

**UNIVERSIDADE DO VALE DO PARAÍBA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIAS, ARQUITETURA E URBANISMO**  
**ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE DE REFORÇO ESTRUTURAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
SUJEITAS À FLEXÃO SIMPLES UTILIZANDO FIBRA DE CARBONO**

**SAMUEL LOPES FERREIRA**

**ORIENTADOR(A): Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Nara Oliveira Yokoyama**

**SÃO JOSÉ DOS CAMPOS/SP**  
**2025**

**ANÁLISE DE REFORÇO ESTRUTURAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO  
SUJEITAS À FLEXÃO SIMPLES UTILIZANDO FIBRA DE CARBONO**

Trabalho de graduação apresentado à banca da Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo, como exigência para obter o título de bacharel em Engenharia Civil sob orientação do(a) Professor(a) Nara Oliveira Yokoyama.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por me conceder força, sabedoria e proteção ao longo de toda esta caminhada. Sua presença foi essencial nos momentos de incerteza e desânimo, guiando meus passos e fortalecendo minha determinação até a conclusão deste trabalho.

À minha família, expresso minha gratidão mais profunda. Em especial à minha mãe Cristina, pelo amor incansável, pela dedicação diária e pelas palavras de encorajamento que sempre renovaram minhas forças. Ao meu pai Severino, pela orientação, pelo exemplo de perseverança que sempre me inspirou a seguir em frente e principalmente por me apresentar os caminhos da engenharia. À minha irmã Cristiane por toda paciência. E minha namorada Nathália, pelo companheirismo ao longo de todos esses anos. Cada gesto, cada apoio e cada sacrifício de vocês fizeram parte da construção desta conquista.

Estendo meus agradecimentos também à minha turma, que acompanhou essa trajetória com companheirismo, troca de experiências e apoio mútuo. Os desafios se tornaram mais leves e as vitórias mais significativas graças à convivência e à união que compartilhamos.

Por fim, agradeço a todos os professores que contribuíram para minha formação, oferecendo conhecimento, orientação e incentivo ao longo do curso. Em especial a professora Nara e ao professor Guido. Cada ensinamento foi essencial para o desenvolvimento deste trabalho e para meu crescimento acadêmico e profissional.

## RESUMO

Este trabalho apresenta a análise do comportamento estrutural de vigas de concreto armado submetidas à flexão simples, com e sem reforço em fibra de carbono aplicada pelo método EBR. A pesquisa envolve o dimensionamento teórico das vigas, a execução experimental de ensaios de compressão do concreto e de flexão em quatro pontos, além da comparação direta entre os modelos reforçados e não reforçados. Os ensaios revelaram que o concreto utilizado atingiu resistência característica média de 31,8 MPa, valor superior ao previsto inicialmente, o que demandou a revisão das premissas de cálculo. Ajustes adicionais foram necessários no arranjo experimental, especialmente na distância entre apoios, a fim de garantir a confiabilidade dos resultados. A análise demonstrou ligeira melhoria no desempenho das vigas reforçadas, especialmente quanto ao surgimento das primeiras fissuras. Apontando relativa eficácia do reforço em fibra de carbono como alternativa para reforço estrutural. Entretanto, não sendo conclusivo visto as condições adversas apresentadas ao longo do experimento

**Palavras-chave:** concreto armado; reforço estrutural; fibra de carbono; flexão simples; FRP.

## **ABSTRACT**

This study presents an analysis of the structural behavior of reinforced concrete beams subjected to four-point bending, both with and without carbon fiber reinforcement applied using the EBR method. The research comprises the theoretical design of the beams, the experimental execution of concrete compression tests and flexural tests, as well as the direct comparison between reinforced and unreinforced specimens. The tests showed that the concrete used reached an average characteristic strength of 31.8 MPa, a value higher than initially expected, which required a revision of the design assumptions. Additional adjustments in the experimental setup were necessary, particularly regarding the support spacing, to ensure the reliability of the results. The analysis indicated a slight improvement in the performance of the strengthened beams, especially with regard to the onset of the first cracks, suggesting limited effectiveness of the carbon fiber reinforcement as a strengthening alternative. However, the results are not conclusive due to the adverse conditions encountered throughout the experiment.

Keywords: reinforced concrete; structural strengthening; carbon fiber; four-point bending; FRP.

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1. Comportamento do concreto armado na flexão pura (estádio I).....                                     | 14 |
| Figura 2. Comportamento do concreto armado na flexão pura (estádio I).....                                     | 15 |
| Figura 3. Diagrama viga de concreto armado no estágio III .....  | 16 |
| Figura 4. Diagrama retangular .....  | 16 |
| Figura 5. Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4, para concretos do Grupo I<br>.....                    | 17 |
| Figura 6. Deformações na seção transversal de uma viga em concreto armado no<br>domínio II .....               | 18 |
| Figura 7. Deformações na seção transversal de uma viga em concreto armado no<br>domínio III.....               | 19 |
| Figura 8. Deformações na seção transversal de uma viga em concreto armado no<br>domínio IV.....                | 20 |
| Figura 9. Laminados pré-fabricados:(a) Lâmina de fibra de carbono e (b) vergalhão de<br>fibra de carbono ..... | 21 |
| Figura 10. Sistemas para cura in situ: (a) Mantas unidirecionais e (b) Tecido<br>multidirecional.....          | 22 |
| Figura 11. Esquema básico de um polímero estruturado por fibra.....  | 23 |
| Figura 12. Diagrama Tensão x Deformação modelo para diversos tipos de fibras .....                             | 24 |
| Figura 13. Etapas de execução de reforço pelo método EBR.....  | 27 |
| Figura 14. Etapas de execução de reforço pelo método NSM.....  | 28 |
| Figura 15. Fluxograma do procedimento experimental.....  | 33 |
| Figura 16. Dimensões da viga .....   | 33 |
| Figura 17. Diagrama de esforço cortante.....   | 35 |
| Figura 18. Detalhamento da viga.....   | 37 |
| Figura 19. Equilíbrio de forças da seção reforçada .....   | 39 |
| Figura 20. Processo de secagem dos agregados .....   | 44 |
| Figura 21. Ensaio de granulometria dos agregados. ....   | 44 |
| Figura 22. Preparação do concreto e formas.....  | 45 |
| Figura 23. Corpos de prova armazenados.....  | 46 |
| Figura 24. Vigas concretadas.....  | 47 |
| Figura 25. Etapas de aplicação de resina no substrato e aplicação do tecido de fibra de<br>carbono .....       | 49 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 26. Ensaio de 4 pontos.....   | 50 |
| Figura 27. Slump test.....   | 51 |
| Figura 28. Corpos de prova posicionado no equipamento .....                    | 53 |
| Figura 29. Gráfico carga x tempo CP02, CP04, CP05 e CP06.....                  | 54 |
| Figura 30. Tipos de ruptura de corpos de prova segundo ABNT NBR 5739:2018..... | 55 |
| Figura 31. Corpos de prova rompidos .....                                      | 56 |
| Figura 32. Base deformada .....  | 57 |
| Figura 33. Arranjo alterado.....   | 58 |
| Figura 34. Gráfico <i>V01</i> .....  | 59 |
| Figura 35. Viga sem reforço V01 .....  | 60 |
| Figura 36. Gráfico V02.....  | 60 |
| Figura 37. Viga sem reforço V02 .....  | 61 |
| Figura 38. Gráfico V03.....  | 61 |
| Figura 39. Viga sem reforço V03 .....  | 62 |
| Figura 40. Gráfico Vre01 .....   | 63 |
| Figura 41. Viga com reforço Vre01 .....  | 63 |
| Figura 42. Gráfico Vre02.....  | 64 |
| Figura 43. Viga com reforço Vre02.....   | 64 |
| Figura 44. Gráfico Vre03.....  | 65 |
| Figura 45. Viga com reforço Vre03.....   | 66 |
| Figura 46. Gráfico carga x tempo ensaios das vigas .....                       | 66 |

## ÍNDICE

|  |    |
|--|----|
| AGRADECIMENTOS .....                                       | 3  |
| RESUMO .....   | 4  |
| ABSTRACT .....   | 5  |
| LISTA DE FIGURAS .....                                     | 6  |
| ÍNDICE.....  | 8  |
| 1 INTRODUÇÃO .....   | 11 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....                              | 12 |
| 2.1 Vigas de Concreto Armado.....                          | 12 |
| 2.1.1 Definições dos Estados Limites.....                  | 12 |
| 2.1.2 Definições de Estádios de Tensões.....               | 13 |
| 2.1.3 Estádio I.....                                       | 13 |
| 2.1.4 Estádio II .....                                     | 14 |
| 2.1.5 Estádio III .....                                    | 15 |
| 2.1.6 Definições dos Domínios de Deformação.....           | 16 |
| 2.1.7 Domínio II .....                                     | 17 |
| 2.1.8 Domínio III.....                                     | 18 |
| 2.1.9 Domínio IV.....                                      | 19 |
| 2.2 Sistemas Compósitos .....                              | 20 |
| 2.2.1 Matriz polimérica .....                              | 22 |
| 2.2.2 Elemento estrutural (fibras).....                    | 23 |
| 2.2.3 Fibras de carbono .....                              | 24 |
| 2.2.4 Métodos de reforço em FPR.....                       | 25 |
| 2.3 Ensaaios.....  | 29 |
| 2.3.1 Ensaio de resistência a compressão do concreto ..... | 29 |
| 2.3.2 Ensaio de flexão em 4 pontos.....                    | 30 |
| 3 JUSTIFICATIVA .....                                      | 31 |

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 4     | OBJETIVOS .....   | 31 |
| 4.1   | Objetivo geral .....  | 32 |
| 4.2   | Objetivos específicos .....                                 | 32 |
| 5     | MATERIAIS E MÉTODOS .....                                   | 32 |
| 5.1   | <i>Dimensionamento da viga de concreto armado</i> .....     | 34 |
| 5.1.1 | Armadura longitudinal.....                                  | 34 |
| 5.1.2 | Armadura transversal.....                                   | 35 |
| 5.2   | <i>Dimensionamento do reforço em fibra de carbono</i> ..... | 37 |
| 5.2.1 | Propriedades da fibra de carbono segundo a fabricante ..... | 39 |
| 5.2.2 | Propriedades características dos materiais .....            | 40 |
| 5.3   | <i>Definição do traço do concreto</i> .....                 | 44 |
| 5.4   | <i>Confeção das vigas e concretagem</i> .....               | 45 |
| 5.5   | <i>Execução do reforço</i> .....                            | 47 |
| 5.6   | <i>Ensaio de flexão em 4 pontos</i> .....                   | 49 |
| 6     | RESULTADOS E DISCUSSÕES .....                               | 51 |
| 6.1   | <i>Ensaio granulometria e slump test</i> .....              | 51 |
| 6.2   | <i>Ensaio de resistência à compressão do concreto</i> ..... | 52 |
| 6.3   | <i>Ensaio de flexão em 4 pontos</i> .....                   | 57 |
| 6.3.1 | Resultados vigas sem reforço .....                          | 59 |
| 6.3.2 | Resultados vigas com reforço.....                           | 62 |
| 6.3.3 | Comparação dos resultados .....                             | 66 |
| 7     | conclusão .....   | 68 |
|       | REFERÊNCIAS .....   | 71 |

## ÍNDICE DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| Tabela 1. Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental..... | 13 |
| Tabela 2. Propriedades genéricas das fibras de carbono .....   | 25 |
| Tabela 3. Dimensões da viga .....  | 33 |
| Tabela 4. Coeficiente de redução ambiental CE.....   | 38 |
| Tabela 5. Resultados ensaio de granulometria .....   | 51 |
| Tabela 6. Resultados das cargas de ruptura e tensões de ruptura .....  | 53 |
| Tabela 7. Resultados dos ensaios.....  | 67 |
| Tabela 8. Comparativo valor inicial x redimensionado .....   | 68 |

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto é amplamente empregado no setor da construção civil mundial em razão de suas características vantajosas, como elevada durabilidade, boa compatibilidade com outros materiais, maleabilidade — permitindo sua moldagem em diferentes formas — e custo relativamente baixo. Tais propriedades fazem com que o material ocupe a segunda posição entre os mais utilizados no mundo (FRAGOSO; DA SILVA, 2023).

Com a consolidação do uso do concreto armado, abriu-se um vasto campo de possibilidades para a engenharia civil. Estruturas cada vez mais complexas e arrojadas passaram a ser projetadas e executadas, possibilitando a construção de grandes vãos e edificações de elevada relevância estrutural (MACHADO; MACHADO, 2015). Contudo, nos últimos anos, a preocupação com a durabilidade das estruturas tornou-se crescente, destacando-se questões relacionadas à manutenção, reforço e reparo. Fatores como a ação de agentes ambientais, a falta de inspeções periódicas, a ausência de manutenções preventivas, falhas de projeto e execução, mudanças de uso das edificações e a atualização das normas técnicas — com requisitos mais rigorosos do que os anteriormente vigentes — têm contribuído significativamente para a necessidade de reforço e recuperação estrutural (DALFRÉ et al, 2019).

Entre as técnicas tradicionais empregadas no reforço de estruturas de concreto armado, destacam-se o encamisamento e a inserção de novas armaduras. O encamisamento consiste no aumento da seção transversal de um elemento comprometido, por meio da aplicação de um “revestimento” de concreto, argamassa ou graute, de modo que essa nova camada possa aderir à estrutura existente e ambas trabalhem em conjunto (VIEIRA, 2018). Uma alternativa amplamente utilizada é o reforço com perfis e chapas de aço, que apresenta execução mais rápida e limpa quando comparada às técnicas com concreto armado. Entretanto, esse método tende a demandar custos mais elevados e mão de obra mais especializada. Além disso, a necessidade de utilização de perfis metálicos de maiores dimensões sob vigas e lajes, para aumentar a resistência à flexão, pode interferir negativamente na estética e no espaço arquitetônico. Soma-se a isso a suscetibilidade do aço à corrosão e à perda de resistência quando exposto ao fogo, em função da dilatação térmica (VIEIRA, 2018; FRAGOSO; DA SILVA, 2023).

Diante desse cenário, os materiais poliméricos vêm ganhando destaque na construção civil, impulsionados por suas excelentes propriedades mecânicas e pelo avanço das pesquisas e informações técnicas que os tornam alternativas cada vez mais competitivas. Nesse contexto, os compósitos poliméricos têm sido amplamente aplicados no reforço de elementos estruturais,

com diversos estudos voltados às suas propriedades e métodos de execução (LIMA *et al*, 2022). Entre os diferentes tipos de materiais poliméricos avançados utilizados no reforço de estruturas de concreto armado e protendido, destaca-se o emprego de sistemas estruturais formados por fibras de carbono. O progresso obtido em pesquisas e ensaios experimentais possibilitou o desenvolvimento de produtos como perfis, telas, tecidos e barras compostas por fibras de carbono, que atualmente são amplamente utilizados em reforços estruturais (MACHADO; MACHADO, 2015).

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Vigas de Concreto Armado

A NBR 6118:2023, item 14.4.1.1 define vigas como sendo “elementos lineares em que a flexão é preponderante”. Segundo Bastos (2015) elementos lineares, também chamados de barras, são aqueles cujo comprimento longitudinal é, no mínimo, três vezes maior que a maior dimensão de sua seção transversal.

#### 2.1.1 Definições dos Estados Limites

A NBR 6118:2023 define os estados limites que orientam o dimensionamento das estruturas de concreto, sendo eles divididos em dois grupos: os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

- a) Estado-limite último ELU: “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura” (NBR 6118, 2023, p. 4).
- b) Os estados limites de serviço (ELS) são definidos para garantir o desempenho adequado da estrutura durante a sua vida útil, incluindo aspectos como fissuração e deformações excessivas. Dentre os ELS, destacam-se:
  - ✓ Estado-limite de formação de fissuras ELS-F  
“Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a  $f_{ct,f}$ ” (NBR 6118, 2023, p. 4).
  - ✓ Estado-limite de abertura das fissuras ELS-W  
“Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados na Tabela 1” (NBR 6118, 2023, p. 4).

*Tabela 1. Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental*

| <b>Tipo de concreto estrutural</b> | <b>Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão</b> | <b>Exigências relativas à fissuração</b> | <b>Combinação de ações em serviço a utilizar</b> |
|------------------------------------|--|--|--|
| Concreto simples                   | CAA I a CAA IV   | Não há                                   | -  |
| Concreto armado                    | CAA I  | ELS-W $w_k \leq 0,4\text{mm}$            | Combinação frequente                             |
|                                    | CAA II e CAA III   | ELS-W $w_k \leq 0,3\text{mm}$            |  |
|                                    | CAAIV  | ELS-W $w_k \leq 0,2\text{mm}$            |  |

Fonte: NBR 6118:2023

- ✓ Estado-limite de deformações excessivas ELS-DEF  
“Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal” (NBR 6118, 2023, p. 4).
- ✓ Estado-limite de vibrações excessivas ELS-VE  
“Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção” (NBR 6118, 2023, p. 5).

### **2.1.2 Definições de Estádios de Tensões**

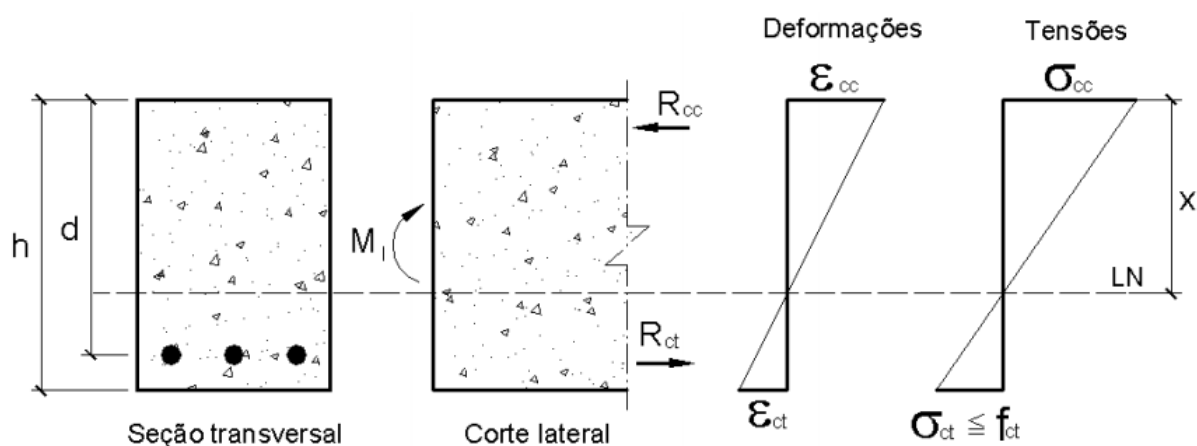
O desempenho de uma seção de concreto pode ser caracterizado por meio da aplicação de um carregamento progressivo, que se inicia do zero e segue até a ruptura do elemento. Durante processo de carregamento, a seção passa por diferentes fases, conhecidas como estádios. De forma geral, são identificados três estádios distintos: estádio I, estádio II e estádio III (PINHEIRO, 2004). No dimensionamento das vigas, estas são consideradas elementos lineares. Quando submetidos a esforços de flexão, apresentam uma inclinação em sua seção transversal, sem sofrerem deformações significativas em sua área. Esse comportamento dá origem à chamada Linha Neutra (LN), que corresponde à região da seção ao longo do comprimento da viga onde as tensões e deformações são nulas (YOKOYAMA, 2023).

### **2.1.3 Estádio I**

De acordo com Pinheiro (2004), esta fase corresponde ao início da aplicação do carregamento, momento em que as tensões normais geradas ainda são de baixa magnitude. Nessa condição, o concreto é capaz de resistir às tensões de tração. O diagrama de tensões ao longo da seção transversal (Figura 1) da peça apresenta comportamento linear, sendo válida a

Lei de Hooke. Yokoyama (2023) cita que “Nesta fase o concreto não apresenta fissuras e resiste às tensões de tração sem a necessidade de uma área de aço”

Figura 1. Comportamento do concreto armado na flexão pura (estádio I)



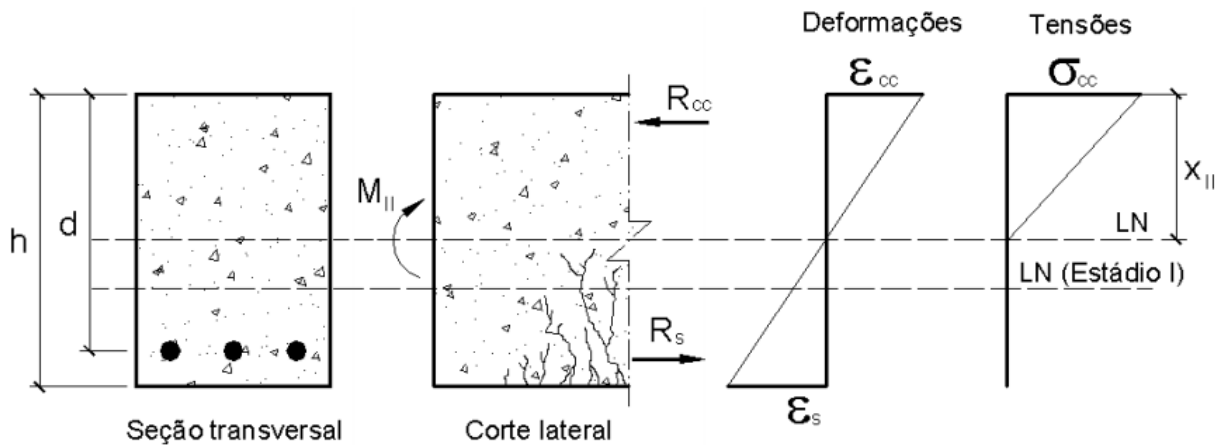
Fonte: Pinheiro, 2004.

É no Estádio I que se realiza o cálculo do momento de fissuração, o qual marca a transição entre o Estádio I e o Estádio II. A partir do valor do momento de fissuração, torna-se possível determinar a armadura mínima necessária, de forma que ela seja capaz de resistir às tensões provocadas por um momento fletor de mesma intensidade. O Estádio I se encerra no instante que se inicia a fissuração da peça (YOKOYAMA, 2023).

#### 2.1.4 Estádio II

Neste estágio do carregamento o concreto já não é mais capaz de resistir às tensões de tração, e a seção encontra-se fissurada na região tracionada. Por isso, a contribuição do concreto tracionado passa a ser desconsiderada nos cálculos. Apesar disso, a parte comprimida da seção continua apresentando um comportamento linear de tensões (Figura 2), o que permite a aplicação da Lei de Hooke nessa região (PINHEIRO, 2004). Yokoyama (2023) complementa que nesta etapa “todos os esforços de tração são absorvidos pela área de aço.”

Figura 2. Comportamento do concreto armado na flexão pura (estádio I)



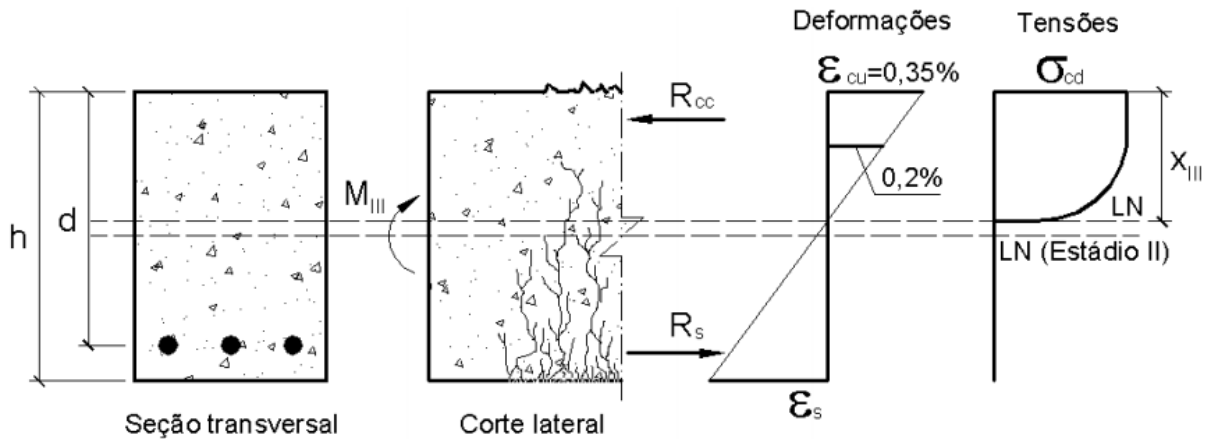
Fonte: Pinheiro, 2004

O Estádio II está relacionado principalmente à verificação da peça em condições de serviço, sendo analisados, por exemplo, o estado limite de abertura de fissuras e o estado limite de deformações excessivas. À medida que o carregamento aumenta as fissuras avançam em direção à borda comprimida da seção, fazendo com que a linha neutra também se desloque e a tensão na armadura aumente, podendo ou não atingir o ponto de escoamento. Esse estágio se encerra quando se inicia o processo de plastificação do concreto na região comprimida (PINHEIRO, 2004).

### 2.1.5 Estádio III

No estágio III Yokoyama (2023) cita “fase final do carregamento, levando até a ruptura do elemento. A zona comprimida encontra-se plastificada e concreto dessa região está na iminência da ruptura. O gráfico das tensões deixa de ser linear, passando a ser do tipo parábola-retângulo (Figura 3)”.

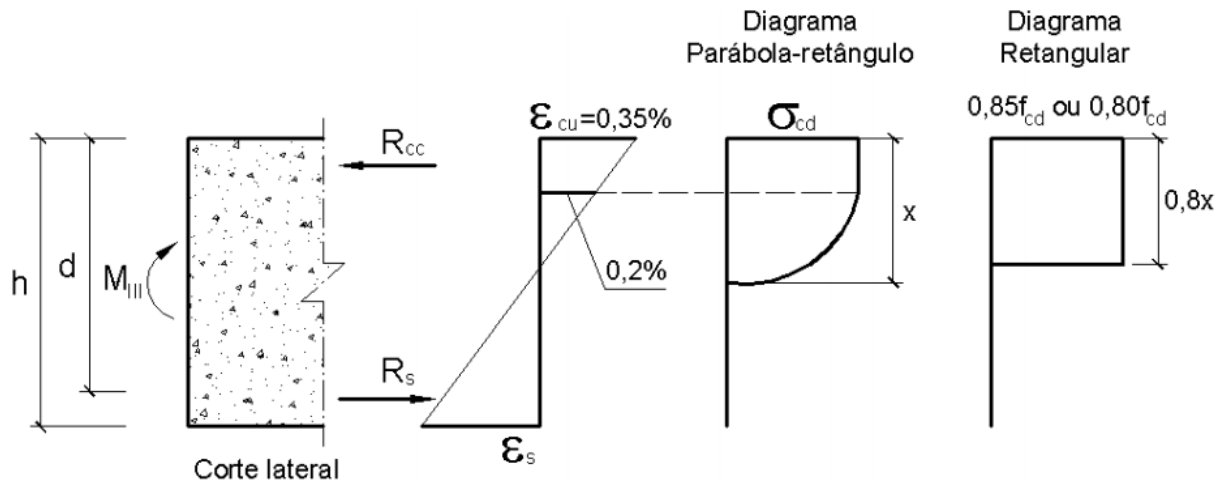
Figura 3. Diagrama viga de concreto armado no estágio III



Fonte: Pinheiro, 2004

Para fins de cálculo, a NBR 6118:2023 permite a utilização de um diagrama retangular equivalente conforme Figura 4, desde que a resultante de compressão e o braço de alavanca em relação à linha neutra sejam aproximadamente os mesmos que os obtidos com o diagrama real. É no Estádio III que se realiza o dimensionamento da seção, etapa conhecida como "cálculo na ruptura" ou "cálculo no Estádio III" (PINHEIRO, 2004).

Figura 4. Diagrama retangular



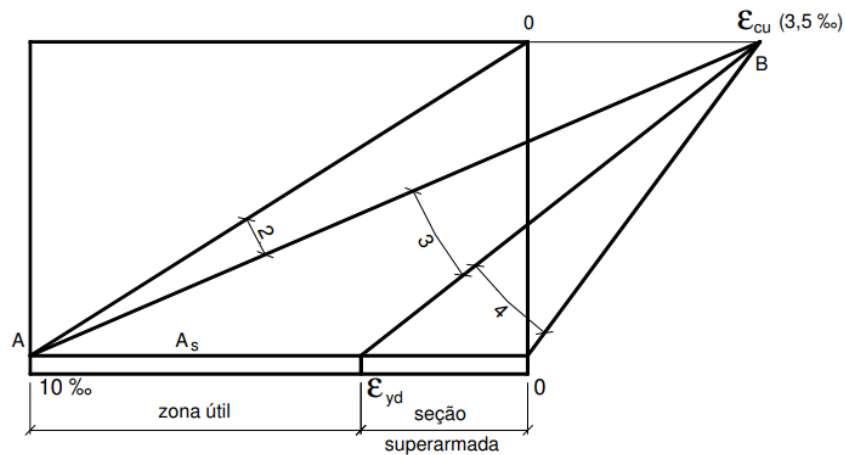
Fonte: Pinheiro, 2004

### 2.1.6 Definições dos Domínios de Deformação

A análise das deformações da seção transversal especialmente em função dos domínios definidos pela NBR 6118:2023, é essencial para o correto dimensionamento das vigas. Segundo Bastos (2015), esses domínios se referem à posição da linha neutra e às deformações relativas

do concreto e do aço. Pinheiro (2004) acrescenta “são situações em que pelo menos um dos materiais – o aço ou o concreto atinge o seu limite de deformação”. Esses limites podem ser observados conforme Figura 5, sendo alongamento último do aço  $\epsilon_{cu} = 10\%$  e encurtamento último do concreto  $\epsilon_{cu} = 3,5\%$  na flexão.

Figura 5. Diagrama de deformações dos domínios 2, 3 e 4, para concretos do Grupo I

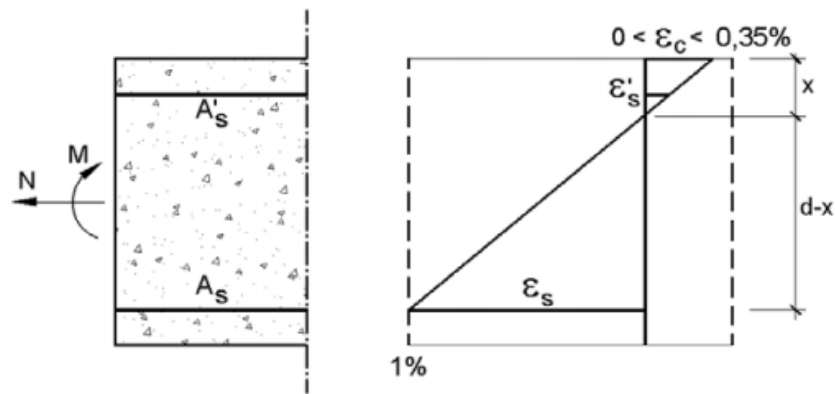


Fonte: Bastos, 2015

### 2.1.7 Domínio II

O Domínio 2 ocorre quando o alongamento da armadura tracionada atinge  $\epsilon_s = 1\%$  (10‰) e a compressão na borda superior da seção varia entre  $\epsilon_c = 0$  e 0,35% (3,5‰), conforme ilustrado na Figura 6. Nessa situação, a linha neutra já está localizada dentro da seção transversal caracterizando um caso de flexão simples ou flexão composta, podendo haver força normal de tração ou compressão. Esse domínio representa o último estágio em que a ruptura da peça ocorre devido à deformação plástica excessiva da armadura tracionada (PINHEIRO, 2004).

Figura 6. Deformações na seção transversal de uma viga em concreto armado no domínio II



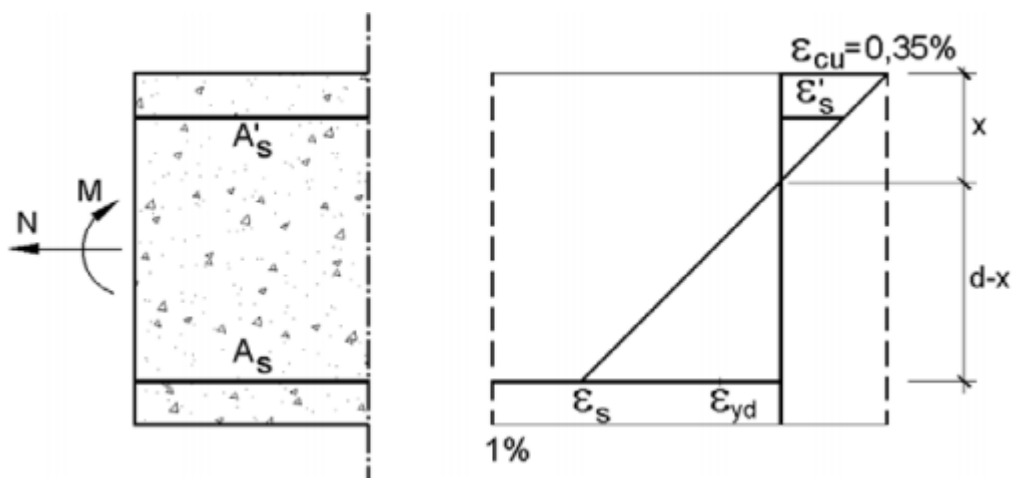
Fonte: Pinheiro, 2004

Dentro do domínio 2 a armadura tracionada é considerada econômica, pois atinge a tensão máxima prevista para o aço. Do ponto de vista da segurança, caso ocorra a ruptura da viga ela acontecerá com “aviso prévio”. Isso porque a armadura continuará a escoar além de 10%, provocando uma fissuração intensa na peça. Essas fissuras serão visíveis antes que ocorra o esmagamento do concreto na região comprimida, funcionando como um sinal de alerta de uma possível ruptura da estrutura. Dessa forma, os usuários poderão perceber que há um problema estrutural e tomar medidas preventivas (BASTOS, 2015).

### 2.1.8 Domínio III

No Domínio 3 a deformação de compressão na borda superior da seção atinge  $\epsilon_{cu} = 0,35\%$  (3,5%), enquanto a deformação na armadura tracionada varia entre 1% (10%) e o valor correspondente ao escoamento do aço ( $\epsilon_{yd}$ ) conforme mostrado na Figura 7. Nesse estágio, o concreto já atingiu seu limite de ruptura e o aço está em escoamento, caracterizando uma seção subarmada (PINHEIRO, 2004). De acordo com Bastos (2015) “subarmada, um termo que parece inadequado por passar a falsa impressão de que a armadura é menor que a necessária”. Entretanto nessa condição tanto o concreto quanto o aço trabalham com suas respectivas resistências de cálculo, o que garante o aproveitamento máximo dos dois materiais. A ruptura ocorre com aviso, pois a peça apresenta deslocamentos significativos e fissuração intensa, permitindo a identificação prévia de falhas estruturais (PINHEIRO, 2004).

Figura 7. Deformações na seção transversal de uma viga em concreto armado no domínio III



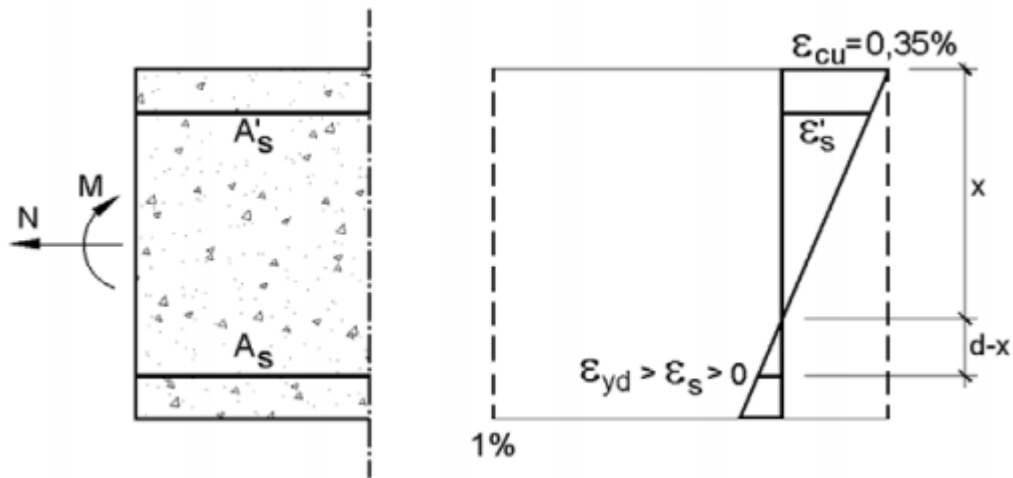
Fonte: Pinheiro, 2004

### 2.1.9 Domínio IV

No Domínio 4 a deformação de compressão na borda superior da seção continua sendo  $\epsilon_{cu} = 0,35\%$  (ou 3,5%), enquanto a deformação da armadura tracionada varia entre o valor de escoamento  $\epsilon_{yd}$  e zero, como mostrado na Figura 8. Isso significa que o concreto atinge seu limite de ruptura, mas o aço tracionado não chega a escoar sendo considerado mal aproveitado. Nessa situação, a seção é chamada de superarmada. A ruptura ocorre de forma repentina, sem aviso prévio pois os deslocamentos são pequenos e há pouca fissuração visível antes do colapso da peça (PINHEIRO, 2004).

As vigas não devem ser dimensionadas para trabalhar à flexão simples no Domínio 4, principalmente por questões de segurança e economia. Nesse domínio, a ruptura é considerada frágil, ou seja, ocorre sem aviso prévio. Isso acontece porque o concreto na região comprimida atinge uma deformação maior que seu limite ( $\epsilon_{cd} > \epsilon_{cu}$ ) e rompe por esmagamento antes que haja uma fissuração significativa na zona tracionada, causada pelo aumento da deformação da armadura. Como resultado, a viga pode colapsar repentinamente, sem sinais visíveis de falha iminente (BASTOS, 2015).

Figura 8. Deformações na seção transversal de uma viga em concreto armado no domínio IV



Fonte: Pinheiro, 2004

## 2.2 Sistemas Compósitos

Um compósito é um tipo de material formado por duas ou mais fases distintas, produzido de forma natural ou artificial. Diferente dos materiais que se formam naturalmente, os compósitos artificiais são projetados para combinar propriedades específicas de cada fase. Essas fases são quimicamente distintas e separadas por uma interface bem definida, o que garante o desempenho esperado do material (CALLISTER, 2016). Os materiais compósitos poliméricos fibrosos ou FRP (*Fiber Reinforced Polymers*), como são chamados na literatura internacional. São formados por fibras de alto módulo de elasticidade incorporadas em uma resina sendo denominadas matriz polimérica. O comportamento desses materiais pode variar entre anisotrópico, ortotrópico ou quase isotrópico, dependendo do tipo de fibra utilizada e da direção em que essas fibras estão orientadas, já que elas são a parte mais resistente do compósito (CARNEIRO; TEIXEIRA, 2008).

Entre os principais sistemas de reforço usando materiais compósitos do tipo FRP na construção civil, os mais utilizados são os pré-fabricados e os curados no local (*in situ*). No sistema pré-fabricado, as propriedades físicas e mecânicas já vêm garantidas pelo fabricante. Esses materiais são produzidos com dimensões específicas, controladas durante um processo chamado pultrusão, que combina tração e extrusão. Nesse processo, as fibras são embebidas em uma resina termoendurecível, esticadas e depois passam por uma matriz aquecida, onde a cura ocorre e o formato final do compósito é definido (DIAS, 2008).

Os principais produtos pré-fabricados são as barras e os laminados semirrígidos Figura 9, que geralmente substituem as chapas metálicas. Em ambos os casos, as fibras estão dispostas

no sentido longitudinal (unidirecional), o que garante maior resistência e rigidez nessa direção, graças também ao esticamento das fibras durante a fabricação. Já nos sistemas curados *in situ*, o reforço é feito diretamente no local da obra. As fibras são aplicadas em forma de fios, mantas ou tecidos, podendo estar secas ou pré-impregnadas com resina. Nesse processo, a fibra é totalmente saturada com uma resina e aplicada sobre um adesivo epóxi previamente espalhado na superfície do elemento estrutural que será reforçado. A eficiência do sistema compósito somente é adquirida após a cura da resina (DALFRÉ et al, 2019).

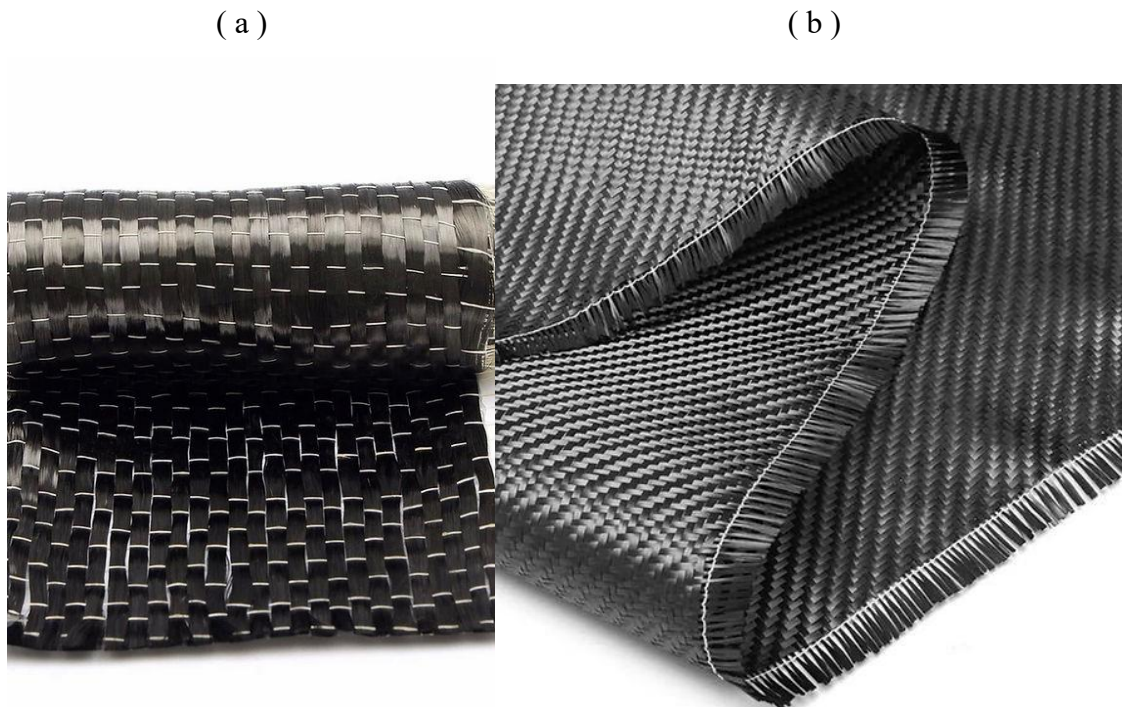
Figura 9. Laminados pré-fabricados: (a) Lâmina de fibra de carbono e (b) vergalhão de fibra de carbono



Fonte: (a) Viapol (b) Tstar

Esse tipo de sistema também pode variar de acordo com a orientação das fibras: se forem mantas, são unidirecionais Figura 10(a); se forem tecidos, são multidirecionais Figura 10(b). De acordo com Machado e Machado (2015), os compósitos curados *in situ* costumam ter espessura menor do que os pré-fabricados, e essa espessura é difícil de ser medida com precisão. Além disso, por serem materiais flexíveis, as mantas e os tecidos se adaptam com mais facilidade a diferentes formas de superfícies, ao contrário das barras e laminados pré-fabricados (DALFRÉ et al, 2019).

Figura 10. Sistemas para cura in situ: (a) Mantas unidirecionais e (b) Tecido multidirecional.



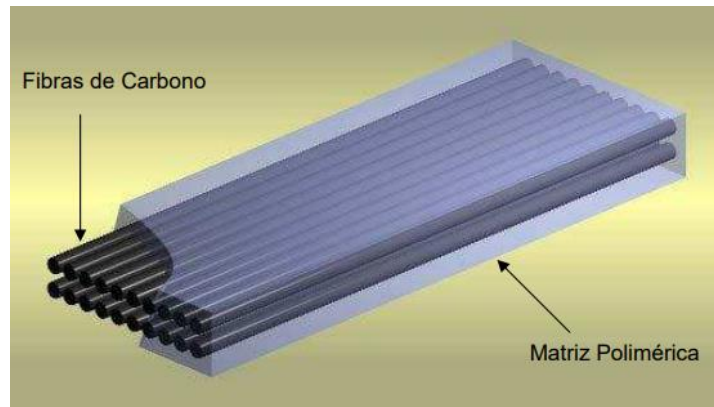
Fonte: Carbono Shop

Machado e Machado (2015) ainda complementa elencando algumas vantagens da utilização desses materiais. Trata-se de um sistema extremamente leve, cujo peso pode, em muitos casos, ser desconsiderado nos projetos de reforço estrutural. Seu peso específico situa-se na faixa de aproximadamente  $1,6 \text{ g/cm}^3$  a  $1,9 \text{ g/cm}^3$ , valor cerca de cinco vezes inferior ao do aço estrutural. Por serem materiais inertes, apresentam elevada resistência à corrosão, bem como excelente desempenho frente a diversos tipos de ataques químicos. Destacam-se ainda pela extraordinária resistência mecânica e pela elevada rigidez. Além disso, o sistema possui aplicação simples, não exigindo o uso de equipamentos especiais, e apresenta fácil adaptação às superfícies nas quais é aplicado.

### 2.2.1 Matriz polimérica

A matriz polimérica tem a função de manter as fibras unidas, garantindo a coesão do material compósito. Além disso, ela é responsável por permitir a transferência das tensões de cisalhamento entre o concreto e as fibras de carbono, funcionando como uma ponte de ligação entre esses dois elementos estruturais (MACHADO; MACHADO, 2015). Na Figura 11 é possível visualizar a estruturação de um sistema FRP, onde as fibras estão envoltas pela matriz polimérica.

Figura 11. Esquema básico de um polímero estruturado por fibra.



Fonte: CALLISTER, 2008

As resinas utilizadas nos compósitos podem ser classificadas em dois tipos: termorrígidas e termoplásticas. As termorrígidas são aquelas que passam por um processo de cura, seja por aquecimento ou por reação química, e, após esse processo tornam-se sólidas, infusíveis e insolúveis. Já as resinas termoplásticas podem ser reutilizadas, pois amolecem com o calor e podem ser fundidas novamente (SILVA, 2014).

De acordo com Carolin (2003), as resinas mais utilizadas em compósitos para reforço estrutural são as termorrígidas, como poliéster, éster-vinílico, uretano metacrilato, fenólica e epóxi. Essas resinas oferecem diversas vantagens, como baixa viscosidade (que facilita a penetração nas fibras), boa aderência, resistência a agentes químicos e estabilidade térmica.

Entre elas, a resina epóxi se destaca por sua excelente aderência às fibras e baixa retração durante o processo de cura. Na área da engenharia estrutural, ela é geralmente encontrada na forma bicomponente, ou seja, composta por um agente principal e um endurecedor, como explicam Souza e Ripper (2009).

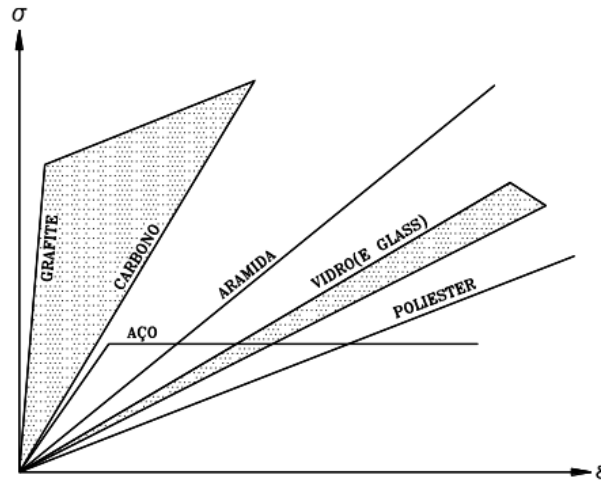
### 2.2.2 Elemento estrutural (fibras)

O elemento estrutural é formado pela fibra sendo elas as principais responsáveis por suportar os esforços de tração devido à sua alta resistência e módulo de elasticidade. Essas fibras podem ser organizadas em uma única direção, formando compósitos unidirecionais, ou em várias direções, originando os compósitos bi ou multidirecionais. A forma como as fibras são orientadas influencia diretamente nas propriedades mecânicas do material. Nos compósitos unidirecionais, por exemplo, a resistência é máxima quando os esforços atuam ao longo da direção das fibras (DALFRÉ et al, 2019).

Segundo Dalfré et al (2019), na construção civil os tipos de fibras mais comuns são as de carbono, vidro e aramida. Cada uma possui características próprias: as fibras de carbono

possuem maior módulo de elasticidade e durabilidade, entretanto são mais caras; as de vidro por outro lado possuem menor módulo de elasticidade, entretanto são mais acessíveis financeiramente; já as fibras de aramida apresentam propriedades intermediárias entre as de carbono e vidro. A Figura 12 mostra uma comparação entre o comportamento tensão *versus* deformação de diferentes tipos de fibras e o aço (MACHADO; MACHADO, 2015).

Figura 12. Diagrama Tensão x Deformação modelo para diversos tipos de fibras



Fonte: Machado e Machado, 2015.

### 2.2.3 Fibras de carbono

As fibras de carbono são produzidas a partir do tratamento térmico conhecido como carbonização de fibras orgânicas precursoras, como o poliacrilonitrila (PAN), o alcatrão derivado do petróleo ou carvão (PITCH) e fibras de rayon. O processo envolve primeiramente a oxidação e tração dessas fibras e em seguida, o aquecimento em temperaturas elevadas — de cerca de 1.000 °C a 1.500 °C no caso das fibras de carbono, podendo chegar a aproximadamente 3.000 °C para as fibras de grafite.

Durante esse tratamento térmico, os átomos de carbono se alinham ao longo do comprimento da fibra, o que garante ao material uma altíssima resistência mecânica. Além disso, quanto maior for a temperatura aplicada no processo, maior será o módulo de elasticidade da fibra produzida. Esse módulo pode variar de 100 GPa a 300 GPa para fibras de carbono, e alcançar até 650 GPa no caso das fibras de grafite (MACHADO; MACHADO, 2015), conforme pode ser visto na Tabela 2.

Tabela 2. Propriedades genéricas das fibras de carbono

| Característica            | Módulo de Elasticidade (GPa) | Resistência à Tração (GPa) | Deformação Última (%) |
|---------------------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------|
| Uso Geral                 | 220 - 240                    | 2,05 – 3,79                | 1,2                   |
| Resistência Elevada       | 220 - 240                    | 3,79 – 4,82                | 1,4                   |
| Resistência Ultra-Elevada | 220 - 240                    | 4,82 – 6,20                | 1,5                   |
| Módulo Elevado            | 340 - 520                    | 1,72 – 3,10                | 0,5                   |
| Módulo Ultra-Elevado      | 520 - 690                    | 1,38 – 2,40                | 0,2                   |

Fonte: ACI 440.2R-08, 2008

#### 2.2.4 Métodos de reforço em FPR

Podemos encontrar dois tipos de aplicação dos sistemas compostos em reforços de estruturas, sendo eles o método EBR (*Externally Bounded Reinforcement*) e o método NSM (*near surface mounted*).

Machado e Machado (2015) define o método EBR como, sistema onde o reforço é aderido externamente à superfície de concreto. Essa técnica de reforço com compósitos FRP é bastante consolidada e amplamente utilizada em obras de reabilitação estrutural, principalmente por apresentar boas vantagens tanto na aplicação quanto no desempenho mecânico. Essa técnica permite reforçar vigas tanto para flexão quanto para cisalhamento, dependendo do local onde o FRP é colado.

Em vigas de concreto armado submetidas à flexão simples, as tensões normais longitudinais variam linearmente ao longo da altura da seção transversal, assumindo valores máximos nas fibras extremas. Para situações de momento fletor positivo, a face inferior da viga encontra-se predominantemente tracionada, enquanto a face superior está submetida à compressão. Em regiões sujeitas a momento negativo, essa condição se inverte (MACHADO; MACHADO, 2015; ACI COMMITTEE 440, 2008). De acordo com a teoria clássica da flexão, amplamente adotada no dimensionamento de estruturas de concreto armado, o aumento da capacidade resistente ao momento fletor é obtido de forma mais eficiente quando o reforço é posicionado o mais distante possível da linha neutra da seção. A aplicação do FRP nas superfícies superior ou inferior da viga maximiza o braço de alavanca interno entre as forças de compressão no concreto e as forças de tração no reforço, resultando em um incremento significativo da capacidade resistente à flexão (MACHADO; MACHADO, 2015).

O comportamento estrutural do cisalhamento em vigas de concreto armado difere substancialmente daquele associado à flexão. As tensões de cisalhamento originam tensões principais inclinadas, responsáveis pelo surgimento de fissuras diagonais que se desenvolvem,

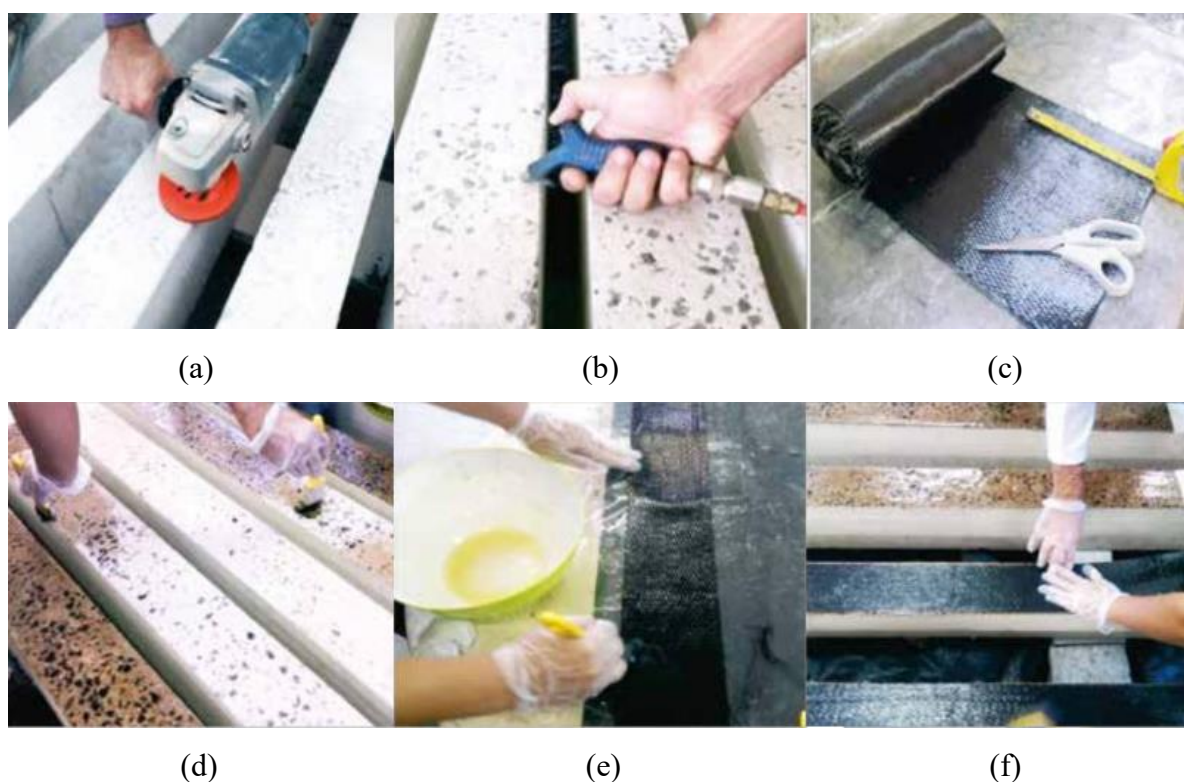
em geral, com inclinação próxima de 45° em relação ao eixo longitudinal da viga. Essas fissuras se manifestam predominantemente na região das faces laterais do elemento estrutural (MACHADO; MACHADO, 2015; ACI COMMITTEE 440, 2008). Em razão desse mecanismo resistente, o reforço ao cisalhamento com FRP é aplicado nas faces laterais da viga, sob a forma de faixas verticais, inclinadas ou em configuração de “U”, de modo a interceptar as fissuras diagonais e restringir sua propagação. Segundo o ACI 440.2R-08, o FRP destinado ao aumento da resistência ao cisalhamento deve ser disposto transversalmente ou inclinado em relação ao eixo da viga, atuando de forma análoga à armadura transversal convencional, como os estribos de aço (ACI COMMITTEE 440, 2008).

Quando se utiliza mantas de FRP segundo a técnica de colagem externa (EBR), é fundamental que determinadas etapas sejam rigorosamente seguidas a fim de garantir a eficiência e a durabilidade do reforço estrutural. O processo inicia-se com o preparo da superfície de concreto, que deve ser lixada ou desbastada para a remoção da nata de cimento superficial (Figura 13-a). Essa etapa é essencial, pois a presença dessa camada fragilizada compromete a aderência entre o concreto e o sistema de reforço, podendo levar ao destacamento prematuro do FRP. Após o desbaste, realiza-se a limpeza da área, removendo completamente os resíduos com o auxílio de ar comprimido (Figura 13-b), de modo a assegurar que a superfície esteja isenta de poeira, partículas soltas ou contaminantes como óleos e graxas. A limpeza adequada é indispensável para permitir o contato direto e efetivo entre o concreto e os materiais de colagem, contribuindo para o desempenho do sistema aderente (MACHADO; MACHADO, 2015).

Na sequência, procede-se ao corte e à preparação das mantas de FRP de acordo com as dimensões exigidas para o reforço (Figura 13-c), sendo igualmente importante a inspeção prévia do material para verificar a ausência de defeitos, danos ou descontinuidades nas fibras. Essa etapa garante que o reforço apresente as propriedades mecânicas previstas em projeto e que a distribuição das tensões ocorra de forma adequada. Posteriormente, aplica-se o *primer* sobre a superfície do concreto (Figura 13-d), cuja função é melhorar a compatibilidade e a aderência entre o substrato e a manta ou laminado de FRP. O uso do *primer* favorece a penetração do sistema de colagem nos poros do concreto, promovendo uma ligação mais eficiente e homogênea. Após a aplicação do *primer*, inicia-se o processo de laminação da manta, etapa na qual o FRP é cuidadosamente acomodado sobre a superfície preparada (Figura 13-e). A laminação adequada é importante para garantir o correto posicionamento do reforço e a correta ligação entre as camadas do sistema, evitando descontinuidades que possam reduzir a eficiência

estrutural. Por fim, realiza-se a colagem do FRP com resina epóxi (Figura 13-f), assegurando que as fibras estejam corretamente alinhadas e que não haja a formação de bolhas de ar. Essa etapa é decisiva para o desempenho do reforço, uma vez que o alinhamento das fibras está diretamente relacionado à capacidade resistente do FRP, enquanto a eliminação de vazios evita concentrações de tensões e falhas de aderência, contribuindo para a plena mobilização do reforço e para a durabilidade do sistema (MACHADO; MACHADO, 2015).

*Figura 13. Etapas de execução de reforço pelo método EBR*



Fonte: Dalfré et al, 2019

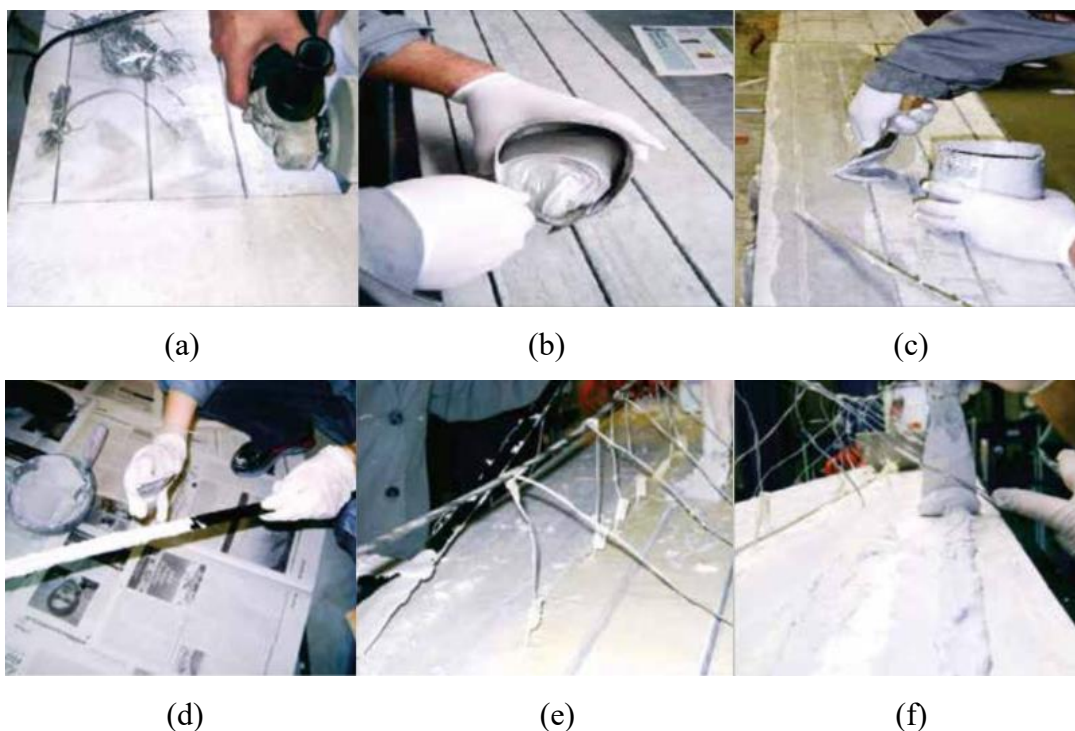
Machado e Machado (2015) define o método NSM como, sistema aderido ao concreto por meio de ranhuras abertas ao longo de seu cobrimento. Considera-se que os esforços são transferidos para o concreto por meio da ação do adesivo, que transmite as forças para as superfícies das ranhuras feitas entre a face externa do concreto e os estribos já existentes na peça.

O procedimento tem início com a abertura de ranhuras no concreto ao longo do cobrimento da peça a ser reforçada (Figura 14-a), seguida da limpeza dessas regiões com ar comprimido, assegurando a completa remoção de poeira e partículas soltas. Essa etapa é fundamental, pois a presença de resíduos nos entalhes compromete a aderência entre o concreto, o adesivo e o reforço, podendo resultar em falhas prematuras por descolamento ou deslizamento do FRP. Na sequência, realiza-se o preparo do adesivo epóxi (Figura 14-b,c), respeitando

rigorosamente as instruções fornecidas pelo fabricante quanto à proporção, mistura e tempo de manuseio. O correto preparo do adesivo é essencial para que sejam alcançadas as propriedades mecânicas e de aderência previstas, garantindo a transferência eficiente de esforços entre o concreto e o reforço. Posteriormente, procede-se ao corte do reforço em FRP ou das barras nas dimensões especificadas, seguido da limpeza dessas peças com acetona (Figura 14-d), e ao preenchimento dos entalhes previamente executados com o adesivo epóxi. A limpeza do reforço remove contaminantes superficiais que poderiam reduzir a aderência, enquanto o preenchimento prévio das ranhuras assegura o contato contínuo entre o adesivo e o concreto (MACHADO; MACHADO, 2015).

Em seguida, aplica-se uma camada adicional de adesivo epóxi nas faces do FRP ou das barras, com o objetivo de garantir uma ligação uniforme entre os materiais envolvidos (Figura 14-e). Essa etapa contribui para a eliminação de vazios e para a adequada transferência de tensões ao longo do comprimento ancorado do reforço. O reforço é então inserido nos entalhes realizados no concreto, devendo ser cuidadosamente acomodado para assegurar o completo envolvimento pelo adesivo. Por fim, procede-se à remoção do excesso de adesivo (Figura 14-f), proporcionando um acabamento adequado e contribuindo para o bom desempenho do sistema de reforço, uma vez que a eliminação de material excedente reduz concentrações de tensões e favorece a durabilidade da intervenção estrutural (MACHADO; MACHADO, 2015).

*Figura 14. Etapas de execução de reforço pelo método NSM*



## 2.3 Ensaaios

### 2.3.1 *Ensaio de resistência a compressão do concreto*

O ensaio de compressão axial em corpos de prova cilíndricos de concreto deve ser executado conforme os procedimentos estabelecidos na ABNT NBR 5739:2018, iniciando-se pela verificação das condições do corpo de prova após o período de cura especificado. Antes da realização do ensaio, o corpo de prova deve ser retirado do meio de cura e submetido à limpeza superficial, removendo-se qualquer resíduo que possa interferir na aplicação uniforme da carga. Em seguida, deve-se proceder à verificação das dimensões do corpo de prova, especialmente o diâmetro, a fim de confirmar a conformidade com as tolerâncias normativas e possibilitar o cálculo correto da área da seção transversal. As faces de aplicação de carga devem apresentar planeza e paralelismo adequados, sendo obrigatória a retificação ou o capeamento quando essas condições não forem atendidas, de modo a assegurar uma distribuição uniforme das tensões durante o carregamento.

Após essas verificações preliminares, o corpo de prova deve ser posicionado cuidadosamente no centro da prensa de ensaio, de forma que o seu eixo longitudinal coincida com o eixo de aplicação da carga da máquina. O alinhamento adequado é fundamental para evitar a introdução de esforços excêntricos, que podem comprometer o resultado do ensaio. A aplicação da carga deve ser realizada de maneira contínua e sem choques, respeitando a taxa de carregamento prescrita pela norma de  $0,45 \pm 0,15$  MPa/s, de modo que o aumento de tensão ocorra de forma progressiva até a ruptura do corpo de prova. Durante essa etapa, não são permitidas interrupções significativas no carregamento, salvo em situações justificadas tecnicamente, devendo-se manter o controle rigoroso da velocidade de aplicação da carga.

O ensaio prossegue até a ocorrência da ruptura do corpo de prova, a qual se caracteriza pela perda da capacidade resistente do concreto, geralmente acompanhada pelo aparecimento e propagação de fissuras e pelo esmagamento do material. No instante da ruptura, deve ser registrado o valor máximo da carga aplicada, que será utilizado para a determinação da resistência à compressão do concreto. Após o término do ensaio, recomenda-se a inspeção visual do corpo de prova rompido, com o objetivo de identificar o tipo de ruptura ocorrida e verificar se o comportamento observado é compatível com as condições esperadas para um ensaio executado corretamente. Por fim, os resultados obtidos devem ser registrados em relatório próprio, contendo as informações relevantes do ensaio, conforme estabelecido pela

ABNT NBR 5739:2018, garantindo a rastreabilidade e a confiabilidade dos dados para fins de controle tecnológico e avaliação do desempenho do concreto.

### ***2.3.2 Ensaio de flexão em 4 pontos***

O ensaio de flexão em quatro pontos em viga de concreto armado deve ser executado conforme os procedimentos estabelecidos na ABNT NBR 12142:2010, iniciando-se pela preparação e verificação do corpo de prova, que deve apresentar dimensões, geometria e condições superficiais compatíveis com o especificado em projeto e com a norma. Antes do ensaio, a viga deve ser inspecionada quanto à integridade, identificação, idade do concreto e condições de cura, garantindo que não haja danos prévios que possam interferir no comportamento estrutural durante o carregamento. Em seguida, procede-se à montagem do sistema de ensaio, posicionando a viga sobre dois apoios simples, devidamente alinhados e espaçados conforme o vão de ensaio definido, assegurando que o eixo longitudinal do elemento esteja corretamente centrado em relação ao sistema de aplicação de carga.

Após o posicionamento da viga, os dispositivos de aplicação de carga devem ser instalados de modo a configurar o esquema de carregamento em quatro pontos, com dois cutelos aplicando forças verticais simétricas em relação ao eixo central do vão. A distância entre os pontos de aplicação de carga deve ser tal que se estabeleça, entre eles, uma região de momento fletor constante, caracterizando a condição de flexão pura, conforme prescrito pela norma. Os cutelos e apoios devem permitir a livre rotação da viga, minimizando a introdução de esforços não previstos, e suas superfícies de contato devem garantir uma adequada distribuição das tensões.

Com o sistema devidamente ajustado, a aplicação da carga deve ser realizada de forma contínua, progressiva e sem choques, mantendo-se uma taxa de carregamento constante, conforme estabelecido na ABNT NBR 12142:2010. Durante o ensaio, deve-se observar o comportamento da viga, registrando o surgimento e a evolução das fissuras, bem como eventuais deslocamentos e deformações, quando previstos no programa experimental. O carregamento prossegue até a ocorrência da ruptura ou até que seja atingido o critério de término definido, caracterizado pela perda significativa de capacidade resistente ou por deformações excessivas.

Após a ruptura, deve ser registrado o valor máximo da carga aplicada, além de se realizar uma análise visual do modo de ruptura, identificando-se se o comportamento foi predominantemente governado pela flexão, conforme esperado para o ensaio em quatro pontos.

Por fim, os resultados devem ser sistematizados em relatório técnico, contendo informações sobre o corpo de prova, o esquema de ensaio, as condições de carregamento e as observações relevantes, assegurando a rastreabilidade e a confiabilidade dos dados obtidos, em conformidade com a ABNT NBR 12142:2010.

### **3 JUSTIFICATIVA**

Amplamente utilizada na construção civil brasileira, as estruturas de concreto armado estão sujeitas a diversos fatores que podem comprometer sua durabilidade e capacidade resistente ao longo do tempo. Entre esses fatores destaca-se a ação de agentes agressivos do meio ambiente, falhas de projeto ou execução, sobrecargas não previstas, mudanças de uso das edificações e até mesmo o envelhecimento natural da estrutura. Diante disso, cresce a demanda por técnicas eficazes de reforço estrutural que possam restaurar ou aumentar a capacidade resistente dos elementos estruturais com rapidez, segurança e economia.

Tradicionalmente, os métodos mais utilizados para o reforço estrutural envolvem o aumento da seção transversal com adição de concreto e armaduras ou a utilização de perfis de aço fixados à estrutura. No entanto, essas soluções apresentam limitações, como o aumento significativo da estrutura, dificuldades de execução em locais confinados e baixa resistência à corrosão. Neste cenário, o uso de compósitos reforçados com fibras (FRP –*Fiber Reinforced Polymer*) surge como uma alternativa tecnológica promissora.

Os sistemas de reforço com fibras de carbono têm como principais vantagens a alta resistência à tração, baixo peso específico, baixo acréscimo de medidas na seção transversal, facilidade de aplicação, compatibilidade com estruturas existentes e excelente durabilidade, mesmo em ambientes agressivos. Sua aplicação é especialmente vantajosa em obras de recuperação e reforço estrutural de pilares, vigas e lajes, bem como elementos de fundação, permitindo intervenções menos invasivas e com menor impacto no funcionamento da edificação.

### **4 OBJETIVOS**

O presente trabalho tem como finalidade a análise do reforço em fibra de carbono para uma viga de concreto armado sujeita a flexão simples, bem como a obtenção do ganho de resistência em comparação com a viga referência (sem reforço).

#### **4.1 Objetivo geral**

- Reforçar utilizando fibra de carbono uma viga de concreto armado biapoiada sujeita a momento fletor, bem como analisar o comportamento comparando os resultados com uma viga sem reforço.

#### **4.2 Objetivos específicos**

- Estimar a área de fibra de carbono para o reforço estrutural com base na literatura;
- Por meio de ensaio experimental avaliar o modo de ruptura e obter dados para análise comparativa;
- Quantificar o ganho de resistência utilizando o reforço em fibra de carbono em comparação a viga referência.

### **5 MATERIAIS E MÉTODOS**

Esta monografia consiste em um trabalho de pesquisa e execução prática, onde será executado o dimensionamento de uma viga de concreto armado que posteriormente será reforçada com base no sistema FRP utilizando o método EBR. O reforço estrutural em fibra de carbono será dimensionado a fim de resistir aos esforços solicitantes de forma eficiente, utilizando a quantidade mínima solicitada em cálculo. Após o dimensionamento e execução da viga e do reforço, será executado o ensaio de flexão em 4 pontos da viga reforçada e da viga referência. Com os resultados dos ensaios será feita a comparação entre os dois modelos de viga, a comparação visa obter o ganho de resistência utilizando o reforço de fibra de carbono.

A concepção da viga de concreto armado tem como princípio utilizar o limite de carga para a seção escolhida, dentro do domínio 2. Para o presente trabalho será utilizado a armadura conforme solicitado em cálculo, porém, para se obter os resultados esperados para o experimento os coeficientes de segurança serão desconsiderados uma vez que as vigas e o reforço em fibra de carbono serão ensaiadas em ambiente controlado e com carga monitorada. Na Figura 15 é possível verificar as etapas estabelecidas pelo autor para a execução das vigas e do reforço. As especificações de cada etapa serão explicadas com maior profundidade no capítulo de desenvolvimento.



### 5.1 Dimensionamento da viga de concreto armado

A bitola adotada como armadura tracionada ( $Bitola_{As,t}$ ) é de 6,3 mm com área por vergalhão de 0,31 cm<sup>2</sup>.

Para definição da altura útil temos:

$$d = h - d' - \frac{Bitola_{As,t}}{2} = 0,117 \text{ m}$$

Para o valor da relação entre altura útil e posição da linha neutra ( $\beta x$ ), foi adotado o valor próximo ao limite normativo permitido pela NBR 6118-2023. A adoção desse valor se dá pelo motivo da deformação da viga estar abaixo do limite de 0,259 para o domínio II. Portanto;  $\beta x = 0,25$

Para a profundidade ( $x$ ) da linha neutra temos:

$$x = \beta x \cdot d = 0,0292 \text{ m}$$

Visando a segurança da estrutura, são utilizados coeficientes de segurança com o intuito de minorar as resistências características dos materiais e majorar os esforços solicitantes na estrutura. Para o concreto temos o  $\gamma_c$  com valor usual em estruturas de concreto armado de 1,4 e para o aço o  $\gamma_s$  com valor usual de 1,15 conforme descritos na NBR 6118-2023.

Para o estudo do ganho de resistência utilizando o reforço com fibra de carbono, se fez necessário a alteração dos valores dos coeficientes ponderadores. A alteração é feita visando a falha da fibra de carbono e não da viga. Assim os novos valores são:

$$\gamma_c = \gamma_s = 1$$

O concreto para a execução da viga tem como resistência característica ( $f_{ck}$ ) o valor de 20 MPa. Já a resistência característica do aço ( $f_{yk}$ ) será adotado o valor de 500MPa, referente ao aço CA-50.

#### 5.1.1 Armadura longitudinal

Para definição da área de aço necessária para a armadura tracionada da viga, é necessário encontrar o momento fletor de cálculo que a seção pode suportar. Assim, temos;

$$Md = d^2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot (0,68 \cdot \beta x - 0,272 \cdot \beta x^2) = 5,01 \text{ kN.m}$$

Como o  $\gamma_c$  adotado é igual a 1, o valor de momento fletor característico ( $Mk$ ) é igual ao momento fletor de cálculo ( $Md$ ). Com o valor de momento fletor é possível se encontrar a carga aplicada na viga conforme a seguinte formula;

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{Mk \cdot 3}{l_{apoio}} = 21,49 \text{ kN}$$

Utilizando o valor de  $Mk$  é possível dimensionar a área de aço para a armadura tracionada, conforme pode ser visto abaixo;

$$A_{s,t} = \frac{Mk}{f_{yk} \cdot (d - 0.4 \cdot x)} = 0,953 \text{ cm}^2$$

Assim, a quantidade de barras pode ser obtida;

$$n_{barras} = \frac{A_{s,t}}{A_{bitola}}$$

Portanto, será adotado 3 barras de 6,3mm para a armadura tracionada, para a armadura comprimida será adotado 2 barras de 6,3mm.

### 5.1.2 Armadura transversal

Para o cálculo usual da armadura transversal o esforço de cisalhamento é obtido a partir de  $P_{m\acute{a}x}$ , para a viga proposta para esse trabalho a seguinte consideração será feita:

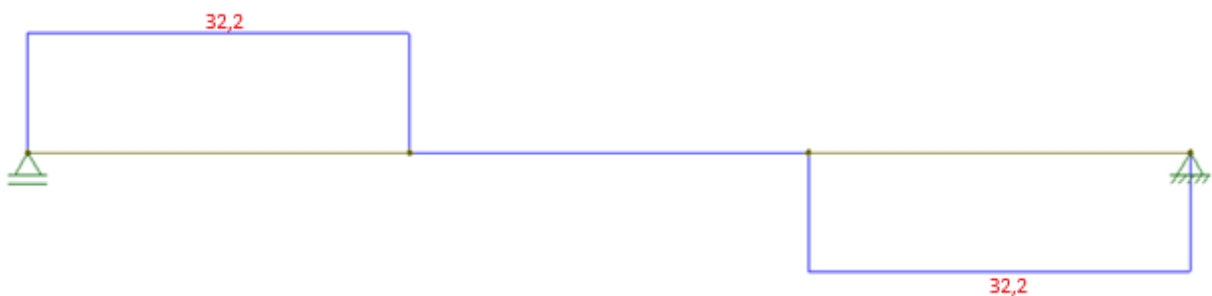
$$P = P_{m\acute{a}x} * 1,5$$

$$P = 21,49 * 1,5 = 32,23kN$$

O acréscimo de 50% no valor se dá pelo fato de que, a fibra de carbono será dimensionada para suportar a carga máxima para a viga de concreto, mas também um adicional de 50%. Mais detalhes serão fornecidos no tópico referente ao dimensionamento do reforço em fibra de carbono.

O esforço de cisalhamento na viga e seu diagrama foram obtidos por meio do software Ftool, conforme pode ser visto na Figura 17. O valor de  $Vk$  adotado é de 32,23kN.

Figura 17. Diagrama de esforço cortante



Fonte: O autor

Pelo Modelo I de cálculo da NBR 6118:2023 é feita a verificação da diagonal comprimida:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} = 0,92$$

A força cortante resistente de cálculo:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot b \cdot d \cdot f_{ck} = 69,66 \text{ kN}$$

$$Vk \leq V_{rd2}$$

Diagonal comprimida atende a condição.

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck} \cdot 0,368 = 1,11 \text{ MPa}$$

A parcela da cortante resistida pelo concreto:

$$v_c = 0,6 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd} = 9,3 \text{ kN}$$

A parcela do esforço cortante absorvida pela armadura transversal:

$$v_{sw} = Vk - v_c = 22,93 \text{ kN}$$

Temos então como taxa de armadura transversal:

$$a_{sw} = \frac{v_{sw}}{0,9 \cdot f_{yk} \cdot d} = 4,36 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para calcular o espaçamento máximo é necessário verificar a relação:

$$\frac{Vk}{V_{rd2}}$$

$$\text{Para } \frac{Vk}{V_{rd2}} \leq 0,67 \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Para } \frac{Vk}{V_{rd2}} > 0,67 \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm}$$

Fazendo a verificação, temos:

$$\frac{Vk}{V_{rd2}} = 0,463$$

Assim, o espaçamento máximo :

$$s_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 7,01 \text{ cm}$$

Para a verificação do número de ramos do estribo, é feita a seguinte verificação:

$$\text{se } s_{tm\acute{a}x} \geq b_s \rightarrow \text{Estribo simples (dois ramos)}$$

$$\text{se } s_{tm\acute{a}x} < b_s \rightarrow \text{Estribos múltiplos (necessario verificar a quantidade)}$$

O valor de  $s_{tm\acute{a}x}$  pode ser obtido pela seguinte condição:

$$\text{Para } \frac{Vk}{V_{rd2}} \leq 0,2 \rightarrow s_{tm\acute{a}x} = d \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Para } \frac{Vk}{V_{rd2}} > 0,2 \rightarrow s_{tm\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 35 \text{ cm}$$

Como visto anteriormente:

$$\frac{Vk}{V_{rd2}} = 0,318$$

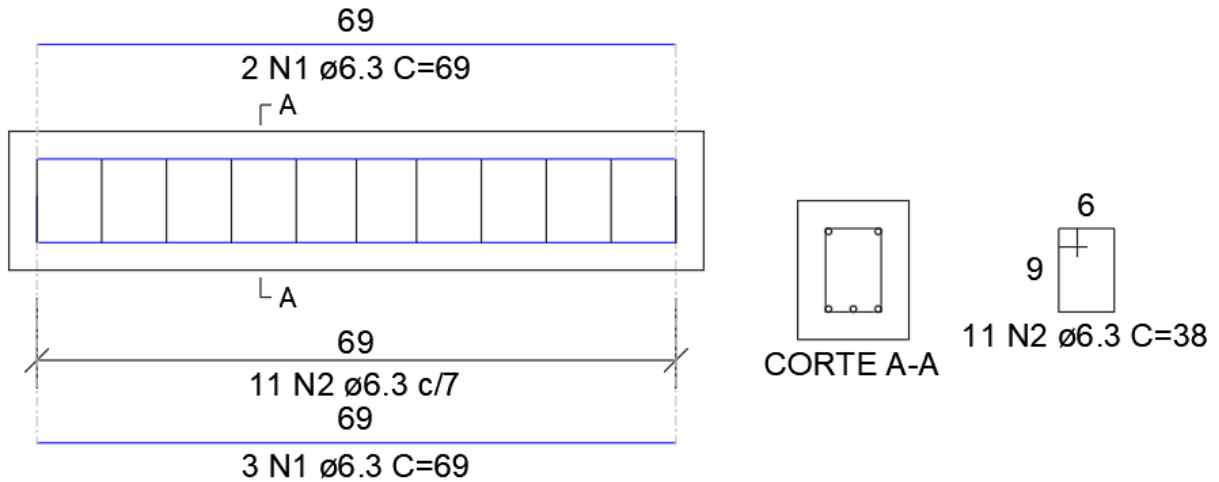
$$s_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 7,01 \text{ cm}$$

$$b_s = b - 2 \cdot d' = 0,06 \text{ m}$$

$s_{tm\acute{a}x} > b_s$ , dever\~{a}o ser adotados estribos simples de dois ramos.

A Figura 18 apresenta o detalhamento das armaduras transversais e longitudinais da viga padr\~{a}o, obtido ap\~{o}s os c\~{a}lculos:

Figura 18. Detalhamento da viga



Fonte: O autor

## 5.2 Dimensionamento do refor\~{c}o em fibra de carbono

O dimensionamento do refor\~{c}o \u00e0 flex\~{a}o em vigas de concreto armado utilizando sistemas comp\~{o}sitos de fibras de carbono (FRP) fundamenta-se em premissas normativas e conceituais estabelecidas pela norma americana ACI 440.2R-08 (2008). O objetivo \u00e9 garantir que o comportamento do elemento refor\~{c}ado permane\~{c}a compat\u00edvel com os princ\u00edpios da teoria da flex\~{a}o simples, assegurando previsibilidade e seguran\~{c}a no estado limite \u00faltimo e estado limite de servi\~{c}o.

Segundo a ACI 440.2R-08, os c\~{a}lculos de dimensionamento fundamentam-se nas caracter\u00edsticas geom\u00e9tricas do elemento, na configura\~{c}o de suas armaduras internas e nas propriedades dos materiais que o comp\~{o}em. A norma estabelece que as deformações no concreto e no a\~{c}o s\~{a}o proporcionais \u00e0 dist\~{a}ncia da linha neutra, de modo que se\~{c}oes planas antes do carregamento permanecem planas ap\~{o}s o carregamento. Essa hip\~{o}tese conhecida como princ\u00edpio de Bernoulli assegura a compatibilidade de deformações entre os materiais, permitindo que o momento resistente seja obtido a partir do equil\u00edbrio das for\~{c}as internas.

Outra premissa essencial \u00e9 a ader\~{e}ncia perfeita entre o sistema FRP e o substrato de concreto. A ACI 440.2R-08 aponta que n\~{a}o h\~{a} escorregamento relativo entre o refor\~{c}o externo de FRP e o concreto e que a deformação por cisalhamento na camada adesiva \u00e9 desconsiderada,

por ser muito fina e apresentar pouca variação de espessura. Essa condição garante a transmissão integral das tensões do concreto para o sistema compósito, eliminando perdas de aderência que comprometeriam o desempenho estrutural.

Autores nacionais, como Machado e Machado (2015), destacam que a eficiência do reforço depende diretamente do preparo adequado da superfície, da aplicação correta do adesivo e do controle de qualidade durante a colagem. O substrato de concreto deve ser regularizado e limpo, de forma a permitir a penetração do primer, substância que atua como ponte de aderência entre o concreto e o compósito.

No que se refere aos limites de deformação, a ACI 440.2R-08 estabelece que a deformação máxima do concreto comprimido é de 0,003 (3%) e que a resistência à tração do concreto deve ser desconsiderada. O valor da deformação máxima é distinta ao adotado pela ABNT NBR 6118:2023, cujo valor limite é 0,0035 (3,5%). A norma também define que o FRP apresenta comportamento linear-elástico até a ruptura, sem escoamento plástico. Assim, o cálculo deve respeitar a ruptura frágil característica dos materiais compósitos.

Além das premissas geométricas e mecânicas, a ACI 440.2R-08 recomenda a consideração dos fatores de redução ambiental (CE) Tabela 4, que corrigem as propriedades de tração e deformação última dos FRP conforme o tipo de exposição. Essa orientação visa contemplar a degradação de longo prazo causada por variações térmicas, umidade ou agentes químicos, garantindo a durabilidade do reforço. Machado e Machado (2015) igualmente enfatizam a importância de considerar os efeitos ambientais e de envelhecimento dos sistemas compósitos, observando que a resistência e a deformação última podem ser reduzidas ao longo do tempo.

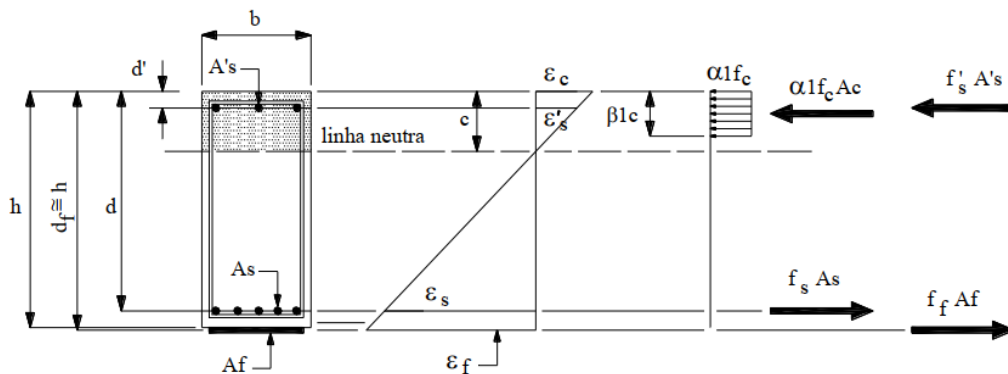
*Tabela 4. Coeficiente de redução ambiental CE*

| <b>Condição de exposição</b>   | <b>Tipo de fibra</b> | <b>Coeficiente de redução ambiental CE</b> |
|--|----------------------|--|
| Exposição ao interior  | Carbono              | 0,95                                       |
|  | Vidro                | 0,75                                       |
|  | Aramida              | 0,85                                       |
| Exposição ao exterior<br>(pontes, cais e garagens<br>desprotegidas)            | Carbono              | 0,85                                       |
|  | Vidro                | 0,75                                       |
|  | Aramida              | 0,65                                       |
| Ambientes agressivos<br>(fábricas químicas, estações<br>de tratamento de água) | Carbono              | 0,85                                       |
|  | Vidro                | 0,50                                       |
|  | Aramida              | 0,70                                       |

Fonte: Adaptado ACI 440.2R, 2017

O dimensionamento à flexão deve ser conduzido no estado limite último (ELU), em que a resistência da seção reforçada resulta do equilíbrio entre as forças de compressão no concreto e as forças de tração no aço e no FRP, Figura 19. Equilíbrio de forças da seção reforçada A ACI 440.2R-08 recomenda que a ruptura ocorra preferencialmente pelo esmagamento do concreto, garantindo ductilidade adequada e evitando falhas repentinas do compósito. Conforme destaca Machado e Machado (2015), A verificação no estado limite último determina a capacidade resistente da seção a partir da combinação entre o equilíbrio das deformações, a compatibilidade das tensões e o comportamento reológico do concreto e dos demais materiais no instante da ruptura.

Figura 19. Equilíbrio de forças da seção reforçada



Fonte: Machado e Machado, 2015

### 5.2.1 Propriedades da fibra de carbono segundo a fabricante

A fibra de carbono adotada para a execução do reforço é a TEXICARBON-334-HM-0,50 da fabricante Texiglass. A tensão de tração máxima da fibra de carbono fornecida pela fabricante é;

$$f * f_u = 4900 \text{ MPa}$$

O módulo de elasticidade na tração do FRP ;

$$E_f = 240 \text{ GPa}$$

A deformação máxima da fibra de carbono não é fornecida pelo fabricante. Entretanto, considerando que os compósitos de FRP exibem um comportamento linear-elástico até o instante da ruptura, a deformação máxima ( $\epsilon * f_u$ ) pode ser obtido a partir da aplicação da Lei de Hooke. Sendo possível se obter o valor conforme a seguinte equação;

$$\epsilon * f_u = \frac{f * f_u}{E_f} \rightarrow \epsilon * f_u = \frac{4900 \text{ MPa}}{240000 \text{ MPa}} \rightarrow \epsilon * f_u = 0,0204167 \therefore \epsilon * f_u = 2,04\%$$

### 5.2.2 Propriedades características dos materiais

Conforme visto na Tabela 4, para o coeficiente de redução ambiental foi adotado  $C_E = 0,95$

A tensão de tração máxima de projeto da fibra de carbono ( $f_{fu}$ );

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu} = 0,95 \cdot 4900 \text{ N/mm}^2 = 4655 \text{ N/mm}^2$$

A deformação máxima de projeto da fibra de carbono ( $\varepsilon_{fu}$ );

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu} = 0,95 \cdot 0,0204 = 0,0194$$

O módulo de elasticidade de projeto ( $E_f$ ) pode ser encontrado;

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} = \frac{4655 \text{ N/mm}^2}{0,0194} = 240000 \text{ N/mm}^2$$

Nessa etapa do dimensionamento devemos fazer uma distinção para a resistência do concreto. No Brasil a resistência característica do concreto  $f_{ck}$  é estabelecida pela ABNT NBR 6118:2023, já para as normas americanas do American Concrete Institute (ACI) a resistência nominal à compressão do concreto é dado por  $f'_c$ , segundo a ACI 318 - 19.

O  $f_{ck}$ , denominado resistência característica à compressão do concreto, representa o valor característico de resistência abaixo do qual se admite que apenas 5% dos resultados de ensaio possam estar situados. Esse parâmetro é obtido a partir da relação estatística:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 s$$

Onde  $f_{cm}$  é a resistência média e  $s$  é o desvio padrão. O coeficiente 1,65 corresponde ao percentual de 5% da distribuição normal em uma curva Gaussiana, garantindo que 95% das amostras apresentem resistência superior ao valor adotado. Dessa forma, o  $f_{ck}$  é um parâmetro estatístico e conservador, destinado ao uso em projetos estruturais para assegurar uma margem adequada de segurança.

Por outro lado, o  $f'_c$  utilizado nas normas americanas é definido como a resistência média à compressão do concreto aos 28 dias, determinada diretamente em ensaios de corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, conforme a norma ASTM C39. Esse valor representa a resistência efetivamente medida e utilizada no dimensionamento de estruturas de concreto ou no cálculo de propriedades mecânicas. Portanto, ao contrário do  $f_{ck}$ , o  $f'_c$  não possui caráter estatístico, sendo um valor experimental médio adotado diretamente nas expressões de projeto.

A distinção entre ambos decorre da diferença conceitual entre as metodologias de cálculo das duas normas. A ABNT trabalha com valores característicos (de base estatística), enquanto o ACI emprega valores nominais ou médios (de base experimental). Essa distinção

deve ser pontuada visto que o dimensionamento do reforço em fibra de carbono utiliza como base a norma americana adotando o valor de  $f'_c$ .

Para compatibilizar o uso das equações da ACI com valores provenientes de concretos projetados conforme a NBR 6118:2023, Machado e Machado (2015) sugerem a relação empírica:

$$f'_c \approx 0,85 \cdot f_{ck} = 0,85 \cdot 20 \text{ MPa} = 17 \text{ MPa} = 17000 \text{ kN/m}^2$$

Essa correção ajusta o valor característico brasileiro para o valor médio americano, permitindo a aplicação direta das equações do ACI 440.2R-08, como a do módulo de elasticidade  $E_c$ :

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{17 \text{ MPa}} = 19378,6 \text{ MPa} \therefore E_c \approx 19,38 \text{ GPa}$$

Para o seguimento dos cálculos a ACI recomenda que, a profundidade da linha neutra deve ser estimada e posteriormente verificada por meio de um processo iterativo até a definição de seu valor final. Essa etapa não será feita neste trabalho, visto que a profundidade da linha neutra já foi arbitrada na seção 5.1. Para fins de verificação da profundidade da linha neutra segundo a ACI, inicialmente é necessário definir o parâmetro  $k$ :

$$k = \frac{Mk}{f'_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,01 \text{ kN} \cdot \text{m}}{17000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,12 \text{ m} \cdot 0,117^2 \text{ m}} = 0,179$$

A partir do parâmetro  $k$  podemos obter o parâmetro  $k'$ , esse parâmetro deve obedecer a seguinte condição:

$$k \leq kL \rightarrow k' = k$$

$$k > kL \rightarrow k' = kL$$

Onde o  $kL$  é obtido a partir da resistência característica do concreto, conforme a seguinte condição:

$$\text{Para concreto com } f_{ck} < 35 \text{ MPa} \rightarrow kL = 0,320\text{m}$$

$$\text{Para concreto com } f_{ck} \geq 35 \text{ MPa} \rightarrow kL = 0,269\text{m}$$

Assim, a profundidade da linha neutra segundo a ACI ( $c$ ) pode ser obtida:

$$c = d \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot k'}}{0,8} = 11,7 \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,179}}{0,8} = 2,91 \text{ cm}$$

O valor obtido conforme os parâmetros da ACI diverge em somente 1 milímetro do valor obtido por meio da NBR 6118:2023. Confirmando não ser necessário a verificação por processo iterativo da linha neutra, processo esse que se faz necessário em casos reais de recuperação estrutural onde a segurança deve ser garantida ou em casos em que não exista um memorial de cálculo.

Os esforços dos elementos constituintes da viga podem então ser obtidos. O braço de alavanca ( $Z$ ) pode ser obtido conforme:

$$Z = d - \frac{0,8 \cdot c}{2} = 11,7 \text{ cm} - \frac{0,8 \cdot 2,92 \text{ cm}}{2} = 10,536 \text{ cm}$$

A força resultante na armadura tracionada ( $F_{s,c}$ ):

$$F_{s,c} = \frac{Mk}{Z} = \frac{5,01 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,10536 \text{ m}} = 47,55 \text{ kN}$$

A tensão na armadura tracionada ( $f'_s$ ):

$$f'_s = \frac{F_{s,c}}{A_{s,t}} = \frac{47,55 \text{ kN}}{0,953 \text{ cm}^2} = 49,9 \text{ kN/cm}^2$$

O módulo de elasticidade para o aço ( $E_s$ ) CA-50 é de 210000 MPa conforme indicação da ABNT NBR 7480:2024. A deformação da armadura tracionada ( $\varepsilon_s$ ):

$$\varepsilon_s = \frac{f'_s}{E_s} = \frac{49,9 \text{ kN/cm}^2}{210000 \text{ MPa}} = 0,00238 = 2,38\%$$

A deformação inicial da seção devido às cargas no momento do reforço ( $\varepsilon_{bi}$ ):

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_s \cdot \frac{dc}{d,as} = 0,00238 \cdot \frac{12,09 \text{ cm}}{8,79 \text{ cm}} = 0,00327 = 3,27\%$$

Onde;

$dc$  = distância entre a linha neutra até a fibra mais tracionada;

$d,as$  = distância entre a linha neutra até o centóide da armadura tracionada.

Considerando a espessura da fibra de carbono ( $t_f$ ) de 0,5 mm e o número de camadas de reforço FRP adotado ( $n$ ) igual a 1. Podemos obter a deformação máxima permitida no FRP, conforme a seguinte equação:

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n \cdot E_f \cdot t_f}} = 0,41 \cdot \sqrt{\frac{0,017 \text{ GPa}}{1 \cdot 240 \text{ GPa} \cdot 0,05 \text{ cm}}} = 0,0154$$

A deformação máxima deve obedecer a seguinte condição:

$$\varepsilon_{fd} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_{fu}$$

$$0,0154 \leq 0,9 \cdot 0,0194 \therefore 0,0154 \leq 0,0175$$

Deformação efetiva:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d_f - c}{c} - \varepsilon_{bi} = 0,003 \cdot \frac{15,02 \text{ cm} - 2,92 \text{ cm}}{2,92 \text{ cm}} - 0,00327 = 0,00916 = 9,16\%$$

Sendo que;

$$\varepsilon_{fe} \leq \varepsilon_{fd} \rightarrow 0,00916 \leq 0,0154$$

Tensão de ruptura do FRP:

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} = 240 \text{ GPa} \cdot 0,00916 = 2,2 \text{ GPa}$$

A tensão de tração na armadura longitudinal pode ser então definida:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s = 210000 \text{ MPa} \cdot 0,00238 = 499,8 \text{ MPa}$$

Deformação no concreto:

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \frac{c}{d_f - c} = (0,00916 + 0,00327) \cdot \frac{2,92 \text{ cm}}{15,02 \text{ cm} - 2,92 \text{ cm}} = 0,003$$

Onde;

$d_f$  = Distância da altura efetiva do FRP. Distância entre a fibra mais comprida e o centroide do reforço de FRP.

Deformação máxima do concreto:

$$\varepsilon'_c = \frac{1,71 \cdot f'_c}{E_c} = \frac{1,71 \cdot 17 \text{ MPa}}{19,38 \text{ GPa}} = 0,0015$$

O coeficiente  $\beta_1$  pode então ser definido:

$$\beta_1 = 1,05 - 0,05 \cdot \frac{f'_c}{7} = 1,05 - 0,05 \cdot \frac{17}{7} = 0,923$$

Por fim, a área de fibra ( $A_f$ ) deve ser estimada, para verificação do momento resistente da viga reforçada:

$$A_f = n \cdot t_f \cdot bc = 1 \cdot 0,05 \text{ cm} \cdot 6 \text{ cm} = 0,03 \text{ cm}^2$$

Onde:

$bc$  = largura de fibra considerada.

Utilizando os valores obtidos anteriormente. Admitindo-se que não exista armadura de aço para compressão, a capacidade resistente ao momento fletor de um elemento reforçado com FRP pode ser expresso pela seguinte equação:

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + 0,85 \cdot f_{fe} \cdot A_f \cdot \left( d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

$$M_n = 0,935 \text{ cm}^2 \cdot 499,8 \text{ MPa} \cdot \left( 11,7 \text{ cm} - \frac{0,923 \cdot 2,91 \text{ cm}}{2} \right) + 0,85 \cdot 2,2 \text{ GPa} \cdot 0,03 \text{ cm}^2 \cdot \left( 15,02 \text{ cm} - \frac{0,923 \cdot 2,91 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 12,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

O momento resistente da seção é maior que o solicitante, portanto, o reforço atende aos critérios para utilização.

Após o dimensionamento tanto da viga quanto do reforço, foi possível iniciar a etapa de confecção da viga e do reforço.

### 5.3 Definição do traço do concreto

Inicialmente, foi realizado a secagem dos agregados em estufa Figura 20, a uma temperatura de 100°C por um período de 24 horas. Visando garantir que não haja influência da umidade nos resultados.

Figura 20. Processo de secagem dos agregados



Fonte: O autor

Em seguida, a amostra seca é peneirada em uma sequência de peneiras padronizadas da série normal, dispostas em ordem decrescente de abertura nominal 4,75 mm; 2,36 mm; 1,18 mm; 0,6 mm; 0,3 mm; 0,15 mm e fundo (Figura 21). A quantidade de material retido em cada peneira foi cuidadosamente pesado e registrado.

Figura 21. Ensaio de granulometria dos agregados.



Fonte: O autor

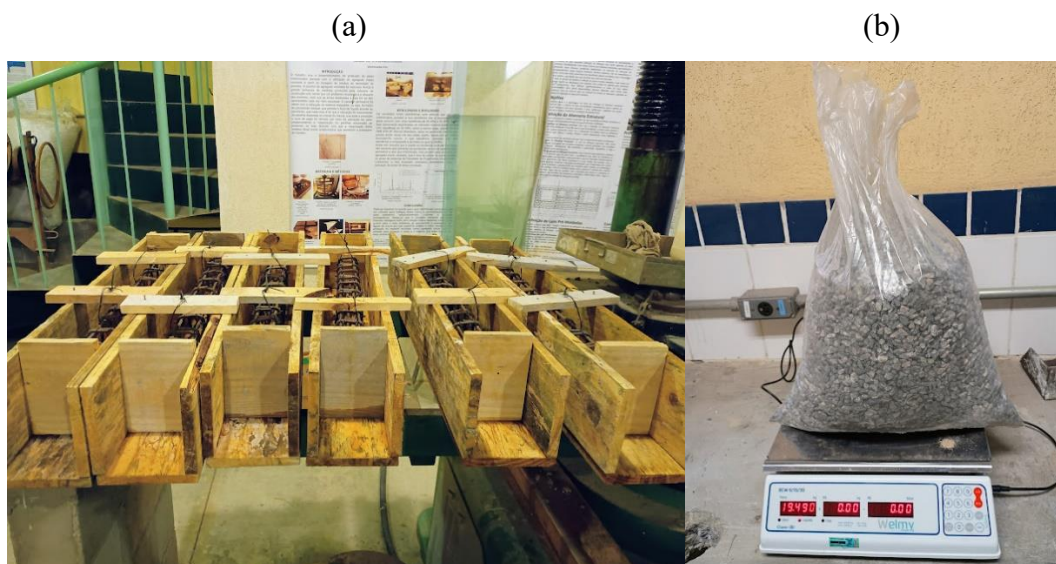
Para a produção do concreto foi utilizado cimento do tipo CP III. A dosagem foi definida com base nos dados obtidos nos ensaios de granulometria, que indicaram módulo de finura de 2,33 e diâmetro máximo do agregado miúdo de 2,36 mm. Adotou-se um desvio padrão de 5,5 MPa e considerou-se a condição de agregados secos. A partir desses parâmetros, foi possível

determinar, pelo método da ABCP, o traço 1:1,85:2,08, com relação água/cimento igual a 0,54. Para a execução desse traço, foram utilizados 93 kg de areia lavada, 104 kg de brita 0, 50 kg de cimento CP III e 27 litros de água.

#### 5.4 Confeção das vigas e concretagem

A forma para as vigas foi confeccionada utilizando tabua pinus de 2 cm de espessura tanto para o fundo da viga quanto para as laterais Figura 22(a). As tabuas e travas devem ser fixadas para garantir a integridade da forma durante a concretagem e período de cura. Após a preparação dos materiais e forma, o concreto deve ser executado.

Figura 22. Preparação do concreto e formas



Fonte: O autor

A proporção dos materiais deve ser controlada por meio de baldes graduados e balanças Figura 22 (b). A ordem de introdução na betoneira seguiu uma sequência adequada para favorecer a homogeneização e evitar a formação de grumos de cimento, inicialmente os agregados graúdos e 2/3 da água foram inseridos na betoneira, em sequência o cimento, agregado miúdo e por fim o restante da água. Segundo a NBR 12655:2015, o tempo de mistura para garantir a qualidade do concreto, para betoneiras de eixo inclinado com capacidade entre 150 e 400 litros, deve ser 1,5 a 3 minutos, contado após a completa introdução dos materiais.

Visando a qualidade do adensamento manual do concreto, a moldagem dos corpos de prova foi feita seguindo as indicações da NBR 5738:2015. Após a preparação do concreto, os corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 10 cm × 20 cm foram moldados em duas

camadas sucessivas. Cada camada foi adensada separadamente, de modo uniforme, utilizando-se uma haste metálica lisa. Foram aplicados 12 golpes por camada, de modo a garantir distribuição uniforme sobre toda a transversal do corpo de prova, penetrando ligeiramente na camada inferior, garantindo a integração entre as camadas e evitando planos de descontinuidade. Após o adensamento da última camada, a superfície superior do corpo de prova foi nivelada e acabada, removendo o excesso de concreto.

Inicialmente, após a moldagem e adensamento, os corpos de prova permanecem nos moldes por um período mínimo de 24 horas. Durante essa fase inicial, os corpos de prova são mantidos em ambiente com baixa variação de temperatura (Figura 23), de modo a evitar retrações precoces e fissuração superficial, assegurando condições adequadas para o início do processo de hidratação.

Decorrido o período inicial, os corpos de prova são cuidadosamente desmoldados, evitando danos às superfícies e às arestas. Em seguida, foram submetidos à cura propriamente dita, que, conforme a NBR 5738:2015, deve ser realizada preferencialmente em tanques com água saturada de hidróxido de cálcio, mantida a temperatura de  $(23 \pm 2) ^\circ\text{C}$ , até a idade prevista para o ensaio. A utilização de água saturada de cal tem como finalidade reduzir a lixiviação do hidróxido de cálcio do concreto, preservando suas características físico-químicas.

*Figura 23. Corpos de prova armazenados*



Fonte: O autor

Só então o concreto foi colocado nas formas de madeira (Figura 24). Para garantir que não houvesse vazios que possam comprometer a integridade estrutural do elemento, o concreto foi adensado com o auxílio de uma haste metálica.

*Figura 24. Vigas concretadas*



Fonte: O autor

Uma vez feito esse procedimento com todas as vigas, foi necessário aguardar o período de 28 dias para rompê-las. Após 21 dias já é possível retirar as vigas das formas, a fim de executar a colagem da fibra de carbono em sua face inferior.

### **5.5 Execução do reforço**

Para o reforço a flexão foi utilizado a fibra de carbono TEXICARBON-334-HM-0,50 que foi colada com a resina MX 811. A execução do reforço estrutural com fibra de carbono em vigas de concreto armado, utilizando a técnica de colagem externa (EBR), requer uma sequência criteriosa de procedimentos que garantem a aderência, a eficiência estrutural e a durabilidade do sistema compósito. inicia-se o processo pela preparação adequada do substrato de concreto. Em primeiro lugar, realiza-se uma inspeção minuciosa da superfície a ser reforçada, verificando-se a presença de fissuras, porosidades, regiões com segregação ou qualquer tipo de contaminação que possa comprometer a aderência entre a resina e o elemento estrutural. Dalfré et al (2019), destaca que a adesão do FRP ao concreto depende diretamente das condições superficiais, sendo imprescindível que a base esteja íntegra, limpa e isenta de partículas soltas ou materiais friáveis.

Após essa inspeção inicial, realiza-se a limpeza e o preparo da superfície. A superfície foi lixada e levemente escarificada, com o objetivo de proporcionar uma rugosidade uniforme e adequada para a colagem. Caso sejam identificadas falhas ou desníveis relevantes,

recomenda-se a regularização com argamassa de reparo compatível com o substrato, garantindo que o tecido de fibra de carbono seja aplicado sobre uma base estável e uniforme. Dalfré et al (2019) ressalta que irregularidades de superfície e resíduos de óleo, graxa ou poeira estão entre as principais causas de falhas por delaminação precoce, reforçando a necessidade dessa etapa ser realizada com rigor.

Concluída a preparação física da superfície, foi realizada a aplicação de uma camada de resina, cuja função é penetrar nos poros do concreto, promovendo uma interface de aderência contínua e melhorando a ancoragem química entre o substrato e a camada subsequente de resina de colagem. A aplicação da resina deve seguir estritamente a proporção de mistura indicada pelo fabricante, bem como os tempos de manuseio e cura inicial, pois qualquer variação nesses parâmetros pode comprometer a aderência final. Em seguida, foi preparada a resina de impregnação e colagem, constituída por um sistema epóxi bicomponente. A mistura deve ser homogênea e livre de bolhas, para permitir boa penetração nas fibras, sem escorrimentos excessivos ou falhas de umidade. A proporção adotada foi de 10:1, onde foi utilizado 300 g de base para 30 g de endurecedor.

A aplicação foi iniciada com a deposição de uma camada de resina sobre a superfície (Figura 25a). Essa primeira camada tem a função de umedecer o concreto, assegurando que não haja zonas secas que impeçam a transferência de tensões entre o elemento reforçado e o FRP. Logo após, procede-se ao posicionamento do tecido de fibra de carbono previamente cortado conforme o estimado na seção 5.2. É fundamental que o tecido seja colocado no sentido longitudinal da viga, alinhado com a direção das tensões de tração, e que se evite qualquer formação de dobras, enrugamentos ou encurtamentos que possam reduzir sua eficiência. A literatura destaca que o correto alinhamento das fibras é determinante para que a resistência à tração do compósito seja devidamente mobilizada durante o carregamento ACI 440.2R-08.

Com o tecido posicionado, foi aplicada uma nova camada de resina epóxi sobre sua superfície (Figura 25b), iniciando o processo de impregnação. Nessa etapa foi utilizado rolos para compactação, visando garantir a completa penetração do adesivo entre as fibras e promover a expulsão de possíveis bolhas de ar. Conforme observado por Dalfré et al (2019), a presença de vazios, falhas de impregnação ou áreas secas constitui um dos defeitos mais críticos no reforço com FRP, pois reduz significativamente a rigidez do sistema e cria pontos potenciais de delaminação ao longo do tempo. A compactação cuidadosa garante que o tecido e a resina trabalhem de forma integrada, preservando a integridade e o módulo elástico do compósito.

Após concluídas as camadas previstas, a resina foi deixada para curar. Durante o período de cura o reforço não deve ser exposto a umidade excessiva, poeira ou agentes agressivos. A cura adequada assegura que as propriedades mecânicas do sistema FRP sejam plenamente desenvolvidas, garantindo que o reforço possa atuar, de fato, como elemento resistente durante a aplicação dos esforços de serviço. Somente após o término desse período é que são realizadas inspeções finais, verificando-se visualmente a uniformidade da impregnação, a ausência de delaminações e a integridade geral da aplicação.

Conforme enfatizado por Dalfré et al (2019), a durabilidade e a confiabilidade do reforço dependem não apenas do dimensionamento correto, mas também da qualidade de execução, que deve seguir um rigor técnico compatível com a sensibilidade do material compósito.

*Figura 25. Etapas de aplicação de resina no substrato e aplicação do tecido de fibra de carbono*



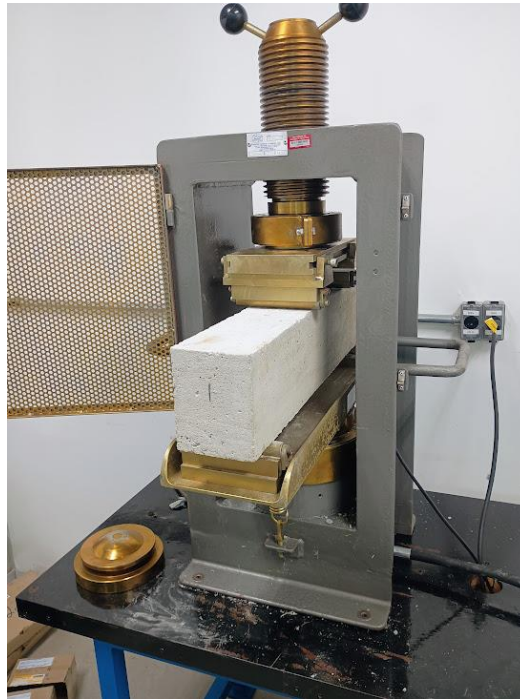
Fonte: o autor

### **5.6 Ensaio de flexão em 4 pontos**

Inicialmente, antes da aplicação da carga. Procede-se o nivelamento da viga sobre os apoios (Figura 26), garantindo o alinhamento entre a peça e o sistema hidráulico de aplicação

de carga. A superfície de contato dos dispositivos metálicos com o concreto foi devidamente regularizada para evitar concentrações indevidas de tensão.

*Figura 26. Ensaio de 4 pontos*



Fonte: o autor

A carga foi aplicada de forma contínua, progressiva e controlada, sem impactos ou variações bruscas, seguindo o princípio estabelecido na NBR 5739:2018, que exige aplicação suave da carga para ensaios mecânicos em concreto. O controle pode ser realizado por deslocamento ou por força, dependendo do objetivo do estudo, mas em ambos os casos é essencial garantir uma taxa de aplicação estável, preservando a reprodutibilidade dos resultados. Durante a aplicação, foram observados o surgimento e a evolução das fissuras e o comportamento pós-fissuração.

O ensaio prossegue até que a ruptura ocorra, seja por esmagamento do concreto comprimido, escoamento da armadura seguido de colapso por fendilhamento ou outro modo característico do elemento. O valor de carga última foi registrado, o que permite determinar a capacidade resistente experimental e compará-la aos valores teóricos previstos em projeto.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 6.1 Ensaio granulometria e slump test

Após o peneiramento na sequência de peneiras da série normal, os valores são tabelados. Em seguida foi calculado a porcentagem retida em cada peneira, a variação, a média e a porcentagem acumulada. Conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada.**:

*Tabela 5. Resultados ensaio de granulometria*

| Abertura das peneiras (mm) | Massa retida (kg) |           | Massa retida (%) |           | Variação ± 4% (%) | Média (%) | Acumulada (%) |
|----------------------------|-------------------|-----------|------------------|-----------|-------------------|-----------|---------------|
|                            | Amostra 1         | Amostra 2 | Amostra 1        | Amostra 2 |                   |           |               |
| 4,75                       | 0                 | 0         | 0                | 0         | 0                 | 0         | 0             |
| 2,36                       | 0,004             | 0,004     | 0,8              | 0,8       | 0                 | 0,8       | 0,8           |
| 1,18                       | 0,053             | 0,057     | 10,6             | 11,4      | 0,8               | 11        | 11,8          |
| 0,6                        | 0,138             | 0,148     | 27,6             | 29,6      | 2                 | 28,6      | 40,4          |
| 0,3                        | 0,221             | 0,209     | 44,2             | 41,8      | 2,4               | 43        | 83,4          |
| 0,15                       | 0,07              | 0,066     | 14               | 13,2      | 0,8               | 13,6      | 97            |
| Fundo                      | 0,014             | 0,016     | 2,8              | 3,2       | 0,4               | 3         | 100           |

Fonte: O autor

Fazendo a soma das médias acumuladas, somente descartando os valores retidos no fundo da peneira foi possível encontrar o valor do modulo de finura de 2,33. O diâmetro máximo do agregado miúdo também pode ser obtido, sendo esse o valor de 2,36 mm.

Com o concreto pronto foi possível se obter o abatimento de 130mm, por meio de *slump test* (Figura 27).

*Figura 27. Slump test*



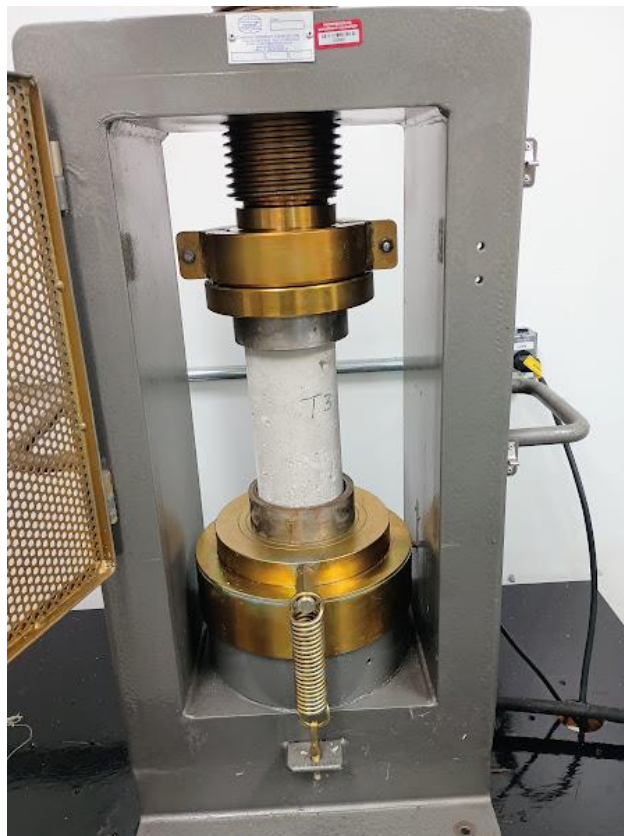
Fonte: O autor

## ***6.2 Ensaio de resistência à compressão do concreto***

Após 28 dias da concretagem, os corpos de prova (CP) foram retirado da cura, limpos superficialmente e submetidos às verificações geométricas exigidas pela NBR 5739:2018. A norma estabelece que as faces do cilindro devem ser planas e perpendiculares ao seu eixo, condição que visa garantir o correto assentamento entre os corpos de prova e os pratos do equipamento de ensaio. Caso haja irregularidades, recomenda-se a regularização com Neoprene® padronizado de dureza de 60 ou 70 shore para assegurar que as tensões sejam distribuídas de maneira uniforme durante a aplicação da carga. Para o presente trabalho somente foi utilizado Neoprene® entre as superfícies da base e dos pratos, não havendo retifica das faces.

Para a realização do experimento, empregou-se o equipamento I-3025 B da Contenco (Figura 28), cuja capacidade de carga é de 100 toneladas, o qual é capaz de fornecer diretamente a resistência característica do concreto a partir das informações previamente inseridas no sistema. Dos seis corpos de prova destinados ao ensaio, apenas os resultados do CP03 foram desconsiderados, uma vez que sua taxa de aplicação de carga ultrapassou os limites estabelecidos pela NBR 5739:2018, comprometendo a validade do ensaio. No caso do CP01, ocorreu uma falha operacional no equipamento, impossibilitando a finalização do ensaio e a emissão do relatório completo, sendo possível apenas a visualização parcial dos resultados obtidos. Devido a falha no equipamento a finalização do ensaio foi alterada de automática para manual.

Figura 28. Corpos de prova posicionado no equipamento



Fonte: O autor

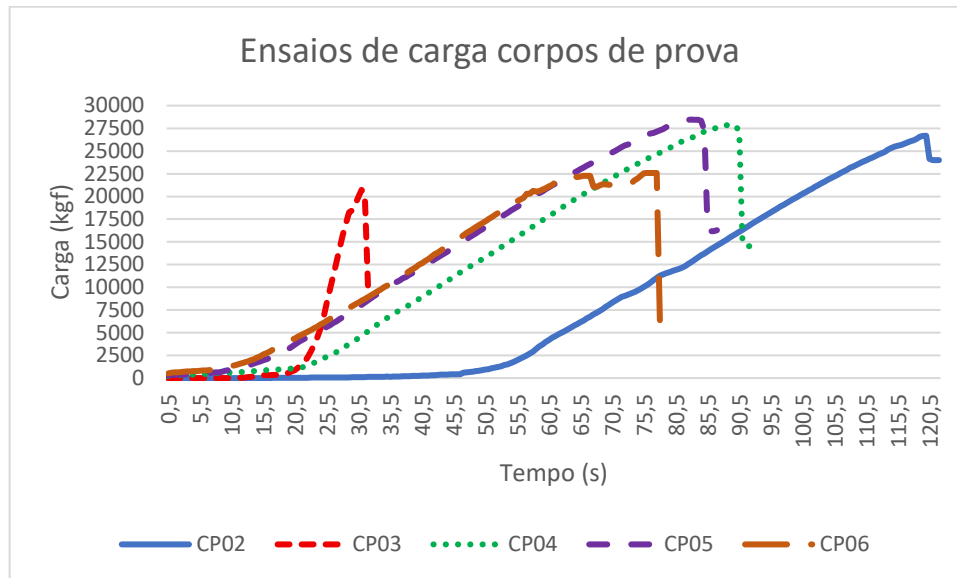
Com os ensaios executados foi possível montar a Tabela 6, com os dados obtidos durante o ensaio. Bem como visualizar os gráficos de carga x tempo, conforme Figura 29.

Tabela 6. Resultados das cargas de ruptura e tensões de ruptura

| Nome | Diâmetro (mm) | Comprimento (mm) | Carga de ruptura (kgf) | Tensão de ruptura (MPa) |
|------|---------------|------------------|------------------------|-------------------------|
| CP01 | 100           | 201,5            | 21712                  | 27,11                   |
| CP02 | 99,5          | 200,5            | 26670                  | 33,64                   |
| CP04 | 100,5         | 201              | 27858                  | 34,44                   |
| CP05 | 100           | 201,5            | 28460                  | 35,54                   |
| CP06 | 100           | 201,5            | 22576                  | 28,19                   |

Fonte: O autor

Figura 29. Gráfico carga x tempo CP02, CP04, CP05 e CP06



Fonte: O autor

Após tratamento dos dados, foi possível chegar a uma carga de ruptura média de 25.455,2 kgf e tensão de ruptura média de 31,8 MPa. A tensão de ruptura obtida foi 59% maior que a considerada para o dimensionamento das vigas, sendo de 20 MPa o valor para o *f<sub>ck</sub>* adotado. Essa discrepância pode ser atribuída a um conjunto de fatores relacionados, principalmente, à qualidade do controle tecnológico adotado ao longo das etapas de dosagem, produção, lançamento, adensamento e cura do concreto. Destaca-se que, para a elaboração do traço, foi considerado um desvio padrão de 5,5 MPa, valor usualmente empregado em situações de controle tecnológico convencional; entretanto, durante a execução experimental, o nível de controle aplicado foi consideravelmente mais rigoroso, reduzindo a variabilidade do material e, conseqüentemente, elevando a resistência efetivamente alcançada.

Adicionalmente, a precisão no controle da relação água/cimento, a homogeneidade da mistura, o correto adensamento e a manutenção adequada das condições de cura podem ter contribuído de forma significativa para o ganho de resistência observado. Outro fator relevante a ser considerado é a possível superestimação conservadora dos parâmetros adotados na dosagem, prática comum quando se busca garantir o atendimento ao *f<sub>ck</sub>* especificado mesmo em condições menos favoráveis de produção. Assim, o conjunto desses aspectos sugere que o concreto ensaiado se beneficiou de condições de produção e controle superiores às pressupostas no dimensionamento do traço, resultando em valores de resistência à compressão acima do previsto, sem que isso represente, necessariamente, uma inconsistência metodológica, mas sim a eficiência do processo adotado.

Um ponto que foi possível analisar está relacionado ao tipo de ruptura dos corpos de prova. Utilizando como base a NBR 5739:2018, foi possível comparar os tipos de ruptura contidos na norma Figura 30 com as peças rompidas Figura 31. Os tipos A, tipo B e tipo C contidos na NBR 5739:2018 são os formatos típicos e desejáveis de se ocorrer. As amostras CP03 e CP06 embora distintas do tipo de ruptura C, são as que mais se adequam conforme pode ser visto na Figura 31-A e Figura 31-B. Os padrões tipo D e tipo E são aceitáveis, porém nenhum dos corpos de prova apresentaram padrão semelhante. Já os tipos F e tipo G são padrões indesejáveis, geralmente relacionados a uma distribuição não uniforme das cargas de compressão. O padrão tipo D com fraturas no topo pode ser observado nas amostras CP01, CP02, CP04 e CP05, conforme pode ser observado na Figura 31-C. Indicando que havia desnivelamento do equipamento, ou a necessidade de um tratamento superficial mais rigoroso.

Figura 30. Tipos de ruptura de corpos de prova segundo ABNT NBR 5739:2018

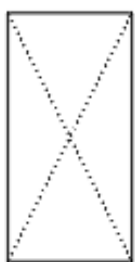


Figura A.1 - Tipo A - Cônica e cônica afastada em 25 mm do capeamento



Figura A.2 - Tipo B - Cônica e bipartida e cônica com mais de uma partição

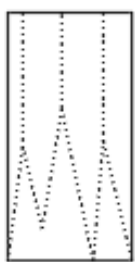
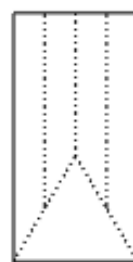


Figura A.3 - Tipo C - Coluna com formação de cones



Figura A.4 - Tipo D - Cônica e cisalhada

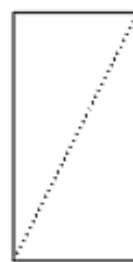


Figura A.5 - Tipo E - Cisalhada



Figura A.6 - Tipo F - Fraturas no topo e/ou na base do capeamento



Figura A.7 - Tipo G - Similar ao tipo F - com fraturas próximas ao topo

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 5736:2018

*Figura 31. Corpos de prova rompidos*

(A)



(B)



(C)



Fonte: o autor

### 6.3 Ensaio de flexão em 4 pontos

Durante o primeiro ensaio, a base utilizada não atendeu às premissas estabelecidas no projeto estrutural. Enquanto o dimensionamento da viga considerava uma distância entre apoios de 70 cm, a base disponível possuía 70 cm de comprimento, mas somente permitia como distância máxima entre apoios de apenas 63 cm, com 21 cm de distância entre os cutelos. Essa configuração foi então adotada para a execução do ensaio, mesmo sendo distinto do valor inicial. Durante a execução do ensaio, observou-se que a viga apresentava deformações significativas, porém não atingia a ruptura, levando à finalização do procedimento por fim de curso do equipamento. Após a inspeção do equipamento, verificou-se que a própria base havia sofrido deformações, desenvolvendo uma flecha, conforme pode ser visto na Figura 32, o que comprometeu a correta transmissão dos esforços e resultou na falha do ensaio. Cabe ressaltar que a base é específica para o equipamento utilizado, sendo suposto que aguentaria a carga solicitante, visto que, como citado o equipamento suporta carga máxima de 100 toneladas.

*Figura 32. Base deformada*



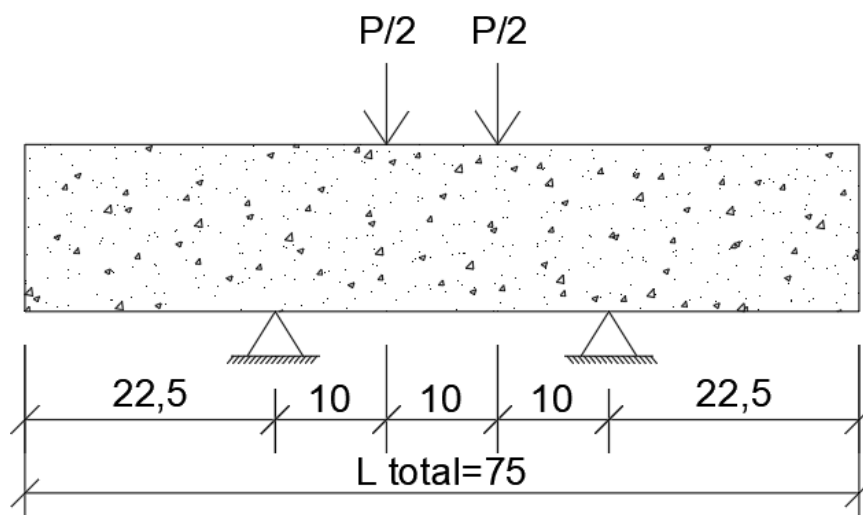
Fonte: o autor

Com o intuito de viabilizar a continuidade dos ensaios, definiu-se um novo arranjo para a base, adotando-se a menor dimensão estrutural possível para a base. Essa escolha fundamenta-

se na premissa de que bases com vãos reduzidos apresentam menor suscetibilidade à deformação, garantindo maior rigidez ao conjunto. As novas configurações adotadas consistiram em 30 cm de distância entre apoios e 10 cm entre cutelos, conforme ilustrado na Figura 33. A distância de 30 cm configura o menor espaçamento possível para a base utilizada. Apesar de diferir do arranjo inicialmente previsto no projeto experimental, essa adaptação permitiu a continuidade dos ensaios sem prejuízo à integridade do sistema de aplicação de carga.

Considerando o valor do  $f_{ck}$  obtido nos ensaios de compressão dos corpos de prova, era esperado que a seção apresentasse uma resistência superior aos parâmetros utilizados para o dimensionamento da viga. Conseqüentemente a carga máxima aplicada e esforço cortante solicitantes seriam maiores. Com essa nova configuração era esperado que a ruptura se desse por cisalhamento, visto que a área de aço da armadura transversal não sofre alteração e possivelmente a carga solicitante seria maior que a carga majorada considerada em projeto. Outro ponto que corrobora com essa hipótese se refere ao momento solicitante ser maior, entretanto, o reforço aplicado resistiria as tensões adicionais. Considerando o reduzido comprimento entre apoios, era esperado que a viga não manifestasse fissuras por momento excessivo, visto que a fibra com seu módulo de elasticidade elevado não seria solicitada o suficiente.

Figura 33. Arranjo alterado

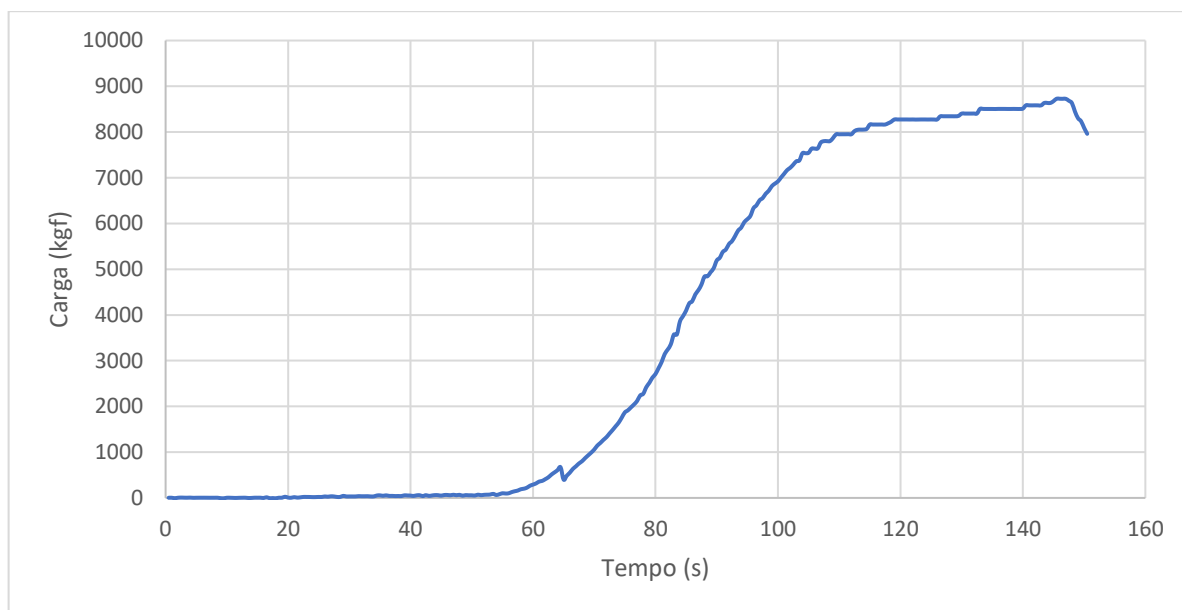


Fonte : o autor

### 6.3.1 Resultados vigas sem reforço

Conforme mencionado anteriormente, o equipamento utilizado gera automaticamente um relatório ao término de cada ensaio. Na sequência, são apresentados e discutidos os resultados obtidos. A Viga V01, ensaiada sem reforço, apresentou o seguinte gráfico (Figura 34):

Figura 34. Gráfico V01

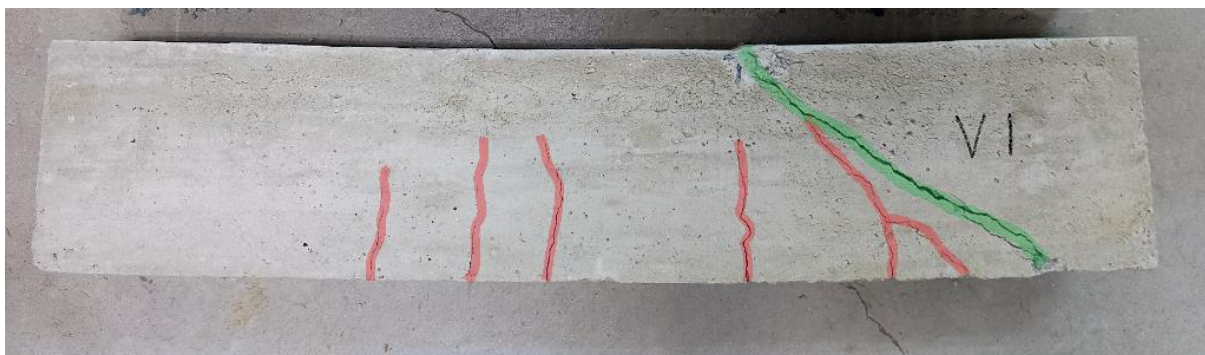


Fonte: o autor

Observa-se no gráfico a formação de um patamar próximo ao final do ensaio, o qual está associado à deformação da base, conforme discutido anteriormente. Na sequência, identifica-se uma queda abrupta na curva, típica de um mecanismo de ruptura frágil, indicando o encerramento do carregamento.

Após a retirada da viga do equipamento, a inspeção visual revelou fissuras iniciando na face tracionada e se propagando em direção à face comprimida (destacadas em vermelho na Figura 35), configurando um modo de falha característico de flexão. Além disso, foi identificada uma fissura diagonal (indicada em verde na Figura 35), associada ao mecanismo de ruptura por cisalhamento. Ressalta-se que essa fissura diagonal ocorreu apenas em um dos lados da viga, aspecto que será analisado com maior profundidade mais adiante nesse trabalho.

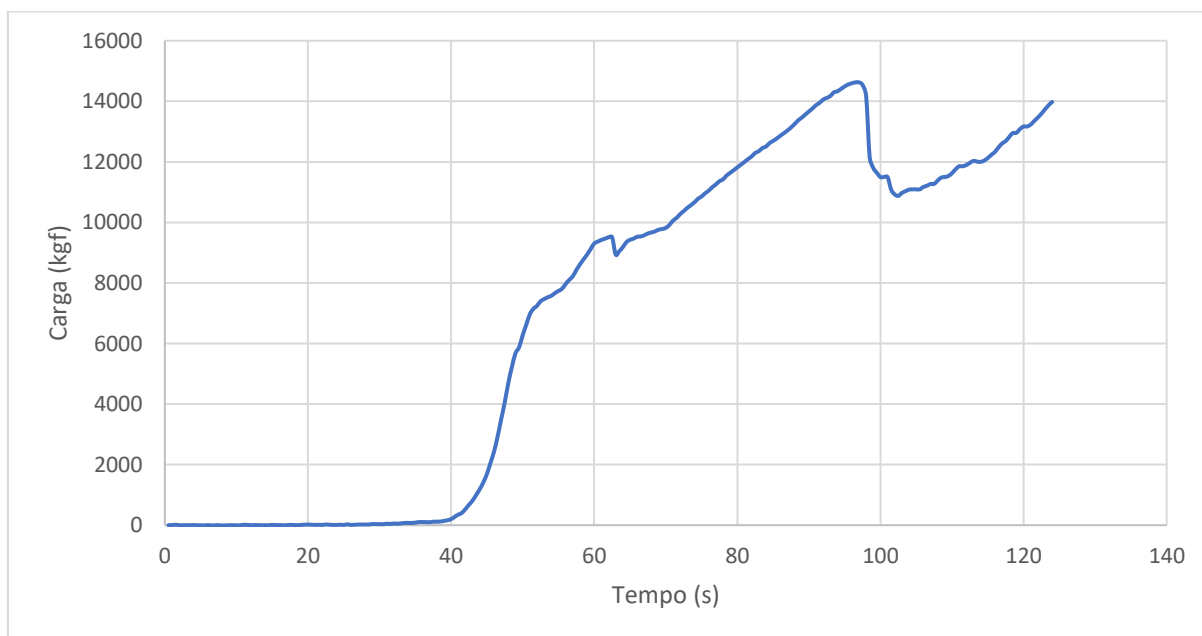
Figura 35. Viga sem reforço V01



Fonte: o autor

O ensaio da viga sem reforço V02 , em razão da substituição da base, apresentou um comportamento inicial atípico em seu diagrama carga x tempo (Figura 36), caracterizado por um aumento abrupto de carga nos instantes iniciais. Após a estabilização da taxa de aplicação de carga, o ensaio transcorreu conforme o esperado, culminando na ruptura com carga de 14.626 kgf. O gráfico obtido evidencia uma pequena queda na curva após a aplicação da carga de 9.515 kgf, indicando o início da formação de fissuras de cisalhamento.

Figura 36. Gráfico V02



Fonte: o autor

A falha da viga novamente foi por cisalhamento. Apresentando ruptura em somente um dos lados da viga, conforme pode ser visto abaixo (Figura 37):

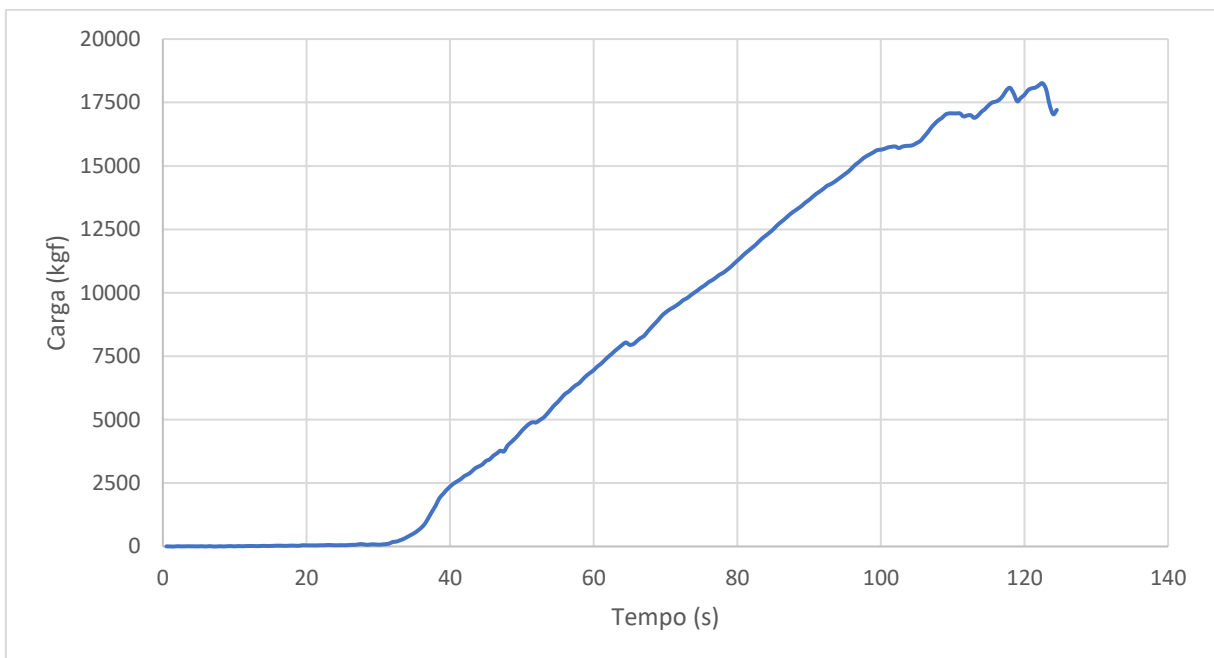
*Figura 37. Viga sem reforço V02*



Fonte: o autor

O ensaio da viga sem reforço V03 (Figura 38) já ocorreu de forma mais linear, novamente apresenta uma queda na aplicação de carga com 7.950kgf causada pelo começo de fissuração diagonal. O ensaio continua até a ruptura com carga de 15.766kgf.

*Figura 38. Gráfico V03*



Fonte: o autor

Finalizado o ensaio é possível observar a fissura diagonal (marcação verde na Figura 39) causada pelo esforço cortante, novamente presente em somente um dos lados. Outro ponto a se destacar é o início da presença de fissuras de flexão (marcação vermelha na Figura 39).

*Figura 39. Viga sem reforço V03*



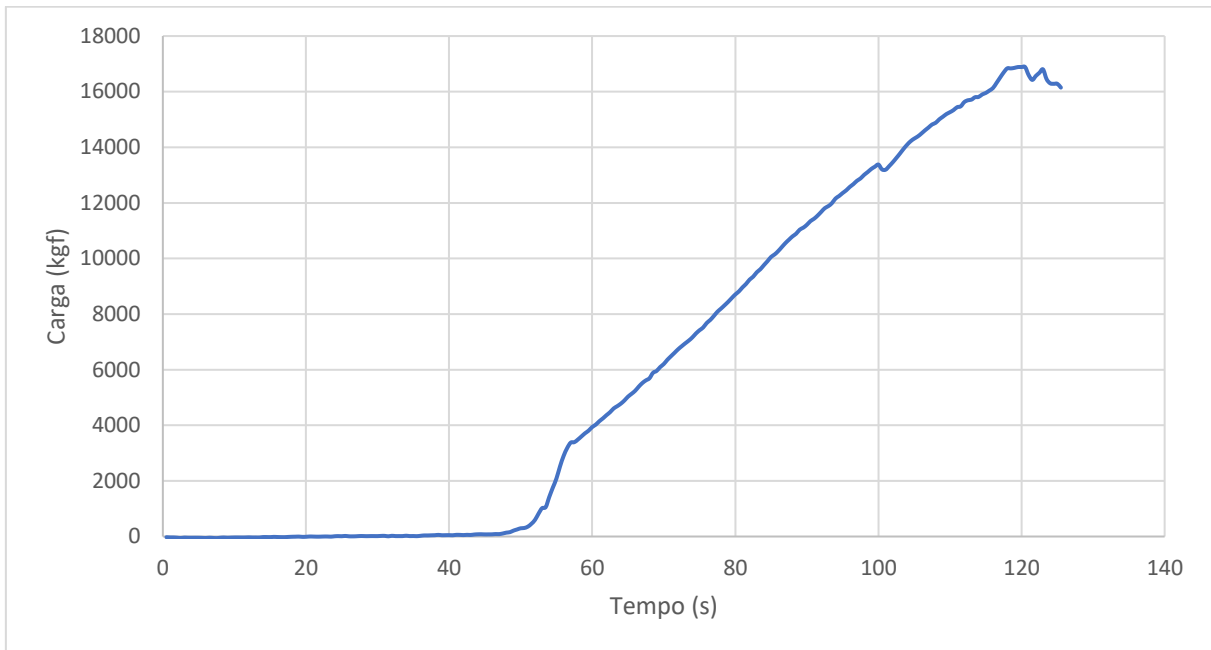
Fonte: o autor

Concluídos os ensaios das vigas sem reforço, observa-se que, nos três casos, a ruptura ocorreu por cisalhamento, manifestando-se em apenas um dos lados da viga. Considerando que a viga V01 foi ensaiada sob condições de apoio distintas daquelas utilizadas nas vigas subsequentes, seu valor de carga última foi desconsiderado para fins de comparação entre os resultados. Verifica-se ainda que, em todos os ensaios, a aplicação de carga prosseguiu por um curto intervalo após o início da ruptura. Esse prolongamento deve-se à opção por interromper o ensaio de forma manual, o que gera um pequeno atraso entre a identificação da falha e a finalização efetiva do carregamento.

### **6.3.2 Resultados vigas com reforço**

Dando continuidade aos ensaios, a primeira viga com reforço foi posicionada no equipamento. Nos instantes iniciais, observou-se uma inclinação superior à ideal na curva de aplicação da carga; entretanto, após a estabilização do sistema, o comportamento tornou-se linear até atingir 13.377 kgf. Esse ponto, representado no gráfico da Figura 40 por uma pequena queda na carga aplicada, corresponde ao início da formação das fissuras de cisalhamento. O carregamento prosseguiu normalmente até alcançar 16.885 kgf, momento em que ocorreu a ruptura da viga.

Figura 40. Gráfico Vre01



Fonte: o autor

Após a retirada da viga do equipamento, verificou-se novamente a ocorrência de ruptura por cisalhamento em apenas um dos lados (Figura 41), repetindo o padrão observado nos ensaios das vigas sem reforço. Diante desse comportamento recorrente especialmente considerando que a armadura de cisalhamento é simétrica, procedeu-se a uma inspeção detalhada do equipamento. Foram levantadas hipóteses como desnivelamento do sistema de ensaio e posicionamento inadequado dos aparelhos de apoio, ambos capazes de gerar assimetria na distribuição dos esforços. Com o intuito de auxiliar na identificação da possível causa, a base de apoio contendo os cutelos superiores foi rotacionada em 180°, permitindo avaliar se o comportamento assimétrico persistiria após a alteração do arranjo.

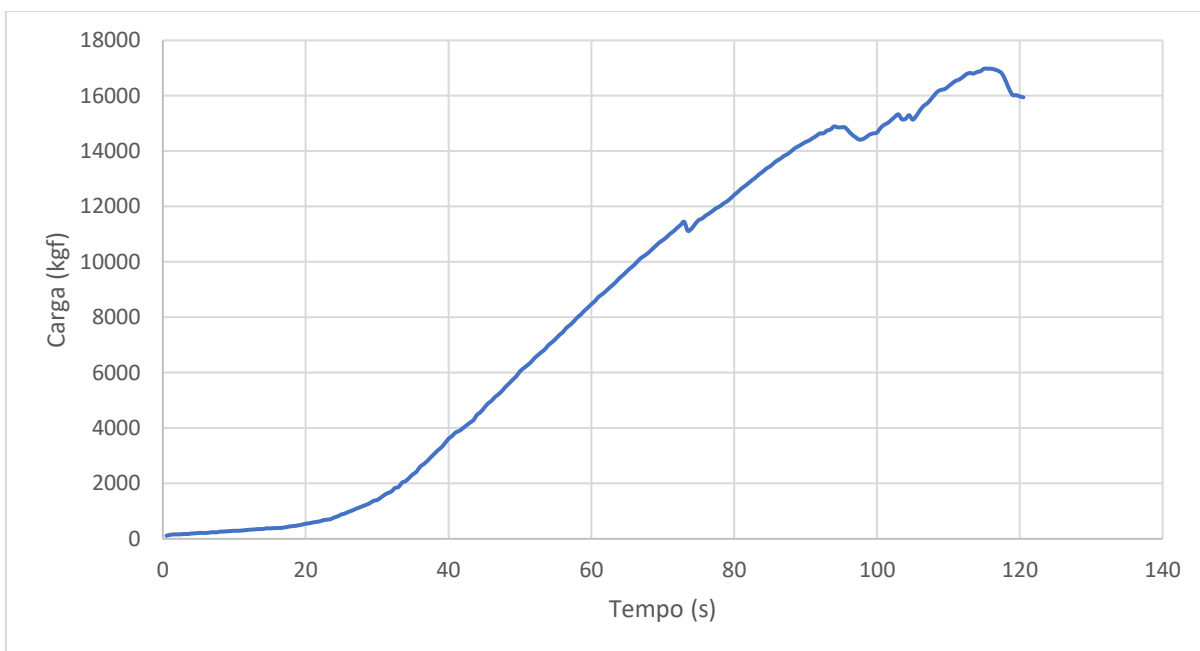
Figura 41. Viga com reforço Vre01



Fonte: o autor

O ensaio da viga Vre02 foi então realizado. O gráfico obtido apresentou um crescimento mais linear e coerente com o comportamento esperado para um material frágil, indicando maior estabilidade na aplicação da carga em comparação aos ensaios anteriores (Figura 42). Assim como observado nos demais resultados, verificou-se um pequeno decréscimo na curva, correspondente ao início da abertura das primeiras fissuras, ocorrido sob a carga de 11.448 kgf. A aplicação de carga prosseguiu até que a viga atingiu sua ruptura, registrada em 14.892 kgf.

*Figura 42. Gráfico Vre02*



Fonte: o autor

Após retirada do equipamento, nota-se novamente o mesmo padrão de ruptura (Figura 43). Novamente a viga rompeu por cisalhamento em somente um dos lados e do mesmo lado das demais vigas. Não foi possível identificar fissuras devido a flexão na viga.

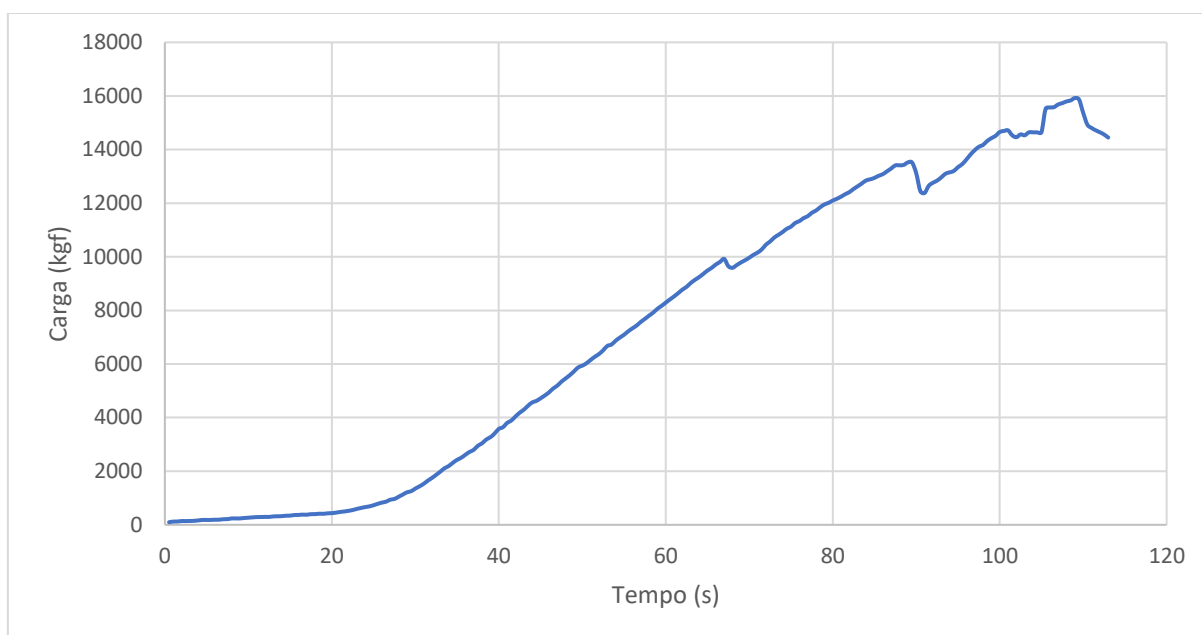
*Figura 43. Viga com reforço Vre02*



Fonte: o autor

Antes do início do ensaio da terceira viga reforçada, realizou-se uma nova modificação na base, rotacionando-se a base inferior em 180°. Durante a execução do ensaio, observou-se um padrão linear e uniforme de crescimento da carga ao longo do tempo (Figura 44), mantendo-se estável até o surgimento da primeira fissura, identificado sob a carga de 9.921 kgf. Após esse ponto, o carregamento continuou a evoluir de forma linear até que a viga atingiu sua ruptura, ocorrida com carga 13.520 kgf.

Figura 44. Gráfico Vre03



Fonte: o autor

Após a retirada da viga do equipamento, constatou-se uma diferença relevante em relação às vigas ensaiadas anteriormente. Embora a ruptura tenha ocorrido novamente por cisalhamento, nesta viga o padrão de fissuração se manifestou em ambos os lados, ao contrário do comportamento observado nos ensaios anteriores (Figura 45). Ainda assim, verificou-se que a fissura situada à direita apresentava abertura ligeiramente maior do que a do lado esquerdo. O fato de o padrão de fissuração ter se alterado apenas após a rotação da base do equipamento reforça a hipótese de desnivelamento ou assimetria no aparato de ensaio, sugerindo que a distribuição de esforços só se comportou de maneira compatível com o mecanismo típico de cisalhamento depois da correção realizada.

Figura 45. Viga com reforço Vre03



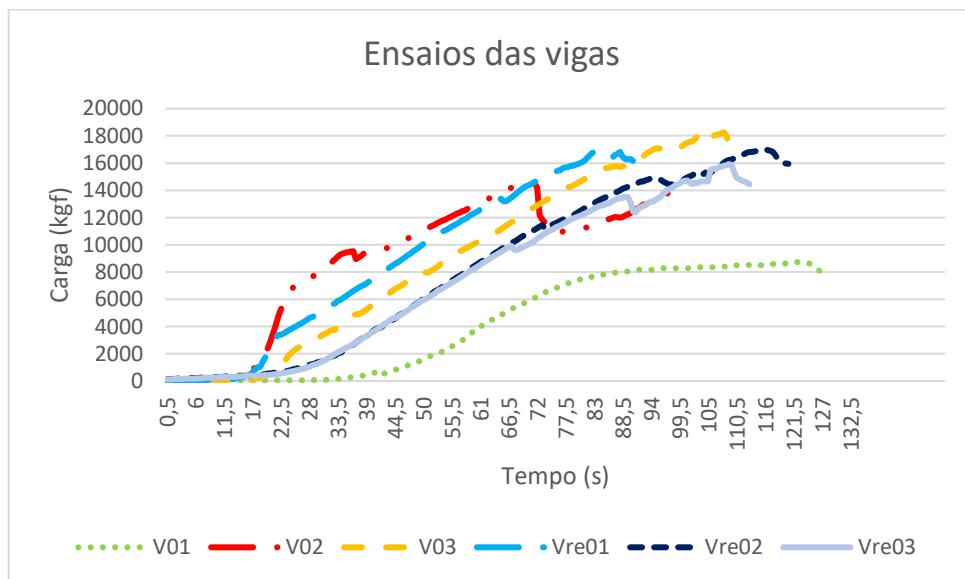
Fonte: o autor

Analisando os ensaios das vigas reforçadas, nota-se que não foram identificadas fissuras devidas a excesso de momento fletor. Com relação reforço da viga não se nota delaminação ou descolamento da fibra com o substrato, essa se mantendo intacta durante os três ensaios.

### 6.3.3 Comparação dos resultados

Finalizado todos os ensaios o gráfico de carga x tempo pode ser montado como pode ser visto na Figura 46. Conforme informado anteriormente, a viga sem reforço V01 foi descartada por não atender os padrões de ensaio das demais vigas. Comparando as demais vigas, nota-se o padrão de queda na carga aplicada no instante que as primeiras fissuras começam a aparecer.

Figura 46. Gráfico carga x tempo ensaios das vigas



Fonte: o autor

Ao comparar os ensaios considerados válidos, conforme pode ser visto na Tabela 7, observam-se dois aspectos relevantes. O primeiro refere-se à proximidade entre as cargas de ruptura das vigas, uma vez que ambas apresentaram valores muito semelhantes, diferindo apenas em 0,64%. O segundo aspecto diz respeito à carga média de início de fissuração por esforços cortante. Verificou-se que as vigas reforçadas suportaram, em média, 32,63% a mais de carga até o surgimento das primeiras fissuras quando comparadas às vigas sem reforço.

*Tabela 7. Resultados dos ensaios*

| <b>Amostra sem reforço</b> | <b>Fissuras cisalhamento (kgf)</b> | <b>Ruptura (kgf)</b> |
|----------------------------|------------------------------------|----------------------|
| V01                        | -                                  | -                    |
| V02                        | 9.515                              | 14.626               |
| V03                        | 7.950                              | 15.766               |
| Média                      | 8.733                              | 15.196               |

| <b>Amostra com reforço</b> | <b>Fissuras cisalhamento (kgf)</b> | <b>Ruptura (kgf)</b> |
|----------------------------|------------------------------------|----------------------|
| Vre01                      | 13.377                             | 16.885               |
| Vre02                      | 11.448                             | 14.892               |
| Vre03                      | 9.921                              | 13.520               |
| Média                      | 11.582                             | 15.099               |

Fonte: o autor

Considerando as condições obtidas a partir dos ensaios de compressão do concreto e de rompimento das vigas, se fez necessário um redimensionamento das vigas. Os valores estão detalhados na Tabela 8, com suas respectivas diferenças do valor inicial, considerando  $f_{ck}$  de 20 MPa e distância entre apoios de 70 cm. Para o redimensionamento o valor do  $f_{ck}$  adotado é de 31 MPa, conforme valor médio obtido nos ensaios de compressão. A distância entre apoios considerada foi de 30 cm, conforme arranjo final dos ensaios de flexão em quatro pontos. Nota-se um aumento de 55,1% referente ao momento fletor ( $M_k$ ) que a seção consegue resistir, a partir desse valor a carga máxima ( $P_{máx}$ ) para o ensaio é obtida, sendo essa 261,6% maior que a de valor base. A área de aço ( $A_{s,t}$ ) para resistir ao momento fletor recalculada é 55,3% maior que a utilizada. Nesse ponto pode-se interpretar a influência da fibra de carbono no ensaio, visto que uma das vigas sem reforço apresentou fissuras por excesso de momento fletor, enquanto em nenhuma das vigas reforçadas apresentou esse tipo de fissura.

Em se tratando de armadura transversal, nota-se a diferença de carga considerada para dimensionamento. A força cortante solicitante ( $V_k$ ) obteve um valor 141,1% maior que o valor base, sendo o valor base já majorado em 50% conforme mencionado na seção 5.1.2. A diferença do  $f_{ck}$  unida a uma solicitação maior gera uma condição em que a área de aço ( $a_{sw}$ )

necessária para combater os esforços cortantes seja 176,1% maior que a utilizada. Diferença justificável a partir da observação do modo de ruptura de todas as vigas, sendo clara a influência do cisalhamento em suas falhas.

*Tabela 8. Comparativo valor inicial x redimensionado*

| <b>Armadura longitudinal</b> |                      |                             |                  |
|------------------------------|----------------------|-----------------------------|------------------|
| <b>Variável</b>              | <b>Valor inicial</b> | <b>Valor redimensionado</b> | <b>Diferença</b> |
| Mk (kNm)                     | 5,01                 | 7,77                        | 55,1%            |
| Pmáx (kN)                    | 21,49                | 77,71                       | 261,6%           |
| As,t (cm <sup>2</sup> )      | 0,953                | 1,48                        | 55,3%            |
| <b>Armadura transversal</b>  |                      |                             |                  |
| <b>Variável</b>              | <b>Valor inicial</b> | <b>Valor redimensionado</b> | <b>Diferença</b> |
| Vk (kN)                      | 32,23                | 77,71                       | 141,1%           |
| $\alpha_v2$                  | 0,92                 | 0,88                        | 4,8%             |
| Vrd2 (kN)                    | 69,66                | 102,81                      | 47,6%            |
| fctd (MPa)                   | 1,11                 | 1,71                        | 54,1%            |
| vc (kN)                      | 9,30                 | 14,41                       | 54,9%            |
| vsw (kN)                     | 22,93                | 63,30                       | 176,1%           |
| asw (cm <sup>2</sup> /m)     | 4,36                 | 12,04                       | 176,1%           |

Fonte: o autor

## 7 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo avaliar, por meio de ensaios experimentais, o comportamento de vigas de concreto armado com e sem reforço em fibra de carbono, bem como verificar a influência das condições reais de ensaio sobre o desempenho estrutural observado. Inicialmente, foram realizados ensaios de compressão simples para determinação da resistência característica do concreto, cujos resultados apontaram um  $f_{ck}$  médio de 31,8 MPa, valor significativamente superior ao previsto no projeto original, que adotava  $f_{ck}$  igual a 20 MPa.

Essa diferença impactou diretamente as premissas de cálculo, exigindo a revisão dos parâmetros de dimensionamento das vigas.

Outro ajuste necessário decorreu das limitações do equipamento utilizado para o ensaio de flexão em quatro pontos. O arranjo estrutural de projeto inicialmente previsto considerava 70 cm de distância entre apoios, esse arranjo inicial teve que ser alterado para se adequar a base disponível que continha 63 cm entre apoios. A base disponível apresentou deformações durante o primeiro ensaio, comprometendo a confiabilidade dos resultados. Diante disso, o sistema foi revisado, culminando na adoção de uma nova configuração final com 30 cm entre apoios e 10 cm entre cutelos, garantindo maior rigidez e evitando deformações da base. Essa mudança foi fundamental para assegurar a repetibilidade e a consistência dos ensaios subsequentes.

Os resultados experimentais revelaram que, para as vigas sem reforço, a ruptura ocorreu predominantemente por cisalhamento, manifestando-se inicialmente em um único lado da viga. O comportamento assimétrico observado, mesmo com armadura transversal simétrica, levou à inspeção do equipamento e à constatação de possível desnivelamento, hipótese reforçada pela alteração do padrão de fissuração após a rotação da base. Em contraste, as vigas reforçadas com fibra de carbono apresentaram incremento significativo na capacidade resistente, sobretudo em relação ao aparecimento das primeiras fissuras, demonstrando melhora média de 32,63% em comparação às vigas não reforçadas. Além disso, nenhuma viga reforçada apresentou fissuras associadas ao excesso de momento fletor.

Os cálculos de redimensionamento, realizados com base nas novas condições experimentais,  $f_{ck} = 31$  MPa e 30 cm entre apoios evidenciaram aumentos expressivos nas grandezas estruturais avaliadas. O momento resistente ( $M_k$ ) mostrou-se 55,1% maior que o originalmente previsto, resultando em uma carga última teórica 261,6% superior. A área de aço necessária para resistir ao momento fletor ( $A_{s,t}$ ) apresentou acréscimo de 55,3%, demonstrando a relevância da atualização das premissas de cálculo. Em relação ao cisalhamento, a força solicitante ( $V_k$ ) aumentou 141,1%, o que elevou a área necessária de armadura transversal ( $A_{sw}$ ) em 176,1%, valor coerente com o modo de ruptura observado experimentalmente.

Diante dos resultados obtidos, conclui-se que o reforço com fibra de carbono não apresenta resultados conclusivos. Apesar de apresentar retardamento da formação de fissuras, evidenciando sua aplicabilidade como técnica de reforço estrutural, não foi possível resultados satisfatórios com relação a influência do reforço para com o ganho de resistência do sistema. Além disso, o estudo reforça a importância do controle rigoroso das condições de ensaio, das propriedades reais dos materiais e do alinhamento do equipamento, fatores determinantes para

a confiabilidade dos resultados e para a correta interpretação do comportamento estrutural das vigas ensaiadas.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738**: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Ensaio de compressão para moldagem de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12142**: Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655**: Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

DALFRÉ, G.M; ALVES, A.; OLIVEIRA, A.C.F. **Revista concreto & construções**. 94ª edição. São Paulo: IBRACON, 2019.

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. ACI Committee 440.2R-08. Detroit, 2008.

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. ACI Committee 318. Detroit, 2019.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens**. ASTM Committee C39/C39M. Pensilvânia, 2021.

BASTOS, P. S. S. **Flexão normal simples – Vigas**. 2015. Nota de aula – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista - UNESP, Bauru, 2015.

CALLISTER, W. D. J.; REITHWISCH, D.G. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução**. 9. ed. Rio de Janeiro: LTC editora, 2016.

Carbono Shop – Produto. Disponível em: <https://www.carbono.shop/product-page/tecido-de-carbono-real-unidirecional-tecido-de-carbono-refor%C3%A7o-estrutural-10cm>. Acesso 01/06/2025, 12:40.

CARNEIRO, L.A.V.; TEIXEIRA, A.M.A.J. **Propriedades e características dos materiais compósitos poliméricos aplicados na Engenharia de Construção**: Revista, 2008.

CAROLIN, Anders. **Carbon fiber reinforced polymers for strengthening of structural elements**. 2003. Tese de Doutorado. Luleå tekniska universitet (Suécia), 2003.

DIAS, Salvador José Esteves. **Investigação experimental e analítica no reforço ao corte de vigas de betão armado com a técnica da inserção de laminados de CFRP**. 2008. Tese de Doutorado. Universidade do Minho (Portugal), 2008.

FRAGOSO, Laura Roque; SILVA, Pedro Augusto Cunha da. **Análise comparativa entre os sistemas construtivos de estrutura metálica e estrutura em concreto armado**. 2023.

LIMA, Y.O.; CAVALCANTE, J.R.D.; UCHÔA, B.C.L. Revista eletrônica de engenharia civil, Volume 18. 2022.

MACHADO, A.P.; MACHADO, B.A. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FPR: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2015.

MACHADO, A.P.; MACHADO, B.A. **Revista concreto & construções**. 82º edição. São Paulo: IBRACON, 2016.

PEDROSO, F.L., **Revista concreto & construções**. 53º edição. São Paulo: IBRACON, 2009.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. 2007.

Tstar. Disponível em: <https://www.cfrp-tstar.com/pt/fibra-de-carbono-cfrp-rebacfrp-vergalh%C3%A3o-de-fibra-de-carbono/>. Acesso 01/06/2025, 12:40.

SILVA, Juliano Rodrigues da. **Reforço híbrido à flexão de vigas “T” de concreto armado com compósitos de fibras de carbono e fibras de vidro**. 2014.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2009.

VIEIRA, Amáger Tótaro et al. **Técnicas de reforço e recuperação de estruturas de concreto armado**. 2018.

VIAPOL. Viapol Carbon Plate BR. Disponível em:  
<https://www.viapol.com.br/produtos/prote%C3%A7%C3%A3o-reparo-e-refor%C3%A7o/refor%C3%A7o-estrutural/viapol-carbon-plate-br/>. Acesso 01/06/2025,  
12:40.

YOKOYAMA, N.O. **Estados limites, estádios de tensões e domínio de deformações**. 2023. Nota de aula. Faculdade de Engenharia, Universidade do Vale do Paraíba - UNIVAP, São José dos Campos, 2023.

**APENSO II – Modelo de Declaração de Aprovação do(a) Orientador(a)**

**DECLARAÇÃO DO ORIENTADOR  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
ANO 2025**

Declaro que aprovo este relatório técnico e concordo com a sua submissão para a coordenação de curso e apresentação aos avaliadores. O texto foi revisado por mim e está seguindo as normas para elaboração do relatório técnico.

**TÍTULO DO TRABALHO: ANÁLISE DE REFORÇO ESTRUTURAL EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SUJEITAS À FLEXÃO SIMPLES UTILIZANDO FIBRA DE CARBONO**

**ALUNO: SAMUEL LOPES FERREIRA**

**ORIENTADOR: NARA OLIVEIRA YOKOYAMA**

São José dos Campos, 20 de Novembro de 2025.

 Documento assinado digitalmente.  
**NARA OLIVEIRA YOKOYAMA**  
Data: 23/11/2025 10:47:28-0300  
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Assinatura do Orientador Interno