



**Thiago Fioravanti**

**Comportamento mecânico de vigas hiperestáticas de  
concreto armado com barras de GFRP e fibras de aço**

**Dissertação de Mestrado**

Dissertação apresentada como requisito parcial para  
obtenção de grau de Mestre pelo Programa de Pós-  
graduação em Engenharia Civil do Departamento de  
Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Flávio de Andrade Silva

Coorientador: Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso

Rio de Janeiro,

Abril de 2023



**Thiago Fioravanti**

**Comportamento mecânico de vigas hiperestáticas de concreto armado com barras de GFRP e fibras de aço**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

**Prof. Flávio de Andrade Silva**

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso**

Coorientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Rodrigo de Melo Lameiras**

UnB

**Prof. Pablo Augusto Krahl**

UPM

Rio de Janeiro, 27 de abril de 2023.

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial deste trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

## **Thiago Fioravanti**

Graduado em Engenharia Civil pela UNISUAM – em 2008.  
Principais áreas de interesse: Estruturas de Concreto, materiais não convencionais, materiais compósitos.

### Ficha Catalográfica

Fioravanti, Thiago

Comportamento mecânico de vigas hiperestáticas de concreto armado com barras de GFRP e fibras de aço / Thiago Fioravanti ; orientador: Flávio de Andrade Silva ; coorientador: Daniel Carlos Taissum Cardoso. – 2023.

101 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Concreto reforçado com GFRP. 3. Vigas hiperestáticas. 4. Fibras de aço. I. Silva, Flávio de Andrade. II. Cardoso, Daniel Carlos Taissum. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

## Agradecimentos

Agradeço à Deus, por abençoar meus dias, pela saúde e presença constante em minha vida. Aos meus pais Iracema e José Roberto pelas lutas para me proporcionarem educação e pela sólida base familiar, sem a qual eu não chegaria até aqui. À minha esposa Adriana Silva Neres pela paciência e apoio incondicional durante tantos anos de convivência e por dividir comigo todos os momentos, dos mais difíceis aos nossos melhores dias. Ao meu filho, por ser a luz da minha vida e me inspirar a ser alguém melhor, todos os dias.

Ao meu orientador, Flávio de Andrade Silva, por todas as nossas conversas proveitosas, por ter me orientado desde o início do curso, por todo esclarecimento e direcionamento, pelo forte incentivo e pela confiança que me inspirou a persistir na busca pelo conhecimento. Ao meu coorientador Daniel Carlos Taissum Cardoso, que sempre trouxe uma visão ampla e enriquecedora sobre os temas discutidos.

Aos grandes amigos com os quais fui presenteado no mestrado, Vitor Monteiro e Felipe Rodrigues, que compartilharam comigo valiosas lições sobre os caminhos da academia e o desenvolvimento da pesquisa. Pelos dias de trabalho até mais tarde no laboratório e por literalmente colocarem a mão na massa comigo, minha eterna gratidão.

Aos meus amigos que dividiram as salas de aula comigo, Beatriz Magaldi e Felipe Rodrigues, compartilhando comigo os altos e baixos do percurso, mas sempre nos apoiando, sem esmorecer.

Aos meus amigos mais próximos que acompanharam de perto este caminho e me ajudaram a aliviar os momentos de estresse quando as coisas ficavam um pouco mais difíceis.

Aos Professores da PUC-Rio pelo irrestrito compartilhamento de conhecimento e experiências.

Aos amigos do Laboratório de Estruturas e Materiais, que contribuíram nesta jornada durante a convivência no laboratório, Filipe Sá, Victor Nogueira, Jessé Bezerra, Rebecca Mansur, e todos outros que, de alguma maneira, participaram desta caminhada.

Aos técnicos e profissionais do Laboratório de Estruturas e Materiais, agradeço imensamente por todo o suporte durante este período, Jhanssen, Euclides, Rogério, Anderson, José Nilson, Marques, vocês foram fundamentais.

Obrigado à Haizer Group, pelo fornecimento das barras de polímero reforçado com fibras de vidro utilizadas na pesquisa. Obrigado à Votorantim pelo fornecimento do cimento CPV-ARI utilizado neste projeto. Obrigado à Belgo Arames pelo fornecimento das fibras metálicas aplicadas na pesquisa. Obrigado à GCP Applied Technologies pelo fornecimento dos aditivos químicos e desmoldantes utilizados.

À CAPES pelo suporte financeiro.

Por fim agradeço a todos os colegas, técnicos e profissionais da PUC-Rio que contribuíram de alguma maneira para a realização desta pesquisa.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

## Resumo

Fioravanti, Thiago; de Andrade Silva, Flávio (Orientador); Taissum Cardoso, Daniel Carlos (Coorientador). **Comportamento mecânico de vigas hiperestáticas de concreto armado com barras de GFRP e fibras de aço.** Rio de Janeiro, 2023. 101p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

As barras pultrudadas de polímeros reforçados com fibras, em especial, as fibras de vidro (GFRP), vem ganhando espaço como reforço de elementos estruturais, principalmente devido a características únicas de compósitos de FRP como, elevada resistência mecânica, baixo peso específico e natureza não corrosiva. Entretanto, diferente das armaduras de aço, em geral, as barras de FRP se comportam com propriedades elásticas anisotrópicas, não homogêneas e lineares, o que pode resultar em um mecanismo de transferência de forças diferente, entre a armadura e o concreto. Estas propriedades aliadas ao seu baixo módulo de elasticidade podem levar a um cenário de elementos estruturais com maiores aberturas de fissuras e maiores deslocamentos quando comparado a elementos armados por barras de aço. Sob esta perspectiva, este trabalho pretende avaliar a partir de um programa experimental, o comportamento estrutural de elementos de concreto reforçado com barras pultrudadas de GFRP e com adição fibras de aço. Seis vigas hiperestáticas foram submetidas a flexão, avaliando-se a influência da adição de fibras de aço em teores de 40 e 80 kg/m<sup>3</sup> com taxas de armaduras variando entre 181% e 368% da taxa balanceada. Ensaios estruturais foram realizados para investigar o padrão de formação de fissuras, as deflexões, a transferência de esforços e a variação do modo de falha dos elementos. O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) foi caracterizado por meio de ensaio de flexão de três pontos, segundo a NBR 16940, para obtenção das tensões residuais utilizadas no dimensionamento dos elementos. Os CRFA apresentaram comportamento *deflection softening* e *deflection hardening*, além do acréscimo de tensões pós-fissuração com o aumento do teor de fibras. Os ensaios estruturais realizados em vigas hiperestáticas apresentaram ganhos de até 42% na carga

resistida pelas vigas com concreto reforçado com fibras de aço, além de menores deflexões e menores aberturas de fissura. Contudo, os estribos de GFRP, mesmo combinados com a adição de fibras de aço, se mostraram insuficientes para combater a influência da força cortante, levando as vigas à falha por cisalhamento.

## **Palavras-chave**

GFRP; Fibras de aço; Hiperestáticas; Concreto armado

## Abstract

Fioravanti, Thiago; de Andrade Silva, Flávio (Advisor); Taissum Cardoso, Daniel Carlos (Co-advisor). **Mechanical behavior of statically indeterminate reinforced concrete beams with GFRP bars and steel fibers.** Rio de Janeiro, 2023. 101p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Pultruded bars made of fiber-reinforced polymers, especially glass fibers (GFRP), have been gaining ground as a reinforcement of structural elements, mainly due to the unique characteristics of FRP composites, such as high mechanical strength, low specific weight, and non-corrosive nature. However, unlike steel reinforcement, in general, FRP bars behave with anisotropic, non-homogeneous and linear elastic properties, which can result in a different force transfer mechanism between the reinforcement and the concrete. These properties allied to its low young modulus can lead to a scenario of structural elements with greater crack openings and greater displacements when compared to steel bars reinforced elements. From this perspective, this work intends to evaluate, from an experimental program, the structural behavior of concrete elements reinforced with pultruded GFRP bars and with addition of steel fibers. Six statically indeterminate beams were subjected to bending and the influence of the addition of steel fibers in ratios of 40 and 80 kg/m<sup>3</sup> with reinforcement rate varying between 181% and 368% regarding the balanced rate was evaluated. Structural tests were carried out to investigate the crack formation pattern, deflections, stress transfer and the variation in the failure mode of the elements. The steel fiber reinforced concrete (SFRC) was characterized by means of a three-point bending test, according to NBR16940, to obtain the residual strength used in the design of the elements. The SFRC showed both deflection softening and deflection hardening behavior, in addition to the post-cracking strength improvement with the increase of the fiber content. The structural tests carried out on statically indeterminate beams showed an increase of up to 42% in the load bearing capacity of beams with steel fiber reinforced concrete, in addition to lower deflections and reduced crack width. However, the GFRP stirrups, even combined with the addition of steel fibers to concrete, proved to be insufficient to withstand the influence of the shear force, leading the beams to shear failure.

**Keywords**

GFRP; Steel fibers; Statically indeterminate; Reinforced concrete

## Sumário

<b>1. Introdução .....</b>	<b>16</b>
<b>1.1. Motivação.....</b>	17
<b>1.2. Objetivo .....</b>	17
<b>1.3. Estrutura do trabalho .....</b>	18
<b>2. Revisão da Literatura.....</b>	<b>19</b>
<b>2.1. Barras pultrudadas de polímeros reforçados com fibras (FRP) .....</b>	19
<b>2.1.1. Materiais Constituintes .....</b>	19
<b>2.1.2. Fibras contínuas.....</b>	20
<b>2.1.3. Matrizes poliméricas.....</b>	22
<b>2.1.4. Processo de fabricação das barras pultrudadas de FRP.....</b>	23
<b>2.1.5. Propriedades das barras de FRP .....</b>	25
<b>2.1.6. Propriedades mecânicas das barras de FRP .....</b>	26
<b>2.1.7. Mecanismo de transferência de esforços .....</b>	29
<b>2.2. Concreto reforçado com fibras dispersas.....</b>	33
2.2.1. Conceito .....	33
2.2.2. Interface fibra-matriz .....	34
2.2.3. Mecanismos de transferência de tensões pós-fissuração.....	35
2.2.4. Mecanismos de transferência de tensões com fibras discretas.....	36
2.2.5. Mecanismo de transferência de tensões da ponte agregados-fibras.....	39
2.2.6. Propriedades do concreto reforçado com fibras à compressão.....	41
2.2.7. Propriedades do concreto reforçado com fibras à tração.....	42
2.2.8. Propriedades do concreto reforçado com fibras à flexão .....	44
<b>2.3. Comportamento estrutural de elementos de concreto reforçados com barras de FRP .....</b>	46
2.3.1. Ductilidade .....	47
2.3.2. Adição de fibras discretas.....	47
2.3.3. Confinamento em vigas hiperestáticas.....	49

2.3.4. Redistribuição de esforços em vigas hiperestáticas .....	51
<b>3. Programa experimental .....</b>	<b>53</b>
3.1. Introdução .....	53
3.2. Descrição do programa experimental.....	53
3.3. Materiais utilizados no concreto.....	55
3.4. Dosagem e caracterização do concreto.....	58
3.5. Ensaio em vigas hiperestáticas.....	64
<b>4. Resultados do programa experimental e discussão.....</b>	<b>68</b>
4.1. Ensaio de flexão de três pontos.....	68
4.2. Ensaio estruturais.....	70
<b>5. Conclusões.....</b>	<b>91</b>
<b>6. Sugestões para trabalhos futuros.....</b>	<b>93</b>
<b>7. Referências bibliográficas.....</b>	<b>93</b>

## Lista de Figuras

Figura 1. Barras pultrudadas de FRP produzidas em diversos diâmetros [2] .....	20
Figura 2. Curvas típicas do diagrama tensão-deformação de fibras utilizadas como reforço (adaptada de [9]).....	21
Figura 3. Esquema ilustrativo do processo de pultrusão (adaptada de [19]) .....	24
Figura 4. Conformação superficial em barras pultrudadas de FRP (adaptada de [21]).....	24
Figura 5. Efeito do shear lag e redução das tensões normais na região central da barra, adaptado [19].....	27
Figura 6. Diagrama tensão-deformação para armaduras de FRP e aço (adaptada de [31])	28
Figura 7. Diferentes tratamentos e conformações em barras de FRP [30] .....	30
Figura 8. Diagrama tensão cisalhante-deslizamento de acordo com o modelo BPE (a) e BPE modificado (b) (adaptada de [38]) .....	32
Figura 9. Tensão de aderência em barras de aço e FRP, em função do diâmetro (adaptada de [8]) .....	33
Figura 10. Distribuição das relações de aderência entre barras superiores e inferiores (adaptada de [8]).....	33
Figura 11. Zona de Processamento da Fratura (adaptada de [47]) .....	35
Figura 12. Ensaio de arrancamento de fibra reta sem intertravamento mecânico (a); curva força-deslocamento; e ampliação do trecho AB da curva. (adaptada de [47]).....	37
Figura 13. Flexão e cisalhamento em uma fibra, as componentes de força transferida devido a ponte de transferência da fibra e detalhe da ruptura local do concreto por dobramento da fibra (adaptada de [47]).....	38
Figura 14. (a) Modelos que descrevem as tensões cisalhantes durante o processo de arrancamento das fibras (adaptado de [47, 51]) e (b) diferentes relações de respostas atrito-deslizamento (adaptado de [43]).....	39
Figura 15. Mecanismo das pontes de transferência da combinação fibras e agregados para concretos reforçados com fibras (adaptada de [47]).....	40
Figura 16. Curvas tensão-deformação comparando o comportamento de concretos simples e reforçados com fibras, à compressão (adaptada de [47]).....	42
Figura 17. Comportamento mecânico de prismas de concreto sob tração axial (adaptada de [60]) .....	44
Figura 18. Representação da alteração na profundidade da linha neutra ao longo da seção de acordo com a distribuição de tensões (adaptada de [66]) .....	45
Figura 19. Caracterização do comportamento à tração e à flexão (adaptada de [47]).....	46

Figura 20. Redistribuição de momento fletor em viga hiperestática em função da variação da taxa de armadura (adaptada de [81]) .....	52
Figura 21. Fluxograma do programa experimental.....	54
Figura 22. Curva granulométrica dos agregados.....	55
Figura 23. Aspecto físico das fibras de aço utilizadas no programa experimental.....	57
Figura 24. Aspecto físico das (a) barras longitudinais de GFRP e dos (b) estribos de GFRP utilizados no programa experimental.....	58
Figura 25. (a) Visão geral do ensaio de consistência e abatimento de tronco do cone para o concreto; (b) sem adição de fibras; e (c) com adição de fibras.....	61
Figura 26. a) Esquema do ensaio de tração na flexão em três pontos, adaptado [62]; (b) ensaio de tração na flexão de três pontos em prismas .....	63
Figura 27. Geometria, disposição dos estribos, instrumentação utilizada e seção transversal das vigas.....	65
Figura 28. Setup de ensaio utilizado para as vigas hiperestáticas.....	67
Figura 29. Resultados dos ensaios na flexão em três pontos com (a) concreto REF40; e (b) concreto REF80 .....	69
Figura 30. Fissuras de flexão no apoio central da viga VH1S .....	70
Figura 31. Cisalhamento no centro de um dos vãos da viga VH1S.....	71
Figura 32. Ruptura do estribo de GFRP na viga VH1S .....	71
Figura 33. Fissuras de flexão no centro de um dos vãos da viga VH1F40 .....	72
Figura 34. Ruptura por cisalhamento da viga VH1F40.....	72
Figura 35. Modo de falha da viga VH1F40.....	73
Figura 36. Fissuração na região do apoio central da viga VH1F80 .....	73
Figura 37. Fissuração no centro de um dos vãos da viga VH1F80.....	74
Figura 38. Ruptura por cisalhamento da viga VH1F80.....	74
Figura 39. Modo de falha da viga VH1F80.....	74
Figura 40. Fissuras de flexão no apoio central da viga VH2S .....	75
Figura 41. Ruptura por cisalhamento no centro de um dos vãos da viga VH2S .....	75
Figura 42. Ruptura do estribo de GFRP na viga VH2S .....	76
Figura 43. Modo de falha da viga VH2S.....	76
Figura 44. Detalhe da ruptura da armadura longitudinal por cisalhamento da viga VH2F40	77
Figura 45. Modo de falha da viga VH2F40.....	77
Figura 46. Fissuração na região do apoio central da viga VH2F80 .....	78
Figura 47. Diagrama carga-deflexão para vigas hiperestáticas do grupo um para (a) o vão 1; e (b) vão 2.....	80

Figura 48. Diagrama carga-deflexão para vigas hiperestáticas do grupo dois para (a) o vão 1; e (b) vão 2.....	81
Figura 49. Diagrama momento curvatura para as vigas do grupo um .....	82
Figura 50. Diagrama momento-curvatura para as vigas do grupo dois.....	83
Figura 51. Falha por cisalhamento da viga VH2F40 com detalhe da ruptura dos estribos e a inobservância do efeito pino nas barras longitudinais de GFRP .....	84
Figura 52. Curvas de momento fletor <i>versus</i> abertura de fissura para (a) vigas do grupo 1 e; (b) vigas do grupo 2 .....	85
Figura 53. Padrão final de fissuração das vigas: (a) VH1S; (b) VH1F40; e (c) VH1F80 .....	85
Figura 54. Padrão final de fissuração das vigas: (a) VH2S; (b) VH2F40; e (c) VH2F80 .....	86
Figura 55. Diagrama carregamento total aplicado <i>versus</i> reação no apoio central para as vigas (a) do grupo um; e vigas (b) do grupo dois.....	88

## Lista de Tabelas

Tabela 1. Propriedades mecânicas e físicas de fibras utilizadas como reforço em FRP (adaptada de [6]).....	21
Tabela 2. Propriedades físicas e mecânicas de polímeros termofixos (adaptada de [3]).....	23
Tabela 3. Densidade de barras de GFRP, CFRP e AFRP e densidade do aço (kg/m <sup>3</sup> ) (adaptada de [3]).....	25
Tabela 4. Coeficiente de dilatação térmica (10 <sup>-6</sup> /°C) para as direções longitudinal e transversal das barras de FRP com volume de fibras de até 75% do volume total, e do aço (adaptada de [3]) .....	26
Tabela 5. Propriedades mecânicas das barras de GFRP, CFRP e AFRP e propriedades mecânicas do aço, adaptado, [3].....	26
Tabela 6. Efeito do shear lag na resistência à tração de barras de GFRP (adaptada de [27]) .....	28
Tabela 7. Fator de deformação (DF) em vigas avaliadas por Issa <i>et al.</i> (adaptada de [76])	48
Tabela 8. Avaliação de ductilidade em vigas com adição de fibras discretas .....	49
Tabela 9. Resultados experimentais obtidos no programa experimental conduzido por Matos <i>et al.</i> [83].....	51
Tabela 10. Nomenclatura dos concretos utilizados no programa experimental .....	54
Tabela 11. Propriedades das fibras de aço utilizadas no programa experimental .....	56
Tabela 12. Propriedades das barras de GFRP utilizadas no programa experimental.....	57
Tabela 13. Composição das dosagens de concreto utilizadas no programa experimental (kg/m <sup>3</sup> ) .....	59
Tabela 14. Proporção entre taxa de armadura adotada e taxa de armadura balanceada ...	65
Tabela 15. Nomenclatura utilizada para as vigas hiperestáticas do programa experimental	66
Tabela 16. Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão em três pontos.....	69
Tabela 17. Carregamento total aplicado, reação no apoio central, momentos fletores e redistribuição de momentos das vigas hiperestáticas.....	91

## 1. Introdução

Na grande maioria das aplicações de concreto armado, a barra de aço continua a ser o material de reforço mais eficaz e econômico. Sua resistência e ductilidade o tornam adequado para o concreto armado, além do domínio do conhecimento sobre o uso do aço como reforço e seu custo-benefício que ainda garantem o importante papel de principal reforço do concreto. Contudo, em determinados ambientes agressivos, a corrosão das barras de aço leva a problemas de durabilidade. Técnicas novas e alternativas, como barras de aço revestidas com epóxi, membranas sintéticas ou proteção catódica, foram desenvolvidas para inibir a corrosão e já são opções em relação ao reforço convencional. Mais recentemente, a barra de FRP de polímero reforçado com fibras vem recebendo maior atenção e está sendo continuamente investigada como material de reforço alternativo. Publicações como a Prática Recomendada [1] elaborada pelo Comitê IBRACON/ABECE - CT 303 e o projeto de norma CE 002 124 026 conduzido pelo CB-002 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), mostram a necessidade de compreender o comportamento deste material para aplicações em projetos estruturais. Dentre os aspectos interessantes das barras pultrudadas de FRP em relação ao aço, estão a menor densidade, maior resistência à tração e resistência à corrosão. No entanto, propriedades mecânicas como o comportamento elástico frágil e o módulo de elasticidade menor do compósito, proporcionam um comportamento estrutural distinto entre o aço e o FRP. Por conta do seu menor módulo de elasticidade as barras de FRP levam a elementos estruturais com maiores deformações, ocorrência de maiores aberturas de fissuras e maiores deflexões quando submetidos à esforços de flexão [2,3].

Além das barras de FRP, outro sistema que permanece continuamente em estudo é a adição de fibras discretas em compósitos de matrizes cimentícias. Os primeiros estudos científicos do Concreto Reforçado com Fibras (CRF) foram introduzidos na década de 60 e com o desenvolvimento de novos estudos e melhor compreensão do seu comportamento, diferentes propostas de aplicações e utilizações surgiram. A contribuição positiva da adição de fibras discretas em matrizes cimentícias fica evidente em função da sua capacidade de transferir tensões internas em seções fissuradas, gerando menor aberturas de fissuras, conferindo ductilidade e promovendo resistência residual pós-fissuração ao concreto [4]. As vantagens associadas à incorporação de fibras discretas ao concreto se deve ao mecanismo de pontes de transferência entre fissuras, gerado pelas fibras e que contribuem para o controle da abertura e

propagação destas fissuras, ocorrendo como consequência, um aumento da tenacidade e rigidez à flexão.

Neste trabalho, serão avaliados os comportamentos de elementos estruturais armados com barras de GFRP em concretos de referência e concretos com adição de fibras metálicas.

### **1.1. Motivação**

Uma das grandes dificuldades na aceitação das barras de polímero reforçado com fibras (*Fiber reinforced polymer, FRP*) em aplicações de mercado é o seu comportamento frágil em termos de ruptura. Diferente das barras de aço, o FRP não apresenta patamar de escoamento, por este motivo, é recomendável que a ruptura seja governada pelo esmagamento por encurtamento do concreto, de modo a ocorrer a plastificação do concreto por deformação excessiva antes da ruptura [3, 5]. O efeito do uso de concreto com fibras no comportamento mecânico de vigas reforçadas com barras e estribos de GFRP, em vigas contínuas, ainda é um assunto pouco conhecido. Em se tratando de vigas hiperestáticas, a formação de rótulas plásticas fica comprometida em função desse comportamento frágil das barras de FRP. Sendo assim, a capacidade de redistribuição de esforços em vigas hiperestáticas armadas com barras de FRP é limitada.

### **1.2. Objetivo**

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento estrutural de vigas hiperestáticas armadas com barras de GFRP, investigando a influência da incorporação de diferentes frações volumétricas de fibras metálicas ao concreto e sua contribuição para redistribuição de esforços, rigidez à flexão e abertura de fissuras. Além disso, foram analisados os efeitos da adição das fibras na trabalhabilidade e na resistência pós-fissuração do concreto.

### 1.3. Estrutura do trabalho

Este trabalho foi dividido em cinco capítulos, como descrito abaixo:

Capítulo 1 – Introdução: A introdução apresenta o tema abordado na dissertação, os pontos que motivaram o estudo, o objetivo e estrutura da pesquisa.

Capítulo 2 – Revisão da literatura: Este capítulo aborda o cenário de utilização das barras de FRP, seu comportamento a nível de material descrevendo suas propriedades e características. Analogamente, também são avaliadas as propriedades e características do concreto reforçado com fibras discretas.

Capítulo 3 – Programa experimental: Neste capítulo são abarcados os dados que se referem aos materiais utilizados e são descritos o programa de ensaios e as metodologias aplicadas para realização dos ensaios.

Capítulo 4 – Resultados e análises: Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados experimentais obtidos a partir do programa de ensaios.

Capítulo 5: Conclusões: Este capítulo apresenta as considerações finais e sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

## 2. Revisão da Literatura

Material compósito é definido como a combinação de dois ou mais constituintes, de diferentes propriedades químicas e físicas, de modo que o material resultante contenha uma proporção significativa das propriedades de ambas as fases que o constituem [6]. O material compósito é composto por três fases principais: a matriz, o reforço e a interface entre eles. Diferentes classificações são atribuídas aos compósitos em função dos seus materiais constituintes e ao tipo de matriz (e.g. cimentícia, polimérica), ao tipo de reforço (e.g. fibras discretas, fibras contínuas) e ao tipo de material do reforço (e.g. fibras sintéticas, fibras minerais, fibras metálicas) [7].

### 2.1. Barras pultrudadas de polímeros reforçados com fibras (FRP)

Os polímeros reforçados com fibras (FRP), são materiais compósitos produzidos a partir de fibras contínuas alinhadas e impregnadas em uma matriz polimérica.

#### 2.1.1. Materiais Constituintes

Em geral, as barras pultrudadas são compósitos produzidos a partir de uma matriz polimérica como resina epóxi, poliéster ou ester-vinílica, reforçada por fibras contínuas que podem ser de vidro, carbono, aramida e basalto. O tipo mais comum, são as barras de GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*), devido ao seu baixo custo e elevada resistência mecânica [8].

Nestes tipos de compósitos, as fibras são responsáveis por fornecer rigidez e resistência à tração para a barra enquanto a matriz protege as fibras de agentes externos, confina e mantém as fibras na posição correta e auxilia na transferência de força da superfície da barra para as fibras. As barras pultrudadas ainda podem utilizar, em menor escala, reforços com fibras de aramida e carbono e podem ser produzidas em diversos diâmetros conforme mostra a Figura 1.



Figura 1. Barras pultrudadas de FRP produzidas em diversos diâmetros [2]

### 2.1.2. Fibras contínuas

As fibras compõem o sistema de reforço contínuo na direção principal das barras de FRP e são responsáveis por promover as características de rigidez e resistência das barras, que variam de acordo com a fração volumétrica e tipo de fibras utilizada. Em geral, as barras de FRP recebem a denominação em função do tipo fibra utilizada como reforço. Além das fibras de vidro, outras fibras são aplicadas com maior frequência em compósitos poliméricos, como as fibras de carbono utilizadas em CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*), aramida aplicadas em AFRP (*Aramid Fiber Reinforced Polymer*) e basalto utilizado em compósitos de BFRP (*Basalt Fiber Reinforced Polymer*). Quando submetidas à tração, as fibras apresentam comportamento linear-elástico de acordo com o diagrama tensão-deformação (Figura 2) [9]. A Tabela 1 apresenta as propriedades físicas e mecânicas das principais fibras utilizadas em barras de FRP.

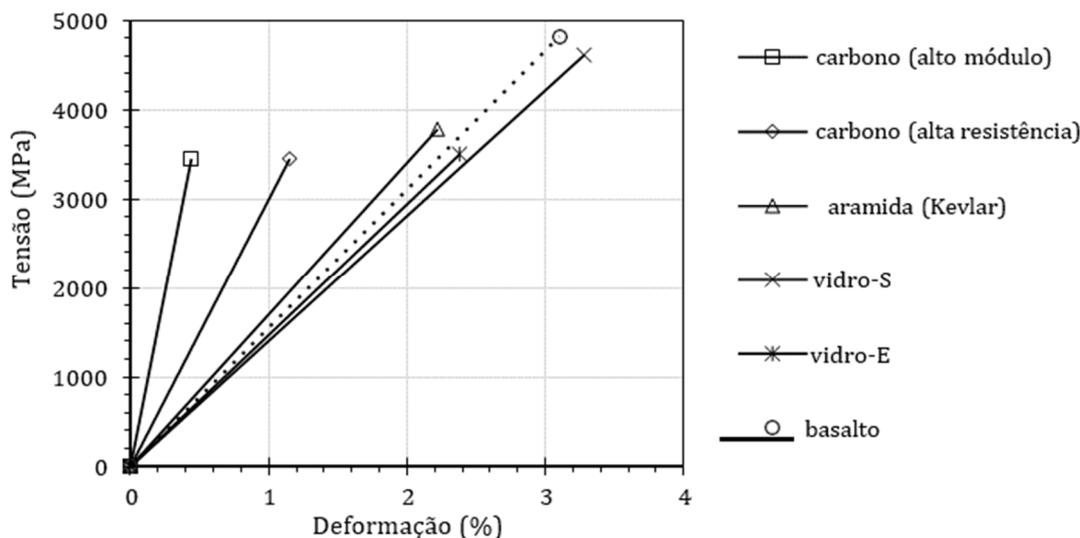


Figura 2. Curvas típicas do diagrama tensão-deformação de fibras utilizadas como reforço (adaptada de [9])

Tabela 1. Propriedades mecânicas e físicas de fibras utilizadas como reforço em FRP (adaptada de [6])

Tipo de Fibra	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Deformação última (%)	Coefficiente de dilatação térmica (10 <sup>-6</sup> /°C)	Coefficiente de Poisson
Vidro AR	2270	1800-3500	70-76	2 a 3	-	-
Vidro - E	2500	3450	72,4	2,4	5	0,22
Vidro - S	2500	4580	85,5	3,3	2,9	0,22
Aramida	1440	3620	124	2,2	-2	0,35
Carbono	1750	1750	240	1,1	-0,6 a -0,2	0,20
Basalto	2800	4840	89	3,1	8	-

As fibras de vidro são utilizadas com maior frequência em função do baixo custo aliado às suas propriedades mecânicas adequadas. Ainda assim, é importante ressaltar os diferentes e principais tipos de fibras de vidro para utilização em barras de FRP: tipo S (S-glass), tipo E (E-glass) e tipo AR (AR-glass). A fibra do tipo S, apresenta maior resistência à tração e rigidez, quando comparada à fibra do tipo E, que, por sua vez, possui capacidade de isolamento elétrico e propriedades mecânicas inferiores à fibra do tipo S. No entanto, as fibras do tipo E e S, são mais suscetíveis à degradação em ambientes alcalinos, como é o caso de matrizes cimentícias. A fibra do tipo AR apresenta maior resistência ao ataque de álcalis em ambientes como o concreto, porém possui custo mais elevado quando comparada à fibra do tipo E. Devido à sua

alta resistividade elétrica e menor custo, as fibras de vidro tipo E, são utilizadas na grande maioria das barras de GFRP destinadas a aplicações estruturais [3, 10, 11, 12].

### 2.1.3. Matrizes poliméricas

Em compósitos como barras pultrudadas de FRP, o constituinte responsável pela transferência de força para as fibras é a matriz polimérica. Além desta transferência de força, as matrizes poliméricas também são responsáveis pela proteção das fibras contra degradações por ambientes agressivos, danos físicos e controle das propriedades do compósito, como módulo de elasticidade transversal, e propriedades mecânicas associadas a compressão e ao cisalhamento [13]. Adicionalmente, a matriz precisa ser quimicamente e termicamente compatível com as fibras [3].

As matrizes poliméricas podem ser classificadas como termofixas ou termoplásticas. As resinas termofixas são polímeros formados de maneira irreversível a partir de precursores de baixo peso molecular e baixa viscosidade. Estes polímeros possuem ligações reticuladas, com cadeias moleculares que são unidas para formar uma rede tridimensional mantida por ligações covalentes. Portanto, as resinas termofixas apresentam melhor resposta quanto a resistência térmica e fluência, não podem ser fundidas após o processo de cura e permanecem com sua forma inalterada até a degradação térmica em altas temperaturas [10, 14].

Os polímeros termoplásticos não possuem ligações reticuladas, portanto suas cadeias são mantidas por forças de menor intensidade ou por ligações de hidrogênio [15]. As resinas termoplásticas podem ser remodeladas ao serem submetidas a temperaturas que atingem valores acima de sua temperatura de formação.

As matrizes poliméricas comumente utilizadas em barras de FRP são compostas por resinas termofixas [16], como epóxi, poliéster e vinil éster. As principais vantagens do poliéster são a alta resistência à corrosão, o pouco tempo necessário para cura, a baixa viscosidade e o menor custo [17], mas possui alto valor de retração. O epóxi apresenta propriedades mecânicas superiores ao do poliéster, além de menor retração durante o processo de cura. Apresenta boa capacidade de aderir a uma grande variedade de fibras e sofre menos em decorrência da ação

de água. No entanto, precisa de maiores períodos de cura e possuem maior custo. O vinil éster possui propriedades presentes no epóxi e no poliéster, por este motivo são comumente utilizados como constituinte de matrizes poliméricas para FRP. Assim como o epóxi, o vinil éster apresenta alta resistência à tração e resistência química, além de processo rápido de cura e alta viscosidade, assim como o poliéster. Por se tratar do elemento responsável por transferir força para as fibras, o mecanismo de falha e a tenacidade do compósito são afetados pelo tipo de resina utilizada na matriz polimérica [2, 3]. A Tabela 2 apresenta propriedades físicas e mecânicas dos tipos de polímeros termofixos.

Tabela 2. Propriedades físicas e mecânicas de polímeros termofixos (adaptada de [3])

<b>Matriz</b>	<b>Densidade (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Resistência à tração (MPa)</b>	<b>Módulo de Elasticidade (GPa)</b>	<b>Coefficiente de dilatação térmica (10<sup>-6</sup>/°C)</b>
Epóxi	1200-1400	55-130	0,38-0,40	45-65
Poliéster	1200-1400	34,5-104	2,1-0,39	55-110
Vinil Éster	1150-1350	73-81	0,36-0,39	50-75

#### 2.1.4. Processo de fabricação das barras pultrudadas de FRP

A fabricação das barras de FRP por pultrusão consiste em um processo contínuo e mecanizado onde as fibras são impregnadas em uma matriz polimérica, conformadas em uma seção constante e puxadas por tracionadores através de uma guia [41]. Estas fibras passam pela guia onde é definida a seção transversal do produto, em seguida passam pelo depósito de resina polimérica e seguem para aplicação das conformações superficiais das barras. Após este processo, as barras são submetidas à câmara de cura, onde ocorre um processo de transferência de calor e conseqüentemente a cura da matriz polimérica. Por fim, as barras são cortadas em comprimentos pré-definidos ou acondicionadas em bobinas [10, 18]. A Figura 3 apresenta um esquema geral do processo de pultrusão.

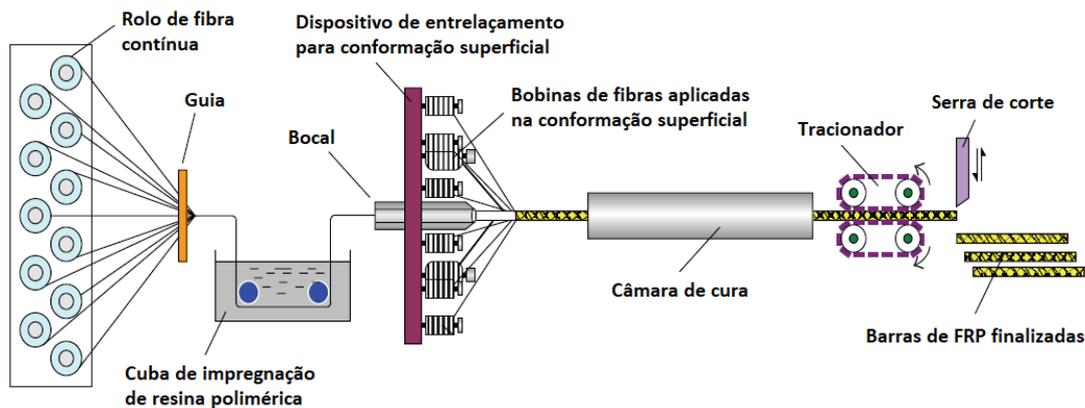


Figura 3. Esquema ilustrativo do processo de pultrusão (adaptada de [19])

Este processo permite que se obtenha uma distribuição homogênea das fibras na seção transversal da barra, mesmo para grandes frações volumétricas de até 80% em volume de fibras [20].

Para melhorar a aderência entre as barras e o concreto, alguns fabricantes realizam conformações superficiais que são produzidas na barra com enrolamentos helicoidais de fibra de vidro ao redor da barra antes que ocorra a cura da resina, como ilustrado na Figura 4. Essas conformações são diferentes das nervuras em barras de aço e são geralmente mais rasas. Além disso, alguns fabricantes também adicionam um revestimento de areia ao final da fabricação [21].

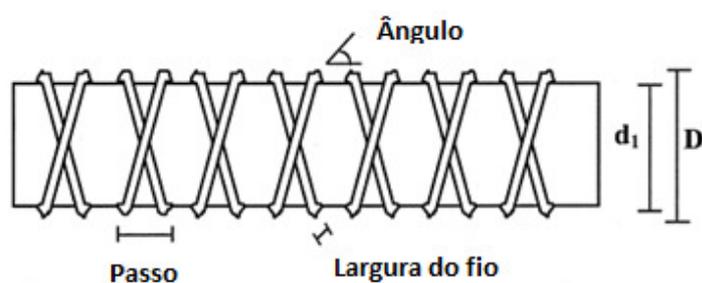


Figura 4. Conformação superficial em barras pultrudadas de FRP (adaptada de [21])

### 2.1.5. Propriedades das barras de FRP

As barras de FRP têm sido utilizadas para substituição de barras convencionais de aço por uma série de razões, mas talvez a mais relevante seja a prevenção em relação à corrosão. Apesar dos princípios fundamentais estarem relacionados ao concreto armado com aço, modificações foram realizadas para levar em consideração as características físico-mecânicas do FRP [2, 9, 22-28].

As barras pultrudadas apresentam densidades que variam entre 1,25 e 2,1 g/cm<sup>3</sup> o que corresponde a cerca de até 1/6 quando comparado às barras de aço. No entanto, a redução no peso das barras não influencia de forma significativa no peso final dos elementos estruturais de concreto reforçado com barras de FRP. Por outro lado, a facilidade no manuseio das barras em obras e a redução do custo com transporte, são aspectos relevantes para o material [2]. A Tabela 3 apresenta as densidades para barras de GFRP, CFRP e AFRP para diferentes tipos de matrizes poliméricas utilizados em barras de FRP e compara com a densidade do aço.

Tabela 3. Densidade de barras de GFRP, CFRP e AFRP e densidade do aço (kg/m<sup>3</sup>) (adaptada de [3])

<b>Matriz</b>	<b>CFRP</b>	<b>AFRP</b>	<b>GFRP</b>	<b>Aço</b>
Epóxi	1440-1670	1320-1450	1760-2180	
Poliéster	1430-1650	1310-1430	1750-2170	7850
Vinil Éster	1440-1630	1300-1420	1730-21550	

Uma vez que as barras de FRP são resistentes à corrosão e possuem maior durabilidade quando comparadas às barras de aço, existe a possibilidade de redução do cobrimento utilizado em estruturas de concreto armado. Diferente do aço e do próprio concreto onde os valores do coeficiente de dilatação térmica longitudinal e transversal são assumidos iguais por comportamento isotrópico, nas barras de FRP o coeficiente de dilatação térmica longitudinal é governado pelas propriedades das fibras enquanto o coeficiente de dilatação térmica transversal é governado pela matriz [2, 17]. A Tabela 4 apresenta valores dos coeficientes de dilatação térmica longitudinal e transversal para barras de GFRP, AFRP e CFRP.

As barras de CFRP e AFRP possuem valores negativos para o coeficiente de dilatação térmica longitudinal, indicando que ocorre contração destas barras quando expostas a altas temperaturas e dilatação destas barras quando expostas a temperaturas mais baixas. Nas barras

de GFRP é importante notar que o coeficiente de dilatação térmica para a direção transversal é superior ao do concreto endurecido ( $7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ). Essa condição pode levar ao aparecimento de fissuras no concreto quando a estrutura for exposta a temperaturas mais altas [2].

Tabela 4. Coeficiente de dilatação térmica ( $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ) para as direções longitudinal e transversal das barras de FRP com volume de fibras de até 75% do volume total, e do aço (adaptada de 3])

Direção	GFRP	AFRP	CFRP	Aço
Longitudinal	6 a 10	-2 a -6	-9 a 0	11
Transversal	21 a 23	60 a 80	74 a 104	

### 2.1.6. Propriedades mecânicas das barras de FRP

Além do aspecto de fabricação, as barras de FRP também diferem das barras de aço na relação tensão-deformação que é linear em todos os níveis de tensão até o ponto de ruptura, sem exibir escoamento do material. As barras de FRP são anisotrópicas e suas propriedades mecânicas variam significativamente em função da fração volumétrica das fibras, tipo e fração da matriz, diâmetro das barras, orientação das fibras e nível de possíveis defeitos durante a fabricação [20]. À exceção das barras de CFRP, usualmente, as barras de FRP possuem módulo de elasticidade consideravelmente menor em relação às barras de aço e sua resistência à tração varia entre 450 e 3500 MPa, dependendo do tipo de fibra e matriz utilizadas no processo de fabricação.

A Tabela 5, apresenta a classificação destas barras de acordo com suas propriedades mecânicas.

Tabela 5. Propriedades mecânicas das barras de GFRP, CFRP e AFRP e propriedades mecânicas do aço, adaptado, [3]

Propriedade	GFRP	AFRP	CFRP	Aço
Módulo de Elasticidade (GPa)	35 a 60	40 a 125	100 a 500	200
Resistência à tração (MPa)	450 a 1600	1000 a 2500	600 a 3500	450 a 700
Deformação última (%)	1,2 a 3,7	1,9 a 4,4	0,5 a 1,7	5 a 20

Apesar das barras de FRP apresentarem valores de resistência à tração muito maiores do que as barras de aço, diferente das barras convencionais, a resistência à tração varia de acordo com o diâmetro da barra. Este efeito, conhecido como *shear lag*, é decorrente de uma redução na tensão normal nas fibras localizadas na região central das barras de FRP [10, 17, 19, 29, 30,]. Quando a barra é submetida a um carregamento axial imposto pelo mecanismo de aderência da barra ao concreto, as fibras localizadas na região central das barras são menos solicitadas e, portanto, submetidas a um menor nível de tensão quando comparadas às fibras localizadas junto ao perímetro externo das barras. Portanto, quando as barras de FRP atingem seu limite de ruptura, as fibras mais externas também atingem seu limite de deformação. Por outro lado, as fibras próximas a região central da barra exibem níveis menores de tensão normal. Esta condição leva a uma redução na resistência à tração do material e está associada ao diâmetro da barra. A Figura 5 ilustra a redução de tensão na região central da barra de FRP e a Tabela 6 exemplifica a variação de resistência à tração decorrente do efeito *shear lag*.

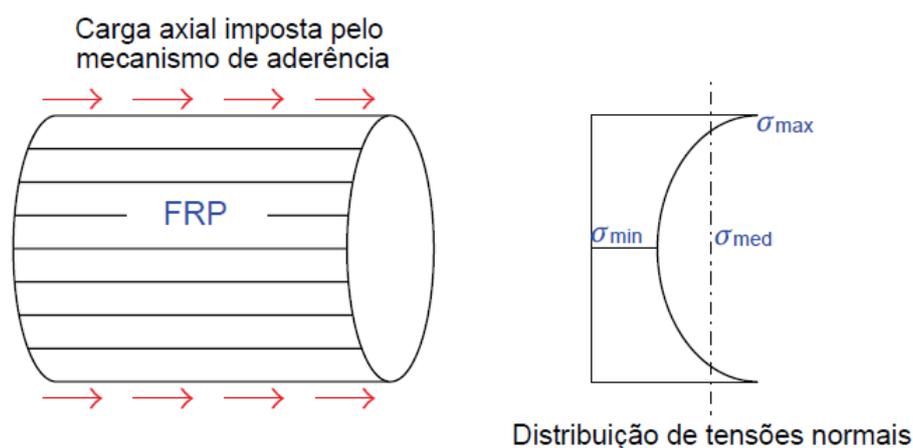


Figura 5. Efeito do shear lag e redução das tensões normais na região central da barra, adaptado [19]

Tabela 6. Efeito do *shear lag* na resistência à tração de barras de GFRP (adaptada de [27])

Diâmetro da barra (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Diâmetro nominal (mm)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
6	33,23	6,35	825	40,8
9	84,32	9,53	760	
13	144,85	12,70	690	
16	217,56	15,88	655	
19	295,50	19,05	620	
22	382,73	22,23	586	
25	537,90	25,40	550	
29	645,00	28,65	517	
32	807,34	31,75	480	

Por conta do modo de ruptura frágil das barras de FRP, as propriedades à tração das barras devem ser avaliadas através de ensaios específicos, como o método proposto pela ASTM D-3916-02 [26]. Este tipo de ensaio é especialmente complicado em razão da possibilidade de dano nas extremidades das barras em contato com as garras do equipamento. A Figura 6 apresenta exemplos da diferença de comportamento à tração entre armaduras de FRP e aço.

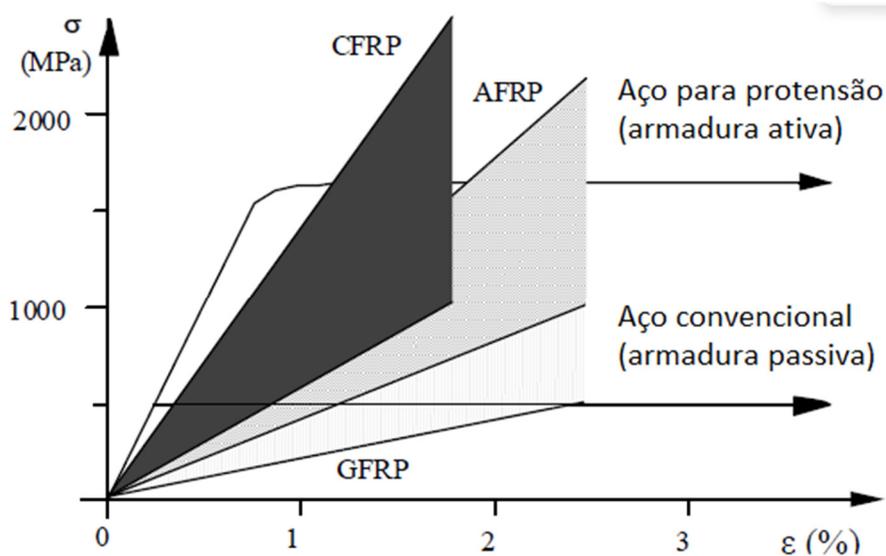


Figura 6. Diagrama tensão-deformação para armaduras de FRP e aço (adaptada de [31])

Publicações como fib Bulletin 40 e ACI 440.1R15 não recomendam a utilização de barras de FRP para resistir à esforços de compressão [2, 3]. A resistência à compressão das barras de FRP pode chegar a reduções de 22% para barras de CFRP, 45% para barras de GFRP e 80% para barras de AFRP, em relação à resistência à tração [3]. Isso se deve à dificuldade em se obter valores experimentais consistentes, principalmente em função da variabilidade da geometria das barras. Ainda assim, estudos foram conduzidos avaliando as barras de FRP submetidas à compressão em pilares e mostraram falha dos pilares caracterizada como compressão controlada devido ao esmagamento do concreto associada a ruptura e esmagamento vertical das barras de FRP de forma explosiva e repentina [32, 33, 34].

Em elementos lineares como vigas, várias questões precisam ser abordadas ao usar barras de FRP como estribos para reforço ao cisalhamento. Isso se dá em razão das barras de FRP exibirem um módulo de elasticidade relativamente baixo, menor rigidez e menor resistência na direção transversal e não apresentarem um patamar de escoamento definido. Em elementos como estribos, na região das dobras, pode haver enrugamento das fibras decorrente do processo de fabricação. Esta condição reduz a resistência à tração da parte dobrada significativamente. Esses aspectos, associados ao pequeno número de estudos direcionados ao uso de estribos de FRP, levam as normas de dimensionamento a adotarem limites e restrições para aplicação do material, o que pode elevar o custo da aplicação do produto [2, 3, 27].

### **2.1.7. Mecanismo de transferência de esforços**

O comportamento da ligação entre as barras de reforço e o concreto é um problema chave para entender o comportamento dos elementos de concreto armado. A introdução de um novo sistema de reforço produzido a partir de barras de polímero reforçado com fibras (FRP) para a indústria de construção levou ao estudo do comportamento da ligação FRP-concreto como um dos principais aspectos de estruturas de concreto armado.

A revisão da literatura sobre o comportamento da ligação FRP-concreto mostrou que, ao contrário do barras de aço convencionais, uma barra de FRP não tem padronização para preparação da superfície [35]. Com o objetivo de melhorar a aderência entre barra e matriz cimentícia, algumas técnicas são aplicadas durante a produção das barras de FRP. Os

tratamentos e técnicas mais comuns para melhorar a aderência das barras de FRP ao concreto são: revestir a superfície da barra com areia; conformação com nervuras ou identações superficiais; adição de filamento helicoidal no contorno da barra; ou uma combinação destes [30, 36, 37]. A Figura 7 apresenta diversos tipos de tratamentos e conformações superficiais em barras de FRP.



Figura 7. Diferentes tratamentos e conformações em barras de FRP [30]

Há muitas pesquisas sobre o comportamento de aderência da armadura de FRP ao concreto com base principalmente em: o ensaio de *pull-out*, o ensaio de viga, o ensaio de emenda (*splice test*) e o ensaio de anel. As configurações de ensaio de *pull-out* e anel não correspondem às condições reais de aderência existentes em um elemento de concreto armado. Portanto, apenas o ensaio de viga e o *splice test* podem refletir a avaliação real do comportamento da ligação reforço-concreto.

O mecanismo de transferência de esforços entre a barra de FRP e o concreto é um ponto crítico para aplicação do material como reforço em estruturas de concreto armado. Em diversos aspectos as barras de FRP se diferem das barras de aço, principalmente na interação com o concreto. Suas propriedades e características como comportamento anisotrópico, baixo módulo de elasticidade, conformações superficiais e materiais constituintes, influenciam no desempenho da interface FRP-concreto, o que resulta em um diferente mecanismo de transferência de forças entre a matriz cimentícia e as barras de FRP [38, 39].

O mecanismo de transferência de forças entre as barras e o concreto se dá por três maneiras: adesão química na interface entre os materiais; atrito entre a barra e a matriz cimentícia; intertravamento mecânico por meio das conformações superficiais das barras [38, 40].

Achillides *et al.* [29], mostra que a aderência mecânica é o principal mecanismo de transferência de forças em elementos de concreto reforçado com barras de FRP e que a adesão química e o atrito são parcelas complementares de aderência na interface.

Para descrever a relação entre a tensão de cisalhamento e o deslizamento para barras de aço e o concreto, foi originalmente proposto o modelo analítico BPE [41]. Como as barras de FRP apresentam comportamento diferente das barras de aço, foi proposto um modelo BPE modificado [36]. Além disso, outros modelos analíticos foram estudados como o modelo de Malvar [42], onde é utilizada uma função polinomial para prever o comportamento aderência-deslizamento entre barras de FRP e concreto. O modelo BPE modificado considera a formação de três fases. Na fase 1 uma função ascendente da tensão de aderência corresponde à ligação química entre a barra de FRP e o concreto, os materiais se deslocam em conjunto. Após a tensão de cisalhamento atingir determinado valor, inicia-se a perda gradual de adesão química de parte da barra junto à extremidade de aplicação do carregamento. Neste ponto, as deformações superficiais da barra passam a transferir tensão a partir da ancoragem mecânica ao concreto e partir deste momento ocorre a perda da linearidade na resposta da interface. Após a tensão de cisalhamento máxima ser atingida, a fase 2 é iniciada e a partir deste ponto o concreto fatura e a força devido à ancoragem mecânica diminui. Como resultado, ocorre uma queda acentuada da tensão de cisalhamento resistida pela ligação associada a um deslizamento aparente. Na fase 3, o concreto apresenta um estado significativo de fissuração e a barra continua a deslizar, mas é mantida alguma força de ligação devido ao atrito [38]. A Figura 8 apresenta os diagramas de tensão cisalhante-deslizamento para os modelos BPE e BPE modificado.

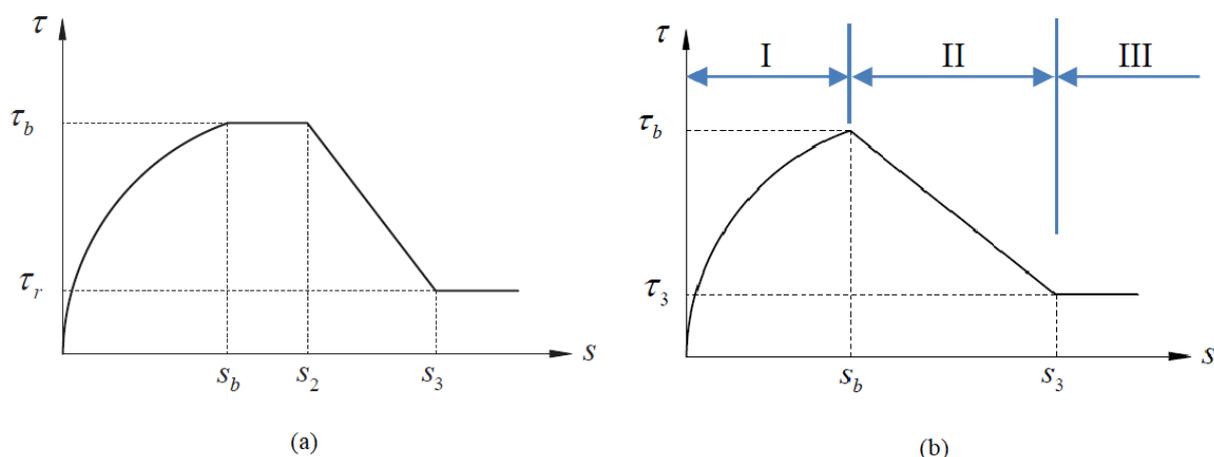


Figura 8. Diagrama tensão cisalhante-deslizamento de acordo com o modelo BPE (a) e BPE modificado (b) (adaptada de [38])

Benmokrane *et al.* [8], demonstra que as barras de FRP apresentaram menor aderência comparado às barras de aço. Essa discrepância é atribuída à diferença nas formas de deformação na superfície de cada tipo de barra. No caso das barras de aço a maior parte da aderência se dá pela componente de adesão mecânica enquanto nas barras de FRP a aderência pode ser governada pelas componentes de adesão química e friccional. Isso ocorre porque as deformações de superfície das barras de FRP não possuem as mesmas características das deformações de superfície das barras de aço como, alta rigidez, superior resistência ao cisalhamento e geometria das deformações que fornecem confinamento lateral suficiente através das nervuras. Como pode ser observado pela Figura 9, a tensão máxima de aderência diminui, à medida que o diâmetro das barras aumenta. O mecanismo que explica a menor aderência em barras de maiores diâmetros está associado a porosidade produzida pela exsudação do concreto. Quanto maior for o diâmetro da barra, maior é a quantidade de água aprisionada sob a barra, formando um vazio. Este vazio reduz a superfície de contato entre a barra e o concreto e, conseqüentemente, a aderência. Esta condição, gerada pela água e ar aprisionados sob as barras, influenciam na formação de regiões de boa e má aderência, onde o concreto apresenta diferentes condições de confinamento, a depender da região na qual estas barras estão localizadas, como ilustra a Figura 10.

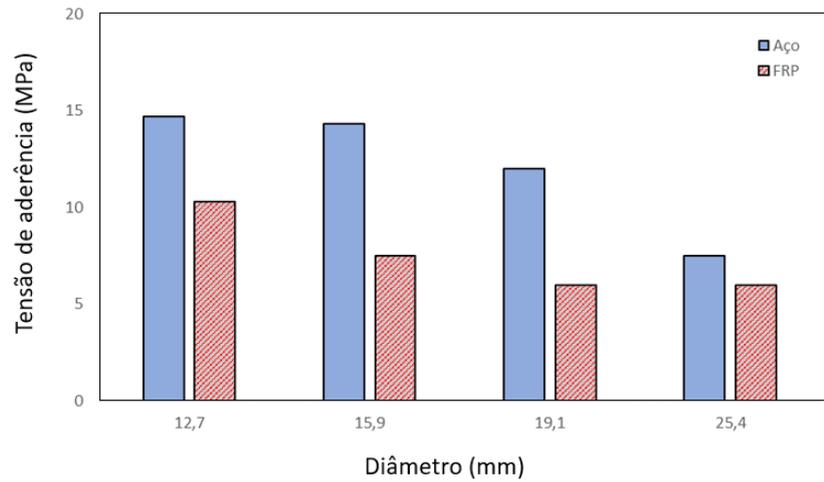


Figura 9. Tensão de aderência em barras de aço e FRP, em função do diâmetro (adaptada de [8])

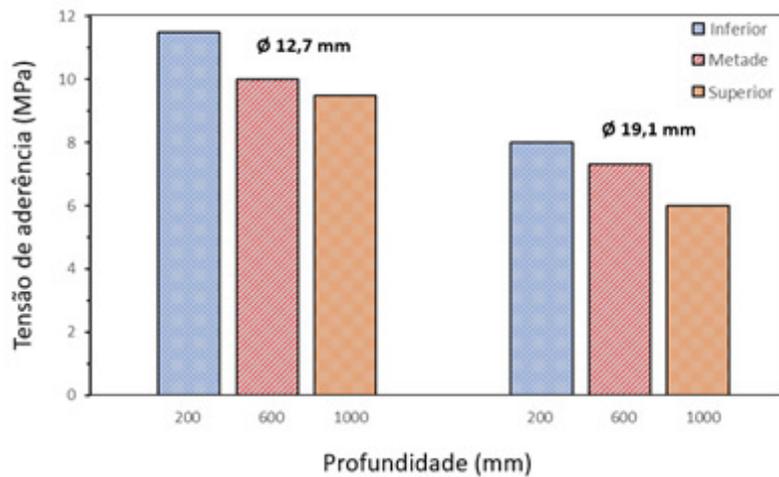


Figura 10. Distribuição das relações de aderência entre barras superiores e inferiores (adaptada de [8])

## 2.2. Concreto reforçado com fibras dispersas

### 2.2.1. Conceito

As primeiras adições de fibras em matrizes cimentícias buscando melhorar as propriedades do material, datam de milhares de anos atrás [4, 43]. Quando ocorre a adição de fibras dispersas em uma matriz, as fibras atuam como pontes de transferência de forças, promovendo resistência à tração e controlando a formação de fissuras. Esse processo confere determinado nível de ductilidade, aumenta a tenacidade e confere resistência à tração pós-

fissuração, todas propriedades bastante importantes quando comparadas ao concreto simples. Essencialmente, o comportamento do concreto reforçado com fibras depende do tipo de fibra, fração volumétrica utilizada e dos mecanismos de aderência na interface fibra-matriz [43].

### **2.2.2. Interface fibra-matriz**

Nos compósitos cimentícios reforçados com fibras discretas, duas fases distintas são observadas: a matriz (cimentícia) e as fibras. Uma fase de um material compósito é determinada por uma região onde as propriedades físicas e químicas são bem definidas [44]. A região localizada na interface fibra-matriz é a zona de transição entre as duas fases dos compósitos cimentícios reforçados com fibras, identificada como ZTI, Zona de Transição Interfacial. A pasta cimentícia presente na região da ZTI possui características diferentes da pasta que se encontra mais afastada das fibras, portanto, na escala microestrutural, a ZTI pode ser entendida como uma terceira fase dos compósitos cimentícios reforçados com fibras. Além disso, o tamanho e o tipo da ZTI dependem das características geométricas da fibra, do tamanho das partículas do cimento e do processo de produção do compósito [44].

O estado fresco do compósito cimentício possui um importante papel na formação da zona de transição interfacial. Nesta etapa do processo, ocorre a formação de uma região porosa ao redor da fibra, formada por espaços vazios preenchidos por água ou o empacotamento inadequado dos grãos de cimento, que alteram a característica da pasta cimentícia próxima às fibras. Esta condição não permite o desenvolvimento de uma microestrutura densa como a pasta das regiões afastadas das fibras, tornando a pasta localizada na ZTI mais porosa. Além destes vazios, ocorre o acúmulo de produtos da hidratação do cimento como etringita e hidróxido de cálcio, seguido de um afastamento do silicato de cálcio hidratado, principal fase proveniente da hidratação do cimento, o que gera uma região com menor resistência mecânica [45].

A depender da natureza do reforço, o comportamento da ZTI sob o aspecto da microestrutura, pode ser dividido em dois. O primeiro seria o comportamento das fibras do tipo monofilamento como as fibras de aço e polipropileno, onde as fibras são compostas por apenas um filamento, e o segundo o comportamento das fibras do tipo multifilamento, como as fibras

de vidro. A principal diferença se dá no contato entre os filamentos das fibras e a matriz cimentícia. Nas fibras monofilamento, toda a superfície da fibra está em contato com a matriz, ao passo que nas fibras multifilamentos, somente os filamentos externos possuem contato direto com a matriz [43].

As propriedades da ZTI na região de interação fibra-matriz são responsáveis pelo aspecto do compósito na escala do material e afetam diretamente a qualidade da ligação fibra-matriz e, por consequência, a resistência ao arrancamento da fibra. Essas propriedades são fundamentais para determinação do comportamento mecânico do compósito e influenciam a ductilidade, energia absorvida, resistência a tração, energia de fratura, fadiga, entre outras características [43, 46].

### 2.2.3. Mecanismos de transferência de tensões pós-fissuração

O mecanismo de transferência de tensões no concreto simples se dá pela ponte de transferência formada pela ação dos agregados ocorrendo na extremidade de macrofissura, e que transfere as tensões para a superfície do concreto entre a fissura. Nesta extremidade da macrofissura ocorre a formação de uma região descontínua, com presença de microfissuras, conhecida como zona de processamento de fratura [47]. A Figura 11 ilustra a zona de processamento da fratura.

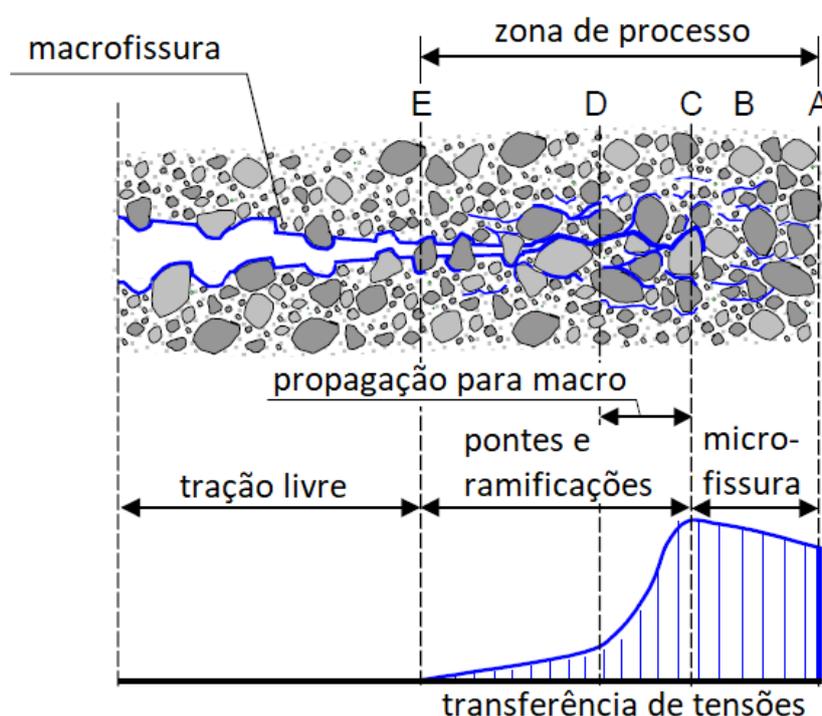


Figura 11. Zona de Processamento da Fratura (adaptada de [47])

Para concreto simples, a resposta tensão-abertura de fissura é diretamente afetada pela ponte de agregados, o principal mecanismo de transferência de tensões neste tipo de material. Essa resposta é influenciada pelas características dos agregados e pela qualidade da ligação agregados-matriz cimentícia. Os mecanismos envolvidos na zona de processamento da fratura são: o engrenamento dos agregados, a ancoragem dos agregados, o atrito entre as faces da fissura, a propagação da fissura enfraquecida por vazio e a ramificação da fissura. Além disso, estes mecanismos dependem das características do cimento e materiais complementares adicionados à matriz cimentícia [48].

#### **2.2.4. Mecanismos de transferência de tensões com fibras discretas**

A maior contribuição da adição de fibras discretas ao concreto ocorre no estado da matriz pós-fissurada. A adição de fibras dispersas está relacionada ao controle de fissuração e abertura de fissuras na estrutura de concreto. Além disso, o arrancamento das fibras causa dissipação de energia entre as extremidades da fissura, promovendo modo de ruptura pseudo-dúctil, diferente do concreto simples onde observa-se ruptura frágil por tração. Adicionalmente, a transferência de tensões entre fissuras pelas fibras (mecanismo de ponte), possibilita um incremento da capacidade de absorção de energia de fratura pela estrutura quando submetida à esforços de tração.

O mecanismo de transferência de tensões em concretos com fibras discretas (mecanismo de ponte) e o processo de propagação da fissura, dependem do tipo de fibra, diâmetro e comprimento, fração volumétrica de fibras, orientação da fibra na matriz em relação à direção aplicada, sentido e taxa de carregamento, à energia empregada no adensamento do compósito e, principalmente, ao comportamento da fibra durante o processo de arrancamento em relação à matriz [49].

A curva que relaciona força e deslizamento da fibra em relação à matriz é obtida através do ensaio de arrancamento. A Figura 12 apresenta a curva característica de ensaio de arrancamento para uma fibra lisa, sem identações ou ancoragem mecânica nas extremidades. O trecho inicial da curva OA está associado à ligação elástica entre a fibra e a matriz, nesta fase a transferência de esforços se dá pela adesão entre os constituintes. No trecho AB, inicia-

se a perda de aderência da fibra na matriz com o processo de descolamento progredindo até a sua totalidade no ponto B. No último ramo, trecho BC, o arrancamento ocorre somente por atrito entre a fibra e a matriz com o desenvolvimento de cargas progressivamente menores à medida que deslizamentos maiores ocorrem até o completo arrancamento da fibra [47].

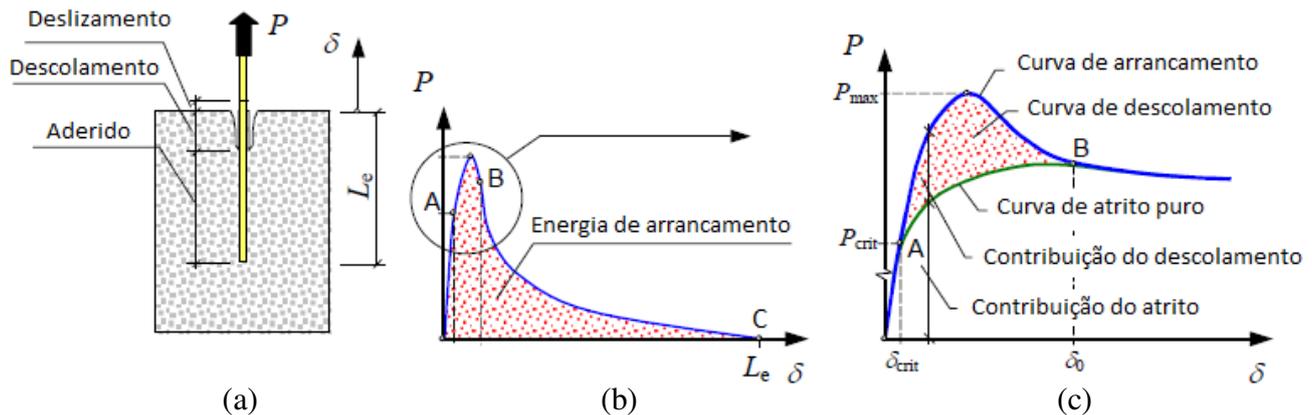


Figura 12. Ensaio de arrancamento de fibra reta sem intertravamento mecânico (a); curva força-deslocamento; e ampliação do trecho AB da curva. (adaptada de [47])

A natureza aleatória da distribuição das fibras no concreto não promove o alinhamento na direção preferencial em relação ao carregamento aplicado. Quando uma fibra não perpendicular ao plano da fissura é solicitada, ocorre um efeito chamado *snubbing effect*, decorrente de uma combinação de tensões de tração, cisalhamento e flexão. Esta condição gera uma concentração de tensões leva a fibra a dobrar podendo gerar ruptura local da fibra ou ainda esmagamento da matriz de concreto entre a fibra e a fissura (*spalling*) como apresentado na Figura 13. Logfren *et. al* [47] avaliaram que para fibras de maior módulo como o aço, a carga de arrancamento sofrerá acréscimo para inclinações até 45° e redução de carregamento para maiores inclinações. Para fibras de menor módulo, como fibras sintéticas, a carga de arrancamento é maior para maiores ângulos de inclinação. E, finalmente, para as fibras frágeis, como as fibras de carbono, a carga de arrancamento sofre redução para qualquer inclinação da fibra em relação ao plano de fissura.

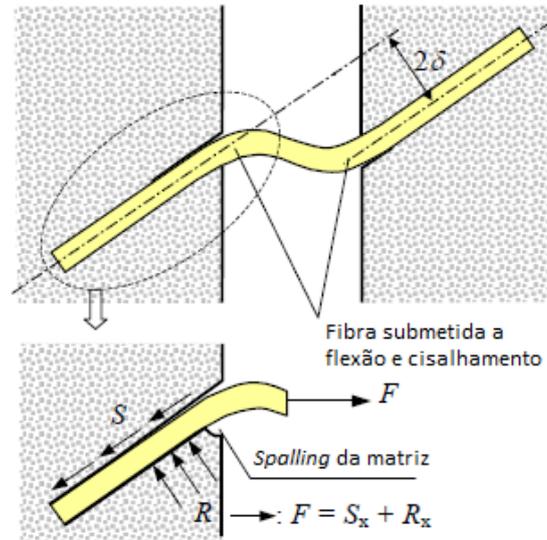


Figura 13. Flexão e cisalhamento em uma fibra, as componentes de força transferida devido a ponte de transferência da fibra e detalhe da ruptura local do concreto por dobramento da fibra (adaptada de [47])

Gopalaratnam & Shah *et. al* [50] avaliam o arrancamento de fibras assumindo que inicialmente a tensão de cisalhamento é elástica e a transferência de tensões entre fibra e matriz ocorre por adesão química e física até que a tensão cisalhante exceda a resistência ao cisalhamento. A partir deste ponto, a transferência de tensões deixa de ocorrer por adesão progressivamente à medida em que vai se desenvolvendo o descolamento entre os materiais, passando a ocorrer a transferência de tensões por atrito. Após este descolamento, as tensões cisalhantes podem sofrer alterações em etapas posteriores a depender da interação fibra-matriz e da magnitude dos dados ocorridos na interface entre os materiais durante o processo de deslizamento. A redução da tensão cisalhante após o descolamento dos materiais caracteriza uma resposta *slip-softening*, assim como o aumento da tensão cisalhante configura o comportamento *slip-hardening* [47, 51], como apresentado na Figura 14.

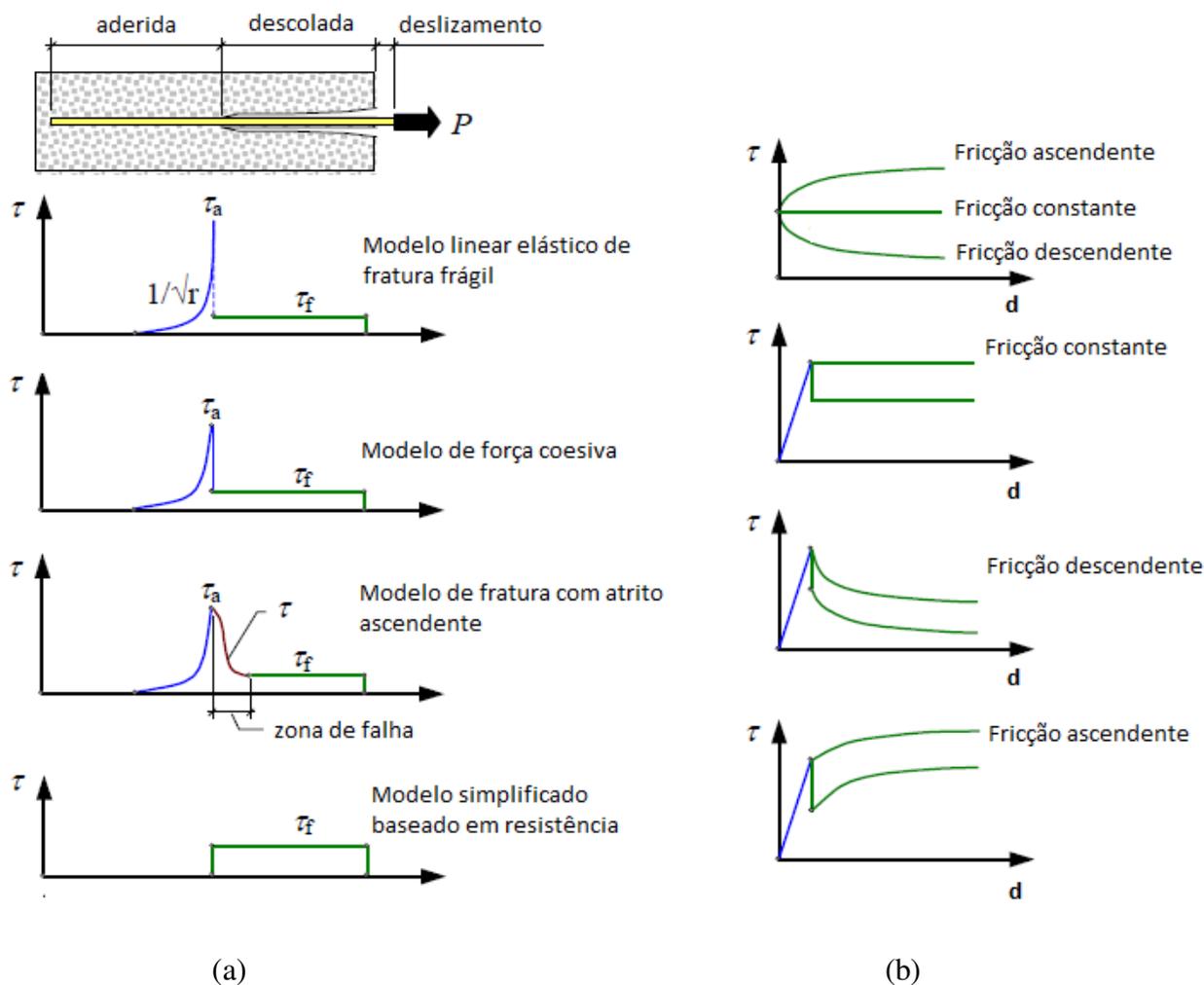


Figura 14. (a) Modelos que descrevem as tensões cisalhantes durante o processo de arrancamento das fibras (adaptado de [47, 51]) e (b) diferentes relações de respostas atrito-deslizamento (adaptado de [43])

## 2.2.5. Mecanismo de transferência de tensões da ponte agregados-fibras

O processo de fratura em compósitos de concreto reforçado com fibras ocorre com a combinação das pontes de transferência de tensões tanto pelo engrenamento dos agregados presentes no concreto como por ação das fibras discretas adicionadas à mistura. Essa combinação pode levar a um acréscimo de até dez vezes na energia de fratura do compósito, quando comparado com concreto simples [52].

Segundo Logfren *et. al* [47], o comportamento pós-fissuração do compósito na zona fraturada depende principalmente da máxima resistência aportada pelas pontes formadas pelas fibras que cruzam as fissuras. O engrenamento dos agregados, apesar de sua importante contribuição na transferência de tensões em fissuras de menores aberturas, tem sua participação reduzida à medida que a abertura da fissura aumenta. Em paralelo, a ação das fibras se torna mais evidente à medida que o processo de arrancamento (*pull-out*) se desenvolve até o completo descolamento da fibra em relação à matriz.

É possível observar de acordo com a Figura 15, que após a fissuração ocorre uma redução na tensão simultaneamente com o início do desenvolvimento das fissuras. Neste momento, as pontes de transferência dos agregados deixam de ser eficazes com níveis de tensões maiores migrando para as pontes formadas pelas fibras. Para o concreto simples, sem reforço, a fissura se propaga causando a falha do elemento estrutural neste ponto. No caso do concreto reforçado com fibras discretas, por meio da transferência de tensões por ação das pontes formadas pelas fibras, o compósito desenvolve uma resistência residual admitindo o acréscimo de carregamentos que levam a maiores aberturas de fissuras, até que estas alcancem tal abertura de maneira que as fibras não possam realizar a manutenção da transferência de tensões através do mecanismo de pontes chegando ao limite de capacidade resistente do compósito [47, 53].

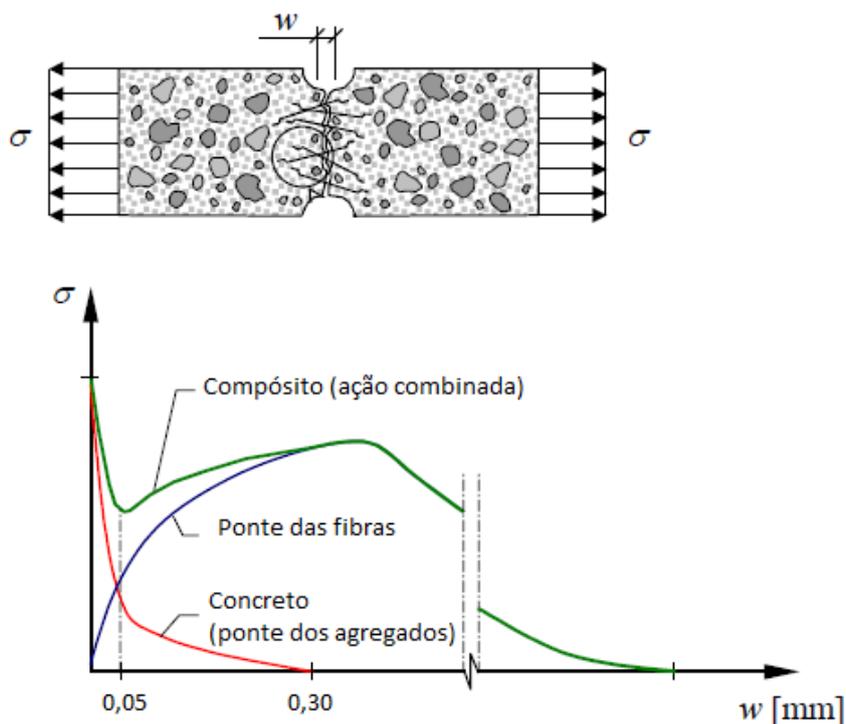


Figura 15. Mecanismo das pontes de transferência da combinação fibras e agregados para concretos reforçados com fibras (adaptada de [47])

## 2.2.6. Propriedades do concreto reforçado com fibras à compressão

Quando submetido à compressão, o concreto exibe uma região de comportamento elástico que pode ser considerada até aproximadamente 30% da resistência máxima. Ao atingir o valor máximo de resistência à compressão, o concreto apresenta expansão da superfície externa e surgem microfissuras formadas inicialmente na zona de transição interfacial (ITZ). Neste momento, observa-se na curva tensão-deformação do concreto, uma resposta decrescente identificada como *softening*. Essas fissuras de tração provenientes de elevados esforços de compressão devem ser combatidas com o uso de reforços transversais complementares [54].

Pela natureza do sistema de reforço discreto do concreto, as fibras interceptam as fissuras longitudinais decorrentes da expansão do concreto quando submetido à compressão, podendo substituir parcial ou integralmente os reforços adicionais no concreto simples. Após as fibras interceptarem as fissuras, o comportamento passa a ter uma resposta dúctil, por conta do processamento do arrancamento das fibras, controlando a abertura das fissuras e conferindo resistência residual pós-fissuração [55, 56].

A ação efetiva das fibras na matriz de concreto é diretamente dependente da fração volumétrica adicionada, das propriedades mecânicas e geométricas das fibras. Por conta disso, para frações volumétricas usuais, abaixo de 1,0%, sua contribuição para a resistência à compressão do concreto pode ser desconsiderada [47, 57]. No entanto, observa-se um aumento substancial na deformação do concreto após a tensão de pico, o que resulta em um concreto com maior tenacidade, como apresentado na Figura 16.

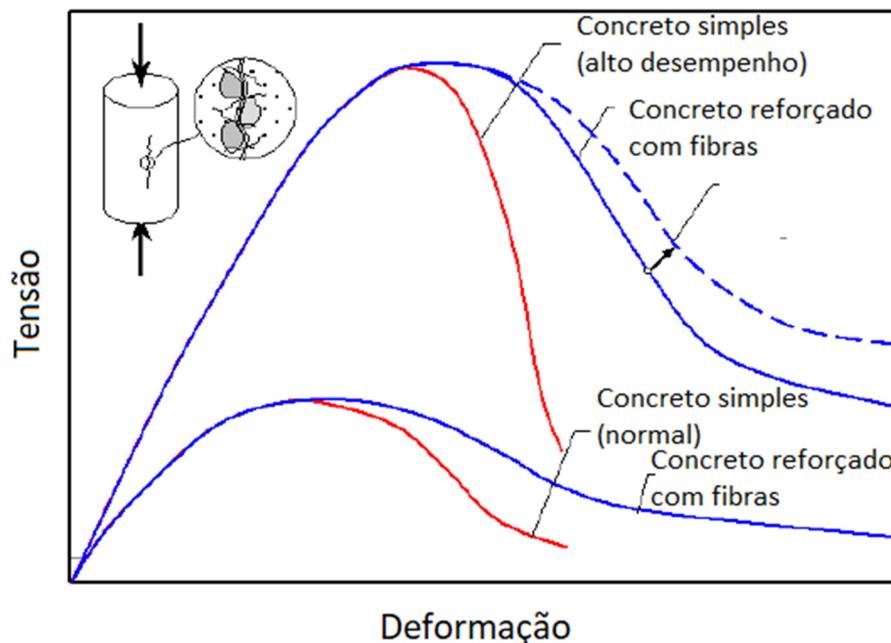


Figura 16. Curvas tensão-deformação comparando o comportamento de concretos simples e reforçados com fibras, à compressão (adaptada de [47])

### 2.2.7. Propriedades do concreto reforçado com fibras à tração

Dado a natureza frágil do concreto e sua reduzida resistência à tração comparado a sua resistência à compressão, se faz necessário a utilização de reforço, usualmente com barras de aço em concreto armado, para endereçar essa limitação do material. No caso do concreto reforçado com fibras, a ação das fibras confere resistência residual à tração após a fissuração da matriz. Estudos [56, 58] mostram que, a depender do tipo de resposta do concreto reforçado com fibras à esta solicitação, dois comportamentos podem ser observados a partir da variação da resistência à medida que ocorre o aumento da abertura da fissura. A resposta ao comportamento do concreto reforçado com fibras é identificada como *hardening* quando há um aumento da resistência conforme o acréscimo da abertura da fissura ou *softening*, quando ocorre uma redução da resistência em relação ao aumento progressivo da abertura da fissura.

O comportamento definido como *strain-softening* é identificado por uma redução na resistência à tração que ocorre progressivamente após a tensão de pico, ou tensão de primeira fissura. Essa resposta do material está associada ao arrancamento das fibras, que transferem

tensões entre as faces da fissura durante este processo, aumentando a tenacidade e promovendo um comportamento dúctil ao concreto. O comportamento *strain-hardening*, é definido pela formação de múltiplas fissuras de menores aberturas associadas ao aumento da resistência do concreto reforçado com fibras após a tensão de pico. Essa resposta exhibe melhor transferência de tensões no concreto fissurado até o limite de resistência do material ser atingido, quando se inicia um processo de crescimento desordenado de algumas fissuras em relação as demais levando ao alongamento ou arrancamento e perda de resistência do material [58, 59].

Estas respostas podem variar de acordo com a fração volumétrica de fibras adicionadas ao concreto. Em geral, concretos com frações volumétricas inferior ao volume crítico de fibras ( $V_{cf}$ ) apresentam comportamento *strain-softening* e concretos com frações volumétricas acima do  $V_{cf}$  exibem comportamento *strain-hardening* [60, 61].

Fantilli *et. al* [60] avaliaram prismas de concreto simples, concreto reforçado com adição de fibras em até 1,0% e com adição de fibras acima de 2,0% em relação ao volume de concreto, submetidos a tração axial. A Figura 17 mostra que no estado pré-fissurado as fibras não contribuem de forma significativa no comportamento do concreto, portanto, a resposta do concreto é semelhante para os três prismas. Após a resistência à tração do concreto ser atingida, os prismas referentes ao concreto simples e ao concreto com adição de fibras inferior a 1,0%, apresentam comportamento *strain-softening*, enquanto o prisma referente ao concreto com adição de fibras superior a 2,0% exhibe comportamento *strain-hardening*.

Em materiais que apresentam comportamento do tipo *strain-softening* após a fissuração da matriz, a análise deve se proceder avaliando o diagrama tensão-abertura de fissura. No caso do concreto simples, a transferência de tensões se dá pela ponte de agregados e para o concreto reforçado com fibras a transferência ocorre pela ponte formadas pelas fibras cruzando as fissuras, o que resulta no aumento da energia de fratura como mostra a Figura 17 (b).

A Figura 17 (c) ilustra o comportamento *strain-hardening* onde a ponte de transferência formada pelas fibras confere resistência pós-fissuração superior à resistência à tração do concreto, levando a múltipla fissuração do compósito.

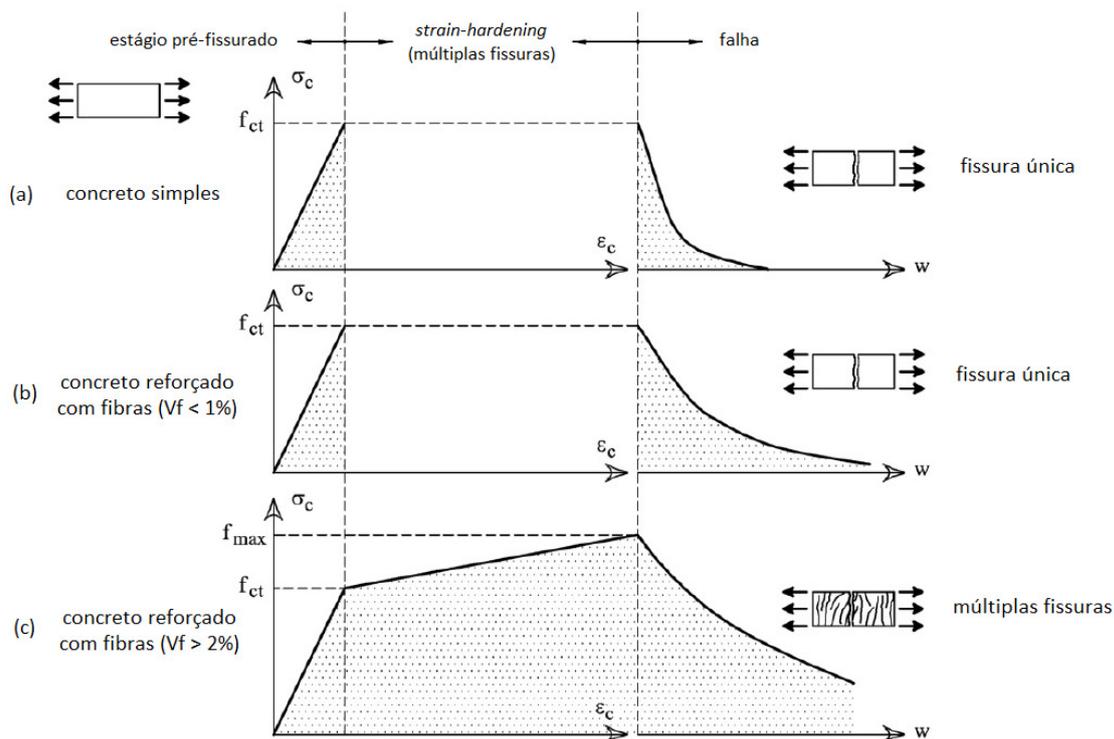


Figura 17. Comportamento mecânico de prismas de concreto sob tração axial (adaptada de [60])

Devido à dificuldade na realização dos ensaios de tração direta em prismas de concreto, suas variáveis na execução e a ausência de normas que regulamentem por completo o método de ensaio, são propostos na literatura ensaios de tração indireta para obtenção da resistência à tração do concreto reforçado com fibras. Os métodos propostos mais utilizados são os ensaios de flexão de três e quatro pontos, presentes nas normas NBR 16940 [62], EN14651 [63], e ASTM C 1609 [64].

### 2.2.8. Propriedades do concreto reforçado com fibras à flexão

Assim como na tração direta, a adição de fibras discretas influencia no comportamento à flexão do concreto reforçado com fibras e promove aumento de resistência residual e tenacidade. Uma vez fissurada a matriz, as fibras interceptam as fissuras e atuam como pontes de transferência de tensões entre os lados da fissura. Essa condição, confere ao compósito resistências residuais pós-fissuração, além de um comportamento pseudo-dúctil quando comparado ao concreto simples. Quando o concreto reforçado com fibras é submetido à flexão, a profundidade da linha neutra é alterada, ocorrendo um aumento da região tracionada da seção

de concreto e uma redistribuição das tensões, que agora são transferidas através das fissuras pelas fibras. Como mostra a Figura 18, observamos que com o aumento do carregamento, uma nova distribuição de tensões acontece, deslocando a linha neutra em direção ao topo da seção e aumentando a área de seção tracionada, solicitando de forma progressiva as fibras adicionadas ao concreto. A resposta mecânica do concreto reforçado com fibras submetido à flexão, depende de características geométricas e mecânicas das fibras, além da fração volumétrica adicionada, orientação das fibras em relação ao carregamento, procedimentos de cura, taxa de carregamento, homogeneidade e dispersão das fibras [65].

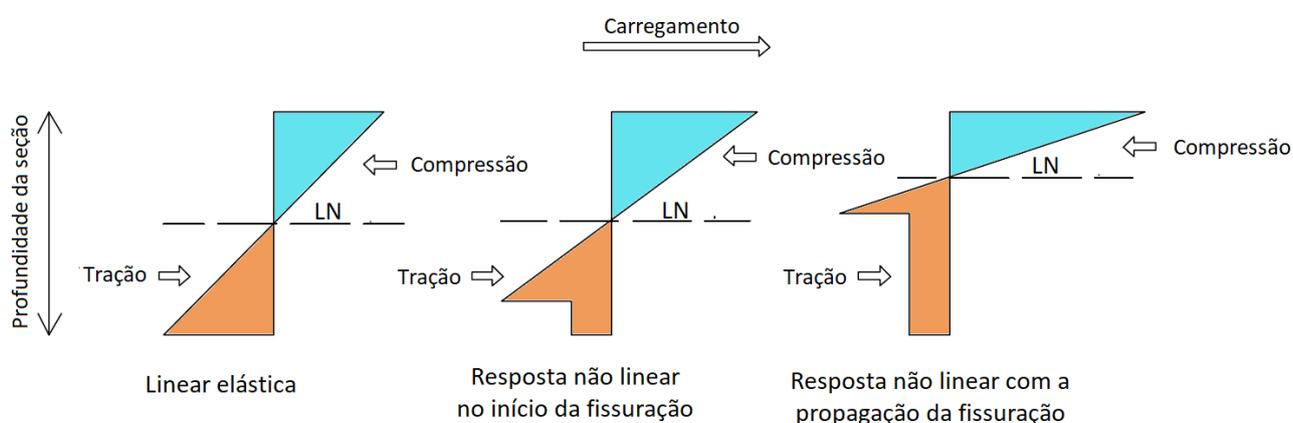


Figura 18. Representação da alteração na profundidade da linha neutra ao longo da seção de acordo com a distribuição de tensões (adaptada de [66])

O comportamento à flexão do concreto reforçado com fibras, assim como à tração, pode ser caracterizado de acordo com sua resposta mecânica pós-fissuração e ser classificado como *softening* ou *hardening*. No entanto, quando o compósito exibe falha sem acréscimo de resistência à tração pós-fissuração, o comportamento é definido como *deflection softening* e quando é observado ganho de carregamento à flexão pós-fissuração, o comportamento verificado como *deflection hardening*. Mobasher *et. al* [67] avaliaram a relação entre a resposta à tração e à flexão verificando que compósitos que apresentam comportamento *strain softening* podem apresentar *deflection softening* ou *deflection hardening* e compósitos que apresentaram *strain hardening* à tração, sempre apresentarão *deflection hardening* à flexão. Essa relação é apresentada na Figura 19.

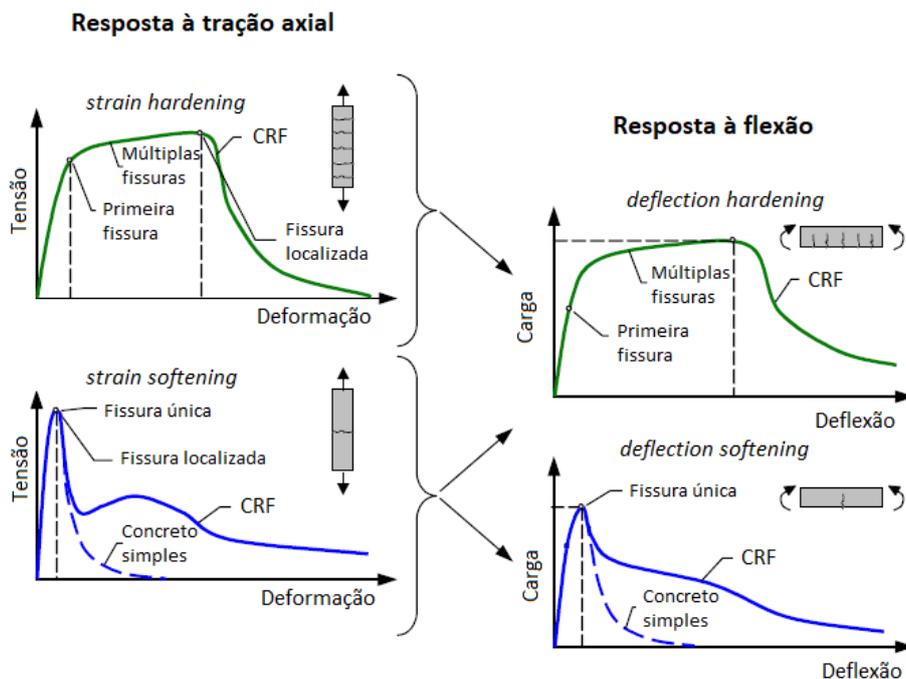


Figura 19. Caracterização do comportamento à tração e à flexão (adaptada de [47])

### 2.3. Comportamento estrutural de elementos de concreto reforçados com barras de FRP

As barras de FRP sob tensão exibem comportamento linear-elástico até sua ruptura sem um patamar de escoamento, o que torna o modo de falha frágil. O comportamento não-dúctil das barras de FRP obriga a uma reconsideração dos modos de falha nos elementos reforçados com esse material compósito. No entanto, haveria algum aviso muito limitado de iminente falha na forma de fissuras extensas e grande deflexão devido ao baixo módulo de elasticidade do reforço em barras de FRP. Dessa forma, os modelos para dimensionamento de elementos estruturais reforçados com barras de FRP não podem ser os mesmos aplicados ao concreto armado reforçado com barras de aço devido a importantes diferenças nas propriedades mecânicas e na transferência de esforços pela interface barra-concreto [68, 69].

Apesar de apresentar maiores valores de resistência à tração do que o aço, as barras de GFRP possuem menor módulo de elasticidade e comportamento frágil. O baixo módulo de elasticidade conduz a elementos sujeitos a maiores deformações e abertura de fissuras quando comparado a elementos reforçados com aço. Sendo assim, o projeto envolvendo estruturas de concreto reforçado com barras de GFRP submetidas à flexão, usualmente são limitadas pelo

estado limite de serviço (ELS). Além disso, a depender do domínio de deformação ao qual estará submetido o elemento, as normas de projeto [2, 3, 5] apresentam coeficientes de ponderação diferentes, em geral menos restritivos quando o modo de falha se dá por esmagamento do concreto por deformação à compressão. Diferente da ruptura por tração da barra, o modo de falha governado pelo concreto se torna uma condição mais desejável para elementos reforçados com barras de GFRP, uma vez que, apesar do concreto também apresentar comportamento frágil, este modo de falha é menos brusco e apresenta algum nível de deformação inelástica [70].

### 2.3.1. Ductilidade

Um dos aspectos críticos para estruturas de concreto reforçado com barras de FRP é a ausência de ductilidade em elementos utilizando este material como armadura. Para melhor entender este problema, diversos estudos [68, 71, 72, 73, 74] foram conduzidos buscando aumentar a ductilidade em estruturas reforçadas com barras de FRP. Para tanto, três estratégias são propostas na literatura: hibridização das armaduras de reforço, adição de fibras discretas ao concreto e confinamento por meio de estribos.

### 2.3.2. Adição de fibras discretas

Os trabalhos desenvolvidos por Wang e Issa [75, 76] avaliaram o incremento de ductilidade através da adição de fibras discretas em vigas de concreto reforçadas com barras de GFRP utilizando o fator de deformação ( $D_F$ ) proposto por Vijay e Gangarao [77], o índice de ductilidade ( $\mu_E$ ) proposto por Naaman e Jeong [78] e pelo índice de performance ( $\mu_M$ ) proposto por Jaeger *et al.* [79]. No programa experimental de Issa *et al.* [76], foram avaliadas cinco vigas com adição de fibras de 0,5% em relação ao volume de concreto e duas vigas de referência para controle, todas armadas com barras de GFRP. O prefixo para a nomenclatura utilizada nas vigas foi definido da seguinte forma: N para concreto de resistência convencional (25 MPa); H para concreto de alta resistência (65 MPa). Os sufixos foram divididos em grupos de acordo com a adição e o tipo de fibra utilizada, sendo: O para vigas utilizando concreto sem

adição de fibras; P para vigas com adição de fibras de polipropileno; G para concreto com adição de fibras de vidro; e S para concreto com adição de fibras de aço.

Os resultados mostraram ganhos na capacidade de deformação e na capacidade de deflexão em todas as vigas com adição de fibras discretas, quando comparadas às vigas de referência. As vigas com adição de fibras e concreto convencional, NP, NG e NS, apresentaram aumento de 66,7%, 113,9% e 277,8% no fator de deformação ( $D_F$ ), quando comparadas à viga de referência, NO. Nas vigas HP e HG foram reportados aumentos de 47,5% e 91,5% em relação a viga de referência, HO. A Tabela 7 resume o tipo de fibras, teor adicionado, taxa de armadura e os fatores de deformação obtidos para as vigas investigadas.

Tabela 7. Fator de deformação (DF) em vigas avaliadas por Issa *et al.* (adaptada de [76])

Viga	Tipo de Fibra	Fração volumétrica (%)	Taxa de armadura (%)	$D_F$	Aumento de DF em relação a vigas sem adição de fibras (%)
NO	-	-	1,87	3,6	-
HO	-	-	1,87	5,9	-
NP	Polipropileno	0,5	1,87	6	66,7
HP	Polipropileno	0,5	1,87	8,7	47,5
NG	Vidro	0,5	1,87	7,7	113,9
HG	Vidro	0,5	1,87	11,3	91,5
NG	Aço	0,5	1,87	13,6	277,8

Os autores reportaram que todas as fibras promoveram considerável melhora na ductilidade das vigas com barras de GFRP, com os melhores resultados obtidos a partir das adições de fibras de vidro e aço. O comportamento mais dúctil do concreto com adição de fibras de aço pode ser explicado pela maior resistência residual pós-fissuração, decorrente a eficiência da ancoragem mecânica promovida pelos ganchos localizados nas extremidades das fibras. Outros autores [75] estudaram elementos com variação na taxa e tipo de armadura, utilizando GFRP e CFRP em vigas reforçadas com 0,5% de fibras discretas de polipropileno. A nomenclatura do programa experimental de Wang e Belarbi [75] foi definida como: P para indicação de que não há adição de fibras; e F para indicar a adição de fibras de polipropileno. O tipo de reforço foi definido pelas letras C e G, respectivamente para barras de fibra de carbono e barras de fibra de vidro. As armaduras foram definidas com os números 4 e 8, como referência ao sistema norte americano para designação de armaduras de diâmetro de 13 mm e

25 mm. Os autores avaliaram a ductilidade das vigas por meio do índice de ductilidade ( $\mu_E$ ) e fator de performance ( $\mu_M$ ). Estes resultados foram trabalhados por Issa *et al.* [76] e reavaliados utilizando o fator de deformação ( $D_F$ ), os resultados obtidos considerando as avaliações nos dois trabalhos, estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8. Avaliação de ductilidade em vigas com adição de fibras discretas

Viga	Tipo de Fibra	Fração volumétrica (%)	fc' (MPa)	Taxa de armadura (%) e tipo de reforço	$\mu_E$	$\mu_M$	$D_F$
P4C	-	-	48	1,00 CFRP	1,45	5,50	4,50
P4G	-	-	48	3,30 GFRP	1,30	6,05	4,14
P8G	-	-	48	5,10 GFRP	1,46	7,04	3,90
F4C	Polipropileno	0,5	30	1,00 CFRP	1,56	8,35	5,35
F4G	Polipropileno	0,5	30	3,30 GFRP	1,48	8,94	7,21
F8G	Polipropileno	0,5	30	5,10 GFRP	1,50	7,56	4,80

É possível observar que o método de avaliação pelo índice de ductilidade ( $\mu_E$ ) não apresentou diferenças significativas entre as vigas de referência e as vigas com adição de fibras. Os autores [75] reportam que este resultado decorre do incremento proporcional da capacidade de absorver energia na fase elástica e inelástica, resultando em valores iguais de  $E_T/E_c$ . Os métodos de avaliação pelo fator de performance ( $\mu_M$ ) e pelo fator de deformação ( $D_F$ ) apresentaram resultados que demonstram aumento da ductilidade nas vigas com adição de fibras. Os trabalhos de Sá e Carvalho [18, 80] também avaliaram o incremento de ductilidade considerando a adição de fibras discretas em vigas armadas com GFRP. Os autores utilizaram o fator de performance ( $\mu_M$ ) e reportaram aumentos de 28% e 30% respectivamente, na ductilidade de elementos estruturais.

### 2.3.3. Confinamento em vigas hiperestáticas

De acordo com a literatura [81], o confinamento do concreto pode gerar melhores respostas em termos de ductilidade e resistência última em elementos de concreto reforçados com barras de FRP. Este aumento de ductilidade resulta em uma melhor capacidade de rotação

em regiões do elemento estrutural. A capacidade de redistribuição de esforços em vigas hiperestáticas depende da capacidade de rotação possível em regiões críticas da estrutura. Dessa forma, utilizar armadura transversal como estratégia de aumento de ductilidade pode levar a uma resposta de melhor redistribuição de esforços. Segundo Lopes *et al.* [82] o efeito do confinamento é mais eficiente em elementos reforçados com barras de FRP quando o modo de falha é governado pelo concreto, como é recomendado pelas normas de projeto de estruturas reforçadas com barras de FRP [2, 3].

Estudos anteriores [83, 84] buscaram entender a eficiência do confinamento em vigas contínuas buscando aumento da ductilidade e capacidade de redistribuição de momento fletor em vigas de concreto reforçado com barras de GFRP. Foi proposto um programa experimental contando com quatro grupos de vigas hiperestáticas, cada uma com vão de dois metros de comprimento, das quais um grupo utilizou armaduras de aço e os 3 grupos restantes utilizaram armaduras com barras de FRP. Os quatro grupos propostos no programa experimental estão descritos abaixo:

- Grupo um: (viga R), uma viga de referência armada com barras de aço, solução padrão para comparativo de resultados;

- Grupo dois: (vigas E), duas vigas equivalentes reforçadas com barras de GFRP. As vigas foram dimensionadas considerando o momento fletor último “equivalente” da viga de referência (viga R), determinado a partir de uma análise linear elástica, sem considerar qualquer redistribuição de esforços;

- Grupo três: (vigas RA), duas vigas modificadas reforçadas com barras de GFRP. Nestas vigas, para obter capacidade de redistribuição similar ao grupo de referência (viga R), a armadura superior foi dimensionada como subarmada e a armadura inferior foi superarmada (comparado às vigas E, as armaduras superior e inferior foram invertidas). Na prática, essa estratégia tem como objetivo forçar a formação de uma rótula plástica na seção de apoio central;

- Grupo quatro: (vigas RB), duas vigas confinadas e reforçadas com barras de GFRP. Estas vigas são similares às vigas do grupo três (vigas RA) mas, para que houvesse um aumento do efeito de confinamento do concreto, foi reduzido o espaçamento dos estribos nas regiões críticas. Essa estratégia procura promover aumento da ductilidade em comparação às vigas RA,

melhorando assim a capacidade de rotação plástica próximo às seções críticas e por consequência, a redistribuição de esforços;

A viga de referência (viga R) apresentou ruptura por esmagamento do concreto à compressão e escoamento das barras de aço em um dos vãos. Isso se deve à elevada redistribuição de esforços transferidos do apoio central para os vãos. As vigas equivalentes (vigas E) tiveram falha por esmagamento do concreto de forma quase simultânea no apoio central e em um dos vãos. Nas vigas RA e RB, foi possível observar o modo de falha diferente do que foi previsto, a ruptura ocorreu por esmagamento do concreto em um dos vãos. Isso se deve porque à medida que ocorria a perda de rigidez no apoio central, o sistema estrutural das vigas, em ambos os casos, aproximava-se gradativamente ao de duas vigas simplesmente apoiadas. Essa condição levou a uma redistribuição parcial dos esforços. A viga R, utilizando reforço em barras de aço, apresentou o melhor resultado em termos de ductilidade. Nas vigas RB, foi possível observar um aumento da capacidade à flexão da ordem de 13% e um aumento do fator de deformação de 18%. Isso pode ser explicado devido à estratégia de confinamento utilizada nestas vigas de modo a reduzir o espaçamento dos estribos em seções críticas do apoio central [61]. A Tabela 9 resume os dados experimentais obtidos pelo programa experimental.

Tabela 9. Resultados experimentais obtidos no programa experimental conduzido por Matos *et al.* [83]

Viga	Ruptura/Local	Carga última (kN)	Momento máximo (kN.m)			Ductilidade (DF)	Redistribuição	
			Vão Esq.	Apoio central	Vão direito		Apoio	Vão
R	Concreto/vão	107,2	8,4	7,7	8,6	6,0	+30	-10
E	Concreto vão e apoio	109,2	7,7	11,3	7,8	2,1	-10	+8,5
RA	Concreto/vão	118,1	11,0	7,3	10,9	2,2	-21,3	+12,5
RB	Concreto/vão	133,6	12,3	9,1	12,3	2,6	-22,5	+10

#### 2.3.4. Redistribuição de esforços em vigas hiperestáticas

Vigas hiperestáticas de concreto reforçado com barras de aço apresentam grande capacidade de redistribuição de esforços. Este processo ocorre basicamente em duas fases. Na primeira fase, ocorrem diferenças na formação de fissuras nas regiões críticas, conduzindo a

uma rigidez variável ao longo da viga. Na segunda fase são geradas rótulas plásticas, associadas ao comportamento do aço e sua capacidade de escoamento. De acordo com El-Mogy *et al.* [81], em vigas reforçadas com barras de GFRP, apenas a mudança da rigidez ao longo da viga é responsável pela capacidade de redistribuição de esforços, uma vez que, devido ao comportamento linear elástico e frágil das barras de FRP, não são geradas rótulas plásticas.

Após a fase de formação de fissuras, a redução de rigidez leva a redução da capacidade de transferência de forças do concreto, portanto as barras passam a ser o mecanismo principal para transferência de esforços. Dessa forma, a redistribuição de esforços ocorre de acordo com a variação da taxa de armadura em seções críticas da viga. Portanto, em vigas hiperestáticas, vãos com taxas de armaduras, em sua porção central, superiores às taxas de armaduras utilizadas no apoio central, apresentam momento fletor real superior ao momento elástico nesta região. De forma análoga, o momento fletor resistido pela seção na região do apoio central será inferior ao momento elástico nesta região, como ilustra a Figura 20. Estudos anteriores [83, 85, 86] mostram que em vigas hiperestáticas cuja condição de reforço seja superarmado, as deformações inelásticas do concreto quando submetido à compressão contribuem positivamente para a redistribuição de esforços entre regiões críticas.

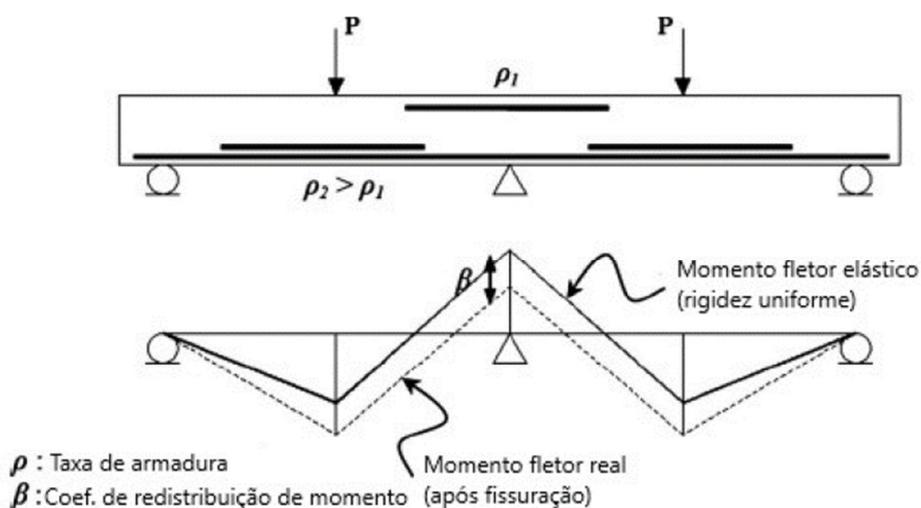


Figura 20. Redistribuição de momento fletor em viga hiperestática em função da variação da taxa de armadura (adaptada de [81])

Não existem muitos trabalhos envolvendo vigas hiperestáticas reforçadas com barras de FRP e poucos avaliam o efeito do confinamento como estratégia para incremento de ductilidade e aumentar a capacidade de redistribuição do elemento estrutural [81, 83, 85, 87,

88]. A maneira mais comum para realizar este confinamento é a redução do espaçamento entre armaduras transversais ou aumento do diâmetro dos estribos utilizados. Existem trabalhos na literatura [81, 83, 89] que apresentam respostas favoráveis quanto à redistribuição de momentos fletores em vigas reforçadas com barras de GFRP associada à adequação da configuração de armaduras longitudinais.

### **3. Programa experimental**

#### **3.1. Introdução**

Este trabalho tem como objetivo investigar as características do comportamento estrutural de vigas hiperestáticas armadas com barras de GFRP em concreto, sobretudo do ponto de vista de capacidade resistente, propagação de fissuras e redistribuição de esforços. Além das vigas de referência em concreto convencional, foram produzidas vigas utilizando concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), estas vigas possuem diferentes taxas de armadura e frações volumétricas de fibras discretas. Este capítulo descreve os procedimentos de ensaio adotados durante a condução do programa experimental e apresenta características e propriedades dos materiais utilizados.

#### **3.2. Descrição do programa experimental**

O programa experimental foi realizado para obtenção dos parâmetros de caracterização do CRFA e ensaios estruturais de elementos reforçados com barras de GFRP.

A condução do programa experimental foi dividida em duas etapas, caracterização do concreto reforçado com fibras e ensaios estruturais de vigas hiperestáticas.

Na primeira etapa, foram definidos os parâmetros do concreto e avaliação da trabalhabilidade do concreto fresco a partir do ensaio de abatimento do tronco do cone. Posteriormente, para a caracterização do CRF, ensaios de tração por flexão foram conduzidos em vigas prismáticas de concreto reforçado com fibras de aço, de modo a avaliar a resistência à tração por flexão pós-fissuração do CRFA.

A segunda etapa foi realizada a nível estrutural onde foram ensaiadas vigas de concreto com e sem adição de fibras de aço e reforçadas com barras de GFRP. Ao todo, seis vigas hiperestáticas foram submetidas ao ensaio de flexão com carregamento centralizado nos vãos. As vigas apresentavam diferentes taxas de armadura longitudinal. O objetivo destes ensaios foi avaliar a possibilidade de redistribuição de esforços em vigas reforçadas com barras de GFRP e analisar quais alterações no comportamento estrutural destes elementos decorrem da adição de fibras discretas no concreto. A Figura 21 apresenta o fluxograma do programa experimental.

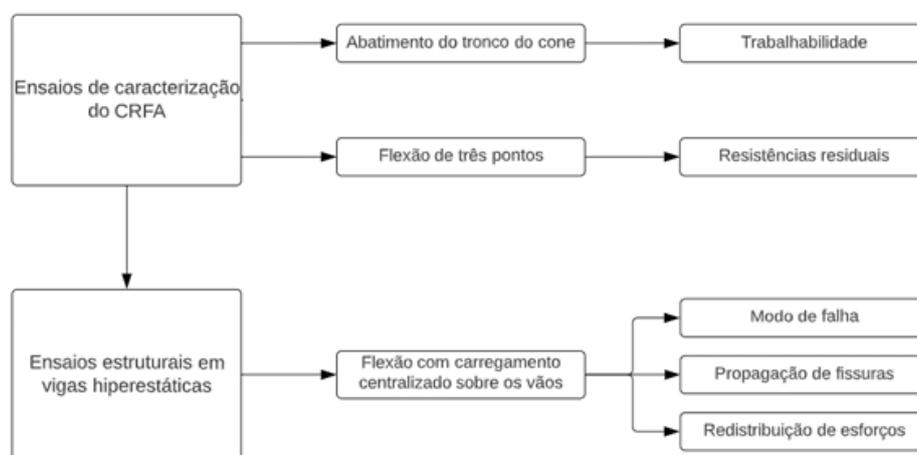


Figura 21. Fluxograma do programa experimental

Para a adição de fibras discretas ao concreto foram utilizadas fibras metálicas 3D 80/60 BG. Foram produzidas quatro vigas utilizando CRFA, duas vigas contendo a fração volumétrica de 0,5% (40 kg/m<sup>3</sup>) e duas vigas com a fração volumétrica de 1,0% (80 kg/m<sup>3</sup>). A Tabela 10 apresenta a nomenclatura utilizada para o concreto de referência, concreto com adição de 40 kg/m<sup>3</sup> e com adição de 80 kg/m<sup>3</sup> de fibras de aço.

Tabela 10. Nomenclatura dos concretos utilizados no programa experimental

Concreto	Fibra de aço
	Dramix 3D 80/60 BG (kg/m <sup>3</sup> )
REF	-
REF40	40,0
REF80	80,0

A caracterização para dimensionamento e utilização destes materiais foi conduzida por meio de ensaios realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM) da PUC-Rio. Para a determinação da trabalhabilidade do concreto, foi realizado o ensaio de abatimento de tronco do cone de acordo com a norma NBR NM 67 [90]. Em seguida foram moldadas vigas prismáticas conforme as normas NBR 16940 [62] e EN 14651 [63] para realização dos ensaios de flexão de três pontos. Foram moldados no total, cinco prismas para cada fração volumétrica de fibras metálicas.

### 3.3. Materiais utilizados no concreto

#### 3.3.1. Cimento Portland

Para produção dos concretos foi utilizado cimento Portland CPV ARI do fabricante *Votorantim Cimentos*, em concordância com a NBR 16697 [91]. A massa específica informada pelo fabricante é de 3,12 g/cm<sup>3</sup>.

#### 3.3.2. Agregados graúdos e miúdos

Os agregados graúdos utilizados foram brita 1 e brita 0, com diâmetros máximos de 19 mm e 12,5 mm, respectivamente. Os agregados miúdos utilizados foram areia natural de quartzo com diâmetro máximo de 2,40 mm e módulo de finura de 2,58, determinados em concordância com a NBR NM 248 [92], cuja classificação como agregado miúdo foi determinada pela norma NBR 7211 [93]. A Figura 22 apresenta as curvas granulométricas dos agregados utilizados.

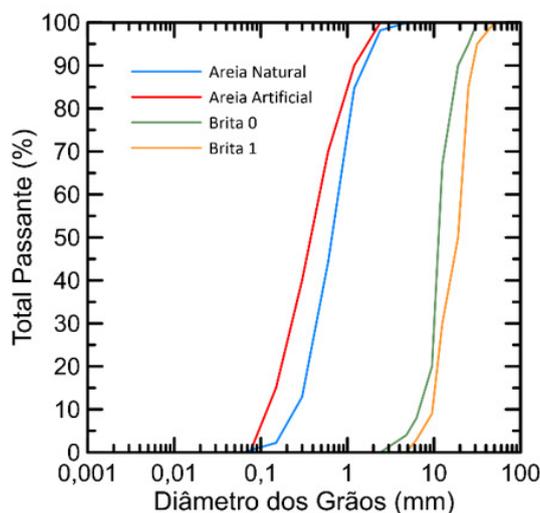


Figura 22. Curva granulométrica dos agregados

### 3.3.3. Aditivos

A adição de fibras ao concreto aumenta sua consistência no estado fresco, levando a uma redução da trabalhabilidade do concreto. Este efeito ocorre em função da fração volumétrica de fibras discretas utilizada [94, 95]. Para que a manutenção e garantia da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço, foram utilizados dois aditivos químicos fabricados pela *GCP Applied Technologies* e que estão em concordância com a NBR 11768-1 [96]. Os aditivos utilizados foram o superplastificante ADVA 753 e o polifuncional Miraset 818 LF. Embora o fabricante recomende dosagens de 0,4% a 1,2% sobre o peso do constituinte ligante, os teores dos aditivos foram ajustados de modo a garantir a manutenção da fluidez do concreto fresco e trabalhabilidade necessários para moldagem dos corpos de prova.

### 3.3.4. Fibras de aço

As fibras discretas utilizadas como reforço parcial dos elementos de concreto são as fibras metálicas Dramix® 3D 80/60 BG produzidas pela *Belgo Arames*. As fibras de aço possuem 60 mm de comprimento, diâmetro de 0,75 mm, fator de forma igual a 80, resistência nominal à tração de 1.100 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa, conforme apresentado na Tabela 11. Para os dois grupos de vigas com CRFA, as frações volumétricas de fibras de aço utilizadas são de 0,5% e 1,0% para cada grupo. O volume de fibras adicionado ao concreto foi compensado através da redução do mesmo volume de brita 1 para cada traço de concreto. A Figura 23 apresenta as características físicas das fibras de aço.

Tabela 11. Propriedades das fibras de aço utilizadas no programa experimental, dados fornecidos pelo fabricante

<b>Característica</b>	<b>Propriedade das fibras</b>
Comprimento	60 mm
Diâmetro	0,75 mm
Razão de aspecto	80
Densidade	7,8 g/cm <sup>3</sup>
Módulo de elasticidade	200 GPa
Resistência à tração	1225 MPa

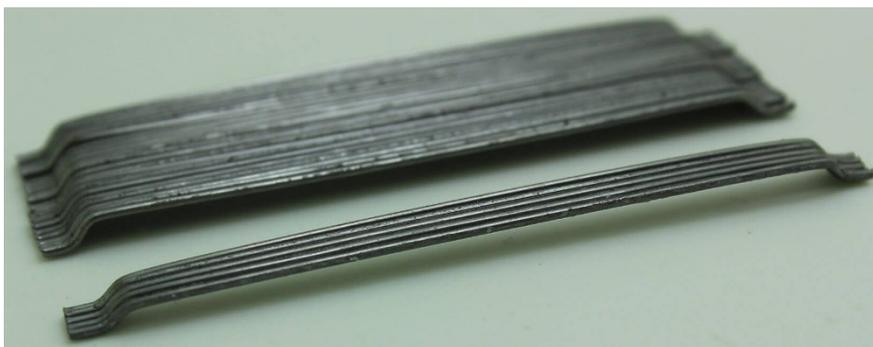


Figura 23. Aspecto físico das fibras de aço utilizadas no programa experimental

### 3.3.5. Barras de GFRP

Este trabalho não aborda os ensaios de caracterização das barras de GFRP, as propriedades mecânicas das barras de GFRP utilizadas neste programa experimental decorrem de estudos anteriores [80]. As barras e estribos utilizados foram fornecidos pela *Haizer Building Solution*, e possuem diâmetros de 8 mm e 10 mm para as barras longitudinais e 4 mm para os estribos transversais. A composição das barras é dada por cerca de 75% a 85% de fibras de vidro ECR (*E-Glass Corrosion Resistant*) e matriz epóxi constituída por uma resina endurecedora e uma pigmentação de carbono. Além disso, as barras apresentam deformação última adequadas aos limites propostos pela literatura [3]. A Figura 24 apresenta o aspecto físico das barras e estribos de GFRP, enquanto a Tabela 12 apresenta as propriedades mecânicas das barras de GFRP utilizadas neste trabalho.

Tabela 12. Propriedades das barras de GFRP utilizadas no programa experimental

<b>Diâmetro (mm)</b>	<b>Resistência à tração (MPa)</b>	<b>Deformação última (%)</b>	<b>Módulo de Elasticidade (MPa)</b>
8	926	2,38	40261
10	1053	2,71	39000

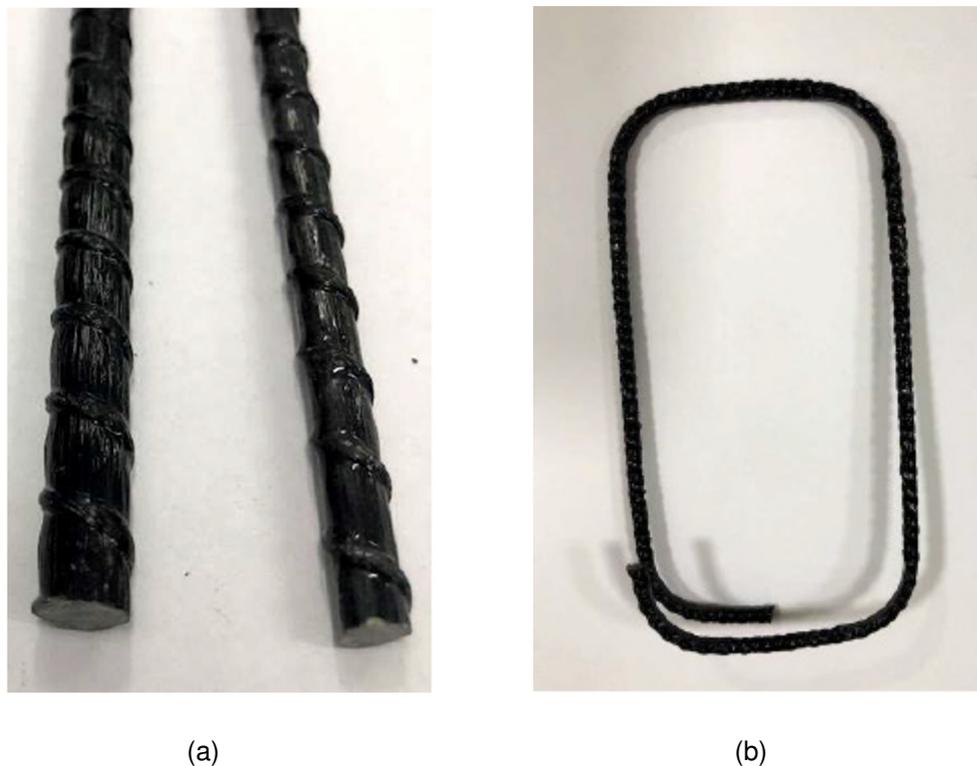


Figura 24. Aspecto físico das (a) barras longitudinais de GFRP e dos (b) estribos de GFRP utilizados no programa experimental.

### 3.4. Dosagem e caracterização do concreto

#### 3.4.1. Dosagem

Todas as dosagens de concreto tiveram seu fator água-cimento fixado em 0,42 e consumo mínimo de cimento de 380 kg/m<sup>3</sup>. Para reduzir a perda de trabalhabilidade gerada pela adição de fibras discretas, foram ajustados os teores dos aditivos superplastificante e polifuncional. A Tabela 13 apresenta as dosagens de concreto com adição de fibras de aço e sem adição de fibras de aço.

Tabela 13. Composição das dosagens de concreto utilizadas no programa experimental (kg/m<sup>3</sup>)

Dosagem		REF	REF40	REF80
Cimento	CPV ARI	380	380	380
	Areia Natural	675	675	675
Agregados	Areia de Britagem	136	136	136
	Brita 0	250	250	250
	Brita 1	650	643	637
Água	Água	160	160	160
Aditivos	Superplastificante	3,80	3,80	5,70
	Polifuncional	1,90	1,90	1,90
Fibra de aço	3D 80/60 BG	-	40	80

### 3.4.2. Procedimento de mistura

Para realização das moldagens, as misturas foram executadas em misturador planetário com capacidade para 600 litros, de modo que todas as moldagens ocorreram sem a necessidade de fracionar a mistura em porções proporcionais. Inicialmente o misturador planetário foi umedecido com água e seco com papel absorvente de maneira a garantir que não houvesse absorção da água da mistura pelo tambor do misturador. Em seguida, foram adicionados os agregados ao misturador mecânico, iniciando-se com a areia natural, areia artificial, britas 0 e brita 1. Após os agregados, foram adicionados cerca de 80% da água de amassamento e prosseguiu-se com esta mistura destes materiais durante um minuto. O próximo passo consiste em adicionar o cimento e prosseguir com a mistura por mais um minuto para se obter uma melhor distribuição da água para cada partícula do cimento. Em seguida, foi adicionado o restante da água de amassamento e os aditivos químicos superplastificante e polifuncional, mantendo-se a mistura por aproximadamente cinco minutos. Ao final desta etapa, a dosagem do concreto de referência, sem adição de fibras discretas foi concluída. Para o CRFA as fibras somente foram introduzidas ao misturador quando o concreto estava homogêneo, com o misturador em funcionamento e a uma razão aproximada de 5 kg/min de modo a promover a dispersão uniforme das fibras na matriz de concreto. Após a adição das fibras discretas, manteve-se a mistura por mais cinco minutos.

Ao final do processo de mistura, foram realizados os ensaios de abatimento de tronco de cone para avaliar o concreto no estado fresco, seguindo para a moldagem dos corpos de prova de cada ensaio específico.

### **3.4.3. Ensaio de abatimento de tronco do cone**

Para avaliar a consistência do concreto no estado fresco, foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone em concordância com a NBR NM 67 [90]. Além da trabalhabilidade, é possível avaliar a possibilidade de segregação e exsudação do concreto e mesmo a distribuição dos materiais constituintes após a dosagem.

O ensaio consiste em preencher com concreto um molde metálico posicionado sobre uma placa base e com a menor extremidade voltada para cima. A partir daí, o preenchimento de concreto se dá em três camadas, cada uma com altura equivalente a um terço da altura do molde. Para garantir que o adensamento ocorra de maneira uniforme, todas as camadas foram adensadas utilizando uma haste de metal onde são desferidos vinte e cinco golpes para cada camada de concreto. Ao final, o molde foi retirado em um movimento contínuo e vertical, foi então posicionado ao lado do corpo de prova abatido com sua maior extremidade voltada para cima e prosseguiu-se com a medição do abatimento do tronco de cone obtido pela diferença entre as alturas do molde e do corpo de prova. O abatimento do tronco de cone medido foi de 70 mm e 45 mm para o concreto sem adição de fibras e com adição fibras, respectivamente. A Figura 25 apresenta a visão geral do ensaio e o abatimento do tronco de cone para os concretos estudados.



(a)



(b)



(c)

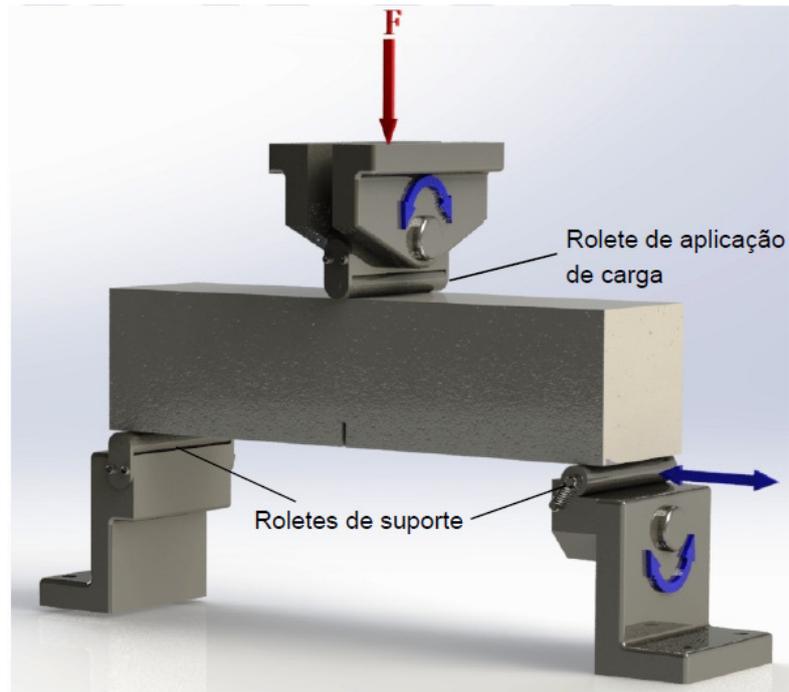
Figura 25. (a) Visão geral do ensaio de consistência e abatimento de tronco do cone para o concreto; (b) sem adição de fibras; e (c) com adição de fibras

#### 3.4.4. Comportamento à flexão de prismas de concreto

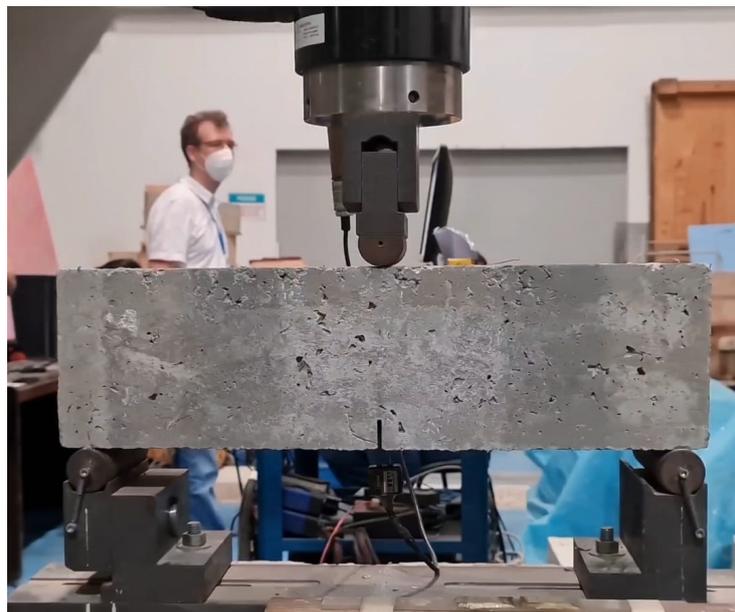
Diversas normas e publicações [63, 64, 97-99] propõem ensaios para avaliar o comportamento sob flexão do concreto reforçado com fibras discretas, buscando avaliar parâmetros importantes como tenacidade e resistência pós-fissuração. Para a determinação do comportamento mecânico à flexão do concreto reforçado com fibras, foi realizado o ensaio de flexão de três pontos em concordância com as normas NBR 16940 [62], de modo que fossem obtidos os parâmetros de resistência pós-fissuração para o adequado dimensionamento do concreto reforçado com fibras.

De acordo com a recomendação da norma, os corpos de prova devem ser vigas prismáticas com seção transversal de 150 x 150 mm e comprimento de 550 mm com sua moldagem realizada em formas metálicas. O lançamento do concreto se deu a partir do centro das formas utilizando cerca de 50% do volume do molde, em seguida dois incrementos de 20% do volume do molde foram despejados nas extremidades perfazendo um total de 90% do volume. Ao final, os 10% restantes foram despejados durante o adensamento realizado por vibração externa em mesa vibratória. Os moldes então foram posicionados armazenados por 24 horas até sua desmoldagem e armazenados por 28 dias para o processo de cura do concreto.

O *setup* deste ensaio consiste no posicionamento de dois roletes de suporte com 30 mm de diâmetro espaçados de 500 mm entre si. Os roletes possuem liberdade de movimento horizontal na direção do vão de ensaio. Com o objetivo de evitar o aparecimento de forças normais excêntricas no corpo de prova durante o carregamento, o rolete de menor liberdade de deslocamento horizontal foi configurado para ter liberdade de rotação transversal. O centro do vão de ensaio foi alinhado com o eixo de aplicação de carga do atuador servo-hidráulico e a carga foi aplicada a partir de um rolete acoplado à célula de carga, que por sua vez, estava conectada ao pistão do atuador. Este rolete de aplicação da carga é similar aos roletes de suporte e possuía liberdade de rotação transversal. Os corpos de prova receberam um entalhe para induzir a região inicial de fissuração. O entalhe foi executado de modo que o topo do entalhe estivesse distante do topo do corpo de prova cerca de 125 mm com tolerância de  $\pm 1$  mm e espessura de 3 mm. O equipamento utilizado para o ensaio foi um atuador servo-hidráulico MTS modelo 244.41 com capacidade de 500 kN. O controle do ensaio se deu por sistema *closed-loop* e a condução do atuador foi realizada através de um controlador medindo a velocidade da abertura de fissura (CMOD – *Crack Mouth Opening Displacement*) aquiritada a partir de um clip-gauge MTS, modelo 632.02B-20, conectado às placas metálicas fixadas na parte inferior do corpo de prova na região do entalhe. O ensaio foi controlado utilizando uma taxa de abertura do entalhe de 0,05 mm/min até o CMOD igual a 0,1 mm e, a partir daí a taxa de abertura passou a ser de 0,2 mm/min prosseguindo assim até o final do ensaio, quando o entalhe atinge o CMOD igual a 4,0 mm. A Figura 26 ilustra o esquema do ensaio e o setup adotado.



(a)



(b)

Figura 26. a) Esquema do ensaio de tração na flexão em três pontos, adaptado [62]; (b) ensaio de tração na flexão de três pontos em prismas

A partir da carga corresponde a cada abertura de fissura (CMOD), utilizando a equação (1) é possível calcular a tensão residual utilizada para construir o diagrama tensão-CMOD, do qual os valores médios de resistência residual pós-fissuração são obtidos e utilizados como parâmetro de dimensionamento.

$$f_R = \frac{3F_R l}{2bh_{sp}^2} \quad (1)$$

Onde:

$f_R$  – é a resistência residual à tração na flexão corresponde ao CMOD;

$F_R$  – é a carga correspondente ao CMOD;

$l$  – é o comprimento do vão;

$b$  – é a largura do corpo de prova;

$h_{sp}$  – é a distância entre o topo do entalhe e o topo do corpo de prova

### 3.5. Ensaio em vigas hiperestáticas

Foram ensaiadas seis vigas hiperestáticas armadas com barras longitudinais de GFRP de comprimento igual a 2000 mm e dois vãos de 950 mm. A seção transversal adotada para as vigas foi de 110 mm x 180 mm (largura x altura) e as vigas foram divididas em dois grupos, de acordo com a armadura adotada. No grupo 1, as vigas foram armadas com duas barras de GFRP de 8 mm de diâmetro tanto para a armadura superior como inferior. As vigas do grupo 2 foram utilizadas duas barras de GFRP de diâmetro igual a 8 mm para a armadura superior e duas barras de GFRP de diâmetro de 10 mm para a armadura inferior. As vigas hiperestáticas foram dimensionadas como superarmadas tanto na região de flexão positiva, no centro dos vãos, como na zona de flexão negativa, região do apoio central. Para induzir a uma redistribuição de esforços transferindo momentos fletores do apoio central para os vãos, uma configuração específica de armaduras foi considerada na configuração de reforço das vigas. Portanto, as taxas de armadura de flexão adotadas e suas proporções em relação à taxa de armadura balanceada são diferentes para a região do centro dos vãos e do apoio central. Além disso, as armaduras são constantes em toda a seção transversal. Em todas as vigas, foram utilizados estribos de GFRP de 4 mm para confinamento do concreto e estribos de aço de 6,3

mm como reforços localizados. A imagem 27 apresenta o desenho esquemático da geometria das vigas, a disposição dos estribos e a instrumentação utilizada nos ensaios. A Tabela 14 mostra as taxas de armadura adotadas.

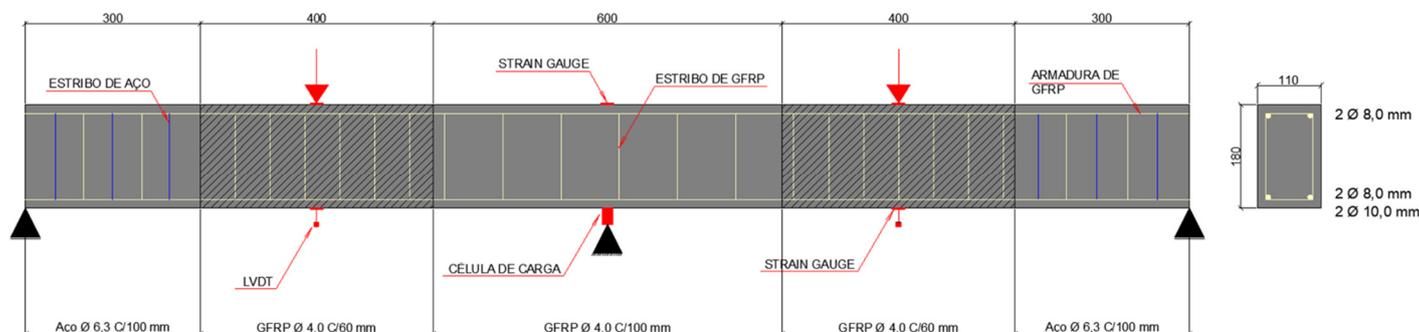


Figura 27. Geometria, disposição dos estribos, instrumentação utilizada e seção transversal das vigas

Tabela 14. Proporção entre taxa de armadura adotada e taxa de armadura balanceada

Grupos de viga	Armadura de flexão por região da viga	Taxa de armadura adotada ( $\rho_f$ )	Taxa de armadura balanceada ( $\rho_{fb}$ )	Proporção entre taxas de armadura ( $\rho_f/\rho_{fb}$ )
Grupo 1	Centro dos vãos (8 mm)	0,58%	0,32%	1,81
	Apoio central (8 mm)	0,58%	0,32%	1,81
Grupo 2	Centro dos vãos (10 mm)	0,92%	0,25%	3,68
	Apoio central (8 mm)	0,58%	0,32%	1,81

A contribuição da adição de fibras na redistribuição de esforços também foi avaliada. Para este fim, foram utilizadas duas frações volumétricas distintas de fibras de aço, cerca de 0,5% e 1,0%, utilizando estes teores para os dois grupos de vigas investigados. As vigas hiperestáticas possuem armadura superior constante de diâmetro igual a 8 mm, armaduras inferiores que variam entre os diâmetros de 8 mm e 10 mm e concretos que se diferem por concreto de referência sem adição de fibras, concreto com adição de 0,5% (40 kg/m<sup>3</sup>) de fibras de aço e concreto com adição de 1,0% (80 kg/m<sup>3</sup>) de fibras de aço. Portanto, para a nomenclatura adotada para os elementos estruturais, foram utilizados quatro caracteres. O primeiro caractere utilizado foi V, para identificar os elementos como vigas. O segundo utilizado foi a letra H, como identificador da hiperestaticidade das vigas. Estes dois caracteres

são comuns a todas as vigas. O terceiro caractere utilizado foram os números 1 ou 2 referenciando a qual grupo as vigas pertencem em função da sua armadura de flexão no centro dos vãos. O próximo caractere foi utilizado para indicar a presença de fibras adicionadas ao concreto, portanto foi utilizado a letra F para identificar a adição de fibras e a letra S para representar a não adição de fibras. Finalmente, os dois últimos caracteres indicam o teor de fibras adicionado ao concreto, utilizando os números 40 e 80, que representam o teor em  $\text{kg/m}^3$  das frações volumétricas para 0,5% e 1,0%, respectivamente. A Tabela 15 consolida a nomenclatura utilizada no programa experimental.

Tabela 15. Nomenclatura utilizada para as vigas hiperestáticas do programa experimental

Viga	Grupo	Armadura superior (mm)	Armadura inferior (mm)	Teor de fibras ( $\text{kg/m}^3$ )	Observação
VH1S	1	8	8	-	Referência
VH1F40	1	8	8	40	-
VH1F80	1	8	8	80	-
VH2S	2	8	10	-	Referência
VH2F40	2	8	10	40	-
VH2F80	2	8	10	80	-

A aplicação do carregamento se deu utilizando um atuador servo-hidráulico, marca MTS, modelo 244.41, de capacidade de carga igual a 500 kN. O carregamento foi aplicado no centro de cada um dos vãos por meio de um perfil metálico para distribuir igualmente a carga. Este perfil possuía seção transversal composta por dois perfis tipo C soldados entre si. O controle do ensaio foi realizado por deslocamento com taxa de 1 mm/min.

Para obtenção dos deslocamentos foram utilizados quatro LVDT's do tipo Gefran de 100 mm de comprimento. Estes transdutores de deslocamento foram posicionados na face inferior da viga e na região central dos vãos. As barras de GFRP foram instrumentadas com extensômetros, para avaliação das deformações por tração das barras longitudinais. Para aquisição das deformações por compressão do concreto, foram utilizados extensômetros, com comprimento uniaxial de 50 mm.

Adicionalmente à instrumentação convencional, foi utilizado o processo de correlação digital de imagem (*Digital Image Correlation*, DIC) em um dos vãos e no apoio central. A

região determinada para análise por DIC foi uma área de 400 mm x 180 mm (largura x altura) para avaliar o processo de formação e propagação das fissuras, deslocamentos das vigas e deformação do concreto por compressão. A captura das imagens foi realizada utilizando duas câmeras Point Grey, modelo GS3-U351S5M para a região do vão, e para a região do apoio central foi utilizado a câmera de resolução 3000 x 4000 pixels, marca Samsung, modelo Note Ultra. Em ambos os casos, foi utilizado o intervalo de uma foto a cada cinco segundos. A aquisição de dados e imagens ocorreu de forma simultânea, de modo que os dados podem ser relacionados entre si. Para realização das análises, foi utilizado o software Vic-3D 9, fornecido pela *Correlation Solutions*.

Para avaliar uma possível redistribuição de esforços nas vigas hiperestáticas, as reações de apoio foram aquisitadas utilizando uma célula de carga com capacidade de 500 kN para o apoio central e duas células de carga com capacidade de 200 kN para os apoios extremos, todas as células de carga são fabricadas pela empresa KYOWA. Por fim, rótulas foram utilizadas acima da célula de carga do apoio central e na interface entre o ponto de aplicação de carga do atuador e o perfil metálico para distribuição do carregamento. O setup de ensaio das vigas pode ser visto na Figura 28.



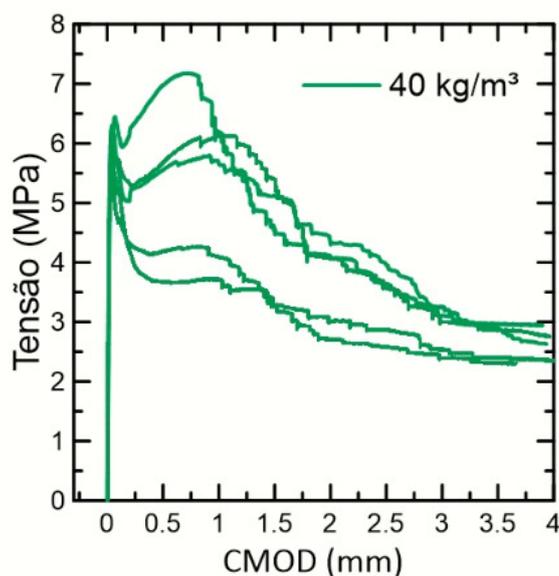
Figura 28. Setup de ensaio utilizado para as vigas hiperestáticas

## 4. Resultados do programa experimental e discussão

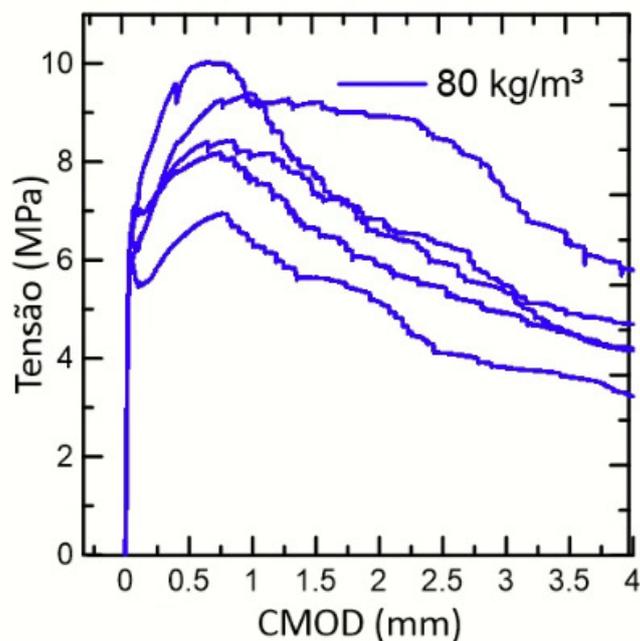
### 4.1. Ensaio de flexão de três pontos

Os resultados para os ensaios de flexão de três pontos são apresentados através dos diagramas tensão-CMOD, na Figura 29. É possível verificar que, para a fração volumétrica de 0,5% de fibras de aço, o comportamento do concreto reforçado com fibras se dá por *deflection softening*, havendo a redução da tensão residual pós-fissuração à medida que ocorre o aumento da deformação. Para a fração volumétrica de 1,0% de fibras de aço, além do aumento das tensões residuais pós-fissuração, foi observado o comportamento *deflection hardening*, ocorrendo múltipla fissuração enquanto verifica-se o enrijecimento e melhora da performance mecânica após a tensão de fissuração do concreto.

Adicionalmente, é perceptível a dispersão de resultados observando a diferença do comportamento entre as curvas do CP-1 e CP-5 do concreto REF40 (vide Figura 27-a). No concreto REF80 também foi observada dispersão nos resultados, embora um pouco menor, em relação ao concreto REF40 como mostra a Figura 27-b.



(a)



(b)

Figura 29. Resultados dos ensaios na flexão em três pontos com (a) concreto REF40; e (b) concreto REF80

Os resultados dos ensaios contendo a tensão máxima de fissuração ( $f_p$ ), o carregamento máximo de fissuração ( $F_p$ ) e os valores dos parâmetros utilizados para dimensionamento, são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16. Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão em três pontos

Concreto	$F_p$ (kN)	$f_p$ (MPa)	CMOD <sub>p</sub> (mm)	$f_{R1}$ (MPa)	$f_{R2}$ (MPa)	$f_{R3}$ (MPa)	$f_{R4}$ (MPa)
REF40	18,48	5,91	0,069	5,21	4,33	3,32	2,69
REF80	19,81	6,34	0,051	8,24	7,29	6,05	4,79

É possível verificar o acréscimo esperado nas tensões residuais com o aumento da fração volumétrica de fibras. Além disso, para o concreto REF80 com fração volumétrica de fibras de aço igual a 1,0% percebe-se um aumento também na resistência à tração por flexão.

## 4.2. Ensaio estruturais

### 4.2.1. Modo de falha

As vigas hiperestáticas foram dimensionadas à flexão, em concordância com o ACI 440.1R-15 [2] e adicionalmente de acordo com o Model Code [59] para as vigas reforçadas com fibras discretas. Não foi considerado no dimensionamento qualquer redistribuição de esforços. Foram adotadas taxas de armadura de flexão positiva de 0,58% e 0,92% no centro dos vãos para as vigas do grupo 1 e vigas do grupo 2, respectivamente. A taxa de armadura de flexão negativa no apoio central foi constante e igual a 0,58%. Em todas as vigas, as taxas adotadas configuram as vigas como superarmadas.

A viga VH1S resistiu a um carregamento máximo de 120 kN e teve sua ruptura governada por cisalhamento no centro de um dos vãos ocorrendo de forma brusca. É possível observar a formação de fissuras de flexão no apoio central, a formação do plano de cisalhamento e a ruptura do estribo de GFRP, como mostram as Figuras 30, 31 e 32.

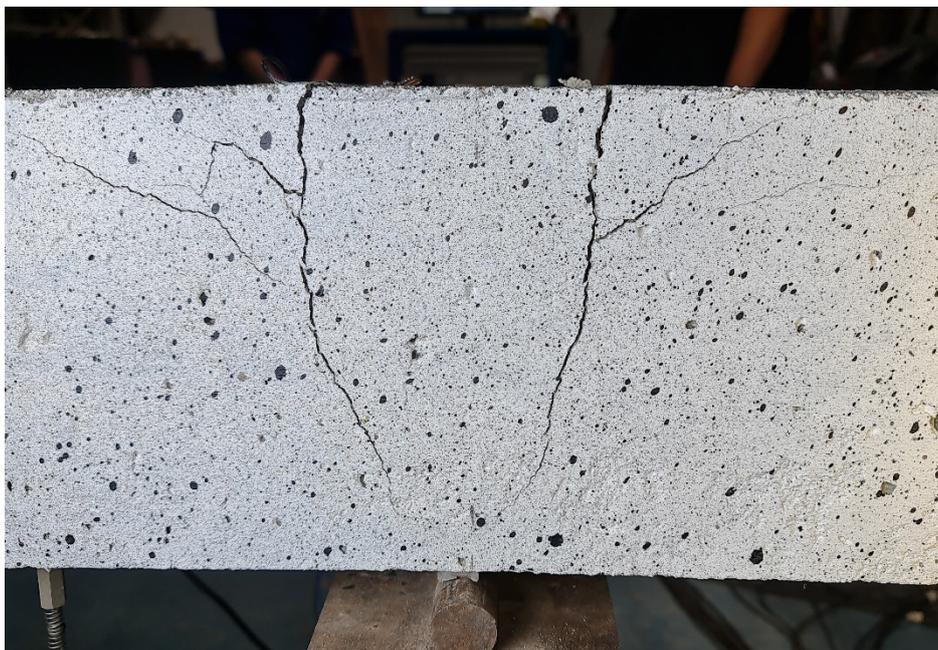


Figura 30. Fissuras de flexão no apoio central da viga VH1S



Figura 31. Cisalhamento no centro de um dos vãos da viga VH1S



Figura 32. Ruptura do estribo de GFRP na viga VH1S

A carga resistida pela viga VH1F40 foi de 190 kN, um aumento de cerca de 59% em relação à viga VH1S que compartilha a mesma taxa de armadura da viga VH1F40, mas sem a adição de sistema discreto de reforço para concreto. Esse acréscimo de capacidade resistente se deve em função da adição da fração volumétrica de 0,5% (40 kg/m<sup>3</sup>) de fibras de aço. Apesar de apresentar intensa fissuração por flexão no centro dos vãos e no apoio central, a viga VH1F40 também teve sua ruptura governada pelo cisalhamento da viga. As Figuras 33, 34 e 35 mostram a fissuração por flexão no centro de um dos vãos, o cisalhamento e o modo de ruptura da viga VH1F40.



Figura 33. Fissuras de flexão no centro de um dos vãos da viga VH1F40



Figura 34. Ruptura por cisalhamento da viga VH1F40

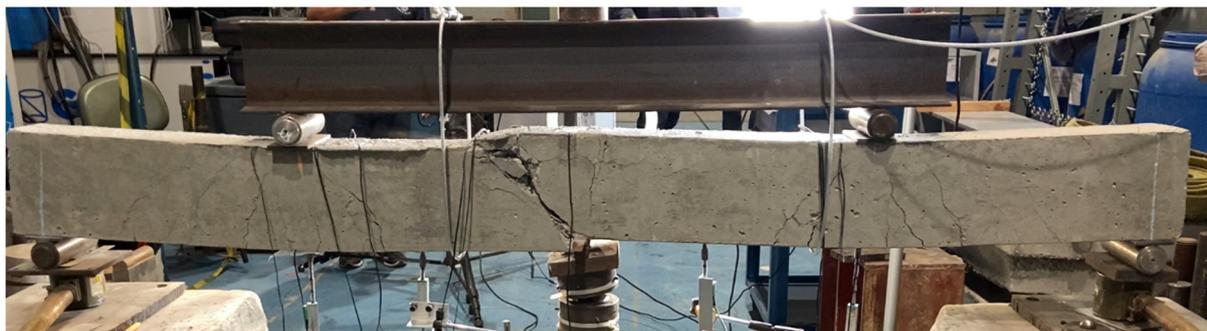


Figura 35. Modo de falha da viga VH1F40

O carregamento máximo resistido pela viga VH1F80 foi de 189 kN limitado pela ruptura ao cisalhamento. A fração volumétrica de 1,0% ( $80 \text{ kg/m}^3$ ) promoveu grande controle de fissuração de modo que no momento da ruptura por cisalhamento, as fissuras de flexão observadas na região do apoio central e no centro dos vãos são de menor magnitude em relação às vigas sem adição de fibras discretas e às vigas com fração volumétrica de 0,5% ( $40 \text{ kg/m}^3$ ). Além disso, a ruptura apresentou comportamento menos frágil em relação as vigas VH1F40 e VH2F40. A fissuração na região do apoio central, no centro de um dos vãos, a ruptura por cisalhamento e a visão geral do modo de falha da viga VH1F80 são ilustrados pelas Figuras 36 a 39.



Figura 36. Fissuração na região do apoio central da viga VH1F80



Figura 37. Fissuração no centro de um dos vãos da viga VH1F80



Figura 38. Ruptura por cisalhamento da viga VH1F80

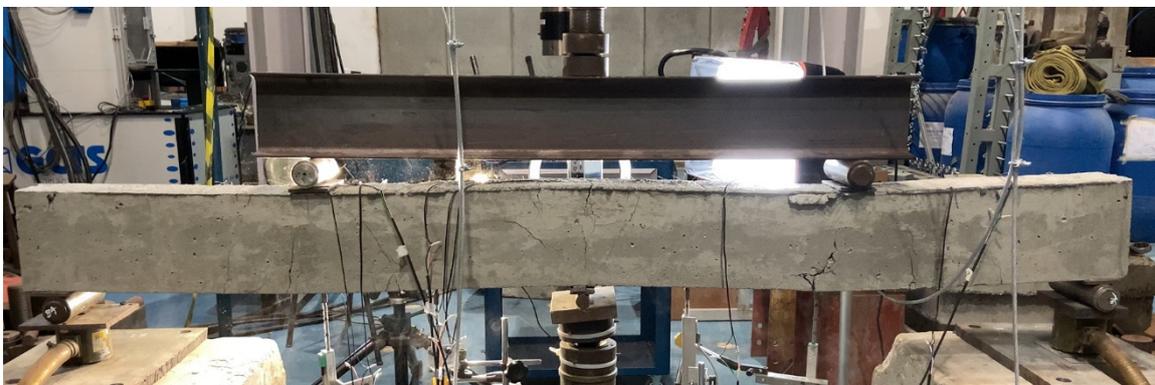


Figura 39. Modo de falha da viga VH1F80

A viga VH2S suportou um carregamento aplicado de 147 kN e apresentou intensa fissuração na região de momento fletor máximo, mas teve seu modo de falha governado pelo cisalhamento. Nas Figuras 40, 41 e 42, observa-se a propagação de fissuras na região do apoio central e a formação de fissura característica de ruptura por cisalhamento, bem como o detalhe da ruptura do estribo de GFRP. A Figura 43 apresenta uma visão geral do modo de falha da viga VH2S.



Figura 40. Fissuras de flexão no apoio central da viga VH2S



Figura 41. Ruptura por cisalhamento no centro de um dos vãos da viga VH2S



Figura 42. Ruptura do estribo de GFRP na viga VH2S



Figura 43. Modo de falha da viga VH2S

A viga VH2F40 resistiu a um carregamento máximo de 191 kN, o que representa um acréscimo de 31% em relação a viga VH2S que contém a mesma taxa de armadura da viga VH2F40. Apesar do acréscimo em relação a VH2S, é possível observar que o carregamento máximo resistido pela viga VH2F40 foi praticamente o mesmo da viga VH1F40, ambas contendo fração volumétrica de 0,5% ( $40 \text{ kg/m}^3$ ), mas diferentes taxas de armadura de flexão. Isso pode ser explicado pelo ganho de capacidade à flexão promovido pela adição do reforço com fibras discretas que permitiu maior carregamento até o momento em que o esforço cortante passou a governar a ruptura da seção. Essa condição é observada em função da baixa eficiência dos estribos de FRP, que não foram suficientes para acompanhar o ganho de capacidade à flexão provido pelo sistema discreto de reforço adicionado ao concreto. Dessa forma, a viga VH2F40 também teve seu modo de falha governado pelo cisalhamento exibindo ruptura frágil e repentina da seção, dos estribos e da armadura longitudinal, como mostram as Figuras 44 e 45.



Figura 44. Detalhe da ruptura da armadura longitudinal por cisalhamento da viga VH2F40



Figura 45. Modo de falha da viga VH2F40

A viga VH2F80 suportou o carregamento de 210 kN, mas por questões de segurança foi necessário interromper o ensaio, por conta da flambagem da viga metálica utilizada para distribuição das cargas. Contudo, foi possível observar grande controle de fissuração na região do apoio central e no centro dos vãos, promovido pela adição da fração volumétrica de 1,0% ( $80 \text{ kg/m}^3$ ) de fibras de aço, como apresentado na Figura 46.

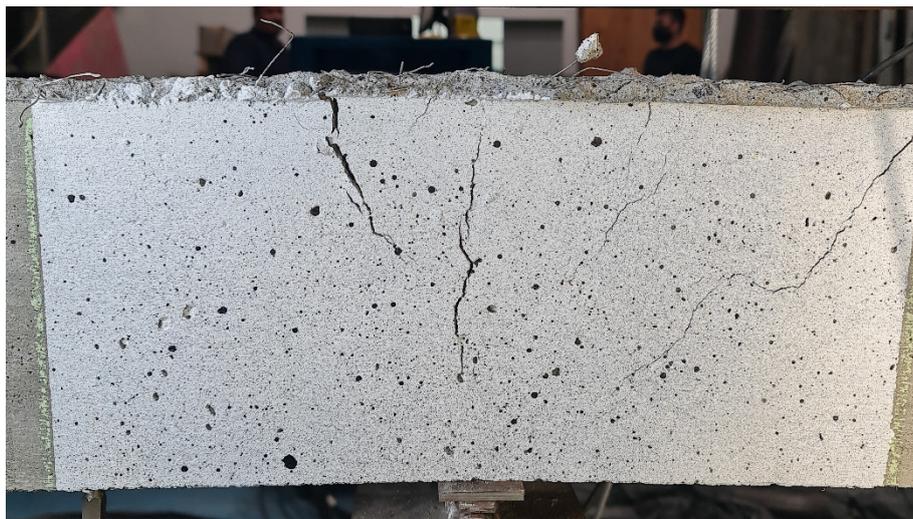


Figura 46. Fissuração na região do apoio central da viga VH2F80

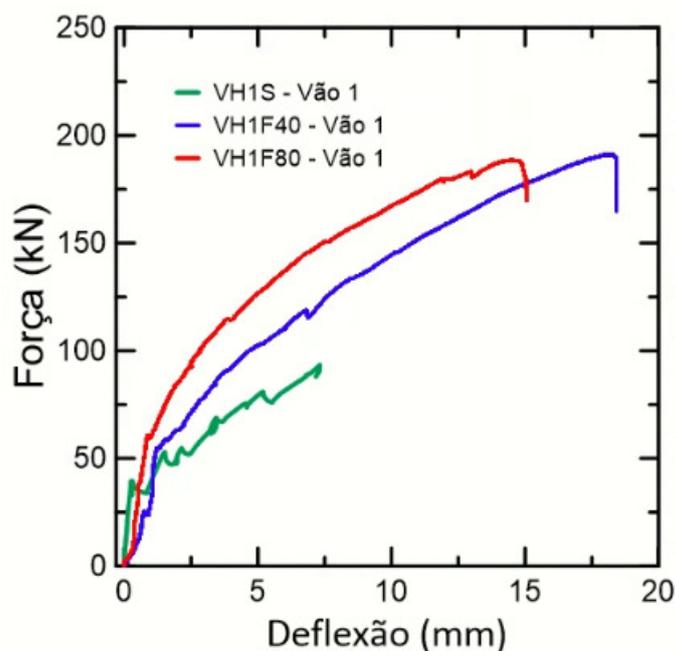
#### 4.2.2. Análise das vigas hiperestáticas

Os diagramas de força *versus* deflexão para os dois vãos das vigas hiperestáticas são apresentados nas Figuras 47 e 48 respectivamente para as vigas do grupo um e grupo dois. As deflexões foram obtidas utilizando transdutores de deslocamentos (LVDT's) posicionados no centro dos vãos. Como esperado, as vigas do grupo dois, que possuem taxa de armadura longitudinal de 0,92% na região de flexão positiva, resistiram a carregamentos superiores em relação às vigas do grupo um, com taxa de armadura de 0,58%. Além disso, é possível observar um comportamento mais rígido e mais resistente em todas as vigas com adição de fibras de aço para os dois grupos de vigas. Isto é atribuído ao acréscimo na capacidade de transferência de força na região tracionada em função da tensão residual pós-fissuração do concreto. No grupo um, fica claro a diferença de rigidez entre a viga VH1S, sem adição de fibras, e as vigas VH1F40 e VH1F80 com adição de 40 kg/m<sup>3</sup> e 80 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente. Esse aspecto é ainda mais evidente para vigas do grupo dois, em função da maior taxa de armadura.

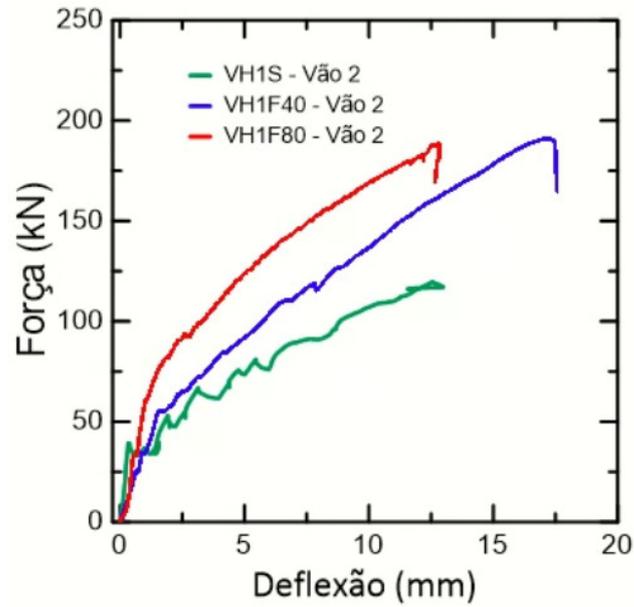
No grupo um vigas com taxa de armadura de 0,58%, a viga VH1F40 apresentou um ganho de capacidade resistente 59% superior quando comparada a viga VH1S. A viga VH1F80 resistiu a um carregamento aproximadamente 58% maior do que a viga VH1S, corroborando o ganho de capacidade resistente promovido pela adição das fibras de aço ao concreto. Além disso, as vigas VH1F40 e VH1F80 apresentarem praticamente a mesma carga de ruptura, isto

pode ser explicado por conta do modo de falha das vigas ter sido governado pelo cisalhamento, mesmo com frações volumétricas de fibras de aço distintas, indicando que não houve ganhos significativos ao utilizar fibras metálicas e estribos de FRP para combater esforço cortante. Para o grupo dois, com maior taxa de armadura (0,92%), as vigas com adição de fibras discretas também apresentaram maior capacidade resistente à flexão, com ganhos de 30% e 42% para os carregamentos resistidos pelas vigas VH2F40 e VH2F80, respectivamente, em relação a viga VH2S.

Analisando a Figura 48 e tomando-se como referência o trecho onde ocorrem deflexões de menor magnitude (abaixo de 1,0 mm), é perceptível que há pouca diferença de desempenho entre as vigas. Isto se deve ao fato de, nesta fase, o concreto ainda não ter sofrido fissuração e contribuir de maneira mais importante para as solicitações de tração das vigas do que o as armaduras de reforço. Uma vez que o concreto esteja fissurado, as transferências de forças de tração ocorrem quase que integralmente pelas barras de FRP, nesta etapa, nas vigas onde não há adição de fibras discretas o concreto deixa de contribuir para resistência aos esforços de tração. Nas vigas onde o concreto foi reforçado com fibras de aço, ocorre uma contribuição importante do concreto após a fissuração. Essa diferença de comportamento é ilustrada pelas alterações na inclinação das curvas observadas na Figura 48.

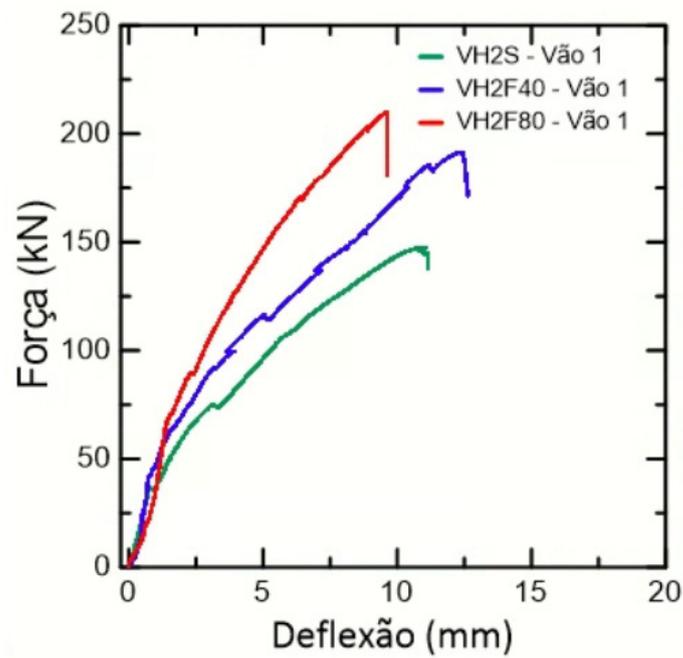


(a)

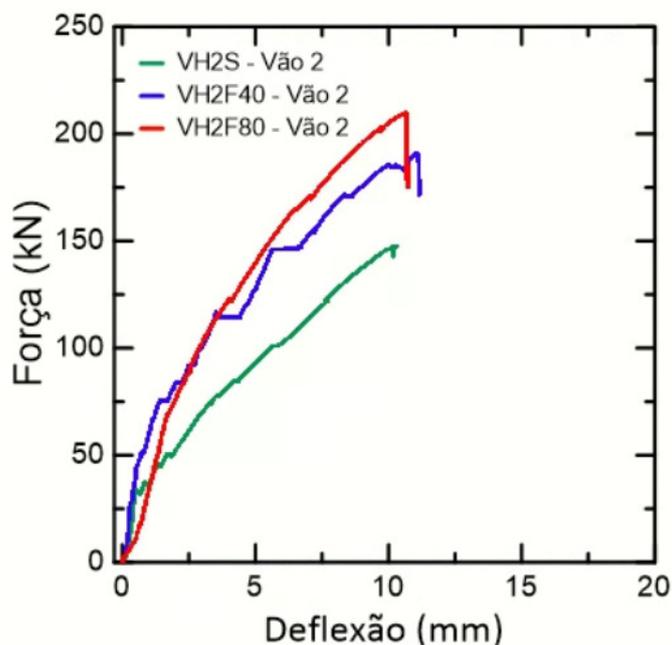


(b)

Figura 47. Diagrama carga-deflexão para vigas hiperestáticas do grupo um para (a) o vão 1; e (b) vão 2



(a)



(b)

Figura 48. Diagrama carga-deflexão para vigas hiperestáticas do grupo dois para (a) o vão 1; e (b) vão 2

As Figuras 49 e 50 apresentam os diagramas momento-curvatura para os dois grupos de vigas hiperestáticas. Para as vigas do grupo um, é perceptível o ganho de resistência, curvatura e deflexão da viga VH1F80 em relação à viga VH1S, devido ao enrijecimento à tração promovido pela contribuição do concreto com a adição de fibras. Especialmente na viga VH1F40, os resultados obtidos pelos extensômetros das armaduras não foram satisfatórios, levando a uma distorção na resposta do elemento para curvatura em relação ao momento fletor, apresentando uma redução de rigidez quando comparada à viga VH1S, que não conta com adição de fibras. Apesar disso, considerando os dados dos diagramas força-deflexão, podemos observar os ganhos de resistência e rigidez para a viga VH1F40 e, conseqüentemente, a contribuição das fibras dispersas nesse aspecto. No caso das vigas do grupo dois, após a fissuração do concreto, fica evidente o comportamento mais rígido, mais resistente e com maior curvatura apresentado pelas vigas VH2F40 e VH2F80, quando comparadas a viga VH2S sem adição de fibras discretas.

Por se tratar de vigas superarmadas, era esperada uma perda de linearidade mais acentuada a partir de um determinado ponto associada à formação da cunha de compressão para ruptura por esmagamento do concreto. No entanto, não se observou este modo de ruptura. Analisando as Figuras 49 e 50, não é possível observar essa perda de linearidade, principalmente nas vigas onde não foram adicionadas fibras discretas e não ocorre uma resposta de enrijecimento à tração. Isso se deve ao fato de todas as vigas terem sua ruptura governada pelo cisalhamento, indicando uma ineficiência dos estribos de GFRP para resistir ao esforço cortante. Além disso, como as vigas não chegaram à ruptura por flexão, não é possível avaliar a contribuição do momento residual promovido pela adição das fibras ao concreto comparando-o com o momento máximo resistido. Portanto, não ficou evidenciado para as vigas com adição de fibras, os comportamentos *deflection softening* e *deflection hardening*, evidenciados nos ensaios de flexão de três pontos, para frações volumétricas diferentes de fibras de aço.

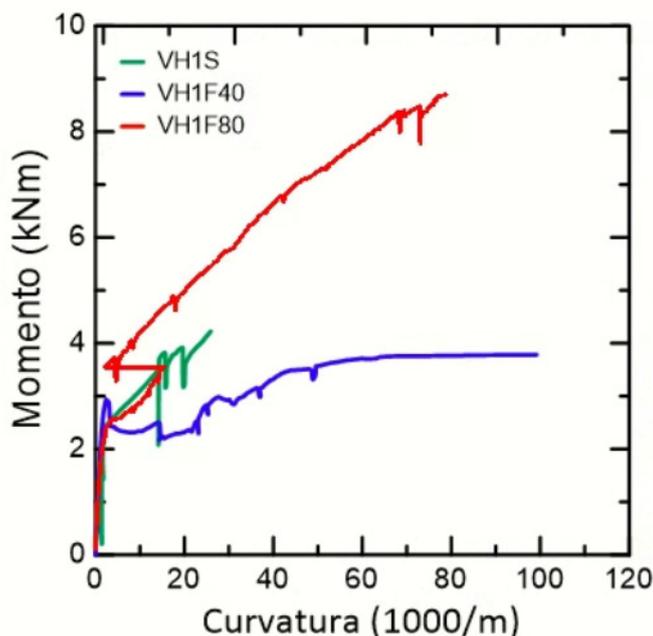


Figura 49. Diagrama momento curvatura para as vigas do grupo um

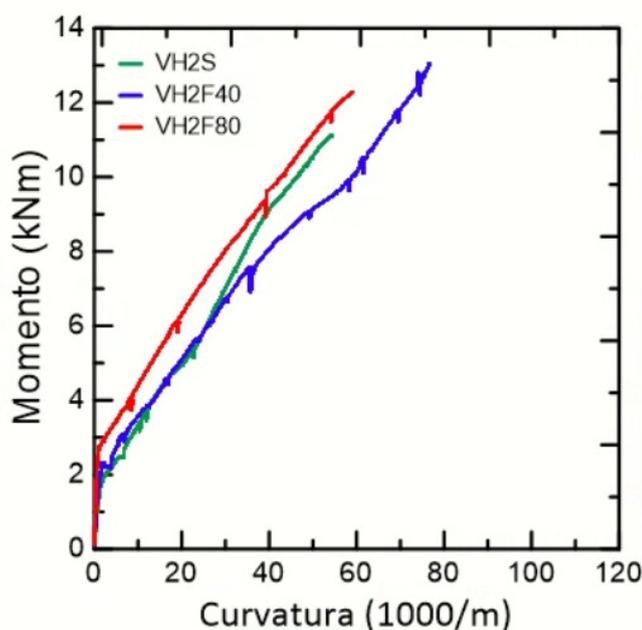


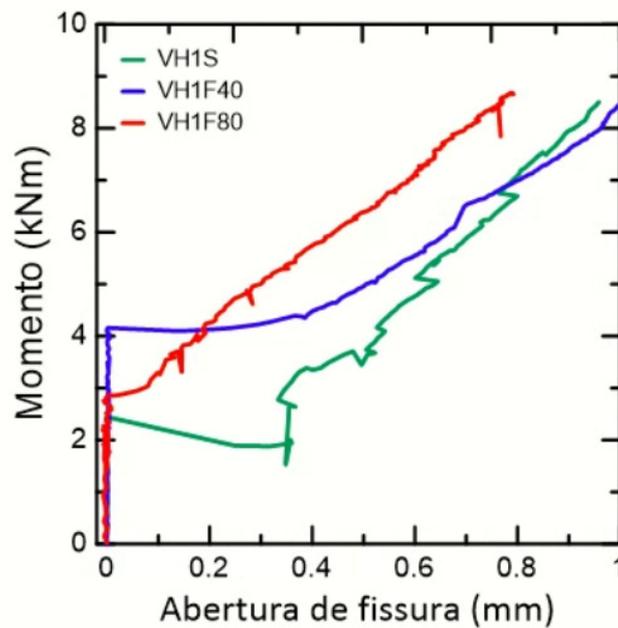
Figura 50. Diagrama momento-curvatura para as vigas do grupo dois

Estudos [100-103] indicam que a adição de fibras de aço contribui efetivamente para o acréscimo da capacidade resistente ao cisalhamento de vigas isostáticas de concreto armado com aço ou GFRP, proporcional ao aumento da fração volumétrica das fibras. De acordo com a literatura, maiores frações volumétricas reduzem a abertura de fissuras e aumentam a resistência pós-fissuração diagonal, além da possibilidade de alterar o modo de falha previsto, passando de ruptura por cisalhamento para ruptura por flexão. É importante ressaltar que neste trabalho, onde foi investigado o comportamento mecânico de vigas hiperestáticas armadas com barras de GFRP e reforço complementar com adição de fibras de aço, apesar do sistema de reforço discreto contribuir para o acréscimo da capacidade à flexão das vigas, a combinação entre os estribos de GFRP e a adição de fibras de aço foi ineficiente em resistir ao esforço cortante ocorrido nas vigas. Isso demonstra a importância de maiores pesquisas utilizando vigas hiperestáticas que, em situações usuais de projeto, compõem a grande maioria dos sistemas estruturais. Além disso, apesar de Abadel *et al.* [103], apontarem para uma contribuição das barras de GFRP para o efeito pino em vigas isostáticas, não foi possível observar essa contribuição nas vigas hiperestáticas investigadas, havendo, além da ruptura dos estribos, a ruptura da armadura longitudinal de GFRP, como apresentado na Figura 51.

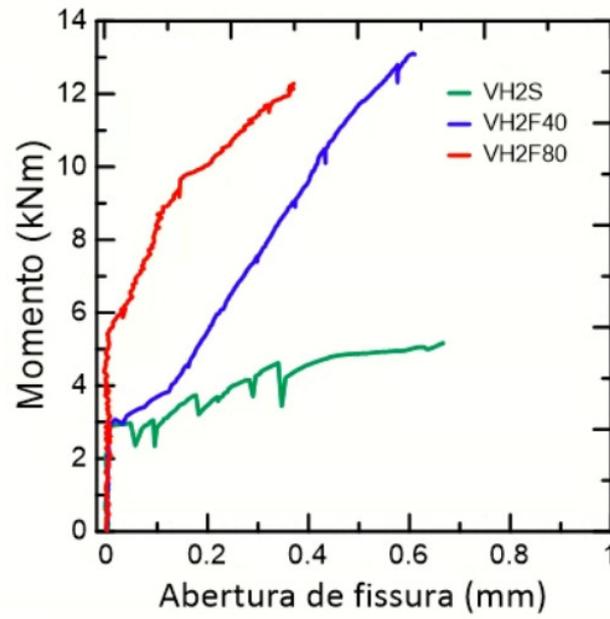


Figura 51. Falha por cisalhamento da viga VH2F40 com detalhe da ruptura dos estribos e a inobservância do efeito pino nas barras longitudinais de GFRP.

A Figura 52 apresenta curvas de abertura de fissura *versus* momento atuantes para as vigas. Todas as vigas com adição de fibras discretas apresentaram abertura de fissuras menor para um mesmo momento fletor atuante em comparação com as vigas de referência. As Figuras 53 e 54 apresentam o padrão de fissuração final para cada uma das vigas.

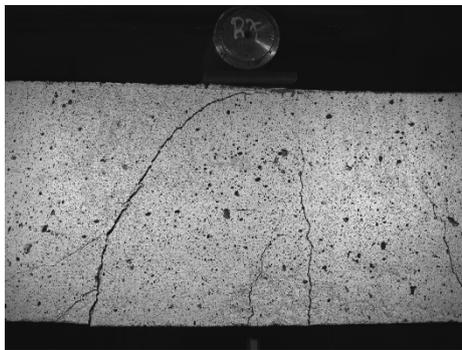


(a)



(b)

Figura 52. Curvas de momento fletor *versus* abertura de fissura para (a) vigas do grupo 1 e; (b) vigas do grupo 2



(a)



(b)



(c)

Figura 53. Padrão final de fissuração das vigas: (a) VH1S; (b) VH1F40; e (c) VH1F80

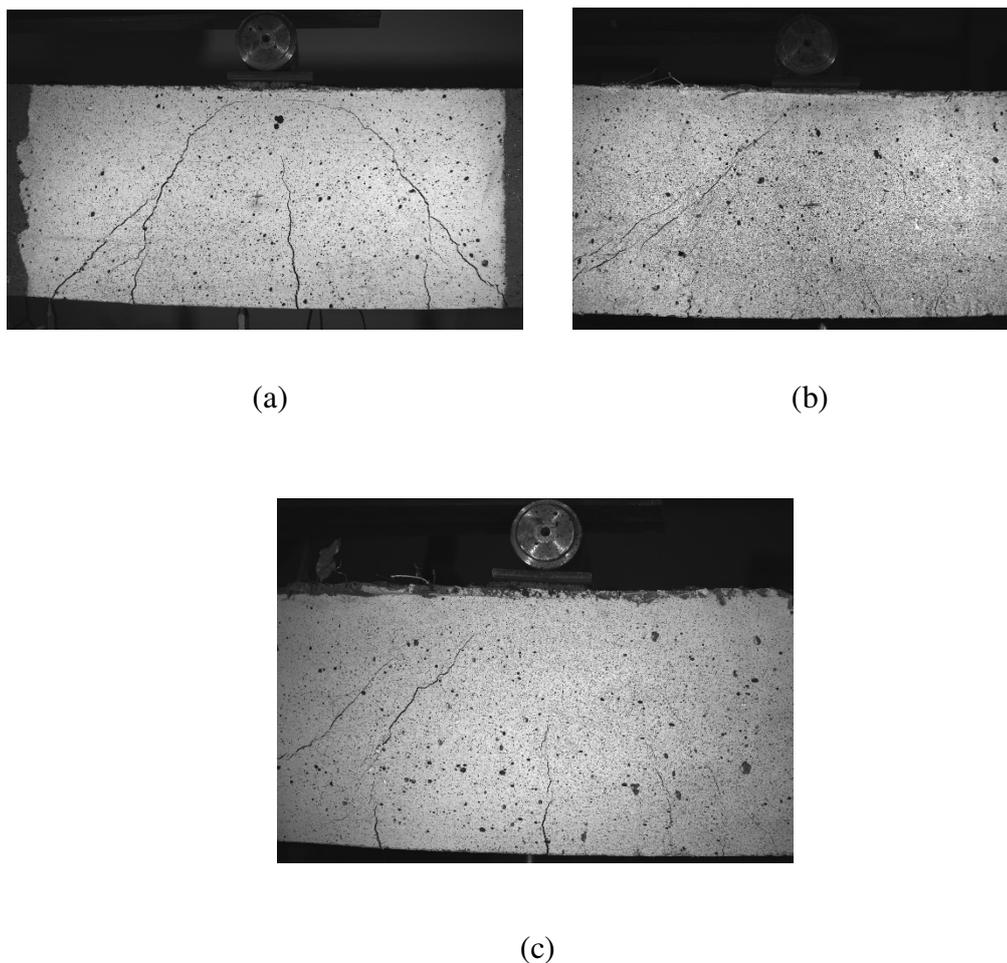
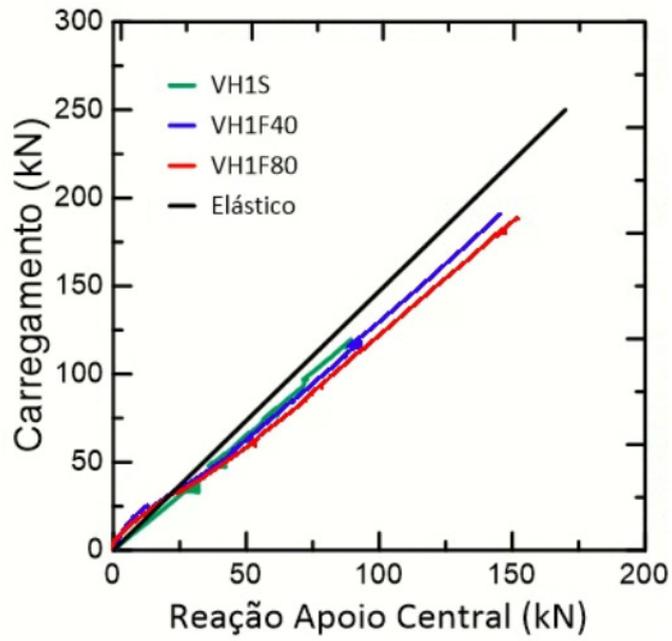


Figura 54. Padrão final de fissuração das vigas: (a) VH2S; (b) VH2F40; e (c) VH2F80

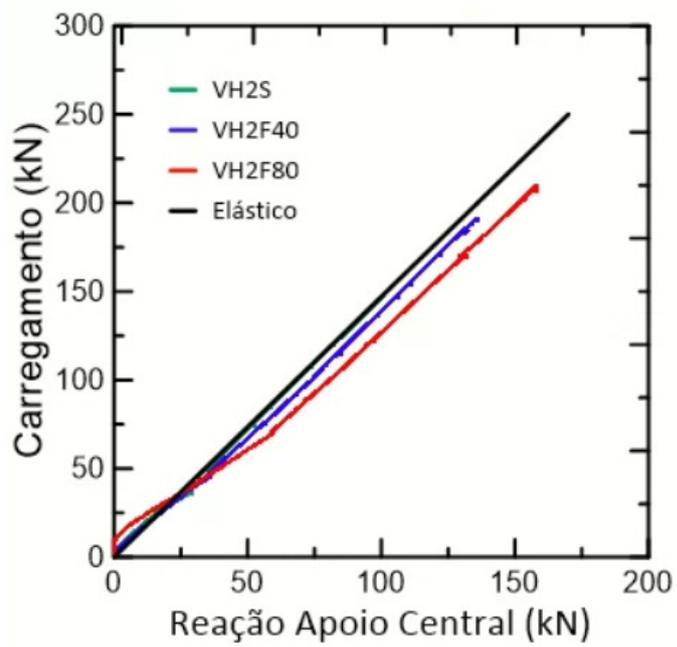
A redistribuição dos esforços em vigas de concreto armado com barras de aço convencional pode ser atribuída à redundância estrutural e ao comportamento não linear do sistema estrutural. A quantidade, arranjo e características mecânicas das barras de aço, geometria dos elementos, tipo e posição dos carregamentos, além da configuração dos apoios, são fatores que influenciam e tornam complexa a quantificação da redistribuição de momentos fletores em vigas hiperestáticas. Esta avaliação se torna ainda mais complicada quando são utilizadas barras de FRP como reforço para estas vigas. Algumas normas [104, 105] permitem, para análises estruturais convencionais, considerar redistribuição de momentos para análise elástica linear limitando esta redistribuição em torno de 15-30%. Isto significa reduzir os momentos fletores em regiões críticas, aumentando estes esforços em outras regiões de modo a satisfazer as condições de equilíbrio. Apesar disso, usualmente, as normas adotam uma conduta mais conservadora e não permitem que sejam consideradas redistribuição de

momentos para vigas reforçadas com barras de FRP, em função do comportamento frágil do material e das condições de aderência entre o concreto e as barras de FRP. Além disso, o nível de ductilidade necessária para redistribuição de momentos em vigas hiperestáticas reforçadas com barras de FRP ainda é um assunto pouco conhecido. Contudo, alguns estudos [107-110] apontam que, para vigas contínuas com dois vãos onde há simetria para o carregamento e armaduras em cada vão, pode ocorrer transferência de momentos a partir do apoio central para o centro dos vãos.

A figura 55 apresenta as reações no apoio central das vigas dos grupos um e dois, em relação ao carregamento total aplicado comparando com a reação elástica computada considerando rigidez à flexão uniforme em todo o comprimento das vigas. É perceptível que para diferentes níveis de carregamento a reação medida no apoio central foi sempre superior quando comparadas às reações elásticas. Nas vigas com adição de fibras de aço ao concreto, as reações reais no apoio central são ainda maiores quando comparadas às vigas sem adição de fibras e proporcionais às frações volumétricas de fibras. Isso indica que não houve redistribuição dos esforços para as vigas hiperestáticas investigadas. O acréscimo nas reações do apoio central para as vigas com adição de fibras pode ser explicado pelo ganho de rigidez no ponto de momento negativo sobre o apoio central, em função da resposta à tração do concreto reforçado com fibras nesta região. Com uma perda de rigidez menor e um aumento da capacidade de transferir força sobre a seção fissurada, não houve migração das forças do apoio central para os apoios de extremidade mesmo nas vigas do grupo dois, onde a configuração de reforço apresenta maior taxa de armadura no vão.



(a)



(b)

Figura 55. Diagrama carregamento total aplicado versus reação no apoio central para as vigas (a) do grupo um; e vigas (b) do grupo dois

Para avaliar a redistribuição de momentos para as vigas hiperestáticas, foi calculado o índice ( $\beta$ ) de acordo com a equação (2), considerando o momento experimental nas regiões de flexão negativa ( $M_n^{Exp}$ ) e positiva ( $M_p^{Exp}$ ), os momentos teóricos correspondentes ( $M_n^{Teo}$ ,  $M_p^{Teo}$ ) e a reação no apoio central ( $R_{ac}$ ).

$$\beta_{(\%)} = \left( \frac{M^{Teo} - M^{Exp}}{M^{Teo}} \right) \times 100\% \quad (2)$$

Onde:

$\beta_{(\%)}$  – é a redistribuição de momentos nas regiões de flexão positiva e negativa;

$M^{Teo}$  – é o momento fletor teórico;

$M^{Exp}$  – é o momento fletor experimental;

Os valores de momentos experimentais ( $M_n^{Exp}$ ) e ( $M_p^{Exp}$ ) foram calculados de acordo com a equação (3) e (4), respectivamente, enquanto os momentos teóricos ( $M_n^{Teo}$ ) e ( $M_p^{Teo}$ ) foram calculados em concordância com as equações (5) e (6).

$$M_n^{Exp} = \frac{(P_u - 2R_{ac}) \times L}{4} \quad (3)$$

$$M_p^{Exp} = \frac{(P_u - R_{ac}) \times L}{4} \quad (4)$$

$$M_n^{Teo} = \frac{3P_u L}{32} \quad (5)$$

$$M_p^{Teo} = \frac{5P_u L}{64} \quad (8)$$

Onde:

$P_u$  – carga última alcançada para cada viga;

$L$  – vão entre apoios;

$M_n^{Exp}$  – é o momento fletor negativo experimental;

$M_p^{Exp}$  – é o momento fletor positivo experimental;

$M_n^{Teo}$  – é o momento fletor negativo teórico;

$M_p^{Teo}$  – é o momento fletor positivo teórico;

A Tabela 17 resume os valores obtidos para os momentos experimentais e teóricos considerando a carga última para as regiões de momento positivo e momento negativo, bem como a redistribuição de momentos para cada viga ensaiada.

Fica evidente, ao avaliar os resultados apresentados na Tabela 17, que realmente não foi possível verificar redistribuição de esforços satisfatória nas vigas hiperestáticas aqui investigadas. Apenas a viga VH2S, apresentou uma pequena redistribuição indicada pelo momento fletor teórico ligeiramente superior ao momento fletor experimental na região de flexão negativa. Isto é explicado pela configuração de armaduras, pois a VH2S, possui uma taxa de armadura inferior na região de momento negativo (0,58%), quando comparada à taxa de armadura na região de momento positivo (0,92%) contribuindo para esta redistribuição de menor magnitude. As vigas VH1F40, VH1F80 e VH2F80, todas com adição de fibras metálicas, apresentaram na região de momento máximo (negativo), valores experimentais de 35% a 63% superiores em relação aos momentos teóricos para esta região. Isto é explicado pela influência direta da adição de fibras na capacidade de transferência de forças sobre uma seção fissurada, causando um aumento de rigidez na região do apoio central e, por consequência, reduzindo a possibilidade de redistribuição dos momentos para a região dos vãos. De maneira semelhante, mas em menor escala, as vigas VH1S e VH2F40 também apresentaram momento valores experimentais superiores aos valores teóricos, indicando que não houve transferência de momentos da região do apoio central para a extremidades.

Tabela 17. Carregamento total aplicado, reação no apoio central, momentos fletores e redistribuição de momentos das vigas hiperestáticas

Viga	Carga última $P_u$ (kN)	Reação apoio central $R_{ac}$ (kN)	Momento fletor negativo $M_n$ (kN.m)			Momento fletor positivo $M_p$ (kn.m)		
			$M_{exp}$	$M_{teo}$	$\beta$ (%)	$M_{exp}$	$M_{teo}$	$\beta$ (%)
VH1S	120	90	14,11	10,65	-32,44	7,15	8,88	19,46
VH1F40	191	145	23,68	17,00	-39,27	10,83	14,17	23,56
VH1F80	189	152	27,41	16,80	-63,16	8,69	14,00	37,90
VH2S	147	101	12,80	13,12	2,42	11,09	10,93	-1,45
VH2F40	191	136	19,19	17,03	-12,69	13,11	14,19	7,61
VH2F80	210	158	25,29	18,69	-35,30	12,28	15,58	21,18

Em função do modo de falha das vigas não ter ocorrido por flexão, não foi possível conduzir uma avaliação sobre a redistribuição de momentos associada à formação de rótula plástica em função da adição de fibras discretas. A influência do esforço cortante na resposta estrutural das vigas, foi determinante para a alteração no modo de falha esperado.

## 5. Conclusões

Neste trabalho foi abordado a revisão da literatura apresentando informações sobre barras pultrudadas de FRP e sobre concreto reforçado com fibras discretas, incluindo suas propriedades mecânicas e comportamento estrutural. Foram realizados ensaios de abatimento do tronco de cone para caracterização do concreto no estado fresco e verificou-se que a adição de fibras discretas reduz a trabalhabilidade do concreto de maneira proporcional à fração volumétrica de fibras incorporadas ao concreto.

Ensaio de flexão de três pontos foram conduzidos para realização a caracterização do concreto reforçado com fibras. Os resultados mostraram ganhos substanciais de tensão residual pós-fissuração e tenacidade para maiores adições de maiores frações volumétricas de fibras de aço, indicando efetivamente que as fibras funcionaram como ponte de transferência de tensões através das fissuras. Além disso, para a fração volumétrica de 0,5% foi possível observar o comportamento *deflection softening*, onde ocorre uma redução das tensões resistidas após formação da primeira fissura. Já para os compósitos com adição de 1,0% de fibras de aço, foi

observado o comportamento *deflection hardening*, caracterizado pelo enrijecimento pós-fissuração atingindo tensões residuais superiores à tensão de primeira fissura do concreto.

Nos ensaios estruturais de vigas hiperestáticas, todas as vigas apresentaram ruptura frágil por cisalhamento. As vigas contendo adição de fibras de aço apresentaram menor propagação e maior controle de fissuras por flexão, exibiram um comportamento mais rígido, com menores deflexões e resistiram a carregamentos até 59% superiores em relação às vigas de referência, sem adição de fibras. As vigas com frações volumétricas de 1,0% apresentaram enrijecimento à tração substancial em função da grande capacidade de transferência de força sobre seção fissurada promovida pelo sistema de reforço discreto. Os estribos de GFRP se mostraram pouco eficientes no combate ao cisalhamento, levando todas as vigas a sofrerem o mesmo modo de falha, por esforço cortante. Esse aspecto é ainda mais relevante por conta das fibras de aço, que, mesmo combinadas com os estribos de GFRP, também não apresentaram nas vigas hiperestáticas investigadas, uma resposta substancial ao cisalhamento. Isso é exemplificado pela ruptura das vigas VH1F40 e VH1F80, que apresentaram a ruína por cisalhamento e praticamente mesma carga de ruptura, ainda que a viga VH1F80 contivesse reforço de fibras com fração volumétrica de 1,0%, o dobro da viga VH1F40. Apesar da literatura apresentar satisfatórios resultados de ganhos ao cisalhamento pela adição de fibras de aço majoritariamente em vigas isostáticas, não foi constatada substancial influência positiva da adição das fibras de aço para o cisalhamento nas vigas hiperestáticas investigadas neste trabalho.

Como as vigas não chegaram à ruptura por flexão, uma avaliação sobre a distribuição dos esforços do apoio central em direção aos apoios de extremidade foi de difícil verificação. Além disso, nas vigas hiperestáticas com adição de fibras discretas, a capacidade de transferência de tensões sobre a seção fissurada do CRF mitigou a perda de rigidez na região de momento fletor máximo negativo, essa condição dificultou ainda mais uma possível transferência de momentos do apoio central para os apoios extremos. Nestas vigas, o momento fletor experimental foi consideravelmente superior ao teórico, indicando essa capacidade promovida pela adição das fibras de aço.

## 6. Sugestões para trabalhos futuros

Com o objetivo de aprimorar a compreensão de estruturas de concreto reforçado com barras de GFRP e propor alternativas para sanar as dificuldades associadas à sua utilização, são apresentadas algumas sugestões a seguir:

- Realizar ensaios em vigas hiperestáticas para avaliar o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço e armado com barras de GFRP com ruptura governada pelo esforço cortante e comparar com resultados obtidos em vigas isostáticas.
- Avaliar a utilização de outros tipos de fibra, ou mesmo reforço híbrido, para adição ao concreto e verificar seu comportamento na redistribuição de esforços em vigas hiperestáticas reforçadas com barras de GFRP.
- Aprimorar o arranjo estrutural e configuração das armaduras de GFRP superior e inferior em vigas hiperestáticas de modo a obter adequada redistribuição de esforços.
- Propor ensaios com CRF utilizando elementos em maior escala e mais próximos de elementos de concreto usuais em estruturas reais de concreto armado.
- Realizar ensaios de fluência para vigas reforçadas com barras de GFRP e adição de fibras discretas para avaliar seu comportamento a longo prazo.

## 7. Referências bibliográficas

- [1] CT 303 - Comitê IBRACON/ABECE, Prática Recomendada - Estruturas de Concreto Armado com Barras de Polímero Reforçado com Fibras (FRP), Instituto Brasileiro do Concreto, 2021.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. COMITEE 440. “Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars ” :ACI 440.1R-15.
- [3] Fib Bulletin 40. FRP reinforcement in RC structures. Bull 40 Int Fed Struct Concr 2007:160.

- [4] Brandt AM. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. *Compos Struct* 2008;86:3–9.
- [5] CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers. Canadian Standards Association; 2002.
- [6] Callister WD, Rethwisch DG. *Materials Science and Engineering: An Introduction*. vol. 1. 7th ed. NY: John Wiley & Sons, Inc.; 2002.
- [7] NGO T-D. *Introduction to Composite Materials*. 2020.
- [8] TIGHIOUART, B., BENMOKRANE, B., GAO, D. “Investigation of Bond in Concrete Member with Fibre Reinforced Polymer (FRP) Bars”. *Construction and Building Materials* 12, pp.453-462, 1998.
- [9] BARBERO, E.J., “Introduction to composite materials design, 2nd ed.”, Taylor & Francis Group: Boca Raton, USA, pp. 91-100, 2011.
- [10] Nanni A, De Luca A, Jawaheri Zadeh H. *Reinforced Concrete with FRP Bars*. CRC press; 2014. <https://doi.org/10.1201/b16669>.
- [11] Benmokrane B, Chaallal O, Masmoudi R. Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures. *Constr Build Mater* 1995;9:353–64. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00048-8](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00048-8).
- [12] Bond behaviour of FRP bars to concrete, influence of bar surface, entrained air and high temperatures, Budapest University of Technology and Economics, Department of Civil Engineering, 2020.
- [13] Kotynia, Renata. *FRP composites for flexural strengthening of concrete structures theory, testing, design*. Lodz, Poland: Lodz University of Technology; 2019.
- [14] Bank, Lawrence C. *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.; 2006.
- [15] Zoghi, Manoochehr, editor. *The International Handbook of FRP Composites in Civil Engineering*. Boca Raton, FL: CRC Press; 2013.
- [16] Wu, Hwai-Chung, Eamon, Christopher D. *Strengthening of Concrete Structures Using Fiber Reinforced Polymers (FRP)*. Woodhead Publishing; 2017.
- [17] Bank LC. *Properties of FRP Reinforcements for Concrete*. Elsevier B.V.; 1993. <https://doi.org/10.1016/b978-0-444-89689-6.50007-0>.
- [18] Sá FRG de, Cardoso DCT, Silva F de A. Influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de elementos estruturais de concreto armado com barras de GFRP. *Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro*, 2018.

- [19] You YJ, Park KT, Seo DW, Hwang JH. Tensile Strength of GFRP Reinforcing Bars with Hollow Section. *Adv Mater Sci Eng* 2015; <https://doi.org/10.1155/2015/621546>.
- [20] BENMOKRANE, B., CHAALLAL, O., MASMOUDI, R., "Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures", *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 6, pp.353-364, 1995.
- [21] TIGHIOUART, B., BENMOKRANE, B., MUKHOPADHYAYA, P. "Bond strenght of glass FRP rebar splices in beams under static loading". *Construction and Building Materials* 13, pp.383-392, 1999.
- [22] BAUR, J.W., CHEN, C., JUSTICE, R.S., SCHAEFER, D.W., "Highly dispersed nanosilica-epoxy resins with enhanced mechanical properties", *Polymer*.
- [23] SZMIGIERA, E.D., PROTCHEKNO, K., URBANSKI, M., GARBACZ, A., "Mechanical Properties of Hybrid FRP Bars and Nano-Hybrid FRP Bars". *Archives of Civil Engineering*, Vol LXV, Issue 1, 2019.
- [24] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) COMITEE 440. "Guide test methods for fiber reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures" : ACI 440.3R-04.
- [25] CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (CSA). "Test Method for Tensile Properties of FRP Reinforcement"; CSA: Ontario, Kanada, 2002.
- [26] ASTM. "Standard Test Method for Tensile Properties of Pultruded Glass-Fiber-Reinforced Plastic Rod": ASTM D-3916-02, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- [27] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) – Committee 318. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary", ACI 318-95/R-95, ACI, Farmington Hills, MI, 13 USA, 1995.
- [28] NANNI, A; FAZA, S., "Design and construction of concrete reinforced with FRP bars: Na Emerging Technology" . ACI Dallas Convention, Dallas, 2001.
- [29] Z. Achillides and K. Pilakoutas, "Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions," *Journal of Composites for Construction*, vol. 8, no. 2, pp. 173–181, 2004.
- [30] Abedini M, Akhlaghi E, Mehrmashhadi J, Mussa MH, Ansari M, Momeni T. Evaluation of Concrete Structures Reinforced with Fiber Reinforced Polymers Bars: A Review. *J Asian Sci Res* 2017;7:165–75. <https://doi.org/10.18488/journal.2.2017.75.165.175>.

- [31] PILAKOUTAS, K.; NEOCLEOUS, K.; GUADAGNINI, M. (2002). Design Philosophy Issues of Fiber Reinforced Polymer Reinforced Concrete Structures. *Journal of Composites for Construction*, vol. 06, n. 3. Agosto 2002
- [32] Elmessalami N, El Refai A, Abed F. Fiber-reinforced polymers bars for compression reinforcement: A promising alternative to steel bars. *Constr Build Mater* 2019;209:725–37. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.105>.
- [33] Hadhood A., Mohamed M.H., Ghrib F., Benmokrane B., “Efficiency of glass-fiber reinforced-polymer (GFRP) discrete hoops and bars in concrete columns under combined axial and flexural loads”, *Composites Part B*, 114, pp.223-236, 2017.
- [34] Alnajmi L, Abed F. Evaluation of FRP bars under compression and their performance in RC columns. *Materials (Basel)* 2020;13:1–19. <https://doi.org/10.3390/ma13204541>.
- [35] KOTYNIA, R., SZCZECH, D., KASZUBSKA, M., "Bond behavior of GRFP bars to concrete in beam test" *Procedia Engineering*, 193, pp.401-408, 2017.
- [36] E. Cosenza, G. Manfredi, and R. Realfonzo, "Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete," *Journal of Composites for Construction*, vol. 1, pp. 40-51, 1997.
- [37] M. Pecce, G. Manfredi, R. Realfonzo, and E. Cosenza, "Experimental and analytical evaluation of bond properties of GFRP bars," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 13, pp. 282-290, 2001.
- [38] Yan F, Lin Z, Yang M. Bond mechanism and bond strength of GFRP bars to concrete: A review. *Compos Part B Eng* 2016; 98:56–69. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.04.068>
- [39] Chaallal O, Benmokrane B. Pullout and bond of glass-fibre rods embedded in concrete and cement grout. *Mater Struct* 1993;26:167–75. <https://doi.org/10.1007/BF02472934>.
- [40] Committee, A. Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI 408R-03). Detroit, Michigan, US: American Concrete Institute; 2003.
- [41] Eligehausen R, Popov EP, Bertero VV. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. 1982.
- [42] Malvar LJ. Bond stress-slip characteristics of FRP rebars. Nav Facil Eng Serv Cent Port Hueneme CA 1994.
- [43] Bentur A, Mindess S. – Fibre reinforced cementitious composites. Vol. 10. CRC press; 2006
- [44] B Brandt AM. Cement-based composites: materials, mechanical properties, and performance. CRC press; 2005.
- [45] Diamond S, Huang J. The ITZ in concrete - A different view based on image analysis and SEM observations. *Cem Concr Compos* 2001;23:179–88.

- [46] Manfredi RP, Silva F de A, Cardoso DCT. Propriedades mecânicas e dimensionamento de estruturas de concreto reforçadas com fibras de aço. Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2020.
- [47] Löfgren I. Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis. 2005
- [48] Mier JGM Van. Mode I Fracture Of Concrete: Discontinuous Crack Growth And Crack Interface Grain Bridging. *Cem Concr Res* 1991;21:1–15.
- [49] NG TS, Htut TNS, Foster SJ. Fracture of Steel Fibre Reinforced Concrete - the Unified Variable Engagement Model. *Uniciv Rep No R-420* 2012:1–117.
- [50] Gopalaratnam VS, Shah SP. Tensile Failure of Steel Fiber-Reinforced Mortar. *J Eng Mech* 1987;113:635–52.
- [51] C. Li, V.; Stang, H. Interface Property Characterization and Strengthening Mechanisms in Fiber Reinforced Cement Based Composites. *Advanced Cement Based Materials*, Lyngby, p. 1-20, 02-1997
- [52] Soroushian P, Bayasi Z. - Fiber-type effects on the performance of steel fiber reinforced concrete. *ACI Mater J* 1991;88:129–34.
- [53] Groth, P. - Fiber Reinforced Concrete - Fracture mechanics methods applied on self-compacting concrete and energetically modified binders.pdf 2000:1–237
- [54] Mier, V. JGM. Concrete fracture: a multiscale approach. CRC press; 2012.
- [55] Fantilli AP, Vallini P, Chiaia B. Ductility of fiber-reinforced self-consolidating concrete under multi-axial compression. *Cem Concr Compos* 2011;33:520–7.
- [56] Naaman DAF and AE. Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression. *ACI J Proc* n.d.;82.
- [57] Di Prisco M, Plizzari G, Vandewalle L. Fibre reinforced concrete: New design perspectives. *Mater Struct Constr* 2009;42:1261–81.
- [58] Naaman AE, Reinhardt HW. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. *Mater Struct Constr* 2006;39:547–55
- [59] Fédération Internationale du Béton. Model Code for Concrete Structures. Switzerland: Fédération Internationale du Béton; 2010.
- [60] Fantilli AP, Mihashi H, Vallini P. Multiple cracking and strain hardening in fiber-reinforced concrete under uniaxial tension. *Cem Concr Res* 2009;39:1217–29
- [61] T. Y. Lim and S. L. Lee PP. Analytical Model for Tensile Behavior of Steel-Fiber Concrete. *ACI Mater J* n.d.;84

- [62] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16940:2021. Concreto reforçado com fibras – Determinação das resistências residuais à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistência residuais) – Método de ensaio, ABNT, 2021.
- [63] EN 14651 – Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP)), vol. 3, 2007.
- [64] ASTM. C 1609/C 1609M-05 Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete ( Using Beam With Third-Point Loading ), ASTM 2005.
- [65] Chanvillard G, Banthia N, Aïtcin PC. Normalized load-deflection curves for fibre reinforced concrete under flexure. *Cem Concr Compos* 1990;12:41–5
- [66] Jarrat R. Construction in in-situ cast flat slabs using steel fibre reinforced concrete 2011:204
- [67] Soranakom C, Mobasher B. Closed-Form Solutions for Flexural Response of Fiber-Reinforced Concrete Beams. *J Eng Mech* 2007;133:933–41
- [68] Ashour AF. Flexural and shear capacities of concrete beams reinforced with GFRP bars. *Construction and Building Materials* 2006; 20:1005–1015. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.06.023>.
- [69] NANNI A. Flexural behavior and design of RC members using FRP reinforcement. *J Struct Eng* 1993;119:151.
- [70] Kassem C, Farghaly AS, Benmokrane B. Evaluation of Flexural Behavior and Serviceability Performance of Concrete Beams Reinforced with FRP Bars. *J Compos Constr* 2011;15:682–95. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000216](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000216).
- [71] Metwally IM. Evaluation of existing model for predicting of flexural behaviour of GFRP- Reinforced concrete members. *APFIS 2009 - Asia-Pacific Conf FRP Struct* 2009:343–52.
- [72] BENTUR A, MINDESS S, BANTHIA N. The interfacial transition zone in fibre reinforced cement and concrete. *RILEM Rep* 1999:89–122.
- [73] El Zareef MA, El Madawy ME. Effect of glass-fiber rods on the ductile behaviour of reinforced concrete beams. *Alexandria Eng J* 2018;57:4071–9. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2018.03.012>.
- [74] M. Mahalingam, R.P.N. Rao, S. Kannan, Ductility behavior fiber reinforced concrete beams strengthened with externally bonded glass fiber reinforced polymer laminates, *Am. J. Appl. Sci.* 10 (1) (2013) 107–111.
- [75] Wang H, Belarbi A. Ductility characteristics of fiber-reinforced concrete beams reinforced with FRP rebars. *Constr Build Mater* 2011;25:2391–401. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.040>.

- [76] Issa MS, Metwally IM, Elzeiny SM. Influence of fibers on flexural behavior and ductility of concrete beams reinforced with GFRP rebars. *Eng Struct* 2011;33:1754–63. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.014>.
- [77] VIJAY P V., GANGARAO HV. Bending behavior and deformability of glass fiber-reinforced polymer reinforced concrete members. *Struct J* 2001;98:834–42.
- [78] NAAMAN AE, JEONG SM. STRUCTURAL DUCTILITY OF CONCRETE BEAMS PRESTRESSED WITH FRP TENDONS. *Non-Metallic Reinf Concr Struct Proc Second Int RILEM Symp* 1995:379.
- [79] JAEGER LG, MUFTI AA, TADROS G. The concept of the overall performance factor in rectangular-section reinforced concrete members. *Proc 3rd Int Symp Non-Metallic Reinf Concr Struct Sapporo, Japan* 1997:551–9.
- [80] Carvalho V. de M., Cardoso DCT, Silva F. de A. – Ductilidade e redistribuição de momentos em vigas de concreto armado com barras de GFRP. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2021.
- [81] El-Mogy M, El-Ragaby A, El-Salakawy E. Flexural Behavior of Continuous FRP-Reinforced Concrete Beams. *J Compos Constr* 2010;14:669–80.
- [82] Lopes S, Carmo R, Bernardo L. Plastic rotation capacity of reinforced concrete beams. *Proc 3rd Int Conf Concr Futur - "Recent Adv Concr Technol Concr Struct* 2017;36:37–48.
- [83] Matos B, Correia JR, Castro LMS, França P. Structural response of hyperstatic concrete beams reinforced with GFRP bars: Effect of increasing concrete confinement. *Compos Struct* 2012;94:1200–10. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2011.10.021>.
- [84] EL-MOGY MAT. Behaviour of Continuous Concrete Beams Reinforced with FRP Bars. University of Manitoba, 2011.
- [85] El-Mogy M, El-Ragaby A, El-Salakawy E. Effect of Transverse Reinforcement on the Flexural Behavior of Continuous Concrete Beams Reinforced with FRP. *J Compos Constr* 2011;15:672–81. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000215](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000215).
- [86] Abdallah M., Mahmoud F. A., Khelil A., Mercier J., Almassri B., “Assessment of the flexural behavior of continuous RC beams strengthened with NSM-FRP bars, experimental and analytical study”, *Composite Structures* 2020;242:112-127.
- [87] Al-Hammoud R., Soudki K., Topper, T. H., “Confinement effect on the bond behaviour of beams under static and repetead loading”, *Construction and Building Materials*, 2013; 40:934-943
- [88] Grace NF, Soliman AK, Abdel-Sayed G, Saleh KR. Behavior and Ductility of Simple and Continuous FRP Reinforced Beams. *J Compos Constr* 1998;2:186–94. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(1998\)2:4\(186\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(1998)2:4(186)).

- [89] Khorasani AMM, Esfahani MR, Sabzi J. The effect of transverse and flexural reinforcement on deflection and cracking of GFRP bar reinforced concrete beams. *Compos Part B Eng* 2019; 161:530–46. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.12.127>.
- [90] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 67. Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, Norma Mercosul, 1996.
- [91] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16697:2018. Cimento Portland – Requisitos, ABNT, 2018.
- [92] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 248:2001. Agregados – Determinação da composição granulométrica, Norma Mercosul, 2001.
- [93] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7211:2022. Agregados para concreto – Requisitos, ABNT, 2022.
- [94] Savastano H, Agopyan V, Nolasco AM, Pimentel L. Plant fibre reinforced cement components for roofing. *Constr Build Mater* 1999;13:433–8. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(99\)00046-X](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(99)00046-X).
- [95] Mazaheripour H, Ghanbarpour S, Mirmoradi SH, Hosseinpour I. The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete. *Constr Build Mater* 2011;25:351–8.
- [96] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 11768-1:2019. Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Parte 1: Requisitos, ABNT, 2019.
- [97] Japan Society of Civil Engineers. Method of test for flexural strength and flexural toughness of fiber reinforced concrete. Standard SF-4; 1984. p. 58–66.
- [98] RILEM TC 162-TDF – Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, final recommendations, *Mater Struct*, 35 (9) (2002), pp. 579-582.
- [99] ASTM C 1018 – Standard test methods for flexural toughness and first crack strength of fiber reinforced concrete (using beam with third point loading) *ASTM (4)* (2002), pp. 637-644.
- [100] Hosseini, S., Nematzadeh, M., Chastre, C. - Prediction of shear behavior of steel fiber-reinforced rubberized concrete beams reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars. *Composite Structures* 2021; 256:113013.
- [101] Nematzadeh, M., Hosseini, S., Ozbakkaloglu, T., - The combined effect of crumb rubber aggregates and steel fibers on shear behavior of GFRP bar-reinforced high-strength concrete beams. *Journal of Building Engineering* 2019;44;1029.
- [102] Awad, A., Tawfik, M., Deifalla, A., Ahmad, M., Sabri, M. M. S., El-said, A. - Effect of hybrid-fiberreinforcement on the shear behavior of high-strength-concrete beams. *Frontiers Materials, Structural Materials*, 2023.

- [103] Abadel, A., Alenzi, S., Almusallam, T., Abbas, H., Al-Salloum, Y. - Shear behavior of self-consolidating concrete deep beams reinforced with hybrid of steel and GFRP bars. *Ain Shams Engineering Journal*.
- [104] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118:2014. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, ABNT, 2014
- [105] ACI. Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute, ACI 318-14, Farmington Hills, MI., 2014.
- [106] BS EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. London, UK: British Standards Institution; 2004.
- [107] Visentin, P., Mohamad, M.S., Xie, T., Sturm, A.B. – Experimental investigation of momento redistribution in ultra-high performance fibre reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials* 2018;166:433-444.
- [108] Li, L., Zheng, W., Wang, Y. – Review of moment redistribution in statically indeterminate RC members. *Engineering Structures* 2019;196:109306.
- [109] Lou, T., Lopes, S.M.R., Lopes, A.V. – Effect of relative stiffness on moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams. *Magazine of Concrete Research* 2017;69;14:716-727.
- [110] Akiel, M. S., El-Maaddawy, T., El Refai, A. – Serviceability and moment redistribution of continuous concrete members reinforced with hybrid steel-BFRP bars. *Construction and Building Materials* 2018;175:672-681