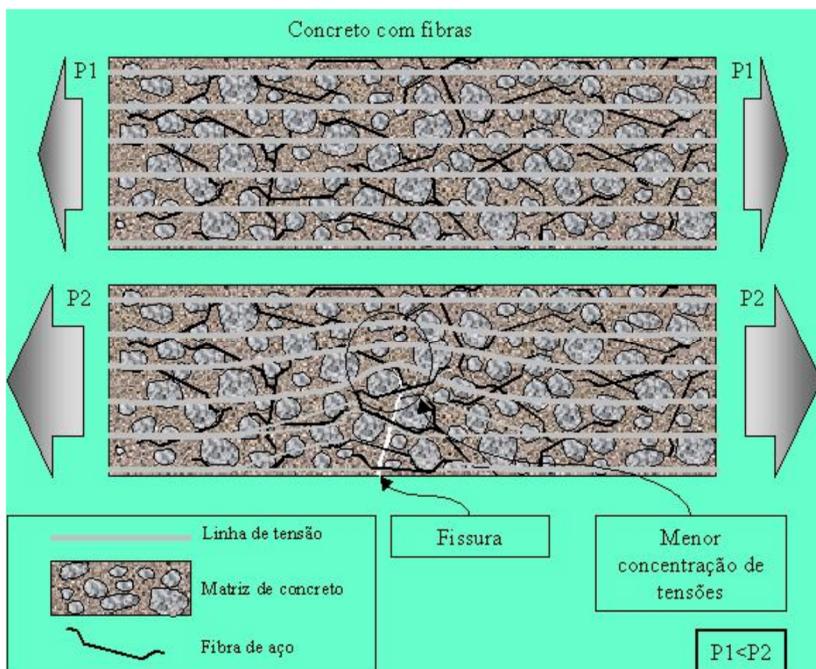
Figura 07: Concreto sem fibras.



Fonte: Figueiredo, 2000.

Figueiredo (2005), ainda concebe que quando se adicionam fibras de resistência e módulo adequados ao concreto, numa quantidade apropriada (teor), o concreto deixa de ter comportamento frágil. Isso ocorre pelo trabalho de ponte de transferência de tensões, exercido pelas fibras, que minimiza a concentração de tensões na extremidade das fissuras, este comportamento está representado na Figura 08.

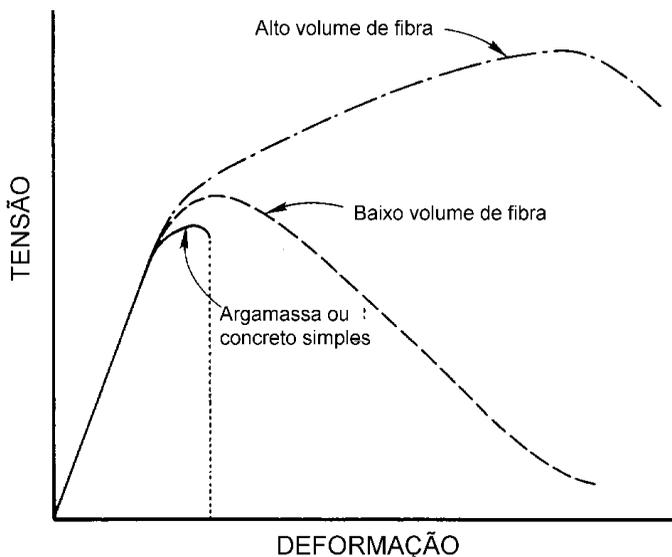
Figura 08: Concreto com fibras.



Fonte: Figueiredo, 2000.

Na Figura 09, está representado o esquema de concentração de tensões, com isso as fissuras propagam-se com menor velocidade, e o concreto passa a ter um comportamento dúctil, isto é, apresenta uma capacidade resistente após a fissuração. As fibras provocam o aparecimento de um número maior de fissuras, que se apresentam com aberturas menores (FIGUEIREDO, 2005).

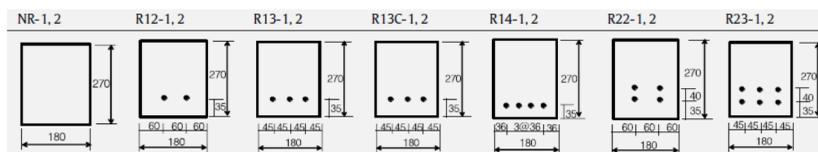
Figura 09: Esquema de concentração de tensões.



Fonte: Figueiredo, 2005.

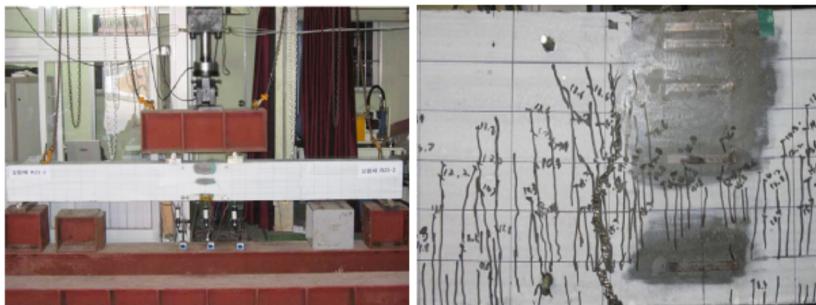
O trabalho realizado por Yang et al. (2010), com concreto de resistência à compressão de 190 MPa reforçado com microfibras de aço consegue aumentar a ductilidade pós-pico de vigas de concreto armado, mesmo sem armadas passivas. A Figura 10 mostra o detalhamento das vigas utilizadas, já a Figura 11 mostra o ensaio de flexão em vigas e a abertura de fissuras evidenciando as fibras. A Figura 12 mostra os resultados, onde observa-se que mesmo sem barras de aço as microfibras permitem uma certa plasticidade do elemento estrutural.

Figura 10: Detalhamentos das vigas dos estudos de Yang et al. (2010).



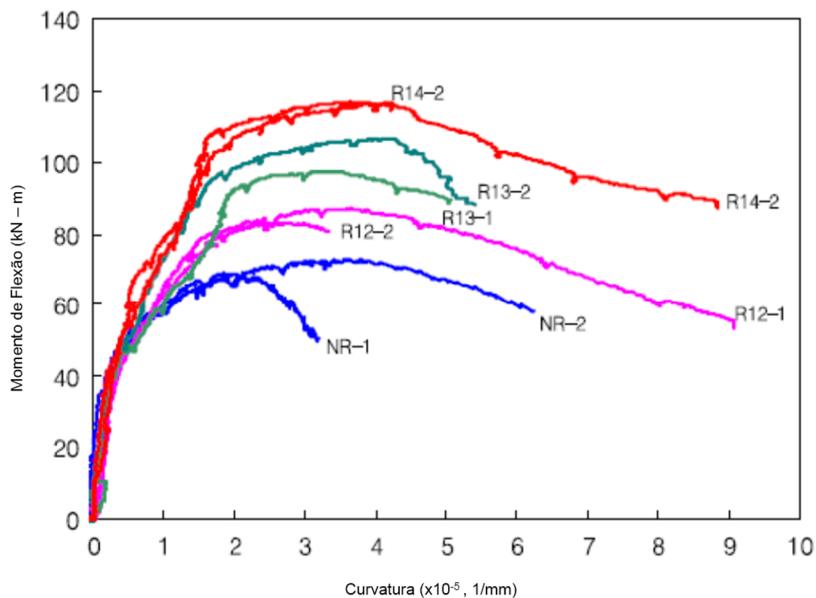
Fonte: Yang et al., 2010.

Figura 11: Ensaio de flexão nas vigas dos estudos de Yang et al. (2010).



Fonte: Yang et al., 2010.

Figura 12: Resultados dos estudos de Yang et al. (2010).

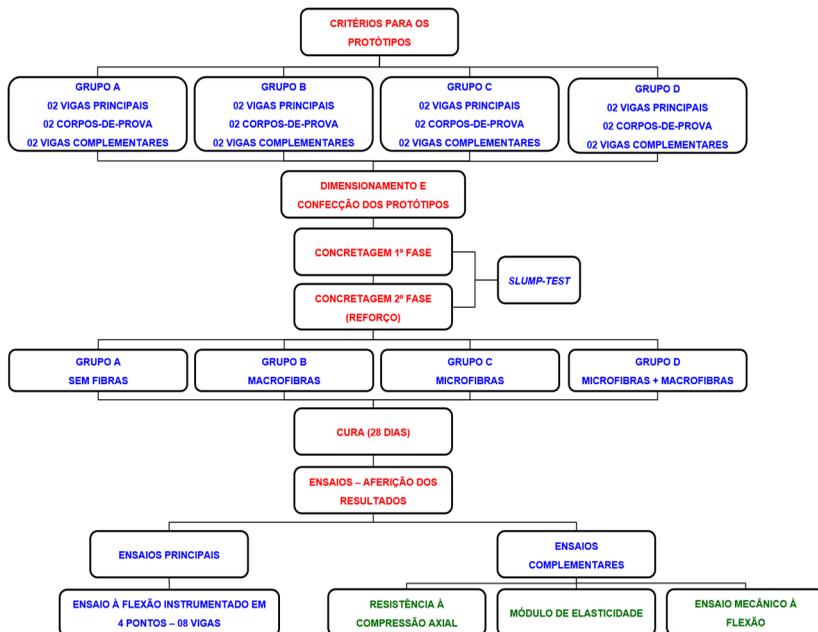


Fonte: Yang et al., 2010.

## 4 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

A metodologia é apresentada de acordo com o fluxograma da Figura 13.

Figura 13: Fluxograma do procedimento experimental.



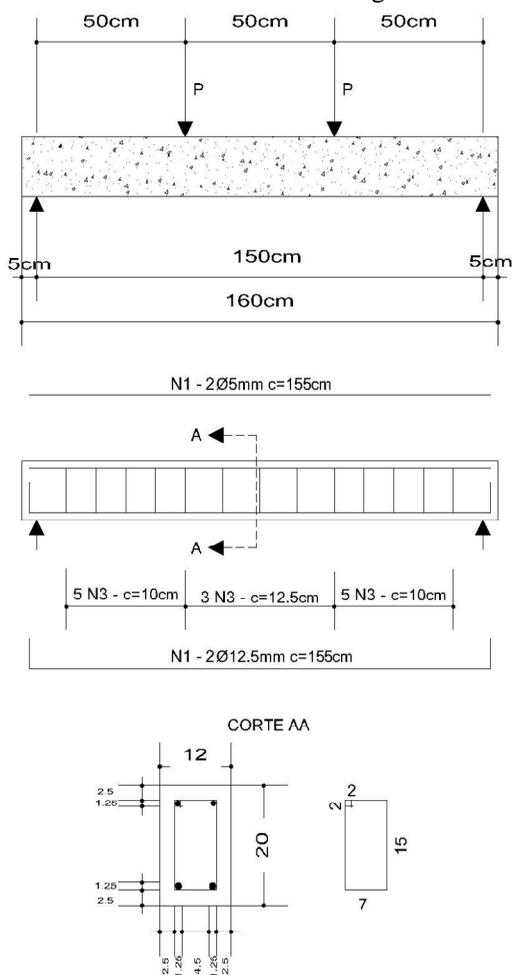
Fonte: Do Autor, 2015.

**1º Etapa:** A metodologia experimental foi definida com base em 04 grupos, assim denominados respectivamente: grupo A, B, C e D para a determinação dos protótipos. Cada grupo foi constituído por um conjunto de protótipos com 02 vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160 \text{ cm}^3$  - detalhadas na 2ª Etapa) – tratam-se de vigas principais para os ensaios à flexão instrumentado em 04 pontos, 02 corpos de prova cilíndricos ( $20 \times \varnothing 10 \text{ cm}^3$ ) e 02 vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ) – tratam-se de vigas complementares para ensaios de resistência à compressão axial, módulo de elasticidade e ensaio mecânico à flexão em escala reduzida.

**2º Etapa:** Para dimensionamento e confecção dos protótipos, as vigas grandes foram confeccionadas com seções transversais de  $12 \times 20 \text{ cm}^2$  e 160 cm de comprimento. As armaduras de flexão foram

dimensionadas segundo os critérios da ABNT NBR 6118 (2014), considerando a resistência característica do concreto utilizado de 80 MPa e aço CA-50, adotando-se duas barras de 12,5 mm de diâmetro. Os estribos tiveram espaçamento de 10 cm e 12,5 cm e diâmetro de 5 mm. Além disso, foram utilizados espaçadores de 2,5 cm, para garantir o cobrimento da armadura. A Figura 14 mostra o detalhamento das armações empregadas nas amostras.

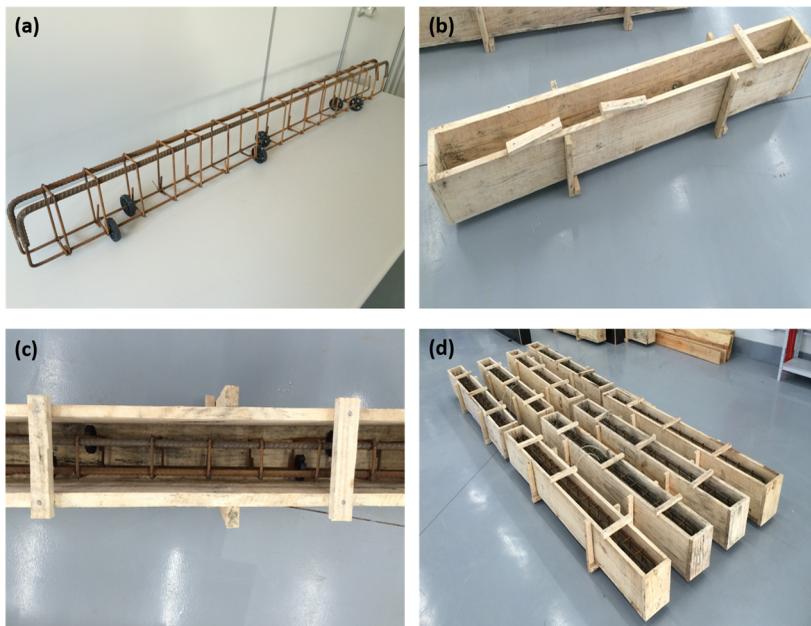
Figura 14: Detalhamento das armaduras nas vigas.



Fonte: Do Autor, 2015.

As imagens da Figura 15 mostra a sequência da confecção das vigas grandes (12x20x160 cm): (a) Detalhamento da armadura; (b) Forma; (c) Forma + armação; (d) Conjunto de 08 vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).

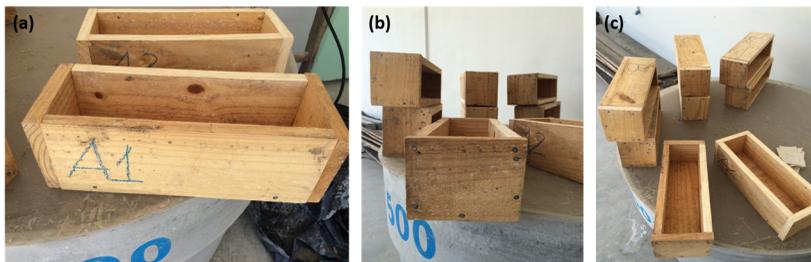
Figura 15: Confecção das vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

As vigas pequenas foram confeccionadas em seções transversais quadradas de 10x10 cm<sup>2</sup> e 35 cm de comprimento, com intuito de caracterizar somente o concreto com a presença ou não de fibras (reforço). A Figura 16 representa as vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>): (a) Vista longitudinal; (b) Seção transversal; (c) Conjunto 08 vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).

Figura 16: Confeção das vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

Os corpos de prova foram padronizados de acordo com seus suportes metálicos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, conforme a Figura 17. Assim como as vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>), serviram para caracterizar o concreto quanto a resistência à compressão axial e módulo de elasticidade.

Figura 17: Suportes metálicos – conjunto 08 corpos de prova cilíndricos (20xØ10 cm<sup>3</sup>).

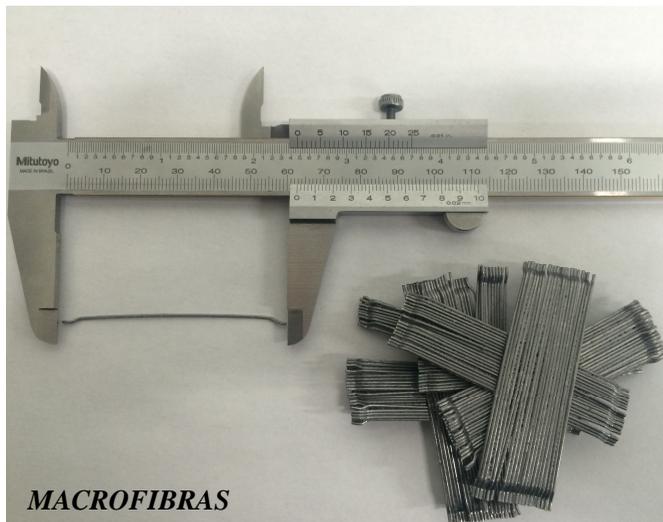


Fonte: Do Autor, 2015.

**3º e 4º Etapa:** Trata-se das concretagens realizadas em duas fases. Determinados os grupos na 1º Etapa, cada um é composto por um conjunto de protótipos, com exceção do grupo A que é referência, cada grupo recebeu reforço com concreto de alta resistência e fibras de aço na face tracionada das vigas. Foram utilizadas respectivamente, macrofibras (grupo B), microfibras (grupo C) e microfibras + macrofibras (grupo D),

ilustradas na Figura 18, todas as fibras seguem as especificações do fabricante Dramix®.

Figura 18: Representação das fibras.



Fonte: Do Autor, 2015.

Paralelo as concretagens, foram realizados o *slump-test* (abatimento de tronco de cone) de maneira a confirmar se o concreto estava de acordo com o solicitado por norma. Preliminarmente, foi definido o traço do concreto de alta resistência de acordo com estudos de Pelisser, et al., 2013, conforme a Tabela 02.

Tabela 02: Traço do concreto de alta resistência.

<b>Materiais</b>	<b>Composição (em massa)</b>
Cimento Portland	1
Relação a/c	0,4
Areia	2,3
Brita	2,7
Areia + Brita	5

Fonte: Pelisser, et al., 2013.

Para as concretagens os insumos como areia média e brita  $\frac{3}{4}$  de acordo com a classificação da ABNT, foram secos em estufa para eliminação da umidade e posterior dosagem dos materiais, teve-se cuidado também de utilizar cimento Portland do tipo CP-IV do mesmo lote com relação as fases das concretagens. Inicialmente, procedeu-se com o dimensionamento do volume a ser concretado em uma tabela auxiliar, com os quantitativos foi possível realizar as pesagens dos insumos em balanças de precisão no LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil da UNESC, localizado no I-Parque.

Na primeira fase, foram realizadas somente as concretagens de uma parcela das vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>) dos grupos B, C e D, já o grupo A de referência foi concretado na sua totalidade por não possuir reforço com fibras. A mistura foi realizada na própria betoneira do laboratório, sendo que no decorrer da homogeneização foi necessário corrigir a relação de água/cimento (a/c) para 0,31, portanto todas as misturas (concretagens) foram reestabelecidas com este novo parâmetro, para se obter o mesmo grau de comparação quanto a trabalhabilidade do concreto.

O *slump-test* foi realizado antes da concretagem das vigas com a finalidade de verificar a trabalhabilidade do concreto em seu estado plástico, buscando medir sua consistência. A Figura 19 indicou um resultado satisfatório de abatimento de cone igual a 11 cm, nível este

desejável, pois a ABNT NBR 6118 (2014), permite uma variação para uma consistência medianamente plástica.

Figura 19: Resultado do *Slump-Test*.

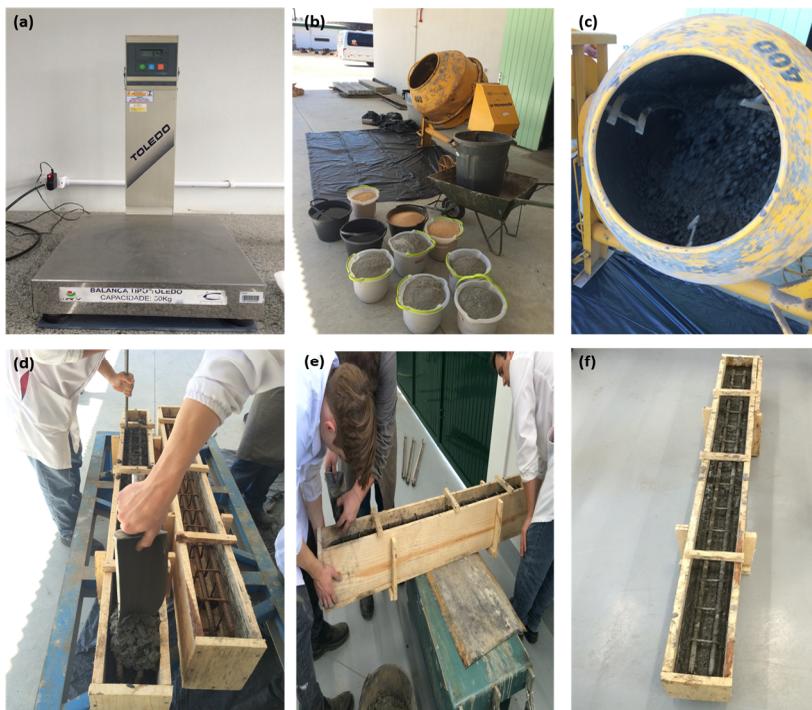


Fonte: Do Autor, 2015.

Todas as vigas foram concretadas simultaneamente com concreto dosado em laboratório e adensadas com auxílio de vibradores de imersão e mesa vibratória. As vigas foram concretadas até uma altura de 13,75 cm, essa limitação foi controlada no momento da primeira fase da concretagem, através de uma marcação interna (linha limite) na forma das vigas, ficando exposta a armadura de combate a flexão dos grupos B, C e D, com exceção do grupo A abordado anteriormente.

O cálculo para recebimento do reforço dos grupos B, C e D foi soma das diferenças do cobrimento da viga + 1 x diâmetro da barra de combate a flexão ( $2,5 + 2,5 + 1 \times 1,25 = 6,25$  cm), espessura a ser mantida da concretagem na segunda fase, variando apenas os tipos das fibras. As imagens da primeira fase da concretagem podem ser visualizadas na Figura 20: (a) Balança utilizada de precisão; (b) Organização dos insumos dosados e pátio de concretagem; (c) Mistura; (d) Colocação de concreto nas formas – linha limite; (e) Vibração do concreto; (f) Viga concretada – 1º fase.

Figura 20: Primeira fase - concretagem.



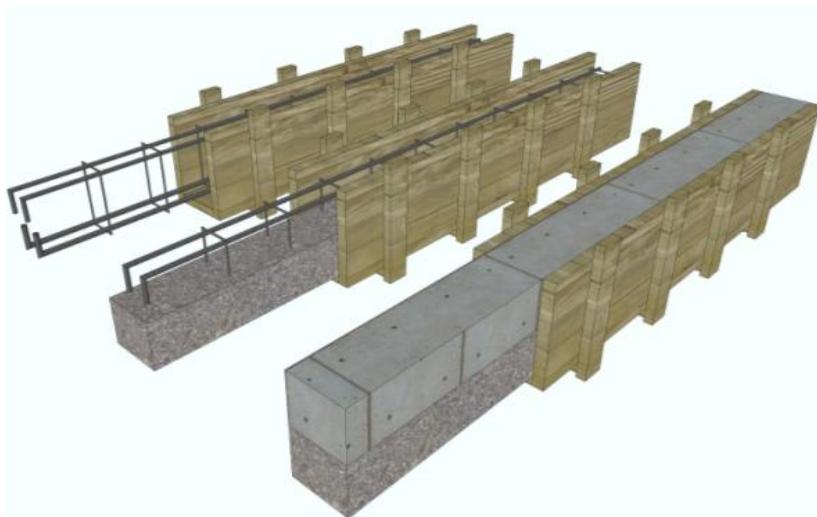
Fonte: Do Autor, 2015.

A segunda fase da concretagem das vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160 \text{ cm}^3$ ), seguiram os mesmos procedimentos da primeira fase, porém a reconstituição do banzo tracionado das vigas dos grupos B, C e D, tiveram a presença de fibras nos 6,25 cm de espessura, exemplificados na Figura 21.

A quantidade de fibras inseridas nos grupos que receberam reforço foi de  $20 \text{ kg/m}^3$ . Vale ressaltar, que as vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ) e os corpos de prova cilíndricos ( $20 \times \text{Ø}10 \text{ cm}^3$ ) foram concretados simultaneamente a esta segunda fase, completando o conjunto dos protótipos, para finalizar foi relacionado um percentual de segurança de 10% nos volumes de insumos dosados.

A segunda fase da concretagem é exemplificada na Figura 22: (a) Dosagem das fibras; (b) Colocação de fibras manualmente na mistura do concreto; (c) Colocação do concreto no banzo tracionado; (d) Vigas concretadas da primeira fase – grupo A referência (concretagem única); (e) Vibração da segunda fase da concretagem; (f) Concretagem dos corpos de prova cilíndricos (20xØ10 cm<sup>3</sup>) e vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).

Figura 21: Fases da concretagem.



Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 22: Segunda fase – concretagem.



Fonte: Do Autor, 2015.

**5º Etapa:** Nesta etapa se refere a todos os protótipos, com exceção aos corpos de prova cilíndricos ( $20 \times \text{Ø}10 \text{ cm}^3$ ), estes foram desformados no dia seguinte após a concretagem e colocados em cura submersa até atingir os 28 dias, onde foram realizados os ensaios de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade no LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil da UNESC, localizado no I-Parque.

As vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160 \text{ cm}^3$ ) e pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}$ ) foram desformadas aos 14 dias, posteriormente foram pintadas para melhor análise de fissuras e identificadas conforme as sequências dos grupos correspondentes. Ainda sobre as vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160 \text{ cm}^3$ ), cada grupo possui 02 vigas e foram identificadas: grupo A (A1, A2), grupo B (B1, B2), grupo C (C1, C2), grupo D (D1, D2).

As vigas, assim denominadas com a nomenclatura (A1, B1, C1 e D1) se referem a vigas instrumentadas com *Strain Gages* totalizando 04 vigas, já as identificadas como (A2, B2, C2 e D2) tratam-se de vigas sem a presença de sensores ligados ao aço e concreto. As especificações do *Strain Gages* podem ser vistas na ilustração da Figura 23.

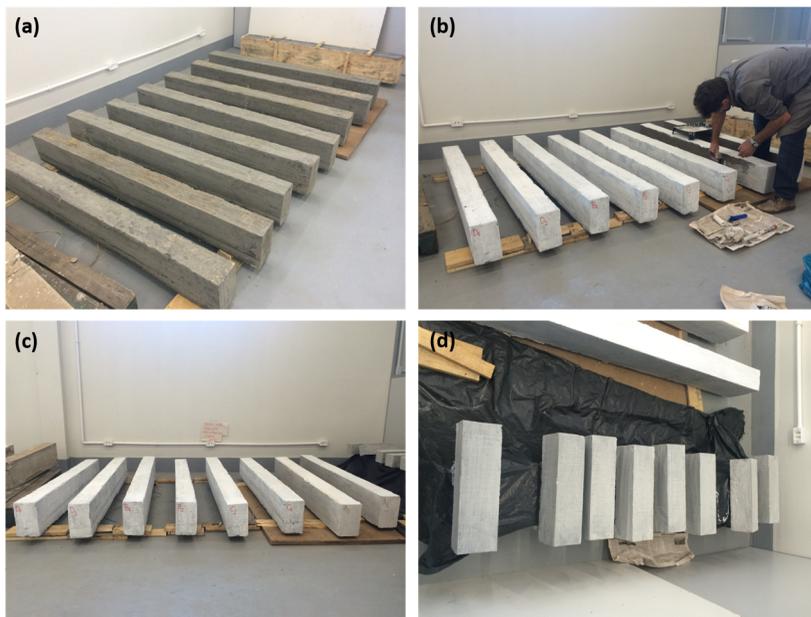
Figura 23: Especificação do fabricante do *Strain Gages*.

KYOWA		MADE IN JAPAN		
TYPE		KC-70-120-A1-11		
GAGE FACTOR (24°C,50%RH)	2.11 ± 1.0%	LOT No.	Y7005	BATCH 227A U04
GAGE LENGTH	67 mm	TEMPERATURE COEFFICIENT OF GAGE FACTOR	+0.015 % / °C	
GAGE RESISTANCE(24°C,50%RH)	119.8 ± 0.2 Ω	APPLICABLE GAGE CEMENT	PC-12B, CC-35	
ADOPTABLE THERMAL EXPANSION	10.8 PPM/°C	QUANTITY	10	
<b>KYOWA STRAIN GAGES</b>				

Fonte: Do Autor, 2015.

As vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>) também receberam as mesmas determinações de nomenclaturas. A Figura 24 identifica as fases de desforma, identificação e cura: (a) Desforma e alinhamento das vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>); (b) Pintura das vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>); (c) Identificação das vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>); (d) Desforma, alinhamento e pintura das vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).

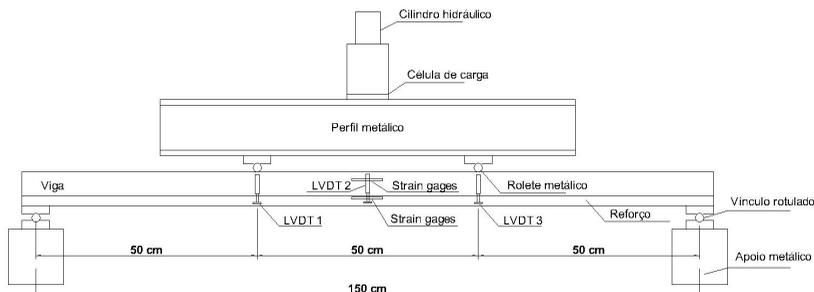
Figura 24: Desforma, alinhamento, pintura e cura das vigas.



Fonte: Do Autor, 2015.

**6º Etapa:** Esta etapa se refere aos ensaios principais e complementares. Para os ensaios principais, todas as vigas grandes (12x20x160 cm) foram submetidas ao ensaio de flexão em 04 pontos. As cargas foram aplicadas de cima para baixo pelo cilindro hidráulico sobre um perfil metálico que transferiu o carregamento para as vigas em duas cargas pontuais divididas exatamente nos terços do vão teórico da viga. O posicionamento dos elementos está detalhado na Figura 25.

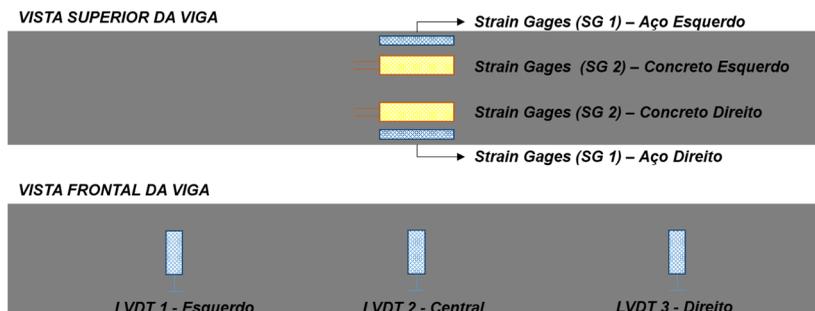
Figura 25: Posicionamento dos elementos no ensaio instrumentado de 04 pontos.



Fonte: Do Autor, 2015.

As vigas foram posicionadas sob um pórtico metálico de reação e a carga foi aplicada mediante um cilindro hidráulico de controle elétrico com capacidade de 500 kN, os valores de carga foram registrados por meio de uma célula de carga disposta entre o cilindro hidráulico e a viga de distribuição (perfil I - metálica). Foram avaliados os deslocamentos verticais em 03 pontos (LVDT 1, LVDT 2, LVDT 3) ao longo do comprimento da viga com a utilização de transdutores indutivos de deslocamentos (LVDT - *Linear Variable Differential Transformes*). As deformações foram monitoradas através de extensômetros elétricos (*Strain Gages*) colocados nos materiais em pontos estratégicos de deformação: no concreto e na armadura de flexão, como mostra o croqui da Figura 26. Os equipamentos foram conectados ao sistema de aquisição de dados Quantum X<sup>®</sup> com interface com o *software* Catman Easy<sup>®</sup>, ambos da HBM<sup>®</sup>.

Figura 26: Posicionamentos dos LVDT's e SG's ao longo da viga.



Fonte: Do Autor, 2015.

As verificações foram feitas de modo a analisar o comportamento de cada grupo em diferentes instantes de aplicação de carga:

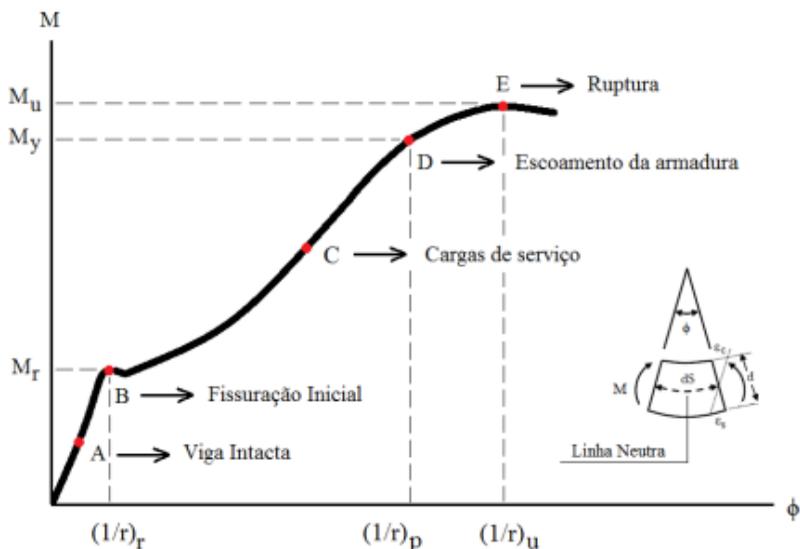
- Quando atingido o deslocamento máximo permitido por norma ( $L/250$ );
- Na ruptura;
- Na abertura de fissuras.

No primeiro instante foi verificado o carregamento necessário para que as vigas atingissem o deslocamento máximo estabelecido por norma ( $L/250$ ), foi considerado ( $L=150$  cm) sendo o vão teórico das vigas, no qual foi encontrado um valor para o deslocamento de 6,00 mm.

No segundo e último instante do ensaio, foi verificado o valor do carregamento e deslocamento que levaram a viga à ruptura.

Com os resultados do ensaio de flexão, através das curvas de carga *versus* deslocamentos verticais, obtida com os LVDT's posicionados ao longo do comprimento pode-se traçar a linha elástica da viga. Com os valores de deformação teve-se uma melhor compreensão das fases de deformação que dividem os limites dos Estádios em valores de momento fletor de fissuração e momento fletor de plastificação. Foi possível caracterizar um modelo para o fenômeno de mudança de estádios de deformação de uma viga reforçada com fibras através da observação da relação entre o momento fletor e a curvatura formada na seção transversal da viga, como ilustra a Figura 27. Além de mapear o desenvolvimento das fissuras e forma ruptura.

Figura 27: Diagrama momento *versus* curvatura da seção transversal de uma viga sob flexão.



Fonte: Borges, 2002.

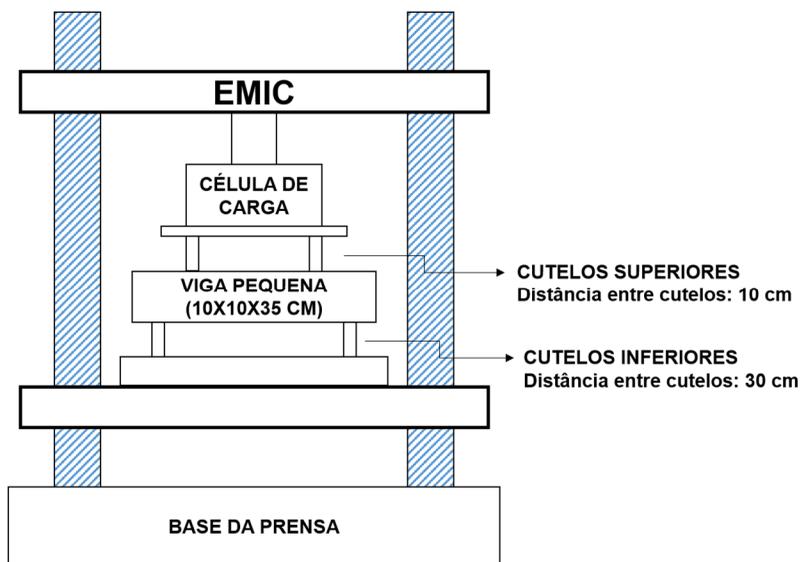
O ensaio mecânico a flexão por 04 pontos, foi um ensaio complementar em escala reduzida para as vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ), a partir de uma barra retangular moldada simetricamente biapoiada, a carga prevista é aplicada nos terços médios do corpo de prova, de acordo com a Figura 28 e 29.

Figura 28: Ensaio mecânico a flexão em 04 pontos.



Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 29: Croqui do ensaio esquemático de resistência à flexão em 04 pontos.



Fonte: Do Autor, 2015.

A moldagem dos corpos de prova cilíndricos ( $20 \times \varnothing 10 \text{ cm}^3$ ) e a realização dos ensaios seguem as normas ABNT NBR 5738 (2014) e ABNT NBR 5739 (2014). Nos projetos indica-se a resistência à compressão característica, refere-se à idade de 28 dias, a exemplificação do ensaio é

representada na Figura 30. O módulo de elasticidade foi obtido segundo a descrição ABNT NBR 8522 (2014), os ensaios foram realizados no LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil da UNESC, localizado no I-Parque.

Figura 30: Ensaio de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade.



Fonte: Do Autor, 2015.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 VIGAS GRANDES (12X20X160 cm<sup>3</sup>)

#### 5.1.1 Carregamento e deslocamento máximo permitido por norma (L/250 = 6,00 mm) – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>)

Ao aplicar a carga até atingir o deslocamento máximo estabelecido por norma, verifica-se que os grupos apresentaram disparidades nos valores de resistência apresentados na Tabela 03.

Tabela 03: Resultados do carregamento no deslocamento máximo permitido por norma (L/250 = 6,00 mm) – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).

GRUPO A – Sem fibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
A1G	66,38	6,00
A2G	70,20	6,00
Média (D.P.)	68,29 (2,70)	6,00
GRUPO B – Macrofibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
B1G	58,90	6,00
B2G	67,49	6,00
Média (D.P.)	63,20 (6,07)	6,00
GRUPO C – Microfibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
C1G	69,02	6,00
C2G	76,70	6,00
Média (D.P.)	72,86 (5,43)	6,00
GRUPO D – Macrofibras e Microfibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
D1G	65,55	6,00
D2G	72,85	6,00
Média (D.P.)	69,20 (5,16)	6,00

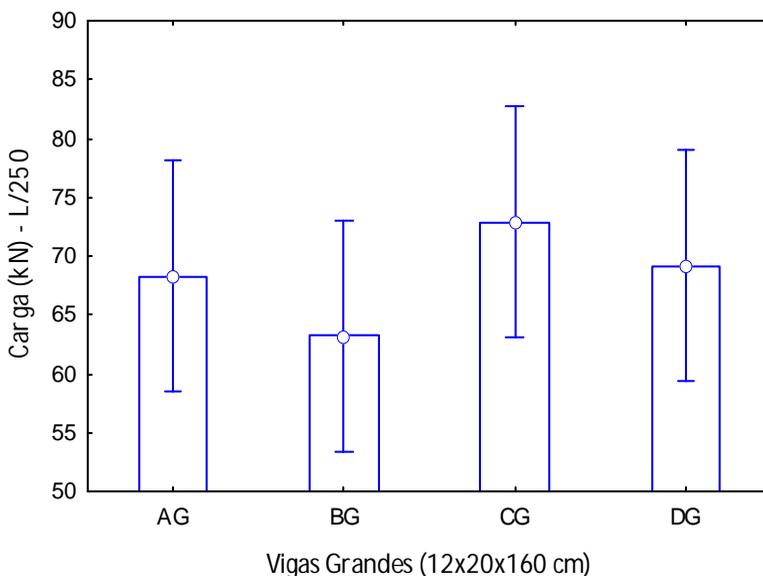
Fonte: Do Autor, 2015.

O grupo A é considerado como referência para a análise e interpretação dos resultados em geral, por se tratar de vigas sem reforço com fibras de aço na face tracionada das vigas. Dessa forma, os grupos C e D atingiram cargas maiores para o deslocamento máximo admissível (6,00mm), sendo 5,23% superior do grupo C em relação ao grupo A, do mesmo modo o grupo D apresentou um acréscimo de 1,33% maior para o deslocamento determinado. Com exceção do grupo B, este não apresentou incremento de cargas. Obs.: As comparações em termos percentuais são em relação as médias dos grupos.

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 31. Essa análise mostrou que a carga para ( $L/250 = 6,00$  mm) forneceram valores estatisticamente iguais ( $p > 0,05$ ) entre todos os grupos, com um nível de confiança de 95%.

Apesar da análise estatística obter valores semelhantes, é notável o acréscimo de carga do grupo C, mostrando que as microfibras apresentaram um melhor controle de microfissuração e contribuíram para acréscimo de resistência a flexão.

Figura 31: Análise dos resultados de carga em ( $L/250 = 6,00$  mm) – Vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160$  cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

### 5.1.2 Carregamento e deslocamento na ruptura – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>)

O carregamento crescente e os deslocamentos atingidos na ruptura encontram-se dispostos na Tabela 04.

Tabela 04: Resultados do carregamento e deslocamento para levar as vigas à ruptura – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).

GRUPO A – Sem Fibras				
Vigas	Carga (kN)	Desloc. Esq. (mm)	Desloc. Meio (mm)	Desloc. Dir. (mm)
A1G	84,22	13,77	16,91	15,48
A2G	85,60	13,62	15,77	12,61
Média (D.P)	84,91 (0,98)	13,69 (0,11)	16,34 (0,81)	14,05 (2,03)
GRUPO B – Macrofibras				
Vigas	Carga (kN)	Desloc. Esq. (mm)	Desloc. Meio (mm)	Desloc. Dir. (mm)
B1G	89,09	14,33	18,30	16,07
B2G	86,67	9,62	12,72	10,68
Média (D.P)	87,88 (1,71)	11,98 (3,34)	15,51 (3,95)	13,38 (3,81)
GRUPO C – Microfibras				
Vigas	Carga (kN)	Desloc. Esq. (mm)	Desloc. Meio (mm)	Desloc. Dir. (mm)
C1G	88,88	11,20	14,39	11,67
C2G	87,70	14,64	12,24	12,07
Média (D.P)	88,29 (0,83)	12,92 (2,43)	13,31 (1,52)	11,87 (0,28)
GRUPO D – Macrofibras + Microfibras				
Vigas	Carga (kN)	Desloc. Esq. (mm)	Desloc. Meio (mm)	Desloc. Dir. (mm)
D1G	86,99	13,90	18,71	13,91
D2G	85,16	11,37	14,21	11,74
Média (D.P)	86,07 (1,29)	12,63 (1,79)	16,46 (3,18)	12,83 (1,54)

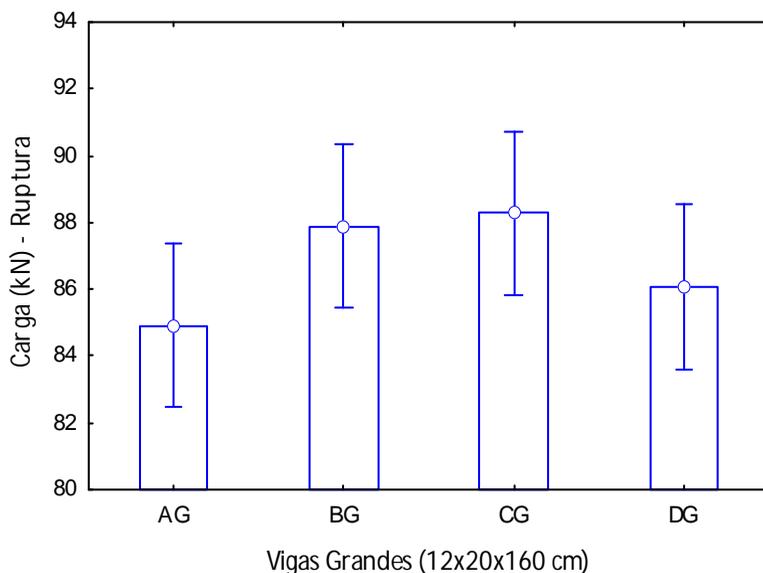
Fonte: Do Autor, 2015.

Nesta etapa, o comportamento dos percentuais que justificam o aumento da capacidade portante entre os grupos, foram diferentes no deslocamento para ruptura. Neste caso, para legar as vigas a ruptura o grupo B atingiu incremento de carga de 3,50% superior ao grupo A. Quanto ao carregamento, o grupo C foi 3,98% mais elevado em comparação ao grupo A, assim como o grupo D que foi de 1,37%. Com relação aos deslocamentos, estes foram semelhantes e próximos entre todos os grupos. Obs.: As comparações em termos percentuais são em relação as médias dos grupos.

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 32. Essa análise mostrou que a carga para ruptura forneceram valores estatisticamente iguais ( $p > 0,05$ ) entre todos os grupos, com um nível de confiança de 95%.

Similarmente ao exposto para análise estatística no carregamento para o deslocamento admissível ( $L/250 = 6,00$  mm), o grupo C mostrou que as microfibras apresentaram um melhor controle de microfissuração e contribuíram para acréscimo de resistência a flexão.

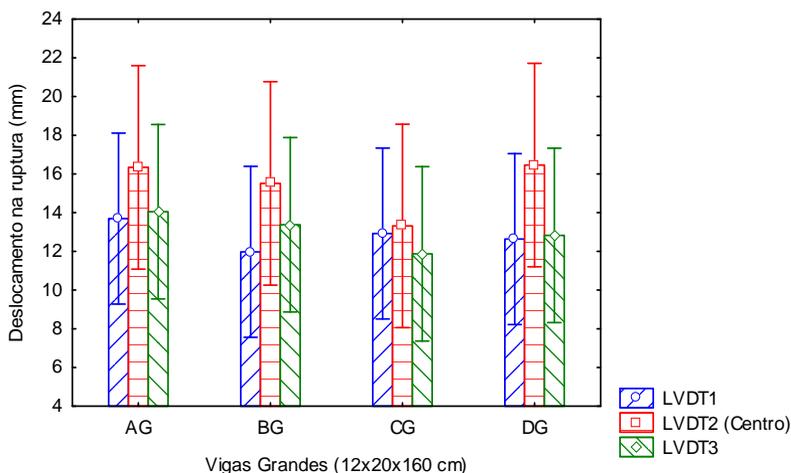
Figura 32: Análise dos resultados de carga na ruptura – Vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160$  cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

Já para a análise estatística para o deslocamento na ruptura, aplicou-se também uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 33. Essa análise mostrou que o deslocamento na ruptura forneceu valores estatisticamente iguais ( $p > 0,05$ ) entre todos os grupos para o mesmo LVDT, 1, 2 ou 3, com um nível de confiança de 95%.

Figura 33: Análise dos resultados do deslocamento na ruptura – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).

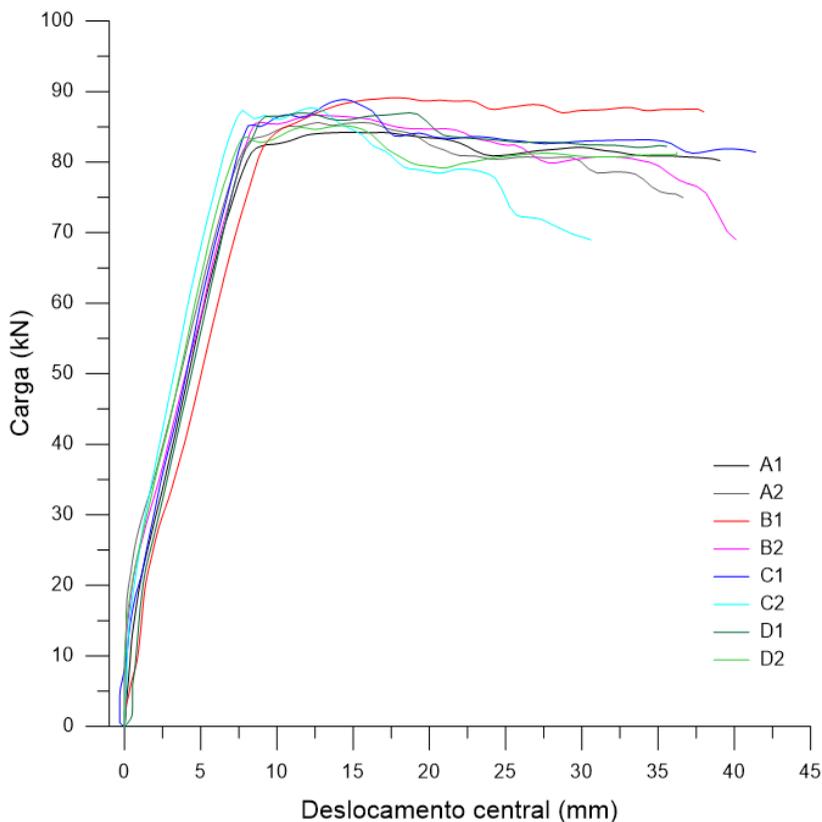


Fonte: Do Autor, 2015.

### 5.1.3 Comportamento carga *versus* deslocamento – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>)

Na Figura 34, estão apresentados os gráficos de carga *versus* deslocamento de todas as vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>). Observa-se que o comportamento entre os grupos foram similares quanto as cargas últimas e nas cargas de serviço. Nota-se também, que as vigas de todos os grupos ultrapassaram o deslocamento máximo admitido por norma ( $L/250 = 6,00$  mm) antes do colapso. Por fim, é importante salientar que todas as vigas romperam por esmagamento do concreto da face comprimida.

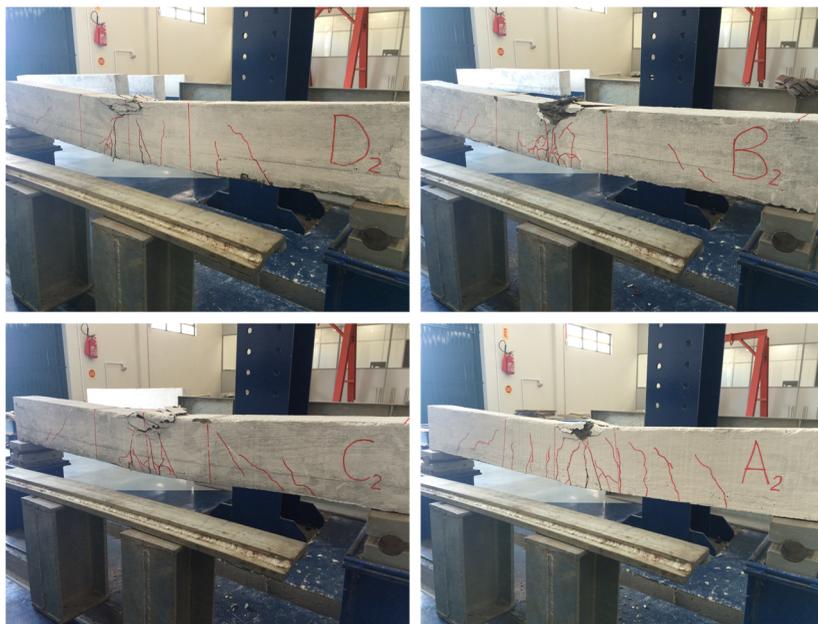
Figura 34: Comportamento carga *versus* deslocamento – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

Para compreender a forma de ruptura e fissuras entre os grupos das vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>), as imagens na sequência da Figura 35 ilustram estas particularidades. O grupo A, por ser referência e não conter fibras na face tracionada, foi o grupo que apresentou mais fissuras visuais, ultrapassando até a região do terço médio, já os grupos B, C e D foram similares no aparecimento de fissuras concentradas no terço médio do vão teórico da viga e também para o surgimento de algumas fissuras por cisalhamento.

Figura 35: Forma de ruptura e fissuras dos grupos das vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



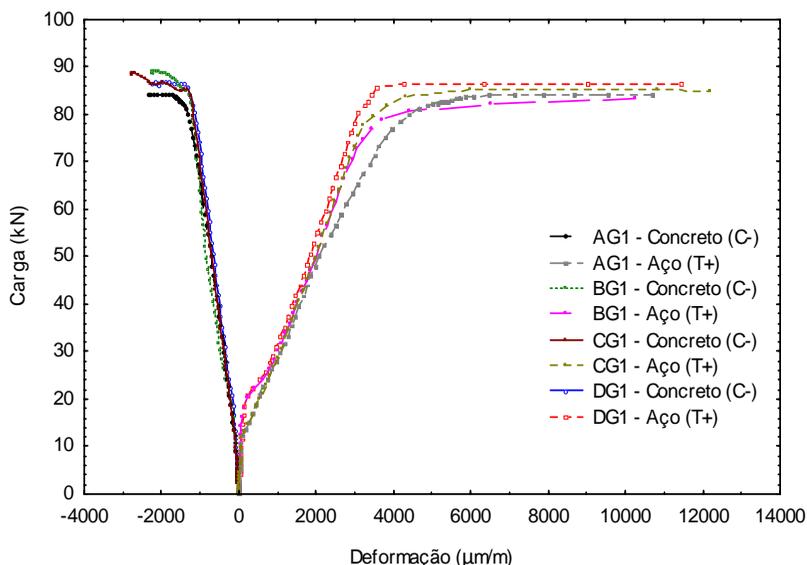
Fonte: Do Autor, 2015.

#### 5.1.4 Análise das deformações específicas – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>)

O gráfico da Figura 36 apresenta as deformações específicas do concreto na face superior mais comprimida e a do aço na face inferior mais tracionada, ambas faces localizadas na seção transversal central.

Nota-se que as deformações no concreto e no aço finais foram similares entre os grupos. Entretanto, observa-se que grupos B e D apresentaram uma deformação menor o que contribuiu para aumentar o momento de fissuração. Vale ressaltar que estes grupos contém a presença de macrofibras.

Figura 36: Deformações específicas do aço e concreto – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

### 5.1.5 Análise do diagrama momento – curvatura – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>)

A Tabela 05 apresenta todos os resultados de momentos e curvaturas e as diferenças em porcentagens com relação a viga referência (grupo AG).

O gráfico da Figura 37 apresenta o diagrama momento – curvatura, a Figura 38 mostra os resultados pontuais de momento fletor (Momento de fissuração –  $M_r$ ; Momento de plastificação –  $M_y$ ; Momento último –  $M_u$ ) da Figura 37 e a Figura 39 apresenta os resultados pontuais de curvatura da Figura 37 nos respectivos momentos citados anteriormente. Para melhorar a análise o gráfico da Figura 40 mostra os resultados de curvatura no momento de fissuração isolados. O grupo B com a presença de macrofibras apresentou 6,5 vezes maior momento de fissuração superior ao grupo A (referência), seguidos do grupo D e C. Quanto a rotação o grupo também o grupo B foi 19,6 vezes superior ao grupo A (referência), seguidos dos grupos D e C.

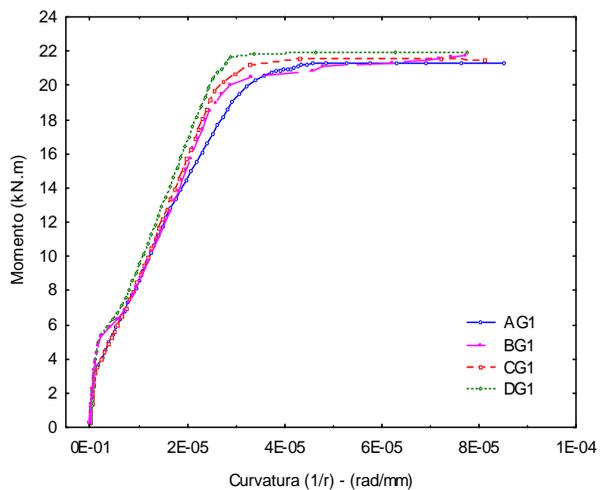
O que mostra todas as fibras aumentaram o momento de fissuração e rotação plástica, porém a adição isolada de microfibras foram as que menos contribuíram.

Tabela 05: Resultados dos momentos e curvaturas.

Momentos						
Vigas	Mr (kN.m)	Diferença	My (kN.m)	Diferença	Mu (kN.m)	Diferença
AG	0,7	-	20,6	-	21,3	-
BG	5,4	+655,7%	20,5	-0,7%	22,6	+5,7%
CG	2,8	+291,8%	19,1	-7,1%	22,5	+5,5%
DG	4,5	+529,6%	21,7	+5,3%	22,0	+3,2%
Curvaturas						
Vigas	1/r (Mr)	Diferença	1/r (My)	Diferença	1/r (Mu)	Diferença
AG	1,15E-07	-	3,57E-05	-	7,65E-05	-
BG	2,37E-06	+1960,9%	3,32E-05	-7,1%	8,16E-05	+6,6%
CG	7,95E-07	+592,2%	2,47E-05	-30,8%	8,85E-05	+15,7%
DG	1,45E-06	+1161,2%	2,90E-05	-18,8%	7,95E-05	+3,9%

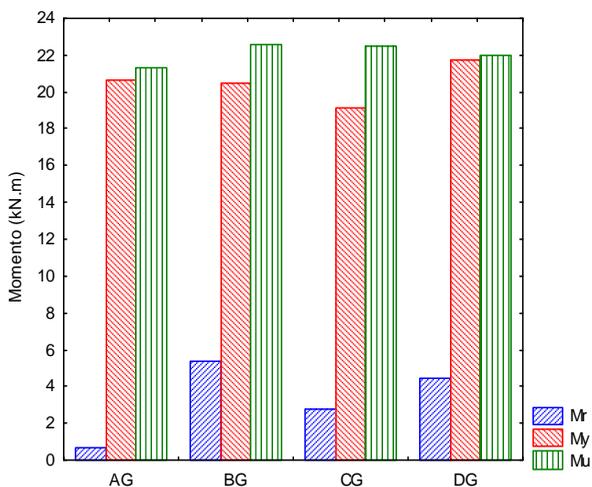
Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 37: Diagrama momento – curvatura – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



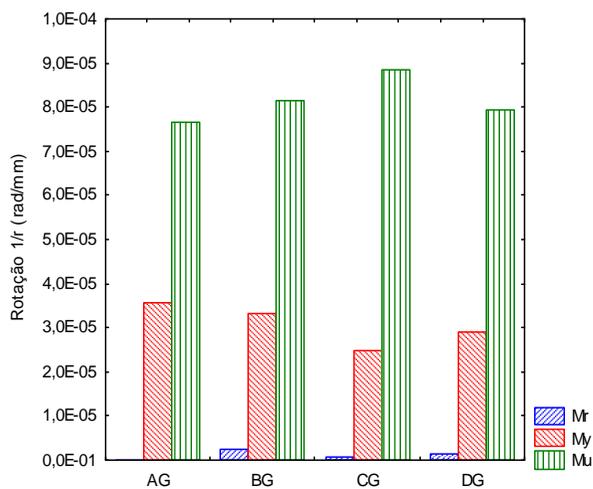
Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 38: Resultados isolados de momento fletor – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



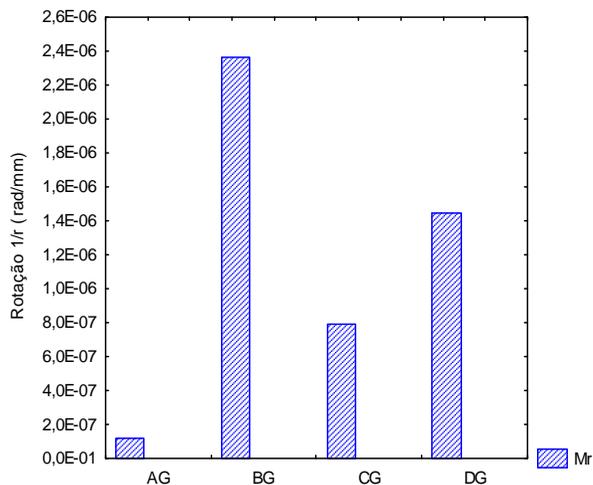
Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 39: Resultados isolados de curvatura – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 40: Resultados isolados de curvatura no momento de fissuração (Mr) – Vigas grandes (12x20x160 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

## 5.2 VIGAS PEQUENAS (10X10X35 cm<sup>3</sup>)

### 5.2.1 Carregamento e deslocamento na ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>)

A Tabela 06 apresenta os resultados dos ensaios das vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>) no tangente a carga e deslocamento atingidos no instante de ruptura.

O grupo A, também é considerado como referência para a análise e interpretação dos resultados em geral, por não possuir fibras em sua composição. Dessa forma, os grupos C e D atingiram cargas maiores para o deslocamento na ruptura, sendo 13,11% superior do grupo C em relação ao grupo A com deslocamento médio de 0,27mm, do mesmo modo o grupo D apresentou um acréscimo de 8,20% maior para o deslocamento determinado de 0,30mm. Com exceção do grupo B, este não apresentou incremento de cargas. Obs.: As comparações em termos percentuais são em relação as médias dos grupos.

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 41. Essa análise mostrou que a carga para ruptura forneceram valores estatisticamente iguais ( $p>0,05$ ) entre todos os grupos, com um nível de confiança de 95%.

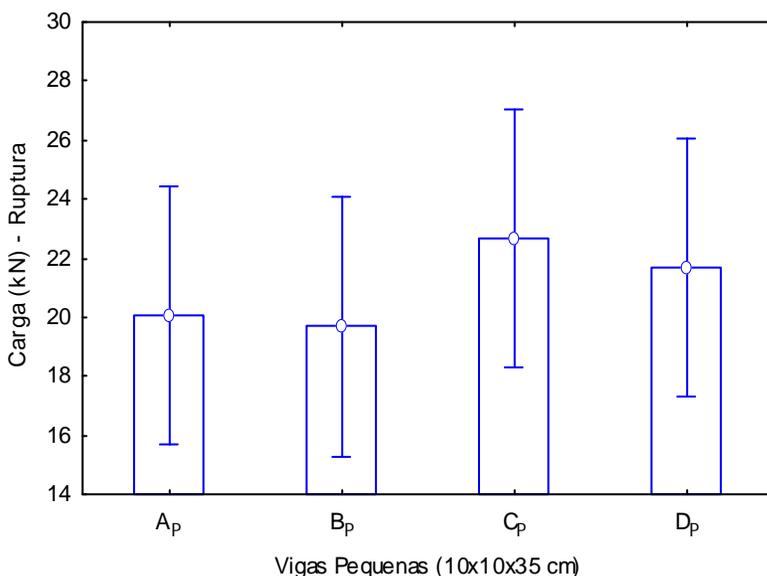
Apesar da análise estatística obter valores semelhantes, nota-se o acréscimo de carga do grupo C e D.

Tabela 06: Resultados do carregamento e deslocamento para levar a ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).

GRUPO A – Sem Fibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
A1P	20,66	0,13
A2P	19,45	0,02
Média (D.P)	20,06 (0,85)	0,07 (0,08)
GRUPO B – Macrofibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
B1P	19,41	0,70
B2P	19,96	0,64
Média (D.P)	19,68 (0,39)	0,67 (0,04)
GRUPO C – Microfibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
C1P	25,63	0,13
C2P	19,74	0,41
Média (D.P)	22,68 (4,17)	0,27 (0,20)
GRUPO D – Macrofibras + Microfibras		
Vigas	Carga (kN)	Deslocamento (mm)
D1P	20,77	0,38
D2P	22,63	0,22
Média (D.P)	21,70 (1,32)	0,30 (0,11)

Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 41: Análise dos resultados de carga na ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).

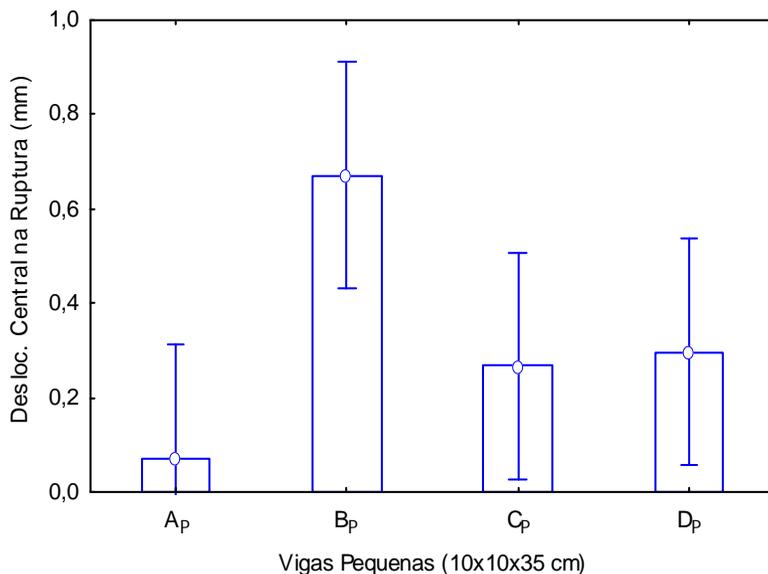


Fonte: Do Autor, 2015.

A mesma análise mostrou na Figura 42 que o deslocamento para ruptura apresentou valores estatisticamente superiores ( $p < 0,05$ ) para o grupo B. Os grupos C e D, apresentaram valores inferiores estatisticamente ao grupo B e superiores ao grupo A.

Deste modo, pode-se dizer que as microfibras e macrofibras contribuíram para o acréscimo do deslocamento central na ruptura.

Figura 42: Análise dos resultados do deslocamento na ruptura – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).

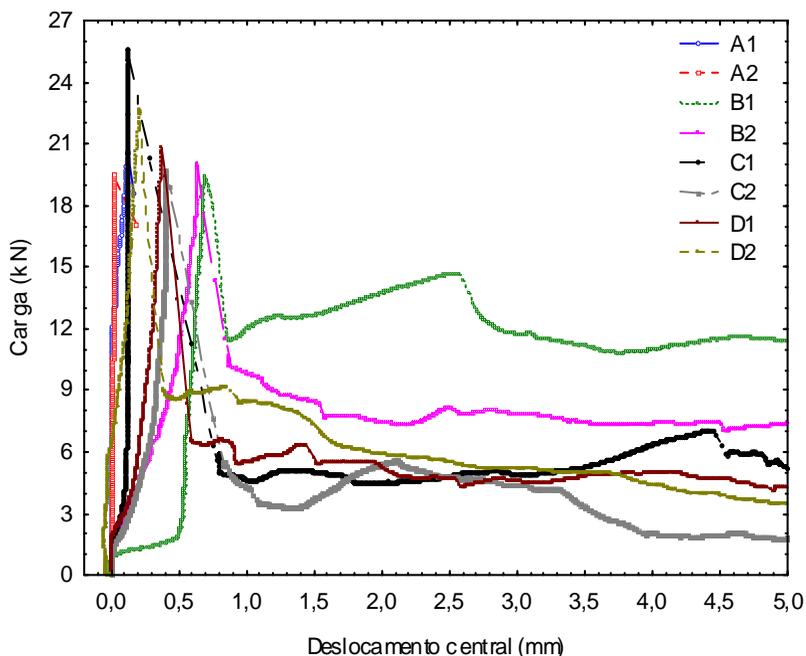


Fonte: Do Autor, 2015.

### 5.2.2 Comportamento carga *versus* deslocamento – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>)

Na Figura 43, estão apresentados os gráficos de carga *versus* deslocamento de todas as vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>). Observa-se que o grupo C representa o maior pico do gráfico, dessa forma as vigas suportaram as maiores cargas até a ruptura, seguido do grupo D. Com relação ao deslocamento desses dois grupos, suas médias vistas no item 5.2.1 foram praticamente idênticas. Já os traçados das vigas do grupo B obtiveram comportamento similar ao do grupo A, não resultando em incremento de cargas.

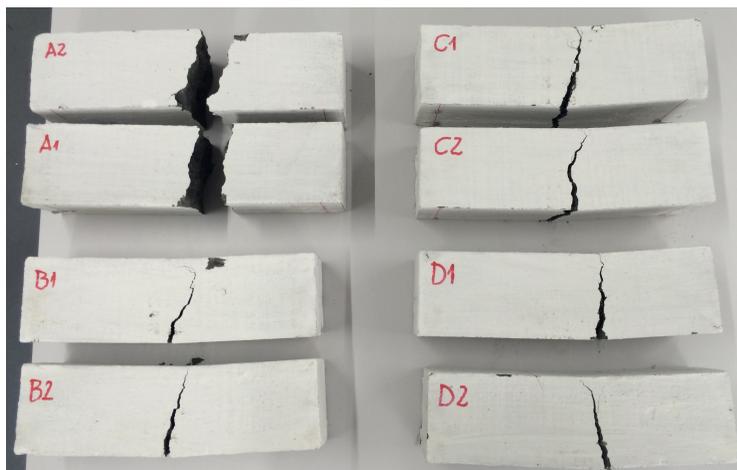
Figura 43: Comportamento carga *versus* deslocamento – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

A Figura 44 apresenta o comportamento carga *versus* deslocamento para as vigas pequenas. Com intuito de verificar a eficiência para cada configuração de reforço, o grupo A teve comportamento frágil, levando a ruptura das vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>), já os grupos B, C e D por possuírem fibras na composição, as mesmas contribuíram no processo de fissuração, atuando como ponte de transferência dos esforços como indica MARTINEAU e AGOPYAN (2002), representado na Figura 45.

Figura 44: Morfologia de fissuras dos grupos das vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ).



Fonte: Do Autor, 2015.

Figura 45: Forma de ruptura ou fissuração dos grupos das vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ).

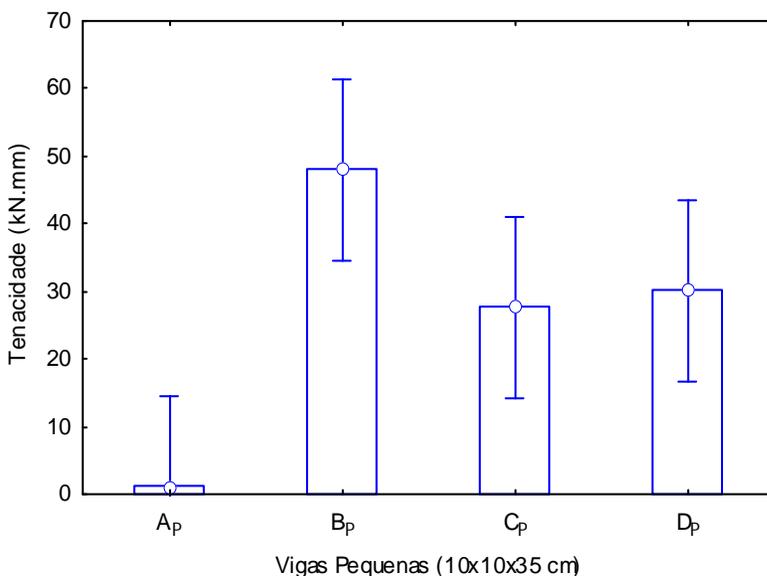


Fonte: Do Autor, 2015.

### 5.2.3 Análise da tenacidade – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>)

Para analisar estatisticamente os resultados aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 46. Essa análise mostrou que a tenacidade apresentou valores estatisticamente superiores ( $p < 0,05$ ) para o grupo B. Os grupos C e D, apresentaram valores inferiores estatisticamente ao grupo B e superiores ao grupo A.

Figura 46: Análise dos resultados de tenacidade – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

Deste modo, pode-se dizer que tanto as vigas com macrofibras como as com microfibras apresentaram aumento de tenacidade, sendo este aumento superior para as vigas do grupo B. A Tabela 07 apresenta os resultados.

Tabela 07: Resultados da tenacidade – Vigas pequenas (10x10x35 cm<sup>3</sup>).

Vigas Pequenas	Tenacidade (kN.mm)
AP	2,01
AP	0,18
Média (D.P)	1,10 (0,92)
BP	55,76
BP	40,32
Média (D.P)	48,04 (7,72)
CP	32,89
CP	22,42
Média (D.P)	27,66 (5,24)
DP	27,91
DP	32,49
Média (D.P)	30,20 (2,29)

Fonte: Do Autor, 2015.

### 5.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (FC) E MÓDULO DE ELASTICIDADE (EC) DOS CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS (20XØ10 cm<sup>3</sup>)

Para caracterizar mecanicamente o concreto foram realizados ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade à compressão. A Tabela 08 apresenta os resultados obtidos e a diferença com relação ao concreto referência (grupo A).

Tabela 08: Resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade.

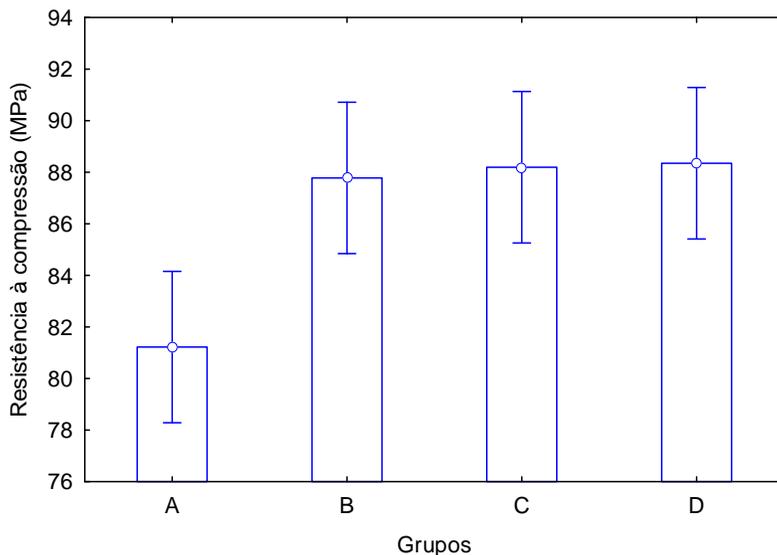
CP'S	f <sub>ck</sub> (MPa)	Diferença	Ec (GPa)	Diferença	Material
A1	81,80	-	54,17	-	Concreto
A2	80,64	-	-	-	Concreto
Média (D.P)	81,22 (0,82)	-	-	-	Concreto
B1	86,30	-	57,33	+5,83%	Concreto + Macrofibras
B2	89,26	-	-	-	Concreto + Macrofibras
Média (D.P)	87,78 (2,09)	+8,98%	-	-	Concreto + Macrofibras
C1	86,80	-	57,22	+5,63%	Concreto + Microfibras
C2	89,59	-	-	-	Concreto + Microfibras
Média (D.P)	88,20 (1,97)	+7,95%	-	-	Concreto + Microfibras
D1	88,40	-	55,36	+2,20%	Concreto + Macrofibras + Microfibras
D2	88,30	-	-	-	Concreto + Macrofibras + Microfibras
Média (D.P)	88,35 (0,07)	+8,78%	-	-	Concreto + Macrofibras + Microfibras

Fonte: Do Autor, 2015.

Para analisar estatisticamente os resultados de resistência à compressão aplicou-se uma análise de variância (ANOVA), como mostra a Figura 47. Essa análise mostrou que a resistência à compressão apresentou valores estatisticamente diferentes ( $p < 0,05$ ), pois de acordo com a literatura a adição de fibras pode contribuir ou não para a resistência

à compressão. A diferença máxima entre os grupos foi de 8,06%, sendo que os concretos com adições de fibras apresentaram resultados similares e superiores ao concreto referência sem adição de fibras. Obs.: As comparações em termos percentuais são em relação as médias dos grupos

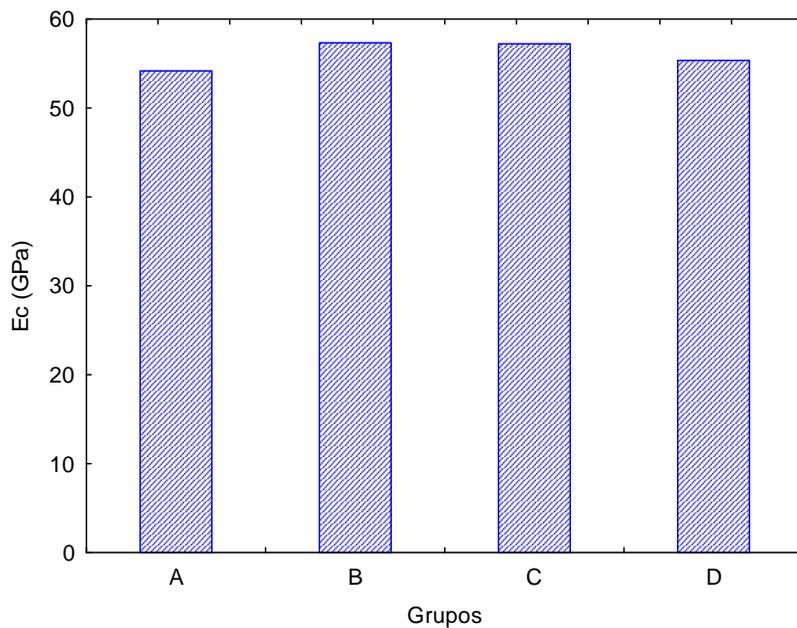
Figura 47: Análise dos resultados de resistência à compressão dos corpos de prova ( $20 \times \emptyset 10 \text{ cm}^3$ )



Fonte: Do Autor, 2015.

Quanto ao módulo de elasticidade observa-se na Figura 48 que a diferença máxima entre os todos os grupos de 5,83%, sendo o grupo B com macrofibras obteve o maior módulo. Deste modo, pode-se dizer que a adição de microfibras e macrofibras não contribuíram para um aumento significativo do módulo de elasticidade. Obs.: As comparações em termos percentuais são em relação as médias dos grupos

Figura 48: Análise dos resultados módulo de elasticidade dos corpos de prova (20xØ10 cm<sup>3</sup>).



Fonte: Do Autor, 2015.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Referente ao estudo realizado pode-se chegar as seguintes considerações:

- Com relação aos resultados de carregamento e deslocamento (admitidos por norma  $L/250$  e na ruptura) apresentados para as vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160 \text{ cm}^3$ ) e vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ), conclui-se que para todos os grupos que continham em sua composição fibras de aço na face tracionada das vigas, contribuíram para melhores resultados;
- Nota-se que as deformações específicas para as vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160 \text{ cm}^3$ ) tanto para o concreto e o aço foram similares entre os grupos;
- No diagrama momento – curvatura, todas as fibras aumentaram o momento de fissuração e rotação plástica;
- As fissuras das vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ), evidenciam que o grupo A teve comportamento frágil, levando de forma brusca a ruptura dos protótipos (como esperado);
- A ANOVA mostrou que as microfibras e macrofibras contribuíram para o acréscimo de tenacidade;
- Os resultados de resistência à compressão foram superiores para os concretos com adições de fibras;
- O módulo de elasticidade apresentou resultados similares entre os grupos e não superiores para os concretos com adição de fibras como observado para a resistência à compressão;
- Por fim, o método de aplicação do reforço com fibras de aço na face tracionada das vigas se mostrou eficaz, embora não apresentar incrementos de resistência última elevados, as fibras contribuíram para uma série de resultados mencionados acima, atuando de forma eficaz no combate a fissuração. Ressalta-se também, que o grupo B com macrofibras, apresentaram os melhores resultados diante dos demais grupos para as vigas grandes ( $12 \times 20 \times 160 \text{ cm}^3$ ) assim como para as vigas pequenas ( $10 \times 10 \times 35 \text{ cm}^3$ ).

Com relação a trabalhos futuros sugere-se:

- Realizar experimentos comparando métodos de reforço estrutural diferentes no mercado ou criando novos sistemas que permitam o aumento da resistência das vigas;
- Proporcionar um estudo de viabilidade econômica para a aplicação do reforço;
- Adequar uma correlação entre a armadura de combate a flexão na presença de fibras para que se obtenha a mesma área de aço em comparação a viga de referência (sem reforço).

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 440.1R - **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP**. Systems for Strengthening Concrete Structures - American Concrete Institute; 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto –Preparo, controle e recebimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. Rio de Janeiro, 2014.
- BANTHIA, N. & GUPTA, R. *Hybrid fiber reinforced concrete (HyFRC): fiber synergy in high strength matrices*. **Materials and Structures**. v.37, p. 707-716, 2004.
- BEBER, A. J.; CAMPAGNO, J. L.; CAMPOS FILHO, A. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas à Flexão com Compósitos de Fibra de Carbono**. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Carlos, 2003.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites**. Elsevier Applied Science, London, 1990.
- BERNARDI, S. T. Avaliação do comportamento de materiais compósitos de matrizes cimentícias reforçadas com fibra aramida Kevlar, 2003. **Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2003.
- BORGES, J. U. A. **Análise do comportamento de vigas de concreto de alta resistência por meio da mecânica da fratura**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Área de concentração: Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- CALLISTER Jr., W. D., **Ciência e Engenharia de Materiais: Uma Introdução**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2002.

- CANOVAS, M. F. **Patologia y Terapeutica Del Hormigon Armado**. 3a Edición, 1994.
- DAL MOLIN, D. C. C.; CABRAL, A. E.; BAUER, E. **Avaliação de aspectos mecânicos de argamassas de reparo utilizadas em estruturas de concreto armado**. In: VIII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído - ENTAC 2000, 2000, Salvador. Anais do VIII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído – ENTAC, v. 2. p. 885-892, 2000.
- DE SOUZA, Vicente Custódio Moreira; RIPPER, Thomaz - **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Editora Pini Ltda., 255 p, 1998.
- ESCOBAR, C. J. **Avaliação do desempenho estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de CFRP tensionadas**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia / Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Engenharia, Curitiba, 2003.
- FIGUEIREDO, A.D. **Concreto com Fibras de Aço. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo**. 70p, 2000.
- FIGUEIREDO, A.D. **Concreto com fibras**. Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações, São Paulo, Ed. Geraldo Cechella Isaia, IBRACON, p.1194-1225, 2005.
- GARCEZ, E. O. **Análise teórico-experimental do comportamento de concretos reforçados com fibras de aço submetidos a cargas de impacto. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, PPGEC, UFRGS**. Porto Alegre, 2005.
- HELENE, P. R. L. **Vida útil das estruturas de concreto**. In: CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4.: CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, 6. Anais do COMPAT 97. Porto Alegre, UFRGS, v.1, 1997.
- J. B. DE HANAI.; V. J. FERRARI. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado com Tecido de Polímero Reforçado com Fibras de Carbono(PRFC) aderido a substrato de transição constituído por compósito cimentício de alta resistência**. IBRACON, 2012.
- JIA, Z. & SHAH, S. P. *Two dimensional electronic-speckle-pattern Interferometry and Concrete Fracture Processes*. **Experimental Mechanics**, v. 34, n. 3, p. 262-270, 1994.

- LI, V.C.; MAALEJ, M. *Toughening in cement based composites. Part I: Cement, mortar and concrete. Cement and Concrete Composites*, v. 18, p. 223-237, 1996.
- MARTINEAU, P., AGOPYAN, V. **Conferência Magma I – Compósitos: material inovador**. In: **Arquimacom'2002**. São Paulo, 2002.
- MAZZA, S. C. **Estudo das propriedades mecânicas e da aderência do sistema argamassa de reparo com cimento geopolimérico/substrato de concreto com Cimento Portland**.2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana) – Universidade Federal do Bahia, Salvador, 2010.
- MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 2º Edição (português). São Paulo, IBRACON, 2014.
- MEHTA, P. K. MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 3ª Ed. Pini, São Paulo, 2008.
- MOBASHER, B., STANG, H. & SHAH, S. P. *Microcracking in fiber reinforced concrete. Cement and Concrete Research*, 20, p. 665-676, 1990.
- MORENO Jr., R. & SELMO S. M. S. **Reparos localizados superficiais em estruturas de concreto – Análise da aderência segundo métodos de ensaios distintos**. 43º IBRACON-REIBRAC - Instituto Brasileiro do Concreto, 2001.
- MORGAN, D. R. **Compatibility of concrete repair materials and systems**. *Construction and Building Materials*, v. 10, n. 1, p. 57-67, 1996.
- PELISSER F., GUERRINO E.L., MENGER M., MICHEL M.D., LABRINCHA J.A. **Micromechanical characterization of metakaolin-based geopolymers**. *Construction and Building Materials*, p. 547-553, 2013.
- QUININO, U. C. M. **Investigação experimental das propriedades mecânicas de compósitos de concreto com adições híbridas de fibras**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil (UFRGS) Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre/RS, 2015.
- REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço**. Tese (Doutorado em Engenharia / Estruturas) – Universidade de São Paulo, setor de engenharia, São Carlos, 2003.

SILVA, R. V. *Compósito de resina poliuretano derivada de óleo de mamona e fibras vegetais*. **Ciência e Engenharia de Materiais/USP**, São Carlos, 2003.

TISOT, G. D. **Reforço à flexão de vigas de concreto armado submetidas a carregamento precoce**. Rio Grande do Sul, 130p., 2010.

TORGAL, F. P., GOMES, J. C., JALALI, S. **Investigations about the effect of aggregates on strength and microstructure of geopolymeric mine waste mudbinders**. *Cement and Concrete Research*, v. 37, pp. 933-941, 2007.

XU, G., MAGNANI, S. & HANNANT, D. J. *Durability of Hybrid poplypropylene-glass fibre cement corrugated sheets*. **Cement and Concrete Composites**, 20, (1), p. 79-84, 1998.

YANG et al. **Structural behavior of ultra high performance concrete beams subjected to bending**. *Engineering Structures*. 2010.