



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



ARTHUR FRANCISCO CLARO RIBEIRO

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE CONCRETOS HÍBRIDOS
REFORÇADOS COM FIBRA VIDRO E POLIPROPILENO
ARMADOS COM GFRP**

Uberlândia, 2024

ARTHUR FRANCISCO CLARO RIBEIRO

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE CONCRETOS HÍBRIDOS
REFORÇADOS COM FIBRA VIDRO E POLIPROPILENO
ARMADOS COM GFRP**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Antônio de Paulo Peruzzi

Co-orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia, 2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

R484e
2024 Ribeiro, Arthur Francisco Claro, 1995-
 Estudo experimental de concretos híbridos reforçados com fibra vidro
 e polipropileno armados com GFRP [recurso eletrônico] / Arthur
 Francisco Claro Ribeiro. - 2024.

 Orientador: Antônio de Paulo Peruzzi.
 Coorientador: Rodrigo Gustavo Delalibera.
 Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.

 Modo de acesso: Internet.

 Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2025.5518>

 Inclui bibliografia.

 Inclui ilustrações.

 1. Engenharia Civil. I. Peruzzi, Antônio de Paulo, 1969-, (Orient.). II.
Delalibera, Rodrigo Gustavo, 1976-, (Coorient.). III. Universidade
Federal de Uberlândia. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.
IV. Título.

CDU: 624

Rejâne Maria da Silva
Bibliotecária-Documentalista – CRB6/1925



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 308, PPGEC				
Data:	28 de novembro de 2024	Hora de início:	8:00 h	Hora de encerramento:	10:30 h
Matrícula do Discente:	12222ECV001				
Nome do Discente:	Arthur Francisco Claro Ribeiro				
Título do Trabalho:	Estudo Experimental de Concretos Híbridos reforçados com Fibra Vidro e Polipropileno Armados com GFRP				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Construção Civil				
Projeto de Pesquisa de vinculação:					

Reuniu-se, em sessão pública na Sala de Reuniões da FECIV, Bloco 1Y, Sala 204, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Carlos Eduardo Marmorato Gomes - UNICAMP, Fernando Menezes de Almeida Filho - DECIV/UFSCar e Antônio de Paulo Peruzzi, orientador do candidato. e a presença do Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera, co-orientador do aluno.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Prof. Dr. Antônio de Paulo Peruzzi, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Antonio de Paulo Peruzzi, Professor(a) do Magistério Superior**, em 28/11/2024, às 10:29, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Carlos Eduardo Marmorato Gomes, Usuário Externo**, em 28/11/2024, às 10:29, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Fernando Menezes de Almeida Filho, Usuário Externo**, em 28/11/2024, às 10:29, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Gustavo Delalibera, Professor(a) do Magistério Superior**, em 28/11/2024, às 10:46, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **5896263** e o código CRC **03296991**.

Dedico este trabalho à Deus
Aos meus pais José Francisco e Denise.
E aos meus avós Walter (in memorian), Marlene, Geraldo (in memorian) e Elsa.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me permitir viver uma vida repleta de oportunidades e por colocar ao meu redor pessoas incríveis que tornaram este trabalho possível. Dedico a Ele minha vida e todas as minhas realizações.

À minha família, por sempre me oferecerem suporte e liberdade para seguir meus sonhos. À minha mãe, Denise, pela dedicação integral à minha educação e criação, sempre com muito amor. Ao meu pai, José Francisco, pelos valores que moldaram meu caráter e pela dedicação incansável à nossa família. Ao meu irmão, Iuri, cuja trajetória na engenharia inspirou a minha escolha. Aos meus avós maternos, Marlene e Walter (eterno Pena, in memoriam), e aos meus avós paternos, Elsa e Geraldo (in memoriam), por todo o amor e apoio que sempre me ofereceram.

Ao meu orientador, Antônio Peruzzi, cuja orientação foi além da academia, guiando-me em momentos importantes da minha vida. Ao meu co-orientador, Rodrigo Delalibera, pelo valioso suporte acadêmico e por suas aulas enriquecedoras. Também agradeço ao professor Carlos Marmorato, pela recepção calorosa na Unicamp, pelo auxílio constante e pelas oportunidades proporcionadas por meio da ABIFIBRA.

À Beatriz, que esteve ao meu lado desde o início desta jornada, dividindo comigo os desafios e as conquistas. Aos amigos que contribuíram de forma significativa para este trabalho, especialmente Davi, George Oda, Leticia, Felipe e Igor.

À UFU, minha alma mater, onde me formei, cresci como pessoa e me descobri engenheiro. Ao corpo docente da universidade, cujas aulas memoráveis expandiram meus horizontes.

Aos técnicos de laboratório da UFU, Cristiane, Wanderly e Avino, que foram indispensáveis para a execução dos ensaios, e aos técnicos da Unicamp, Ademir, José Luiz e André, pela acolhida e apoio.

À FAPEMIG, pela bolsa de estudos que viabilizou minha dedicação à pesquisa.

Às empresas que forneceram os materiais necessários para o desenvolvimento desta pesquisa: Vergraf Brasil, CSN Cimentos Brasil S.A., Owens Corning, Concrefiber e MBCC Group.

Por fim, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho, minha mais sincera gratidão.

Muito obrigado!

RESUMO

Este estudo investigou o desempenho de concretos reforçados com fibras híbridas de vidro álcali-resistentes (FV) e polipropileno (PP) em duas etapas experimentais. Na primeira etapa, avaliou-se o comportamento de diferentes traços de CRF em ensaios de resistência a tração na flexão e compressão. Os resultados indicaram que os traços T75-25 e T50-50 atingiram todos os critérios normativos, apresentando LOP de 4,33 MPa e 4,05 MPa, respectivamente, e resistências residuais superiores aos valores mínimos exigidos. O traço T75-25 foi selecionado para a segunda fase por combinar alto LOP e bom desempenho pós-fissuração, evidenciando a sinergia entre as fibras de vidro e polipropileno. Na segunda etapa, foram realizados ensaios de flexão em quatro pontos em vigas armadas utilizando o traço T75-25 da primeira fase. Foram comparadas três diferentes composições: referência com armadura de aço (V11-AR e V12-AR), superarmadas com GFRP (V21-GS e V22-GS) e com momento de inércia alterado (V31-GI e V32-GI). As vigas superarmadas com GFRP alcançaram força máxima de ruptura até 80% superior à das vigas de aço, mas apresentaram maiores deslocamentos. Já as vigas com momento de inércia alterado apresentaram comportamento mais próximo às vigas de aço, com deslocamentos reduzidos e força máxima de ruptura similar. A presença das fibras híbridas foi essencial para o controle das fissuras, retardando a formação inicial e evitando ruínas catastróficas, especialmente nas vigas com GFRP. Os resultados destacam o papel das fibras de vidro no aumento da resistência inicial à fissuração e o efeito das fibras de polipropileno na integridade estrutural pós-fissuração. O uso combinado de CRF e GFRP demonstra potencial para melhorar o desempenho de elementos estruturais, conciliando capacidade resistente e controle de deformações, especialmente em ambientes agressivos.

Palavras-chave: Concreto reforçado com fibras, fibra de vidro, fibra de polipropileno, fibras híbridas, GFRP.

ABSTRACT

This study investigated the performance of concrete reinforced with hybrid alkali-resistant glass fibers (GF) and polypropylene (PP) in two experimental phases. In the first stage, the behavior of different CRF mixtures was evaluated in flexural and compressive tensile strength tests. The results demonstrated that traits T75-25 and T50-50 met all the normative requirements, with LOPs of 4.33 MPa and 4.05 MPa, respectively, and residual strengths higher than the minimum values required. The T75-25 mixture was selected for the second phase because it combined high LOP and good post-cracking performance, demonstrating the synergy between glass and polypropylene fibers. In the second phase, four-point bending tests were carried out on reinforced beams using the T75-25 mixture from the first phase. Three different compositions were compared: reference with steel reinforcement (V11-AR and V12-AR), super-reinforced with GFRP (V21-GS and V22-GS) and with altered moment of inertia (V31-GI and V32-GI). The beams super-reinforced with GFRP reached maximum rupture strengths up to 80% higher than the steel beams, but showed greater displacements. However, the beams with an altered moment of inertia had a behavior closer to the steel beams, with reduced displacements and a similar maximum rupture force. The presence of hybrid fibers was essential for controlling cracks, delaying their initial formation and preventing catastrophic ruin, especially in the GFRP beams. The results highlight the role of glass fibers in increasing initial crack resistance and the effect of polypropylene fibers on post-cracking structural integrity. The combined use of CRF and GFRP demonstrates potential for improving the performance of structural elements, combining strength and deformation control, especially in aggressive environments.

Keywords: Fiber-reinforced concrete, glass fiber, polypropylene fiber, hybrid fibers, GFRP.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 - a) Ponte Eads b) Crystal Palace
- Figura 2 - Exemplos de corrosão da armadura de aço.
- Figura 3 - Classificação dos diversos tipos de fibra usados no reforço de matrizes cimentícias segundo seu módulo de elasticidade
- Figura 4 - Representação esquemática do comportamento à flexão de um concreto convencional e um concreto com adição de fibras
- Figura 5 - Comportamento carga – deflexão dos concretos convencionais e CRF.
- Figura 6 - Diagrama representativo de tensão x deformação do concreto.
- Figura 7 - Tipos de vergalhões de FRP. (a) com fibra de vidro (GFRP), (b) com fibra de carbono (CFRP); (c) com fibra de aramida (AFRP) e (d) com fibra de basalto (BFRP).
- Figura 8 - a) Compósito de FRP. b) Exemplo de resina epóxi utilizada no FRP.
- Figura 9 - Matéria prima utilizada na produção do vergalhão de GFRP.
- Figura 10 - Processo de fabricação dos vergalhões de GFRP com nervuras helicoidais.
- Figura 11 - Fator de redução da resistência em função da taxa de armadura de FRP.
- Figura 12 - Diagrama aproximado retangular para esmagamento do concreto
- Figura 13 - Diagrama equivalente para ruptura da barra de FRP
- Figura 14 - Diagrama equivalente para ruptura balanceada.
- Figura 15 - a) Distribuição dos traços b) Método de identificação.
- Figura 16 - a) e b) Fibra vidro AR (FV); c) e d) Fibra de polipropileno (PP)
- Figura 17 - Aparelho utilizado no ensaio de compressão simples.
- Figura 18 - Corpos de prova ensaiados ensaio de compressão simples.
- Figura 19 - Arranjo dos roletes de suporte e aplicação de carga, onde 1: rolete de suporte e 2: roletes de aplicação da carga
- Figura 20 - CP no início do ensaio de tração na flexão.
- Figura 21 - Dispositivo para moldagem de CPs de GFRP.
- Figura 22 - Representação do ensaio de determinação do diâmetro efetivo.
- Figura 23 - Ensaio de determinação do diâmetro efetivo. a) CP utilizados. b) Pesagem do CP ao ar. c) Pesagem do CP imerso em água.
- Figura 24 - Representação esquemática do corpo de prova para ensaio à tração
- Figura 25 - Tubo Schedule 40s de 3/4” utilizados no ensaio.

- Figura 26 - Resina epóxi utilizada e seringa para auxílio no preenchimento do tubo.
- Figura 27 - Ensaio de Resistência à Tração e Módulo de Elasticidade. a) CPs moldados. b) Ensaio sendo realizado.
- Figura 28 - Execução de ensaio de resistência a tração por compressão diametral.
- Figura 29 - Execução de ensaio de determinação do módulo de elasticidade.
- Figura 30 - Ensaio de tração de barras de aço. a) CA-60 Ø5 mm. b) CA-50 Ø10 mm.
- Figura 31 - Modelo de ensaio a flexão em dois pontos.
- Figura 32 - Ruptura fora do terço médio.
- Figura 33 - Posicionamento dos LVDTs no ensaio de flexão.
- Figura 34 - Método de identificação dos modelos.
- Figura 35 - Viga tipo 01. a) Detalhamento da armação. b) Seção transversal. c) Armadura pronta.
- Figura 36 - Viga tipo 02. a) Detalhamento da armação. b) Seção transversal. c) Armadura pronta.
- Figura 37 - Viga tipo 03. a) Detalhamento da armação. b) Seção transversal. c) Armadura pronta.
- Figura 38 - Processo de concretagem das vigas. a) Viga tipo 01 b) Vigas tipo 02 c) Vigas tipo 03.
- Figura 39 - Ensaio de flexão de viga. a) V11 – AR b) V12 – AR.
- Figura 40 - Ensaio de flexão de viga. a) V21 – GS b) V22 – GS
- Figura 41 - Ensaio de flexão de viga. a) V31 – GI b) V32 – GI.
- Figura 42 - Queda no abatimento após incorporação das fibras no T25-75. (a) Abatimento sem incorporação de fibras, 35 mm. (b) e (c) Abatimento com incorporação de fibras, 0 mm.
- Figura 43 - Abatimento antes da incorporação de fibras ao concreto. (a) REF (b) T100-0 (c) T50-50 (d) T0-100.
- Figura 44 - Gráfico resistência a compressão x desvio padrão.
- Figura 45 - Gráfico dos resultados do ensaio de tração na flexão dos corpos de prova prismáticos.
- Figura 46 - (a) Curva F vs CMDO amostra REF. (b) Curva Tensão vs CMOD amostra REF
- Figura 47 - Ensaio à tração da flexão amostra REF.
- Figura 48 - (a) Curva F vs CMDO Traço T100-0. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T100-0.

- Figura 49 - Ensaio de tração na Flexão da Amostra T100-0
- Figura 50 - (a) Curva F vs CMDO Traço T75-25. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T75-25
- Figura 51 - Ensaio de tração na flexão da amostra T25-75
- Figura 52 - (a) Curva F vs CMDO Traço T50-50. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T50-50.
- Figura 53 - Ensaio tração na flexão da amostra T50-50
- Figura 54 - (a) Curva F vs CMDO Traço T25-75. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T25-75
- Figura 55 - Ensaio de tração na flexão da amostra T25-75.
- Figura 56 - (a) Curva F vs CMDO T0-100. (b) Curva Tensão vs CMOD T0-100
- Figura 57 - Ensaio de tração na flexão da amostra T0-100.
- Figura 58 - Desempenho dos traços de CRF em relação a norma ABNT NBR 16942 (2021).
- Figura 59 - Imagens de MEV da interação matriz de concreto x FV. Ampliações da mesma fibra em 500x, 1000x, 3000x e 5000x.
- Figura 60 - Imagens de MEV da interação matriz de concreto x PP. Ampliações da mesma fibra em 500x, 1000x, 3000x e 5000x.
- Figura 61 - Resultados do ensaio por CP. a) Resistência à tração e desvio padrão. b) Módulo de elasticidade e desvio padrão.
- Figura 62 - Ponto de rupturas de cada CP. a) CP1, CP2, CP4, CP6, CP9 - Ruptura do GFRP na nervura, próximo à ancoragem superior. b) CP7 e CP8 – Ruptura do GFRP na nervura, próximo à ancoragem inferior.
- Figura 63 - CP3 - Ruptura do GFRP na nervura, próximo à ancoragem inferior e ruputura total próximo a ancoragem superior.
- Figura 64 - CP5 – Ruptura do GFRP no vão livre, próximo a ancoragem inferior.
- Figura 65 - Viga V11-AR após ensaio. Ruptura por escoamento do aço.
- Figura 66 - a) carga vs deslocamento V11-AR b) momento resistente vs deslocamento V11-AR c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V11-AR.
- Figura 67 - Viga V12-AR após ensaio. Ruptura por escoamento do aço.
- Figura 68 - a) carga vs deslocamento V12-AR b) momento resistente vs deslocamento V12-AR c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V12-AR.
- Figura 69 - Viga V21-GS após ensaio. Ruptura por força cortante.

- Figura 70 - a) carga vs deslocamento V21-GS b) momento resistente vs deslocamento V21-GS c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V21-GS.
- Figura 71 - Viga V22-GS após ensaio. Ruptura por força cortante.
- Figura 72 - a) carga vs deslocamento V22-GS b) momento resistente vs deslocamento V22-GS c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V22-GS.
- Figura 73 - Viga V31-GI após ensaio. Ruptura das barra longitudinal.
- Figura 74 - a) carga vs deslocamento V31-GI b) momento resistente vs deslocamento V31-GI c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V31-GI.
- Figura 75 - Viga V32-GI após ensaio. Ruptura da barra longitudinal.
- Figura 76 - a) carga vs deslocamento V32-GI b) momento resistente vs deslocamento V32-GI c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V32-GI.
- Figura 77 - Diagrama retangular equivalente.
- Figura 78 - Diagrama retangular equivalente para esmagamento do concreto – ACI 440.1R (2015)

LISTA DE QUADROS

- Quadro 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA), segunda ABNT NBR 6118 (2023).
- Quadro 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, segundo ABNT NBR 6118 (2023).
- Quadro 3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, segundo ABNT 12655 (2022).
- Quadro 4 - Espessuras mínimas recomendadas para vigas não protendidas e lajes unidirecionais
- Quadro 5 - Ensaio de caracterização dos agregados e normas utilizadas.
- Quadro 6 - Ensaio realizado para o CRF.
- Quadro 7 - Resumo de ensaios de caracterização de barras GFRP.
- Quadro 8 - Ensaio realizado no concreto da segunda fase experimental.

LISTA DE TABELAS

- Tabela 1 - Propriedades mecânicas dos diversos tipos de fibras usados em matrizes cimentícias.
- Tabela 2 - Comparativo de propriedades mecânicas.
- Tabela 3 - Propriedades das matrizes poliméricas do compósito de FRP
- Tabela 4 - Propriedades das principais fibras utilizadas no FRP.
- Tabela 5 - Fatores ambientais de redução para diferentes tipos de fibras e condições.
- Tabela 6 - Traço do concreto de cada moldagem.
- Tabela 7 - Propriedades físicas e mecânicas das fibras usadas.
- Tabela 8 - Propriedades físicas dos agregados.
- Tabela 9 - Dimensões efetivas da seção transversal segundo o Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1
- Tabela 10 - Dimensões recomendadas dos corpos de prova e ancoragem (tubos de aço Schedule 40)
- Tabela 11 - Traço do concreto para a segunda fase experimental.
- Tabela 12 - Resultados abatimento antes e após incorporação de fibras e temperatura ambiente no início do ensaio.
- Tabela 13 - Cargas e dimensões dos CPs ensaiados no ensaio de compressão simples.
- Tabela 14 - Resultados do ensaio de compressão simples com tratamento estatístico dos dados. Em destaque os CPs que foram descartados.
- Tabela 15 - Resultados do ensaio de tração na flexão dos corpos de prova prismáticos.
- Tabela 16 - Propriedades físicas do concreto da segunda fase experimental
- Tabela 17 - Resultados obtidos na caracterização das barras de aço.
- Tabela 18 - Resultados do ensaio de determinação do diâmetro efetivo.
- Tabela 19 - Resultados do ensaio de resistência à tração e módulo de elasticidade.
- Tabela 20 - Comparativo entre resultado teórico e experimental das vigas tipo 01.
- Tabela 21 - Comparativo entre resultado teórico e experimental das vigas tipo 02.
- Tabela 22 - Comparativo entre resultado teórico e experimental das vigas tipo 03.
- Tabela 23 - Comparativo dos resultados experimentais das vigas.
- Tabela 24 - Propriedade das barras.
- Tabela 25 - Propriedades do concreto e dimensões das vigas.

LISTA DE SÍMBOLOS

%	- Percentual
\leq	- Menor ou igual
\geq	- Maior ou igual
Φ	- Diâmetro
σ	- Tensão
ε	- Deformação
b	- base
E	- Módulo de elasticidade
σ	- Tensão aplicada
c	- Comprimento
cm	- Centímetro
CO ₂	- Monóxido de carbono
CP	- Corpo de prova
h	- Altura
kg	- Quilograma
kgf	- Quilograma-força
kN	- Quilonewton
L	- Comprimento
m	- Metro
m ³	- Metro cúbico
mm	- Milímetro
MPa	- Mega Pascal
N	- Newton
GPa	- Giga Pascal
Ton	- Tonelada

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AR	- Álcali resistente
ARFP	- Aramid fiber reinforced polymer
BFRP	- Basalt fiber reinforced polymer
CP	- Corpo de prova
CRF	- Concreto reforçado com fibras
CRFP	- Carbon fiber reinforced polymer
FRC	- Fiber reinforced concrete
FV	- Fibra de vidro AR
GFRP	- Glass Fiber Reinforced Polymer
LVDT	- Linear Variable Differential Transformer (Transformador Diferencial Variável Linear)
LOP	- Limit of proportionality
MEV	- Microscopia eletrônica de varredura
PP	- Fibra de polipropileno

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	OBJETIVOS.....	21
1.1.1	<i>Objetivo Geral.....</i>	<i>21</i>
1.1.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	<i>21</i>
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1	AÇO NO CONCRETO ARMADO	22
2.1.1	<i>Durabilidade do concreto armado em aço</i>	<i>24</i>
2.1.2	<i>Impacto econômico da baixa durabilidade das estruturas de concreto armado... 25</i>	
2.1.3	<i>Especificações da ABNT NBR 6118:2023 em relação à durabilidade.....</i>	<i>25</i>
2.1.4	<i>Vantagens na substituição do aço por GFRP.....</i>	<i>28</i>
2.2	CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS – CRF	29
2.2.1	<i>Fibras de Vidro</i>	<i>32</i>
2.2.2	<i>Fibras de Polipropileno</i>	<i>32</i>
2.3	HIBRIDIZAÇÃO DE FIBRAS NO CONCRETO	33
2.3.1	<i>Melhoria nas propriedades físicas do concreto.....</i>	<i>33</i>
2.3.2	<i>Estudo da hibridização de fibras de vidro e polipropileno.....</i>	<i>34</i>
2.3.3	<i>Relação entre Hibridização e Consumo de Cimento</i>	<i>35</i>
2.4	CONCRETO ARMADO COM BARRAS NÃO METÁLICAS (REBAR- FRP) 35	
2.4.1	<i>Barras Poliméricas Reforçadas com Fibras (Fiber Reinforced Polymer)</i>	<i>36</i>
2.4.2	<i>Matriz polimérica.....</i>	<i>37</i>
2.4.3	<i>Fibras no FRP.....</i>	<i>38</i>
2.4.4	<i>Processo de pultrusão</i>	<i>39</i>
2.5	DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ARMADAS COM FRP	41
2.5.1	<i>Estado Limite Último (ELU)</i>	<i>41</i>
2.5.2	<i>Estados Limite de Serviço (ELS).....</i>	<i>50</i>
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	55
3.1	PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL – CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO E POLIPROPILENO.....	55
3.1.1	<i>Traços do concreto reforçado.....</i>	<i>55</i>
3.1.2	<i>Propriedades físicas e mecânicas das fibras</i>	<i>57</i>
3.1.3	<i>Cimento</i>	<i>57</i>

3.1.4	<i>Agregados</i>	58
3.1.5	<i>Aditivo</i>	59
3.1.6	<i>Água</i>	59
3.1.7	<i>Resumo de Ensaios Realizados para o CRF</i>	59
3.1.8	<i>Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos</i>	60
3.1.9	<i>Ensaio de Resistência à Tração na Flexão</i>	62
3.2	SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL – VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE GFRP	65
3.2.1	<i>Caracterização do GFRP</i>	65
3.2.2	<i>Determinação do diâmetro efetivo</i>	67
3.2.3	<i>Ensaio de Resistência à Tração e Módulo de Elasticidade</i>	70
3.2.4	<i>Propriedades Físicas do Concreto</i>	73
3.2.5	<i>Ensaio de resistência a tração por compressão diametral</i>	74
3.2.6	<i>Ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade do Concreto</i>	75
3.2.7	<i>Caracterização de barras de aço</i>	76
3.2.8	<i>Ensaio de flexão de viga</i>	77
3.2.9	<i>Aparelhagem do ensaio</i>	78
3.2.10	<i>Dimensionamento de Vigas – Considerações Iniciais</i>	79
3.2.11	<i>Considerações do dimensionamento</i>	79
3.2.12	<i>Dimensionamento de vigas</i>	81
3.2.13	<i>Concretagem, adensamento e cura</i>	83
3.2.14	<i>Execução de ensaio de flexão</i>	85
4	RESULTADOS	87
4.1	PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL – CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO E POLIPROPILENO	87
4.1.1	<i>Ensaio de Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone</i> ..	87
4.1.2	<i>Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos</i>	89
4.1.3	<i>Determinação das resistências à tração na flexão</i>	92
4.1.4	<i>Análises de Imagens do Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV)</i>	103
4.2	SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL	106
4.2.1	<i>Propriedades físicas do concreto</i>	106
4.2.2	<i>Caracterização das barras de aço</i>	107
4.2.3	<i>Resultado do ensaio de determinação do diâmetro efetivo</i>	107
4.2.4	<i>Ensaio de Resistência à Tração e Módulo de Elasticidade</i>	108

4.3	ENSAIO DE FLEXÃO DE VIGA ARMADA COM GFRP	113
4.3.1	<i>Viga 01 - Armada com aço (REF)</i>	113
4.3.2	<i>Viga 02 - Superarmada com GFRP</i>	118
4.3.3	<i>Viga 03 – Armada com GFRP e momento de inércia alterado</i>	122
4.3.4	<i>Resultado dos ensaios</i>	127
5	CONCLUSÃO	130
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	132

1 INTRODUÇÃO

O concreto é amplamente utilizado na construção civil, pois pode ser utilizado em praticamente quase todos os tipos de projetos de construção. Sua relação custo-benefício, adaptabilidade a várias situações de fabricação e as opções praticamente ilimitadas de formas para peças fundidas são suas principais vantagens. Com isso, a produção mundial de cimento, principal componente do concreto, é de 4,1 bilhões de toneladas (Statista, 2020) e, uma vez que a população do planeta é de aproximadamente 8 bilhões de habitantes (Worldmeters, 2020), corresponde ao consumo de cerca de 525 kg de cimento por habitante ao ano ou 1,44 kg por dia, quase o dobro da produção mundial de alimentos (Alves, 2013).

A indústria cimenteira produz entre 5% e 7% de todas as emissões de CO₂ que contribuem para os gases do efeito estufa, representando um número relevante frente à grandeza mundial de sua produção. A quantidade de CO₂ originada pela fabricação do cimento para o concreto é de aproximadamente 850 kg.ton, enquanto nas fábricas brasileiras, por serem mais modernas e eficientes, esse valor reduz-se para 600 kg.ton (GCCA, 2017). Esses números ressaltam a necessidade de garantir que as construções apresentem uma vida longa, com custos associados à manutenção e reposição reduzidos, e assegurar a sustentabilidade das infraestruturas para as gerações futuras. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), em países industrializados, cerca de 40% dos recursos da construção civil são destinados à manutenção de estruturas existentes, enquanto menos de 60% são aplicados em novas edificações. Os autores destacam que o aumento dos custos associados à substituição de estruturas e a crescente preocupação com o custo ao longo do ciclo de vida, em vez do custo inicial, têm levado os engenheiros a priorizarem questões relacionadas à durabilidade.

A deterioração de materiais metálicos está presente em quase tudo que nos cerca: postes, vigas, estruturas metálicas, pontes, viadutos, portos, aeroportos e outros. Dados da NACE International (2002) indicam que, nos Estados Unidos, o impacto econômico anual da corrosão em infraestruturas civis é estimado em US\$ 22,6 bilhões. No Brasil, Meira e Padaratz (2002) apontam que os gastos com manutenção de estruturas com alto grau de corrosão e degradação podem representar até 40% do custo de construção do elemento deteriorado. O impacto é maior nas áreas litorâneas, onde os níveis de corrosão podem ser até 150 vezes superiores aos da zona rural. Em um país como o Brasil, com extensão litorânea de mais de 7 mil Km, e que mais de 70% da população brasileira vive em cidades a até 200 km do litoral, e esta faixa concentra 95% PIB, o impacto é bastante significativo (Grandes Construções, 2017). Além disso, a

corrosão em áreas urbanas e litorâneas pode comprometer a durabilidade e a segurança de infraestruturas críticas, impactando diretamente a qualidade de vida e a economia das regiões afetadas. Portanto, nesse contexto, a prevenção, o controle da corrosão e uma busca por soluções mais duráveis é primordial e são fundamentais para garantir a integridade das estruturas urbanas.

O concreto é amplamente utilizado na construção civil devido à sua alta resistência à compressão e à sua moldabilidade, o que facilita sua aplicação em várias estruturas. Entretanto, uma das principais limitações do concreto é sua baixa resistência à tração, o que o torna suscetível à formação e à propagação de fissuras. Essas fissuras, quando não controladas, podem comprometer a integridade estrutural e a durabilidade do edifício (Mehta e Monteiro, 2014). Estudos mostram que a adição de fibras ao concreto melhora a resistência à tração, reduz a abertura de fissuras e aumenta a tenacidade e a ductilidade do compósito, melhorando suas propriedades mecânicas e sua durabilidade (Bentur e Mindess, 2007; Almeida, 2019; Peruzzi, 2007; Tezuka, 1989).

Sendo assim, o objetivo deste estudo é explorar a aplicação de materiais que até pouco tempo eram considerados “não convencionais”, mas aqui tratados como “novos materiais convencionais”, dado a sua consolidação por meio de normas e convenções que regulamentam seu uso e requisitos. Esses materiais são a fibra de vidro álcalis resistente (AR) e as fibras de polipropileno (PP) adicionados à composição do concreto e o uso de barras poliméricas de fibra de vidro, conhecidas dos GFRP (do inglês *Glass Fiber Reinforced Polymer*). Assim, na primeira fase do trabalho, o foco foi no concreto reforçado com fibras (CRF), utilizando uma abordagem do reforço do concreto pela hibridação de fibras de vidro álcali-resistentes (FV) e fibras de polipropileno (PP). É importante observar que, para aumentar a resistência dos compósitos, as fibras usadas como reforço devem ter um módulo de elasticidade (E) maior do que o da matriz e, tendo que o E dos concretos convencionais varia de 30 a 40 GPa, e o das argamassas convencionais, de 25 a 35 GPa (Tezuka, 1989), as fibras adicionadas à matriz de cimento aumentarão a resistência do compósito somente se seu E for maior do que o da matriz. Por outro lado, as fibras de PP têm baixo E, contribuindo muito pouco com o aumento de tração do compósito, mas possuem grande deformação pós fissuração da matriz cimentícia. Na segunda fase do estudo, foram analisados elementos estruturais de vigas combinando o melhor traço da hibridização de fibras identificado na primeira fase com a utilização de armaduras compostas por barras poliméricas reforçadas com fibra de vidro (GFRP). Essas barras possuem vantagens significativas em ambientes agressivos, especialmente aqueles com alto potencial de corrosão,

além de serem adequadas para situações que exigem transparência magnética ou materiais com menor massa específica.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 *Objetivo Geral*

O objetivo desta pesquisa foi encontrar a melhor proporção de hibridação das fibras de vidro (FV) e Polipropileno (PP) a ser adicionada ao concreto, de tal forma se obtenha a melhor relação entre a resistência à tração e à compressão e, dele, produzir vigas de concreto armado com barras não metálicas de GFRP.

1.1.2 *Objetivos específicos*

- Analisar a influência que a de incorporação de fibras de vidro AR e fibras de polipropileno, em suas variadas proporções de hibridação, têm na consistência do concreto no estado fresco, tendo em vista a manutenção de sua trabalhabilidade (moldabilidade).
- Analisar o comportamento mecânico dos concretos confeccionados com cada proporção de hibridação de fibras FV e PP com em relação a sua resistência a compressão, tração, abertura de fissuras e módulo de elasticidade e, a partir desses resultados escolher a melhor amostra tendo como parâmetro aquela que tenha a melhor relação entre desempenho à tração vs resistência à compressão.
- Realizar ensaios para a caracterização das amostras de barras de GFRP em relação à resistência à compressão e à tração.
- A partir dos resultados obtidos nos ensaios dos concretos reforçados com as diversas proporções de FV e PP e dos ensaios de caracterização dos GFRP, calcular a armadura convencional em aço, tida como “referência” e a armadura em GFRP para vigas de concreto armado para as seguintes situações: 1) viga cuja diferença entre o $E_{aço}$ e o E_{FV} seja corrigida por meio do uso de maior quantidade de barras de GFRP (super armação), 2) viga cuja diferença entre o $E_{aço}$ e o E_{FV} seja corrigida por meio da maior seção da viga (geometria).
- Determinar o comportamento mecânico das vigas de concreto armado em aço (referência) e armadas em GFRP (caso 1 e 2), sob o ponto de vista da resistência à flexão, flecha e abertura de fissuras.
- Realizar testes de caracterização microestrutural (MEV) para observar como se dá a interação entre cada tipo de fibra e a na matriz cimentícia e sua influência no comportamento mecânico.

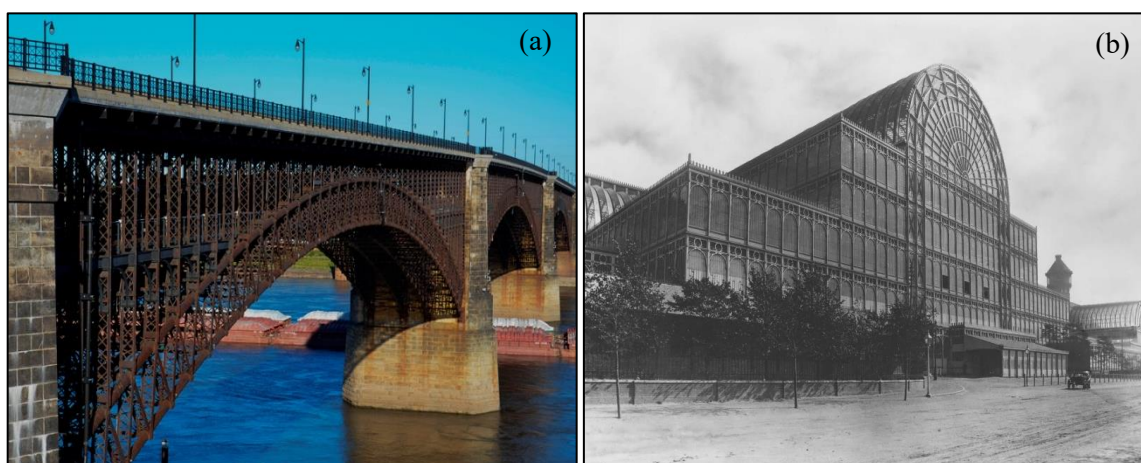
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 AÇO NO CONCRETO ARMADO

A utilização de aço na construção remonta a séculos, mas a ampla aplicação do aço na construção moderna começou no século XIX com o advento da Revolução Industrial. Foi durante o século XIX que o aço foi amplamente utilizado para construir obras icônicas como a Ponte Eads em St. Louis (1874), nos Estados Unidos (Fig. 1a) e o Crystal Palace, construído para a Grande Exposição de 1851 em Londres (Fig. 1b).

Figura 1: a) Ponte Eads

b) Crystal Palace



Fonte: a) Giassiferoeaco b) Britannica

O uso cimento Portland tem seu início também no início do século XIX e desde sua patente por Joseph Aspdin, já deixava indícios que seria uma revolução. A partir disso, no fim do século XIX, é patenteado o “Concreto Armado” por François Hennebique e o “Concreto Protendido” é patenteado em 1928 por Eugène Freyssinet (IBRACON, 2021). Desde então, o concreto e suas composições com aço mudaram os hábitos construtivos e permitiu que a criatividade humana fosse mais longe e moldou a sociedade como é nos dias atuais.

O compósito de concreto com aço, seja em forma de barras, fios ou fibras, já é consagrado, seja em obras de pequeno, médio e grande porte, e seu uso como material de construção é o mais empregado em termos de volume, tanto no Brasil quanto no mundo (Porto e Fernandes, 2015). Tanto o concreto quanto o aço podem ter sua durabilidade comprometida quando a peça de concreto armado for submetida a ambientes agressivos. A perda de durabilidade é ocasionada por agentes externos e internos, e por causas físicas, mecânicas e químicas. As causas químicas que podem ocasionar deterioração no concreto armado são os ataques por sulfatos, reação álcali-agregado, carbonatação, sais, lixiviação, corrosão de armaduras (Gentil, 2017).

A degradação do concreto armado devido ao ataque de sulfatos é um problema significativo que afeta a durabilidade das estruturas. Os sulfatos, tais como os de sódio, potássio, magnésio e cálcio, podem reagir com os compostos do cimento, levando à formação de produtos expansivos que resultam em fissuras e deterioração do material (Silva Filho, 1994).

Sabe-se que os esforços atuantes em uma estrutura de concreto armado são transmitidos do aço ao concreto através dos mecanismos de aderência e ancoragem das barras. A aderência, de acordo com Kirchheim et al. (2005), exprime a resistência ao movimento ou ao deslizamento relativo entre a superfície da barra e o concreto ao seu redor. Leonhardt (1977) cita que a tensão de aderência é constituída por três componentes básicos: a adesão físico-química que ocorre durante a hidratação do cimento, o atrito e a interação mecânica entre as nervuras da barra e o concreto ao seu redor. Fusco (1975) afirma, ainda, que é impossível medir estas três componentes isoladamente. Outros fatores que o autor acredita influenciar na aderência são a retração, a deformação lenta e a fissuração do concreto. Para Kirchheim et al. (2005), a efetividade da aderência, entretanto, pode ser reduzida pela deterioração do concreto, da armadura ou de ambos. Amleh e Mirza (1999) citam, que a aderência entre o concreto e as barras de armadura de estruturas existentes pode ser afetada por diversos fatores como mudanças na temperatura, variações na carga aplicada, fluência do concreto e desenvolvimento de corrosão na barra. A aderência entre o aço e o concreto pode ser prejudicada, por exemplo, pelo acúmulo de produtos de corrosão ao longo do perímetro da barra de armadura.

De acordo com Fang et al. (2004), os produtos de corrosão provenientes das reações de oxidação e redução alojam-se na interface entre o aço e o concreto, degradando a aderência existente entre ambos. Os autores ainda citam que, em casos específicos, a redução da resistência de aderência é mais crítica que a redução da seção transversal. Ou seja, uma pequena redução no diâmetro das barras pode ocasionar uma grande redução da resistência de aderência, afirmação reiterada por Amleh e Mirza (1999). Stanish et al. (1999) citam dois mecanismos pelos quais a corrosão pode afetar a aderência entre a armadura e o concreto: 1) os produtos de corrosão que se acumulam na superfície da barra ocupam volume maior que o metal não corroído, causando fissuração ou deslocamento do concreto de cobrimento e uma redução do cobrimento inevitavelmente implicará na redução do confinamento e na redução da resistência de aderência na zona de contato entre os dois materiais; 2) a superfície da barra de armadura vai sendo progressivamente coberta por produtos de corrosão, o que interfere nos mecanismos de aderência que regem a adesão na superfície da barra. A Figura 2 ilustra alguns casos críticos de corrosão das armaduras.

Figura 2: Exemplos de corrosão da armadura de aço.



Fonte: (a) Engsette (2024). (b) Clube Do Concreto (2024). (c) EESCJR (2024).
(d) Silva (2018).

2.1.1 Durabilidade do concreto armado em aço

O cobrimento das armaduras é importante para garantir a proteção das mesmas frente aos agentes agressivos. A falha na montagem das fôrmas e deficiência na concretagem da camada de proteção da armadura podem causar a perda de aderência concreto-armadura. Aproximadamente 50% das estruturas de concreto armado são reparadas dentro de 10 anos após a sua construção (IBRACON, 2022).

De acordo com o comitê 440 da ACI (ACI, 1996), os subprodutos da corrosão causam uma expansão de volume em torno dos vergalhões corroídos, resultando na deterioração do concreto. O revestimento galvanizado foi a primeira solução para o problema, mas não se tornou amplamente utilizado por vários motivos. Os vergalhões de aço revestidos com epóxi foram usados no início da década de 1970 com base em uma avaliação de mais de 50 tipos de materiais de revestimento para vergalhões de aço. Enquanto isso, houve várias tentativas de fabricar

vergalhões usando materiais não corrosivos, já que a corrosão não é um problema estrutural, mas de material.

2.1.2 Impacto econômico da baixa durabilidade das estruturas de concreto armado

Segundo Felix et al. (2018), a confiabilidade e a durabilidade de estruturas de concreto armado são fatores importantes para o desenvolvimento sustentável e o crescimento econômico da sociedade moderna. Oliveira et al. (2017) afirmam que para se minimizar os custos e potencializar a eficiência dos serviços de recuperação e reforço estrutural, é de extrema importância o conhecimento sobre o estado das estruturas, principalmente as que apresentam sintomas de manifestações patológicas. Os autores afirmam, ainda, que os custos de manutenção das estruturas são bastante significativos, podendo ultrapassar 40% do custo de execução de uma obra. Além disso, as perdas com reabilitação de obras deterioradas, considerando-se apenas a corrosão das armaduras, podem atingir um percentual entre 1,25% e 3,5% do PIB de países em desenvolvimento. Ueda e Takewaka (2007) afirmam que, em 2004, somente a Alemanha dispôs um montante de aproximadamente 90 bilhões de euros com manutenção e reparo de estruturas de concreto armado, sendo que a parcela dos gastos com reparo e manutenção é superior a 15% do gasto total da indústria da construção civil, em muitos países.

Deficiências no conhecimento dos materiais, na concepção, projeto, construção e manutenção das estruturas podem acarretar grandes perdas diretas e indiretas para a sociedade, uma vez que os custos sociais e econômicos indiretos são de mais difícil avaliação, não constam nas estatísticas e em alguns casos são “irressarcíveis” (Grochoski e Helene, 2008). Cerqueira et al. (2012) afirmam que o gasto total com problemas vinculados à deterioração de materiais chega a 5% do PIB (Produto Interno Bruto), sendo destes, em torno de 20% a 25% dos custos seriam evitados se usassem tecnologias de controle adequadas. No Brasil, estima-se que na década de 2000 houve um gasto de aproximadamente US\$ 15 bilhões por ano, relacionado às despesas com os processos corrosivos, e cerca de US\$ 5 bilhões poderiam ser economizados com tentativas de prevenção e controle. Em 2015 os problemas com corrosão custaram ao Brasil cerca de R\$ 236 bilhões de reais, aferiu a entidade International Zinc Association (IZA), com apoio da USP-SP, este valor corresponde a 4% PIB brasileiro.

2.1.3 Especificações da ABNT NBR 6118:2023 em relação à durabilidade

As estruturas de concreto armado podem alcançar elevada durabilidade em ambientes de alta agressividade, desde que sejam utilizados materiais de qualidade, corretamente dosados, com

execução adequada e manutenção preventiva regular. Contudo, a prática frequentemente revela uma realidade distinta, marcada por erros de projeto e execução, ausência de acompanhamento técnico, manutenção insuficiente, uso de materiais inadequados e negligência quanto à agressividade ambiental durante o projeto. De acordo com a ABNT NBR 6118:2023, o projeto e a execução de estruturas de concreto armado devem considerar as condições ambientais do local de implantação, assegurando a segurança e o funcionamento da estrutura ao longo de sua vida útil. A norma estabelece diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto, relacionando os níveis de agressividade ambiental, conforme Quadro 1 e o cobrimento mínimo de concreto, conforme Quadro 2.

Quadro 1: Classes de agressividade ambiental (CAA), segunda ABNT NBR 6118:2023.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano	Pequeno
III	Forte	Marinho	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

Quadro 2: Correspondência entre classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal, segundo ABNT NBR 6118:2023.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

Além disso, a Norma ABNT NBR 6118:2023 recomenda a qualidade do concreto empregado, e, também, medidas como drenagem adequada de água de chuva ou limpeza, adoção de formas arquitetônicas e estruturais apropriadas, detalhamento correto das armaduras, controle de fissuras, bem como a realização de inspeções e manutenções preventivas. Ela também especifica os consumos mínimos de cimento Portland por metro cúbico de concreto, conforme os níveis de agressividade ambiental, seguindo as orientações da ABNT NBR 12655:2022, conforme Quadro 3, garantindo que a estrutura atenda aos requisitos de durabilidade esperados.

Quadro 3: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, segundo ABNT 12655:2022.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto kg/m ³	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360
CA	Componentes e elementos estruturais de concreto armado				
CP	Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.				

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023 e ABNT NBR 12655:2022.

Mesmo seguindo as diretrizes estabelecidas, as estruturas de concreto armado podem sofrer deterioração devido a mecanismos de degradação relacionados ao concreto, à armadura ou à estrutura como um todo como a despassivação da armadura de aço, que ocorre pela ruptura da camada de óxidos formada ao redor da armadura devido à ação de agentes agressivos, como o dióxido de carbono (CO₂) e os íons cloreto. Esses últimos são apontados por Almeida e Sales (2018) como um dos principais responsáveis pela corrosão, já que rompem pontualmente o filme passivo da armadura e aceleram o processo corrosivo. Em ambientes de alta agressividade, a penetração de agentes como CO₂ e cloretos no concreto pode despassivar a armadura, iniciando a corrosão. Esse processo resulta em fissuração, destacamento da camada de cobrimento e redução da seção da armadura, comprometendo a integridade estrutural.

2.1.4 Vantagens na substituição do aço por GFRP

Nos últimos anos, a carbonatação do concreto tem sido estudada sobre outro enfoque: a fixação de carbono no concreto. Conhecida como estocagem, reabsorção, sequestro ou captura de CO₂ a fixação do carbono apresenta-se como uma alternativa para a mitigação dos efeitos advindos da liberação de CO₂ por ocasião da produção do cimento. Pode-se dizer que, desta maneira parte das emissões de CO₂ liberadas durante a produção do cimento é reabsorvida pela estrutura de concreto durante sua vida útil. Naik e Kumar (2010) colocam que durante o ciclo de vida de uma estrutura de concreto cerca de 19% do CO₂ produzido na fase de fabricação do cimento é

reabsorvido. Pade e Guimarães (2007) realizaram um estudo minucioso na Dinamarca envolvendo a demolição de uma estrutura de concreto armado após uma vida útil de 100 anos. Nestas condições o concreto reabsorveu 57% do CO₂ emitido durante a fase de produção do cimento. Os autores calcularam que este valor seria reduzido para 24% caso a demolição não tivesse sido considerada. Galan et al. (2010) realizaram um trabalho experimental bastante extenso no qual foram estudados diversos tipos de concreto. Nele os autores destacam que a reabsorção de CO₂ devido à carbonatação foi inferior a 50% por mol de CaO.

Sendo assim, uma vez que o prejuízo que a carbonatação do concreto pode representar às estruturas de concreto armado diz respeito à perda da “passivação” do aço, se a armadura usada não for a de aço e sim de GFRP, a preocupação em manter um pH elevado no concreto passa a ser secundária e, ainda, a carbonatação pode passar a ser desejável, seja sob o ponto de vista da captura de CO₂ ou pela melhoria da compacidade dos concretos, uma vez que é sabido que o carbonato de cálcio formado colmata os poros mais superficiais do concreto.

2.2 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS – CRF

O concreto é um material constituído de várias fases, com diversas propriedades e, macroscopicamente, pode ser caracterizado como um compósito, formado por uma fase contínua - a pasta de cimento - que envolve inclusões particuladas - os poros e agregados. Uma das formas mais aventadas e promissoras de melhorar o desempenho deficiente à tração consiste na adição de mais uma parcela de inclusões, na forma de fibras, como é defendido por muitos pesquisadores (Shah, Swartz e Ouyang, 1995; Quinino, 2015; Figueiredo, 2011).

As fibras utilizadas no concreto podem ser classificadas como macrofibras ou microfibras, dependendo de seu diâmetro e função estrutural. As macrofibras, geralmente com diâmetro superior a 0,3 mm, são utilizadas para reforço estrutural, atuando no controle da fissuração e no aumento da resistência residual após o início das fissuras, sendo amplamente empregadas em aplicações de concreto projetado, pavimentos e elementos pré-moldados. Por outro lado, as microfibras, com diâmetro inferior a 0,3 mm, são destinadas ao controle de fissuras plásticas e retração do concreto, melhorando a durabilidade do material sem alterar significativamente suas propriedades mecânicas globais (Bentur e Mindess, 2007). Nesse trabalho foram abordadas somente as macrofibras, portanto, toda vez que for utilizado a palavra “fibra” estará sempre remetendo às macrofibras. Dentre as variedades de fibras empregadas como reforço para matrizes cimentícias, destacam-se as fibras metálicas (aço), poliméricas (polipropileno, poliéster, poliamida, acrílicas, etc.), vegetais (capim, fibra de coco, bagaço de cana-de-açúcar,

sisal, fibra de bambu, entre outras) e minerais (amianto, rocha, cerâmica e vidro), etc. A Tabela 1 descreve os principais tipos de fibras e suas características mecânicas (resistência à tração, módulo de elasticidade, densidade e deformação).

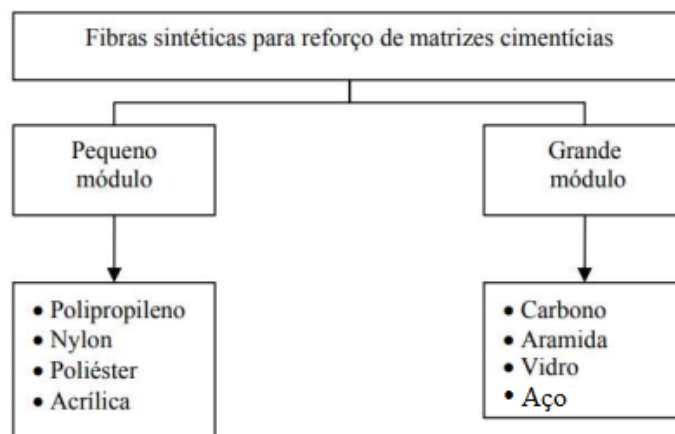
Tabela 1: Propriedades mecânicas dos diversos tipos de fibras usados em matrizes cimentícias.

Material	Diâmetro (mm)	Densidade (g/cm ³)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência a tração (GPa)	Deformação na ruptura (%)
Aço	100-1000	7,84	190 - 210	0,50 - 2,60	0,5 - 3,5
Vidro	0,008- 0,015	2,60	70 - 80	2,0 - 4,0	2 - 5
Amianto	0,00002- 0,0004	2,60	160 - 200	3,0 - 3,50	2 - 3
Polipropileno	20-400	0,90 - 0,95	1 - 10	0,45 - 0,76	15 - 25
Poliéster	10 - 200	1,34 - 1,39	10 - 18	0,23 - 1,20	10 - 50
Polietileno	25 - 1000	0,92 - 0,96	5	0,08 - 0,60	3 - 100
PVA	14 - 650	1,30	29 - 36	0,80 - 1,50	5,7
Madeira	-	1,50	71	0,90	-
Aramida	10	1,45	65 - 133	3,60	2,10 - 4
Carbono	9	1,90	230	2,60	1
Concreto Convencional	-	2,50	30 - 40	1,0 a 4,0	0,005 - 0,015
Argamassa Convencional	-	2,10	25 - 35	2,0 a 4,0	0,005 - 0,015

Fonte: Adaptado de Lucena (2017).

Como visto, as fibras mais comuns disponíveis para o reforço de matrizes cimentícias, podem ser divididas em duas grandes classes: as de pequeno módulo e as grande módulo (tendo o E do concreto e argamassas como referência), conforme a Figura 3.

Figura 3: Classificação dos diversos tipos de fibra usados no reforço de matrizes cimentícias segundo seu módulo de elasticidade

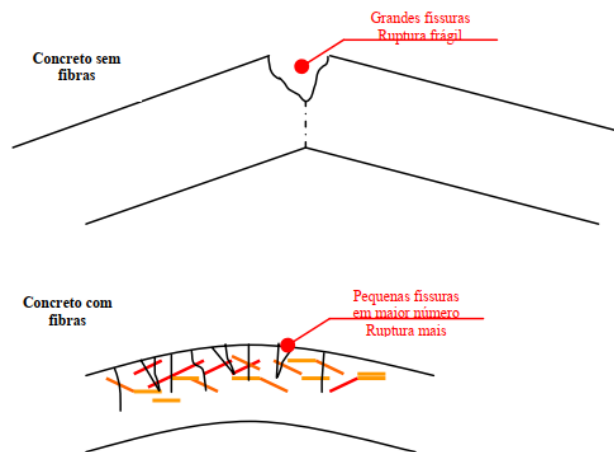


Fonte: Peruzzi (2007).

A maior deformação dos concretos e argamassas é obtida pelo efeito de grampeamento das fissuras, a partir do atrito e da aderência existente entre as fibras e a matriz de cimento, substituindo-se fissuras pronunciadas, chamadas de microfissuras (propriedade encontrada nas argamassas e concretos de cimento Portland sem adição de fibras), por várias microfissuras, de menor abertura e em maior número (Ekane, 1999).

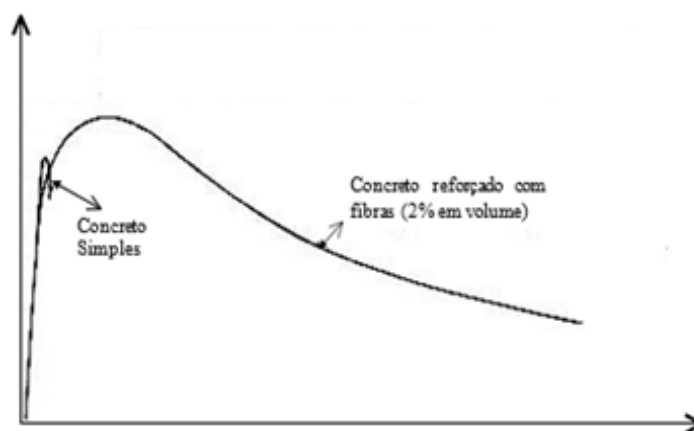
As Figuras 4 e 5 apresentam, respectivamente, a diferença de ruptura à flexão de um concreto sem o reforço de fibras e com fibras e o comportamento carga – deflexão de concretos convencionais e concretos reforçados com fibras (CRF).

Figura 4: Representação esquemática do comportamento à flexão de um concreto convencional e um concreto com adição de fibras



Fonte: PERUZZI (2007) adaptado de Adaptado de MEHTA e MONTEIRO (2014).

Figura 5 - Comportamento carga – deflexão dos concretos convencionais e CRF.



Fonte: MEHTA e MONTEIRO (2014).

2.2.1 *Fibras de Vidro*

Como as argamassas e os concretos de cimento Portland têm baixa resistência à tração em relação à resistência à compressão, baixa capacidade de deformação e ruptura frágil como propriedades intrínsecas, o uso de fibras de vidro AR em matrizes cimentícias já está bem estabelecido em todo o mundo. Seu uso está particularmente relacionado às situações em que a resistência à tração, impacto e deformação das misturas precisam ser aumentadas e sua adição se dá forma dispersa (picada) (Peruzzi, 2007). Por outro lado, a autor afirma que o uso das fibras de vidro na forma de fios, tecidos ou telas em matrizes cimentícias representa um desafio a ser superado, pois são inúmeras as situações em que se necessita do uso de um material não metálico para armar elementos construtivos – estruturais ou não estruturais – como, por exemplo, em ambientes agressivos. Além disso, Callister (2020) afirma que os materiais cerâmicos não sofrem corrosão sob a ação de elementos atmosféricos, como os metais. São também mais duros, isolantes térmicos e condutores elétricos somente em certas condições de umidade e sob altas temperaturas, porém em menor escala que os metais. Não são materiais dúcteis, ao contrário, são frágeis, com boa resistência à compressão, mas geralmente resistem pouco à tração.

2.2.2 *Fibras de Polipropileno*

Outro tipo de fibra que tem sido muito utilizado nos concretos atualmente é a de Polipropileno (PP). Trata-se de uma fibra polimérica, cujo polímero é obtido a partir de derivados do petróleo, e devido a tal condição, pode ser confeccionado em diversas formas e tamanhos, diferentemente de materiais de origem natural (Neville e Brooks, 2013). As fibras de PP são encontradas comercialmente como multifilamentos ou fibriladas, devido a condição dos materiais polímeros terem má aderência à pasta de cimento, o uso das fibras retorcidas ou onduladas é priorizado para que seja possível atingir melhores características no compósito (Neville e Brooks, 2013). Os polímeros têm baixa rigidez e são mais dúcteis que os materiais de comportamento resistente e frágil como o vidro (Silva; Alves; Marques, 2013). Embora o PP tenha módulo de elasticidade (E) em torno de 5 GPa, ou seja, menor que o módulo do concreto e das argamassas, a adição destas fibras nos concretos convencionais resulta na redução das fissuras por retração de secagem, e são utilizadas para esta finalidade de maneira ampla, devido às suas características de auxílio durante a fase de endurecimento da pasta cimentícia e, conseqüente, a obtenção da resistência, do concreto (Souza Filho, 2012).

Por outro lado, as fibras de PP têm sido correntemente usadas em concretos cujo, nas situações de uso, a maior deformação e a abertura de fissura na matriz cimentícia não representem prejuízo ao desempenho esperado, como em pisos de concreto para uso industrial ou de pavimentação em áreas de circulação de veículos.

2.3 HIBRIDIZAÇÃO DE FIBRAS NO CONCRETO

A hibridização de fibras consiste na combinação de diferentes tipos de fibras no concreto para otimizar suas propriedades mecânicas, como a resistência à tração, controle de fissuras e comportamento pós-fissuração, o que permite que o concreto suporte tensões mais elevadas e redistribua melhor as tensões em diferentes fases de carregamento. Yazici et al. (2007) apontam que a hibridização pode melhorar tanto a resistência à compressão quanto a resistência à tração na flexão, dependendo das proporções e dos tipos de fibras utilizadas. Essa combinação pode ser ajustada para otimizar as propriedades do concreto de acordo com os requisitos específicos de cada aplicação, seja em termos de ductilidade, resistência à fissuração ou capacidade de suportar carregamentos cíclicos.

2.3.1 *Melhoria nas propriedades físicas do concreto*

Ao combinar fibras com diferentes características, como fibras de vidro, que aumentam a resistência na fase elástica e fibras de polipropileno, que melhoram a capacidade pós-fissuração, é possível obter um compósito com desempenho superior em termos de resistência à fissuração e ductilidade (Bentur e Mindess, 2007). Assim, a técnica de hibridização apresenta-se como uma solução promissora para o desenvolvimento de concretos reforçados mais eficientes e duráveis.

As Fibras de vidro (FV) são amplamente utilizadas para melhorar a resistência inicial do concreto, devido à sua boa adesão à matriz cimentícia e capacidade de aumentar o limite de proporcionalidade (LOP). Sua ancoragem eficiente na matriz contribui para uma transferência adequada de tensões durante o carregamento (Bentur e Mindess, 2007). Já as fibras de polipropileno (PP) são mais eficazes no comportamento pós-fissuração, retardando a propagação de fissuras e proporcionando maior capacidade de deformação (Ramakrishnan et al., 1998).

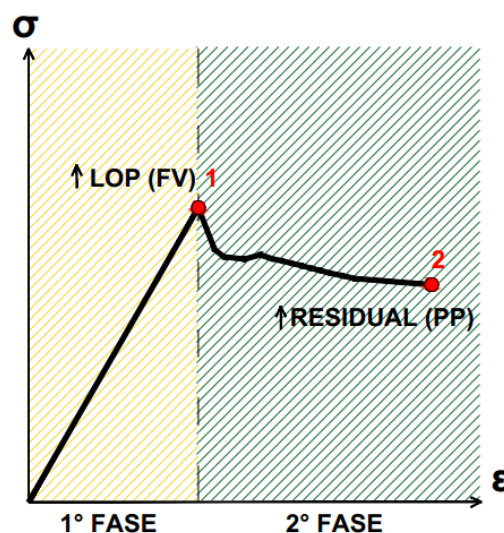
Estudos feitos com corpos de prova contendo diferentes combinações de fibras demonstram, de forma consistente, uma sinergia positiva entre os materiais. Pesquisas indicam que a hibridização de fibras, como as de aço e polipropileno, contribui para o aumento da resistência

à compressão do compósito (Glavind e Aarre, 1991; Yew et al., 2011; Tamil Selvi e Thandavamoorthy, 2013; Konapure e Kangiri, 2014; Vairagade e Kene, 2012). Stähli e Van Mier (2004), ao investigarem o impacto de três diferentes tipos de fibras em concretos, considerando tanto as propriedades no estado fresco quanto os resultados de ensaios à flexão, observaram que a utilização de múltiplos tipos de fibras resulta em compósitos mais eficientes em comparação àqueles reforçados com apenas uma fibra.

2.3.2 Estudo da hibridização de fibras de vidro e polipropileno

Entre as fibras mais estudadas e utilizadas nos concretos estão as Fibras de Vidro (FV) e as fibras de Polipropileno (PP), cada uma com características distintas que influenciam o desempenho do concreto de maneiras diferentes, além de terem um custo viável para essa utilização. Este estudo visa estudar a melhor proporção de FV e de PP a ser adicionada a um concreto convencional, uma vez que cada uma delas têm propriedades distintas e, de certa forma complementares, pois a primeira tem E elevado, mas baixa deformação e a segunda tem E baixo, mas elevada deformação. Assim, a FV pode atuar principalmente na 1ª FASE (elástica) e, uma vez ocorrida essa ruptura, o PP atua na deformação residual pós-fissuração (2ª FASE). A Figura 6 demonstra esquematicamente como seriam essas duas características, obtidas ao CRF.

Figura 6: Diagrama representativo de tensão x deformação do concreto



Fonte: Autor (2024).

É esperado que ocorra no ponto 1, a maior resistência do sistema concreto com fibra de vidro. Sendo nesse o ponto o instante em que o concreto fatura, em decorrência das propriedades de ruptura frágil dos materiais cimentícios, ou seja, neste ponto quem rompe é a matriz. É neste

ponto que será determinado o LOP e, no ponto 2, a fibra de polipropileno atua “grampeando” a matriz fissurada. Isso significa que, quando o concreto reforçado com fibras de polipropileno atinge o ponto de ruptura, ele tende a apresentar um comportamento de deformação plástica, em vez de falhar de forma súbita e sem aviso prévio, como no caso do concreto não reforçado. Esse comportamento dúctil pode trazer benefícios significativos em termos de capacidade de absorção de energia e resistência a impactos.

Quanto à quantidade de fibras adicionadas aos concretos, segundo Mehta e Monteiro (2014), o teor de fibras menor que 1%, ou seja, com baixa fração volumétrica, é utilizado para reduzir principalmente a fissuração por retração. Entre 1% e 2%, fração volumétrica moderada, para aumentar o módulo de ruptura, módulo tenacidade e a resistência ao impacto. Acima 2%, fração volumétrica alta, para o endurecimento por deformação do compósito, ou seja, será um compósito de alto desempenho. Contudo, nessa proporção, a trabalhabilidade será afetada diretamente, causando prejuízos na compactação, durabilidade e no desempenho mecânico.

2.3.3 Relação entre Hibridização e Consumo de Cimento

A incorporação de fibras afeta diretamente o consumo de cimento na mistura. Bentur & Mindess (2007) destacam que a dosagem de cimento deve ser ajustada para manter a trabalhabilidade do concreto quando fibras são adicionadas, evitando problemas como segregação e perda de fluidez. Estudos também sugerem que o uso de aditivos plastificantes ou superplastificantes pode ser necessário para manter a trabalhabilidade, especialmente em misturas com alta proporção de fibras (Bai et al., 2018). O projeto de mistura deve ser cuidadosamente ajustado para maximizar os benefícios da hibridização, equilibrando economia de material e eficiência do compósito.

2.4 CONCRETO ARMADO COM BARRAS NÃO METÁLICAS (REBAR-FRP)

As armaduras não metálicas já são amplamente utilizadas em países como Estados Unidos, Japão, Canadá e Inglaterra. De acordo com Couto (2007), no Brasil, a aplicação de armaduras de FRP apresenta vantagens significativas, especialmente em estruturas de concreto localizadas em regiões litorâneas, onde a corrosão das armaduras é um problema recorrente, e em linhas de metrô, onde as ondas magnéticas aceleram esse processo corrosivo. Esse tipo de material também é indicado para obras hospitalares, devido à necessidade de evitar materiais condutores magnéticos. As armaduras metálicas, por interferirem em campos magnéticos, não são

recomendadas para estruturas onde a neutralidade magnética é essencial, como em instalações de ressonância magnética, estações de transmissão e recepção de dispositivos, além de sistemas ferroviários de levitação magnética, que são amplamente utilizados no Japão (Camacho, 2011).

Além disso, em seu estudo, Hu e Yang (2012), aplicaram a avaliação do ciclo de vida e a avaliação da pegada de carbono para avaliar uma estrutura construída com GFRP. Utilizando o software de Avaliação do Ciclo de Vida “Sima Pro7.2.3” e foi adotado o “IPCC 2007 GWP100a” para calcular as pegadas de carbono desse caso. Para fazer a comparação entre o GFRP e os materiais de aço, a emissão de carbono dessa estrutura de GFRP foi avaliada e comparada com uma estrutura imaginária que usava o material de construção tradicional, o aço com viga H. Os resultados mostraram que as emissões de carbono são de 97.760 a 143.014 kg de CO₂eq quando se usa aço virgem e de 61.510 a 86.446 kg CO₂eq quando se usa GFRP. Portanto, uma redução média de 37,1 a 39,5% na emissão de CO₂ quando comparado ao aço.

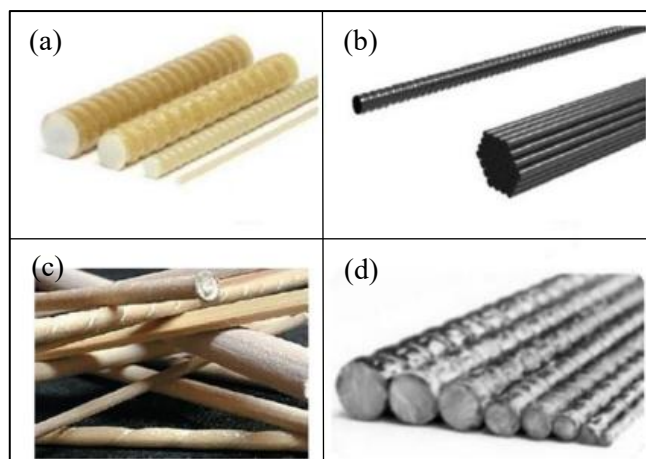
2.4.1 Barras Poliméricas Reforçadas com Fibras (Fiber Reinforced Polymer)

O FRP (do inglês *Fiber Reinforced Polymer*) trata-se de materiais compósitos poliméricos reforçados com fibras. Neles, as fibras têm a função de fornecer resistência e rigidez ao compósito, enquanto a matriz impregna as fibras, transferindo tensões e mantendo a posição e o distanciamento, além de fornecer proteção contra agentes agressivos (ACI 440-1R, 2015).

Os FRPs têm sido usados há décadas nos setores aeronáutico, aeroespacial, automotivo e marítimo, devido às suas vantagens inerentes de alta resistência, baixo peso e propriedades não corrosivas. Os produtos de FRP são fabricados em várias formas diferentes, como barras, chapas ou grades 2D. Seu uso em campos de engenharia civil remonta à década de 1950, quando o vergalhão de GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) foi investigado pela primeira vez para uso estrutural. No entanto, foi somente na década de década de 1970 que o FRP foi finalmente usado em aplicações estruturais. Os vergalhões de várias formas e tamanhos foram desenvolvidos e agora estão disponíveis comercialmente (Isis, 2007).

As fibras mais usadas nos FRPs são: a fibra de vidro (GFRP), o carbono (CFRP), a aramida (AFRP) e a fibra de basalto (BFRP). A Figura 7 mostra os principais tipos de FRP mais utilizados na construção civil.

Figura 7: Tipos de vergalhões de FRP. (a) com fibra de vidro (GFRP), (b) com fibra de carbono (CFRP); (c) com fibra de aramida (AFRP) e (d) com fibra de basalto (BFRP).



Fonte: Ahmed et al. (2020)

De forma geral, em comparação a barras de aço convencionalmente utilizadas como armaduras no concreto armado, barras de GFRP possuem maior resistência a tração e menor módulo de elasticidade. A Tabela 2 indica as propriedades mecânicas de tração para as barras GFRP, aço e demais fibras.

Tabela 2: Comparativo de propriedades mecânicas.

Propriedade / Matriz	Aço	GFRP	CFRP	AFRP
Tensão de escoamento (MPa)	276 a 517	-	-	-
Resistência à tração (MPa)	483 a 690	483 a 1.600	600 a 3.690	1.720 a 2.540
Módulo de Elasticidade (GPa)	200	35 a 51	120 a 580	41 a 125
Deformação no escoamento (%)	0,14 a 0,25	-	-	-
Deformação na ruptura (%)	6 a 12	1,2 a 3,1	0,5 a 1,7	1,9 a 4,4

Fonte: ACI 440.1R (2015).

2.4.2 Matriz polimérica

O polímero presente no compósito de GFRP desempenha um papel essencial ao permitir a transferência de tensões entre as fibras e para a estrutura circundante, além de proteger as fibras contra danos mecânicos e ambientais. Na Figura 8, representada conforme o ACI 440.1R (2015), é esquematizada a distribuição típica de um compósito de FRP, em que o agente de aderência na interface atua como uma proteção adicional para as fibras.

Figura 8: a) Compósito de FRP. b) Exemplo de resina epóxi utilizada no FRP.



Fonte: ACI 440.1R (2015).

As matrizes utilizadas na produção de barras não metálicas são predominantemente termofixas, devido à sua facilidade de manuseio em comparação às termoplásticas. Elas, em estado líquido viscoso, permitem uma melhor impregnação das fibras, garantindo a eficiência do compósito. Entre as resinas termofixas mais utilizadas estão as de poliéster, vinil éster e epóxi, cujas propriedades estão detalhadas na Tabela 3 (Uomoto et al., 2002).

Tabela 3: Propriedades das matrizes poliméricas do compósito de FRP

Propriedades	Matriz		
	poliéster	époxi	Vinil éster
Densidade (kg/m ³)	1200-1400	1200-1400	1150-1350
Resistência a tração (MPa)	34,5-104	55-130	73-81
Módulo longitudinal (GPa)	2,1-3,45	2,75-4,10	3,0-3,5
Coefficiente de Poisson	0,35-0,39	0,38-0,40	0,36-0,39
Coefficiente de expansão térmica (10 ⁻⁶ /°C)	55-100	45-65	50-75
Conteúdo da mistura (%)	0,15-0,60	0,08-0,15	0,24-0,30

Fonte: (Uomoto et al., 2002).

2.4.3 Fibras no FRP

O comportamento estrutural das fibras, quando submetidas a forças de tração, é caracterizado por uma resposta elástico-linear, sem exibir sinais de fadiga em ambientes secos. No entanto, as fibras possuem alta reatividade à água, e sua superfície sensível pode ser facilmente danificada durante o manuseio. Para mitigar esses efeitos, aplica-se um filme protetor que não apenas preserva a integridade das fibras, mas também melhora sua adesividade com a matriz, contribuindo para um desempenho estrutural mais eficiente. Na Figura 9 está um exemplo de fibra de vidro utilizada no FRP.

Figura 9: Matéria prima utilizada na produção do vergalhão de GFRP.



Fonte: You et al. (2015)

Essa susceptibilidade ao meio ambiente deve ser levada em consideração mesmo depois das fibras estarem envolvidas com o polímero, pois qualquer falha no processo de produção pode acarretar danos nos produtos (ACI 440.1R, 2015). Na Tabela 4 estão as propriedades das principais fibras utilizadas no FRP.

Tabela 4: Propriedades das principais fibras utilizadas no FRP.

	Material	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência a tração (MPa)	Deformação última (%)
Carbono	Alta resistência	215 – 235	3500 – 4800	1,4 – 2,0
	Ultra alta resistência	215 – 235	4800 – 6000	2,0 – 2,3
	Alto módulo	350 – 500	2500 – 3100	0,5 – 0,9
	Ultra alto módulo	500 – 700	2100 – 2400	0,2 – 0,4
Vidro	E	70	1900 – 3000	3,0 – 4,5
	S	85 – 90	3500 – 4800	4,5 – 5,5
Aramida	Baixo módulo	70 – 80	3500 – 4100	4,3 – 5,0
	Alto módulo	115 – 130	3500 – 4000	2,5 – 3,5
	Basalto	80 – 90	2500 – 3200	3,0 – 3,5

Fonte: Adaptado de FIB Bulletin 90 (2019).

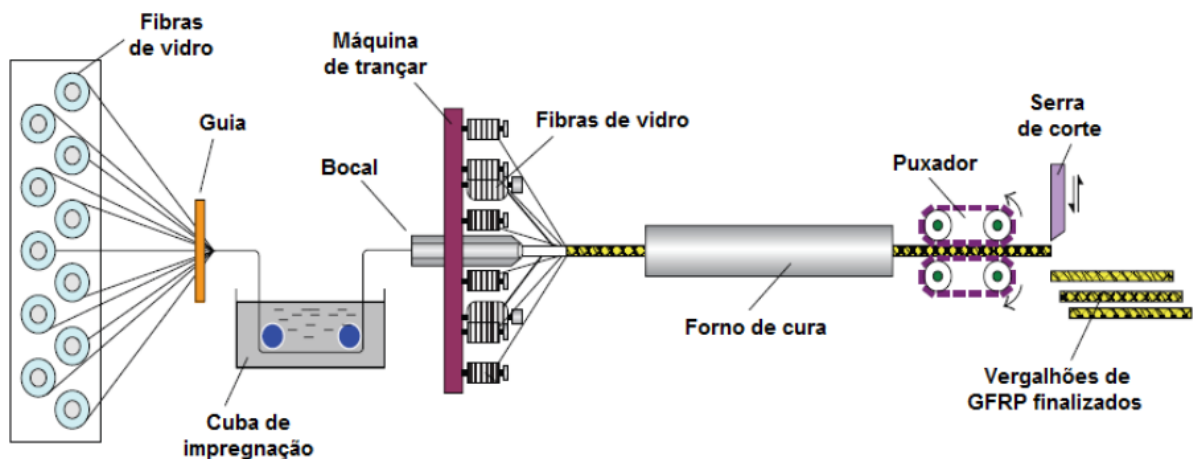
2.4.4 Processo de pultrusão

Os vergalhões de FRP são fabricados pelo processo de pultrusão, que se inicia com o tensionamento das fibras de vidro por uma máquina em direção a uma cuba de impregnação,

em que uma resina líquida (termorrígida) impregna as fibras, em seguida, essa combinação de fibra de vidro e resina polimérica passa por um molde circular que irá conferir a forma da seção transversal do vergalhão (Moura, 2021).

No caso de vergalhões com nervuras helicoidais, ocorre a adição de fibras de vidro na sua superfície, por meio de um mecanismo giratório, concêntrico à passagem do vergalhão ainda liso, efetuando o enrolamento de uma ou mais fibras, constituindo as nervuras, de espaçamento ajustável, no corpo do vergalhão, conforme pode ser visto na Figura 10. Em seguida, o vergalhão é aquecido, ocorrendo a reticulação da resina polimérica e, finalizando o processo, o vergalhão é cortado de acordo com o comprimento desejado, estando pronto para uso (Portnov *et al.*, 2013).

Figura 10: Processo de fabricação dos vergalhões de GFRP com nervuras helicoidais.



Fonte: Moura (2021), adaptado de You et al. (2015).

Segundo Peruzzi (2007) uma grande limitação para o uso das barras de GFRP é o fato de não ser possível a execução de curvas (dobras) de raio pequeno, tal como requerido nos ganchos e dobras de estribos para pilares e vigas, em obra. Essa impossibilidade reside no fato de se usar resinas termofixas (poliéster, epóxi, etc.) na fabricação das barras. Segundo o autor, essa preferência pelo uso das resinas termofixas está no fato destas serem mais resistentes ao ataque químico e suportarem temperaturas mais elevadas e afirma que o uso de resinas termoplásticas poderia ser uma nova vertente de fabricação de FRPs.

Os estribos continuam sendo fonte de limitação no uso de armação exclusivamente de FRP, pois, eles têm que ser moldados nas fábricas produtoras de GFRP, mediante projeto específico e sua conformação (curvas de 90°) feitas quando a resina termofixa estiver se enrijecendo, mas

ainda moldável. Nesse trabalho, as barras de GFRP foram usadas para armar uma viga nos esforços longitudinais e, para os esforços transversais, foram usados estribos de aço.

2.5 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS ARMADAS COM FRP

A substituição de armaduras metálicas por FRP exige adaptações nos procedimentos de dimensionamento devido às propriedades específicas desse material. Como o uso de armaduras de FRP ainda não é tão difundido quanto o de aço, os métodos estabelecidos continuam a ser alvo de debates e revisões. Nesse contexto, em 1996, nos Estados Unidos, foram iniciados os trabalhos do comitê ACI 440, ligado ao American Concrete Institute (ACI), que culminaram em duas normas principais: uma apresentando o estado da arte em FRP (ACI 440.R, 1996) e outra abordando procedimentos para dimensionamento de estruturas armadas com FRP (ACI 440.1R, 2015), conforme destacado por Tavares (2006).

O ACI 440.1R (2015), por exemplo, baseia-se no ACI 318 (2019), enquanto no Canadá os procedimentos foram incorporados ao Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) em 1998, no Japão foram integrados ao JSCE em 1987, e na Europa o grupo FIB 0.3 elaborou diretrizes fundamentadas no EUROCODE de 1990.

Em estruturas com barras de FRP, o dimensionamento segue princípios similares aos aplicados a estruturas armadas com aço, garantindo segurança contra colapso e adequação às condições de serviço. No entanto, devido ao menor módulo de elasticidade do GFRP, as condições de serviço frequentemente representam o fator limitante. Mesmo assim, o dimensionamento é realizado considerando o Estado Limite Último (ELU), mantendo-se alinhado aos critérios utilizados para armaduras metálicas. Para contornar essa diferença, algumas formas propostas são: aumento do momento de inércia da peça pela geometria, aumento da área de GFRP (aumento da armadura) e protensão (Duarte et. al. 2021). Neste trabalho, foram estudadas duas das possibilidades citadas por Duarte et al. (2021), o aumento da taxa de armadura de GFRP (usando o E como limitante) e o aumento do momento de inércia do elemento estrutural.

2.5.1 Estado Limite Último (ELU)

No dimensionamento pelo Estado Limite Último (ELU), a resistência de cálculo (R_d) deve ser maior ou igual às solicitações de cálculo (S_d) para evitar a ruína do elemento estrutural, conforme a relação expressa na Equação 1.

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

As solicitações de cálculo (S_d) são determinadas aplicando-se fatores de segurança às ações previstas, resultando nos esforços solicitantes para o dimensionamento. Por outro lado, a resistência de cálculo (R_d) é obtida reduzindo-se a capacidade resistente de cada material, considerando as propriedades específicas de seus componentes, as condições ambientais em que a estrutura será inserida e sua finalidade.

No caso do concreto, sua resistência é reduzida pelo coeficiente de segurança correspondente, enquanto, para as barras de FRP, o coeficiente de segurança é definido com base nas propriedades específicas desse material. Esses ajustes garantem que a estrutura atenda aos critérios de segurança estabelecidos, mesmo sob as condições mais adversas previstas em projeto.

2.5.1.1 Fator de Redução Ambiental

Segundo Tavares (2006), as estruturas de concreto armadas com barras de FRP são tratadas de maneira distinta das armadas com barras de aço no que diz respeito à durabilidade. Enquanto as estruturas com barras de aço demandam proteção contra corrosão, as armadas com FRP requerem medidas para garantir a durabilidade da armadura e a proteção das fibras utilizadas, fatores que influenciam diretamente a vida útil da estrutura. Normas como o ACI 440.1R (2015), a NS3473 (Noruega), o CHBDC (Canadá), a JSCE (Japão), a norma holandesa BISE e a FIB 9.3 apresentam critérios distintos para o tratamento dos coeficientes de segurança no dimensionamento.

O ACI 440.1R (2015) especifica que as propriedades iniciais das barras de FRP fornecidas pelo fabricante, como resistência à tração, devem ser consideradas sem os efeitos de exposição ambiental de longo prazo. Contudo, como essas estruturas permanecem sujeitas a diferentes condições ambientais que podem impactar o desempenho do material, é necessário aplicar fatores de redução baseados no tipo de exposição e fibra utilizada. Esses fatores são conservadores, considerando a durabilidade do material e os efeitos da temperatura, conforme ilustrado na Tabela 5.

Tabela 5: Fatores ambientais de redução para diferentes tipos de fibras e condições.

Condição de exposição	Tipo de fibra	Fator de redução ambiental (C_e)
Concreto não exposto à água e intempéries	Carbono	1,0
	Vidro	0,8
	Aramida	0,9
Concreto exposto à água e intempéries	Carbono	0,9
	Vidro	0,7
	Aramida	0,8

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015).

A Tabela 5 mostra os fatores ambientais de redução (CE) para diferentes tipos de fibras (carbono, vidro e aramida) sob condições específicas de exposição, destacando que fibras de vidro, por exemplo, possuem valores menores quando expostas à água e intempéries, indicando uma maior vulnerabilidade nesse tipo de ambiente. Essa abordagem assegura que o dimensionamento contemple adequadamente a vida útil e a confiabilidade da estrutura, mesmo em condições adversas.

2.5.1.2 Dimensionamento de vigas a flexão

O dimensionamento à flexão para elementos estruturais com barras de FRP apresenta diferenças fundamentais em relação ao concreto armado tradicional com aço. No aço, o escoamento das barras é considerado ideal, permitindo a utilização máxima da capacidade resistente da armadura e garantindo ductilidade. Em contraste, as barras de FRP, devido ao seu comportamento elástico linear e frágil, não possuem escoamento. Assim, o dimensionamento ideal para estruturas com FRP considera a ruína balanceada, onde o esmagamento do concreto e a deformação da armadura ocorrem simultaneamente.

A principal preocupação no uso do FRP é a fragilidade da ruptura, que ocorre de maneira brusca quando as barras atingem sua capacidade máxima. Por isso, o dimensionamento considera hipóteses específicas, como a deformação máxima do concreto de 3‰ e a aderência perfeita entre concreto e FRP. Além disso, fatores de redução, como o coeficiente ambiental (CE), ajustam as propriedades das barras para considerar condições de exposição.

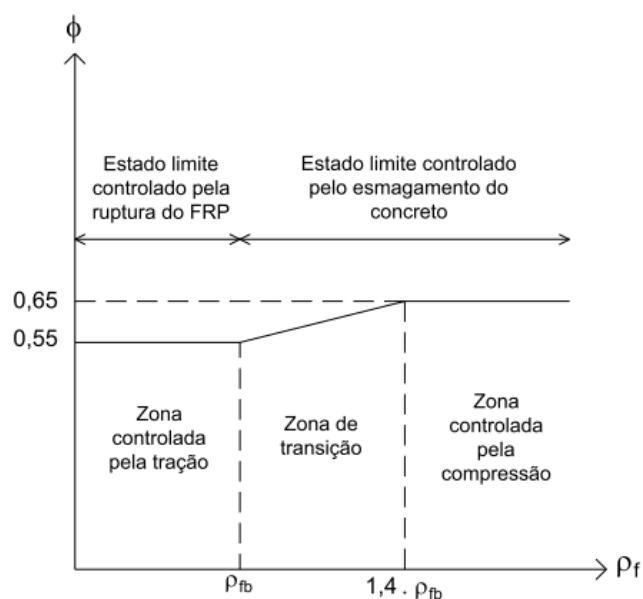
O momento resistente (M_n) do elemento é calculado levando em conta as taxas de armadura do FRP (ρ_f e ρ_{fb}), que definem se a ruína será governada pelo esmagamento do concreto ou pela ruptura da barra. Essas taxas dependem das propriedades do material, como módulo de

elasticidade e resistência à tração, e fatores ambientais que reduzem a capacidade resistente do FRP.

Diferentemente do aço, as propriedades do FRP variam significativamente com o diâmetro, de tal forma que, quanto maior o diâmetro das barras, menor a resistência dela. Outro fator importante é que se deve esperar diferenças na resistência entre fabricantes, tornando essencial a especificação cuidadosa das propriedades das barras no projeto. Essa padronização é crucial para garantir que as barras utilizadas correspondam às características previstas no dimensionamento, evitando discrepâncias que possam comprometer a segurança estrutural.

Por fim, a definição do fator de redução da resistência (ϕ) é influenciada pela relação entre as taxas de armadura. Se a taxa de armadura de FRP for inferior à taxa balanceada, a ruína será causada pela ruptura das barras (Figura 11). Caso contrário, será governada pelo esmagamento do concreto, com o gráfico correspondente apresentando as condições possíveis para a ruína. Esse rigor técnico assegura a segurança e eficiência estrutural em projetos que utilizam armaduras de FRP.

Figura 11: Fator de redução da resistência em função da taxa de armadura de FRP.



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

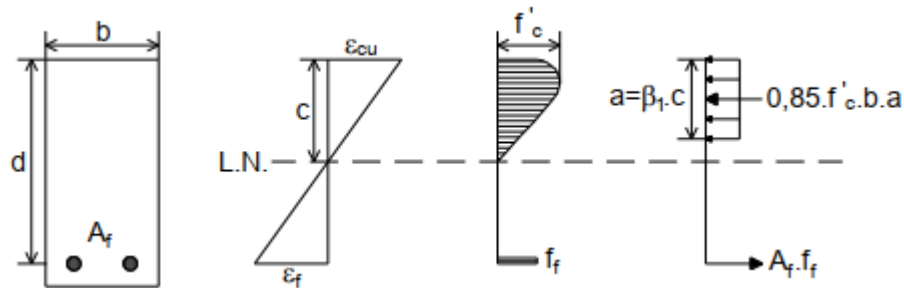
De acordo com Feeser e Brown (2005), no concreto armado convencional, é comum que a resistência à compressão especificada para 28 dias seja superada pelo concreto efetivamente utilizado. No entanto, em elementos armados com FRP, essa superação pode, sob determinadas condições, modificar o modo de falha do elemento estrutural. Isso ocorre porque uma maior resistência do concreto pode alterar o fator de redução da resistência (ϕ) e, conseqüentemente,

o momento resistente ($\phi \cdot Mn$), impactando a comparação com os esforços solicitantes. Esse fenômeno destaca a necessidade de um controle rigoroso das propriedades do concreto especificado em projetos que utilizam FRP, garantindo que os parâmetros de dimensionamento sejam mantidos.

2.5.1.3 Ruína governada pelo esmagamento do concreto

Quando a relação entre $\rho_f > \rho_{fb}$ o diagrama de tensões no concreto pode ser simplificado para um formato retangular, conforme descrito no ACI 440.1R (2015), como ilustrado na Figura 12.

Figura 12: Diagrama aproximado retangular para esmagamento do concreto



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015).

Dessa forma, utilizando as equações de equilíbrio e compatibilidade das deformações, é possível determinar a capacidade resistente do elemento. A força resultante na barra de FRP (R_f) é definida pela Equação 2, onde A_f representa a área da armadura de FRP e (f_f) a tensão na armadura de FRP. Já o braço de alavanca (z) é calculado conforme indicado na Equação 3.

$$R_f = A_f \cdot f_f \quad (2)$$

$$z = d - \frac{a}{2} \quad \text{ou} \quad z = d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \quad (3)$$

Ao multiplicar a força resultante na armadura pelo braço de alavanca determinado pelo binário de forças, obtém-se a resistência nominal à flexão, conforme demonstrado nas Equações 4 a 12.

$$M_n = A_f \cdot f_r \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (4)$$

Assim, do equilíbrio de forças:

$$R_f = R_c \quad (5)$$

Portanto,

$$A_f \cdot f_r = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \quad (6)$$

A partir da igualdade de forças, é possível determinar a altura do diagrama retangular equivalente.

$$a = \frac{A_f \cdot f_r}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (7)$$

Como o comportamento do diagrama tensão-deformação das barras de FRP é elástico linear, pode-se aplicar a Lei de Hooke para descrevê-lo.

$$f_r = E_f \cdot \varepsilon_f \quad (8)$$

Considerando a compatibilidade das deformações, a relação entre a deformação no concreto comprimido e na armadura pode ser expressa.

$$\frac{\varepsilon_f}{d - c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (9)$$

Ao isolar a deformação na armadura.

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad (10)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - \frac{a}{\beta_1}}{\frac{a}{\beta_1}} \right) \quad (11)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \right) \quad (12)$$

Assim, determina-se a tensão na armadura de FRP em função da deformação do material e do diagrama equivalente de tensões, conforme descrito na Equação 13.

$$f_f = E_f \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \right) \quad (13)$$

Substituindo a altura do diagrama equivalente e isolando a tensão na barra, a Equação 13 é transformada na Equação 14.

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} \right) \leq f_{fu} \quad (14)$$

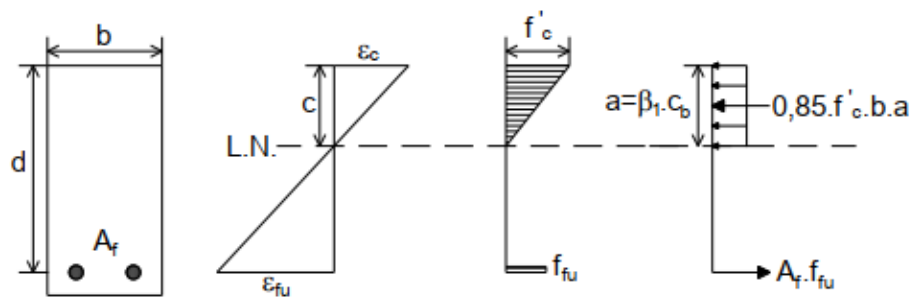
Finalmente, com a tensão na barra, torna-se possível determinar o momento resistente nominal, conforme apresentado na Equação 15, que é expressa em função da taxa de armadura e da taxa de armadura balanceada.

$$M_n = \rho_f \cdot f_r \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_r}{f'_c} \right) \cdot b \cdot d^2 \quad (15)$$

2.5.1.4 Ruína governada pela ruptura da barra de FRP

Quando $\rho_f < \rho_{fb}$, o diagrama de tensões no concreto não pode ser aproximado pela forma retangular descrita no ACI 318 (2019), pois a deformação máxima do concreto $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ não é atingida. Nesse caso, é necessário calcular um diagrama equivalente, conforme ilustrado na Figura 13. Esse diagrama apresenta como incógnitas a deformação final do concreto no momento da ruptura do FRP e a distância da fibra mais comprimida à linha neutra. Além disso, os fatores α_1 e β_1 , que definem o diagrama retangular equivalente, também precisam ser determinados, conforme descrito pelas Equações 16 e 17.

Figura 13: Diagrama equivalente para ruptura da barra de FRP



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015)

$$\alpha_1 = \frac{f_{cm}}{f'_c} \quad (16)$$

$$\beta_1 = \frac{a}{c} \quad (17)$$

Para simplificar a análise, considerando a complexidade de lidar com todas as variáveis envolvidas no diagrama, a resistência nominal à flexão pode ser expressa diretamente pela Equação 18.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad (18)$$

Para uma seção específica, o valor do produto $\beta_1 \cdot c$ varia em função das propriedades dos materiais e da relação da taxa de armadura de FRP. Quando a seção é governada pelo Estado Limite de Ruptura do FRP, o valor máximo desse produto, representado por $\beta_1 \cdot c_b$, ocorre quando a deformação máxima de 0,003 no concreto é alcançada, conforme descrito nas Equações 19 e 20.

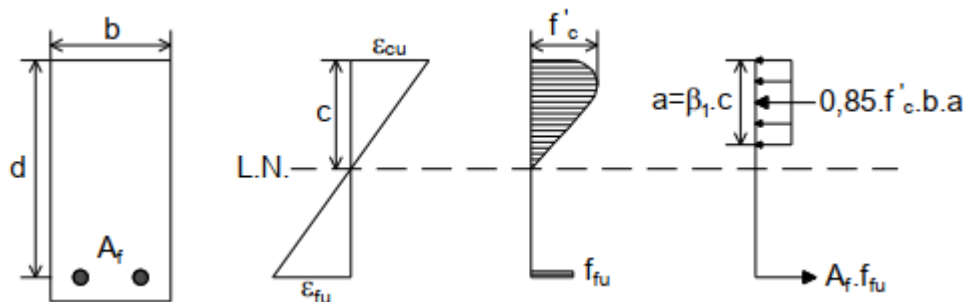
$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right) \quad (19)$$

$$c_b = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \cdot d \quad (20)$$

2.5.1.5 Ruína governada pela ruptura da barra e esmagamento do concreto

Esse caso representa uma abordagem mais conservadora para considerar a ruína governada pela ruptura da barra de FRP, onde a posição da linha neutra é ajustada de forma a refletir a influência conjunta da ruptura da barra e do esmagamento do concreto. Quando $\rho_f < \rho_{fb} < 1,4 \cdot \rho_{fb}$, o dimensionamento é classificado como balanceado, e a falha da estrutura ocorre simultaneamente devido à ruptura da barra de FRP e ao esmagamento do concreto, conforme diagrama representado na Figura 14.

Figura 14: Diagrama equivalente para ruptura balanceada.



Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015).

Dessa forma, considerando que $c = a/\beta_1$, podem-se expressar as relações utilizando as Equações 21 e 22.

$$\frac{\varepsilon_f}{d - c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (21)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \cdot d \quad (22)$$

O momento resistente é determinado pelo menor valor entre o momento gerado pelo bloco de tração e o momento gerado pelo bloco de compressão, conforme indicado na Equação 23.

$$M_n \leq \begin{cases} A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \end{cases} \quad (23)$$

2.5.1.6 Armadura mínima

O limite inferior de armadura é definido exclusivamente para situações em que a falha do elemento estrutural é regida pela ruptura das barras de FRP ($\rho_f < \rho_{fb}$). Esse cálculo visa prevenir a ruptura causada pela fissuração do concreto, conforme descrito na Equação 24.

$$\phi \cdot M_n \geq M_{cr} \quad (24)$$

Com o coeficiente de redução $\phi = 0,55$ e aplicando o fator de ampliação de 1,64 à equação do ACI 318 (2019) originalmente destinada para armaduras de aço ($0,9 / 0,55 = 1,64$), obtém-se o resultado conforme apresentado na Equação 25.

$$A_{f,\min} = \frac{0,41 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{2,3}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d \quad (25)$$

2.5.1.7 Redistribuição dos momentos fletores

Tavares (2006) afirma que, devido ao fato de não existir plastificação nos elementos armados com barras de FRP, como ocorre com os elementos armados com barras de aço, é impossível a redistribuição dos momentos fletores.

2.5.2 Estados Limite de Serviço (ELS)

Elementos de concreto reforçados com barras de FRP possuem uma rigidez pós-fissuração inferior à de elementos reforçados com barras de aço, resultando em deformações mais acentuadas sob cargas de serviço, o que pode acabar governando o projeto. Em muitos casos, esses elementos não atendem aos critérios estabelecidos para controle de deformação e largura de fissuras. A capacidade de serviço é avaliada considerando dois critérios principais.

Fissuração: Fissuras excessivamente largas são indesejáveis por razões estéticas e pela possibilidade de comprometer a integridade ou durabilidade do concreto estrutural.

Deformação: As flechas devem permanecer dentro de limites aceitáveis, conforme os requisitos de uso da estrutura.

Conforme observado por Tavares (2006), devido à diferença de rigidez entre elementos armados com aço e com FRP, os limites de serviço não podem ser avaliados de maneira idêntica. Após o carregamento, elementos armados com barras de FRP exibem deformações maiores e aberturas de fissuras mais amplas, consequência de sua menor rigidez estrutural.

2.5.2.1 Fissuração

As barras de FRP, por serem imunes à corrosão, permitem maior tolerância às aberturas de fissuras em comparação com as barras de aço, uma vez que a principal razão para o controle da abertura de fissuras em estruturas convencionais é a proteção contra a corrosão das armaduras. Duas abordagens podem ser aplicadas para controlar a abertura de fissuras em elementos submetidos à flexão. A primeira consiste em um cálculo direto da abertura das fissuras, enquanto a segunda utiliza um método indireto, especificando o espaçamento máximo entre as barras de reforço. O ACI 440.1R (2015) adota a abordagem indireta, estabelecendo um espaçamento máximo entre barras de FRP necessário para atender ao estado limite de serviço de controle de fissuração, com base nas propriedades das barras e na tensão gerada pelas cargas de serviço.

As estimativas de espaçamento máximo entre barras de FRP fornecidas pelo ACI 318 (2019) são fundamentadas na formulação de largura de fissura desenvolvida por Frosch (1999). Em conformidade com o ACI 318 (2019), o controle da fissuração por flexão em vigas e lajes unidirecionais armadas com barras de FRP é alcançado especificando-se um espaçamento máximo entre barras, determinado pela Equação 26. Nessa equação, w representa a largura máxima permitida para as fissuras (em mm), f_{fs} é a tensão nas barras de FRP sob cargas de

serviço (em MPa), k_b é um coeficiente dependente da ligação, e c_c é o cobrimento do concreto (em mm).

$$s_{m\acute{a}x} = 1,15 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot k_b} - 2,5 \cdot c_c \leq 0,92 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot k_b} \quad (26)$$

Para o nível de tensão da barra de FRP selecionada e o limite estabelecido para a largura de fissuras, o cálculo do espaçamento máximo entre barras, conforme a Equação 26, considera um valor de d_c (espessura da cobertura de concreto, medida desde a extremidade tracionada até o centro da barra mais próxima) que atenda à condição definida na Equação 27. Caso seja necessário aumentar o valor de d_c devido a requisitos específicos de durabilidade ou outros fatores, e o limite máximo de largura de fissuras não possa ser flexibilizado, será necessário reduzir o nível de tensão nas barras de FRP. Isso pode ser alcançado, por exemplo, aumentando a quantidade de reforço à flexão. Considerando f_{fs} como a tensão de serviço do FRP, obtém-se:

$$d_c \leq \frac{E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta \cdot k_b} \quad (27)$$

O termo k_b é um coeficiente que caracteriza o grau de aderência entre a barra de FRP e o concreto ao seu redor. Para barras de FRP com comportamento de aderência semelhante ao de barras de aço não revestidas, k_b é assumido como 1,0. Quando o comportamento de ligação das barras de FRP é inferior ao do aço, k_b é maior que 1,0, e quando o comportamento de ligação é superior, k_b é menor que 1,0.

Esse procedimento possibilita o controle de diferentes níveis de abertura de fissuras por flexão, abrangendo desde fissuras muito estreitas, essenciais para estruturas localizadas em ambientes agressivos ou que demandam estanqueidade, até fissuras mais largas, que podem ser aceitáveis devido à maior resistência à corrosão das barras de FRP.

2.5.2.2 Deformação

De acordo com o ACI 318 (2019), as disposições para o controle de deflexões que ocorrem sob cargas estáticas imediatas e sustentadas em níveis de serviço, excluindo situações de cargas dinâmicas, como terremotos, ventos temporários ou vibrações de máquinas. O ACI 318 (2019) apresenta dois métodos para controlar deflexões em membros de flexão unidirecional: o método indireto, que impõe uma espessura mínima para o membro, e o método direto, que limita as deflexões calculadas.

A menor rigidez, o comportamento elástico flexível e as características específicas de aderência das barras de FRP tornam os elementos armados com este material mais sensíveis às variáveis que influenciam a deflexão, em comparação com elementos reforçados com aço nas mesmas condições. Como resultado, as deflexões em elementos armados com barras de FRP tendem a ser maiores. Por essa razão, o ACI 440.1R (2015) recomenda o uso preferencial do método direto para controle de deflexões. As espessuras mínimas sugeridas no método indireto, apresentadas na Quadro 4, são indicadas apenas para o estágio inicial do projeto, já que as dimensões dos elementos devem ser revisadas considerando os limites de deflexões calculadas. Os valores da tabela são baseados em um limite de deflexão de serviço de $L/240$ sob a carga total de serviço, com taxas de armadura assumidas de $2,0 \cdot \rho_{fb}$ e $3,0 \cdot \rho_{fb}$ para lajes e vigas, respectivamente.

Quadro 4: Espessuras mínimas recomendadas para vigas não protendidas e lajes unidirecionais

Elemento	Espessura mínima (h)			
	Simplemente apoiado	Uma extremidade continua	Ambas as extremidades continuas	Em balanço
Lajes maciças unidirecionais	L/13	L/17	L/22	L/5,5
Vigas	L/10	L/12	L/16	L/4

Fonte: Adaptado de ACI 440.1R (2015).

Quando uma seção não apresenta fissuras, seu momento de inércia corresponde ao momento de inércia bruto (I_g). No entanto, ao atingir um momento máximo sob a ação da carga de serviço (M_a) que supera o momento de fissuração (M_{cr}), ocorre a formação de fissuras, resultando em uma redução da rigidez do elemento. O momento de inércia para uma seção fissurada (I_{cr}) em um elemento retangular é determinado considerando uma seção transformada, com base em uma análise elástica representada pelas Equações 28 e 29. Nessas equações, n_f refere-se à razão entre o módulo de elasticidade das barras de FRP e o módulo de elasticidade do concreto.

$$I_{cr} = \frac{b \cdot d^3}{3} \cdot k^3 + n_f \cdot A_f \cdot d^2 \cdot (1 - k)^2 \quad (28)$$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f \quad (29)$$

A rigidez à flexão global ($E_c \cdot I$) de um elemento fissurado varia entre $E_c \cdot I$ (momento de inércia bruto) e $E_c \cdot I_{cr}$ (momento de inércia da seção fissurada), dependendo do momento de serviço aplicado e do grau de fissuração ao longo do elemento. Branson (1965) introduziu o conceito de momento de inércia efetivo (I_e), permitindo uma transição gradual entre I_g e I_{cr} .

No entanto, Bischoff (2005) demonstrou que a equação de Branson superestima a rigidez do elemento quando a razão I_g/I_{cr} excede valores entre 3 e 4, situação comum em vigas de concreto armadas com barras de FRP, cuja razão I_g/I_{cr} varia tipicamente entre 5 e 25. Isso resulta em subestimação das deflexões nesses elementos.

Para corrigir essa limitação, Bischoff (2005) propôs uma expressão alternativa para o cálculo do momento de inércia efetivo (I_e), que é aplicável tanto a elementos com armaduras de aço quanto de FRP, sem necessidade de fatores empíricos. Enquanto a formulação de Branson (1965) representa uma média ponderada da rigidez ($E_c \cdot I$) entre seções fissuradas e não fissuradas, a abordagem de Bischoff (2005) calcula uma média ponderada da flexibilidade ($1/(E_c \cdot I)$). A versão modificada dessa expressão inclui um fator adicional γ para considerar variações de rigidez ao longo do elemento, conforme a Equação 30. Esse fator depende das condições de carga e contorno, representando o comprimento das regiões não fissuradas e a transição de rigidez em regiões fissuradas. Bischoff e Gross (2011) sugerem um valor de $\gamma = 1,72 - 0,72 \cdot (M_{cr}/M_a)$, derivado da integração da curvatura em vigas simplesmente apoiadas sob carga uniformemente distribuída.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 \cdot \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right]} \leq I_g \text{ onde } M_a \geq M_{cr} \quad (30)$$

O momento de fissuração (M_{cr}) é calculado pela Equação 31, onde y_t representa a distância do eixo do centroide da seção bruta à face tracionada, em milímetros, e λ é o fator de modificação que considera a redução das propriedades mecânicas do concreto leve:

$$M_{cr} = \frac{0,62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot I_g}{y_t} \quad (31)$$

Quando o momento máximo devido à carga de serviço (M_a) é próximo de M_{cr} , ainda que inferior, a variabilidade da resistência à tração do concreto e a restrição do encolhimento pela armadura podem causar fissuração, levando a uma subestimação das deflexões ao utilizar as propriedades da seção bruta.

Deflexões de curto prazo (instantâneas) podem ser calculadas usando o momento de inércia efetivo do elemento armado com FRP e as técnicas usuais de análise estrutural. Para deflexões de longo prazo, a magnitude pode ser significativamente maior que as de curto prazo, sendo influenciada por fatores como geometria do elemento, características da carga (duração e idade do concreto no carregamento), e propriedades do material (módulos elásticos, fluência, encolhimento e evolução de fissuras).

Dados indicam que as curvas tempo versus deflexão de elementos armados com FRP e aço têm comportamentos similares, permitindo o uso da mesma abordagem fundamental para estimar deflexões de longo prazo. Segundo o ACI 318 (2019), a deflexão de longo prazo devido à fluência e encolhimento $\Delta_{(cp+sh)}$ pode ser calculada pela Equação 32:

$$\Delta_{(cp+sh)} = \lambda_{\Delta} \cdot (\Delta_i)_{sus} \quad (32)$$

O parâmetro λ_{Δ} reduz ξ porque a armadura de compressão não é considerada para elementos armados com FRP ($\rho'_f = 0$). Os valores de ξ são dados no ACI 318 (2019) e $(\Delta_i)_{sus}$ é dado pelas deformações imediatas, em mm. Pode ser calculado pela Equação 33:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'_f} \quad (33)$$

ACI 440.1R (2015) recomenda um fator de modificação de 0,6 para ajustar a Equação 34, resultando na Equação 34 para deflexões típicas de elementos armados com barras de FRP.

$$\Delta_{(cp+sh)} = 0,6 \cdot \xi \cdot (\Delta_i)_{sus} \quad (34)$$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para alcançar os objetivos propostos por essa pesquisa, a metodologia foi dividida em duas etapas experimentais distintas. A primeira etapa, envolvendo estudo do compósito formado entre o concreto convencional e as fibras de PP e FV, para obter a melhor proporção entre elas. A segunda etapa, relacionada à determinação das propriedades mecânicas barras de GFRP a serem usadas e, a partir dos resultados obtidos na primeira etapa, calcular vigas para serem armadas com barras de GFRP.

3.1 PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL – CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO E POLIPROPILENO

3.1.1 Traços do concreto reforçado

Na primeira fase experimental, foram realizadas 6 (seis) moldagens, variando-se a proporção de fibras de vidro AR (FV) e de fibras de polipropileno (PP), tendo proporção entre a quantidade de cimento, agregados e aditivos fixados para todas as moldagens. Foi moldado o traço de referência “REF” (0% de FV e 0% de PP) e, a partir dela, aumentou-se a incorporação de cada fibra, sempre mantendo a proporção até atingir um máximo de 100% de um dos tipos de fibra e 0% do outro tipo, com uma variação de até 25% em relação ao outro traço, usando a seguinte notação:

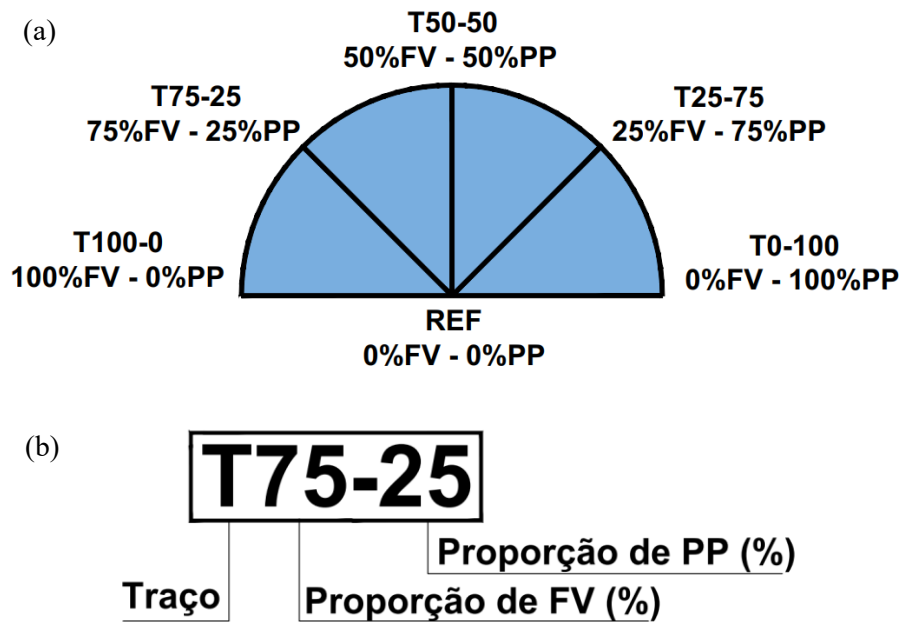
T (traço) n% FV - n% PP

Foram moldadas as seguintes amostras:

- traço 1 - "REF" (100% FV; 0% PP)
- traço 2 - "T100-0" (100% FV; 0% PP)
- traço 3 - "T75-25" (75% FV; 25% PP)
- traço 4 - "T50-50" (50% FV; 50% PP)
- traço 5 - "T25-75" (25% FV; 75% PP)
- traço 6 - "T0-100" (0% FV; 100% PP)

A distribuição dos traços e o método de identificação podem ser verificados conforme apresentado na Figura 15.

Figura 15: a) Distribuição dos traços b) Método de identificação.



Fonte: Autor (2024).

Para a definição da quantidade de fibras que seriam incorporadas, foi verificado e testado durante a pesquisa que o teor de 2% em relação ao volume de concreto era praticamente inexecutável para a trabalhabilidade desejada do concreto, então, limitou-se o teor máximo de fibra em 1% em relação ao volume de concreto. Por fim, feito todas as correções, a Tabela 6 apresenta o traço realizado para cada moldagem.

Tabela 6: Traço do concreto de cada moldagem.

Traço	FV (%)	PP (%)	FV (kg/m ³)	PP (kg/m ³)	Cimento (kg/m ³)	Areia média (kg/m ³)	Brita 01 (kg/m ³)	Água (L)	Aditivo* (s.p.c.)**
REF	0%	0%	0,00	0,00	350,20	810,72	1.071,62	192,61	1,62%
M100-0	100%	0%	26,8	0,00	350,20	810,72	1.071,62	192,61	1,62%
M75-25	75%	25%	20,10	2,27	350,20	810,72	1.071,62	192,61	1,62%
M50-50	50%	50%	13,40	4,55	350,20	810,72	1.071,62	192,61	1,62%
M25-75	25%	75%	6,70	6,82	350,20	810,72	1.071,62	192,61	1,62%
M0-100	0%	100%	0,00	9,10	350,20	810,72	1.071,62	192,61	1,62%

*Aditivo redutor de água tipo 2 RA2 (superplastificante) de acordo com a ABNT NBR 11768-1:2019.

**s.p.c – Sobre o peso do cimento.

Fonte: Autor (2024).

3.1.2 Propriedades físicas e mecânicas das fibras

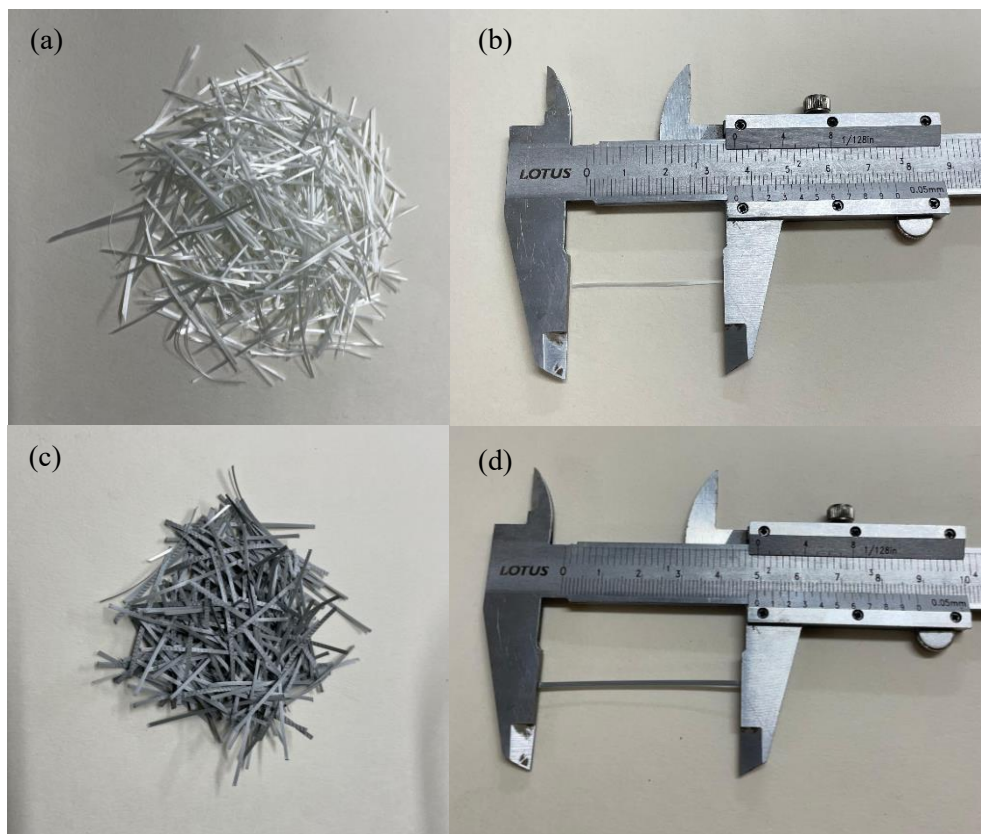
As propriedades das fibras empregados, segundo os fabricantes, usados para a produção do CRF estão dispostos na Tabela 7 e representados na Figura 16.

Tabela 7: Propriedades físicas e mecânicas das fibras usadas.

Tipo de fibra	Peso específico (kg/m³)	Comprimento (mm)	Módulo de Elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)
Fibra de vidro (AR) Descrição: Anti-Crack HP 67/36	2680	36	72	1700
Fibra de polipropileno Descrição: CRF 50/4	910	50 ± 2	5,68	399 – 459

Fonte: Fabricantes (2023).

Figura 16: a) e b) Fibra vidro AR (FV); c) e d) Fibra de polipropileno (PP)



Fonte: Autor (2024).

3.1.3 Cimento

O cimento utilizado neste estudo foi o cimento Portland de alta resistência inicial de tipo CP V-ARI. O cimento foi caracterizado quanto à sua massa específica de acordo com a norma

ABNT NBR 16697: 2018c e equivalente a ASTM C150 (2022), apresentando um valor de 2,99 g/cm³.

3.1.4 Agregados

Os agregados empregados neste trabalho foram: areia natural quartzosa e brita de basalto, da região de Uberlândia/MG, obtidos comercialmente. Os agregados foram submetidos a ensaios de caracterização conforme Quadro 5.

Quadro 5: Ensaio de caracterização dos agregados e normas utilizadas.

Ensaio	Norma brasileira	Norma internacional correspondente
Massa específica e absorção Massa unitária	ABNT NBR 16916:2021a ABNT NBR 16917:2021b	ASTM C128:2022b ASTM C127:2015
Massa unitária	ABNT NBR 16972:2021	
Teor de argila	ABNT NBR 7218:2010b	ASTM C142/C142M:2017b
Teor de material pulverulento	ABNT NBR 16973:2021c	ASTM C117:2017a

Fonte: Autor (2024).

Os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados realizados estão dispostos na Tabela 8.

Tabela 8: Propriedades físicas dos agregados.

Propriedades	Areia natural quartzosa	Brita 1 de basalto
Módulo de finura	2,71	6,97
Dimensão máxima (mm)	2,37	19,1
Massa unitária no estado solto (g/cm ³)	1,49	1,57
Teor de material pulverulento (%)	1,56	0,72
Teor de argila em torrões e materiais friáveis (%)	0,07	1,15
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,60	2,77

Fonte: Autor (2024).

Com base nos resultados, o agregado graúdo foi classificado como brita 1, e a areia natural, conforme suas características, foi classificada como areia média, de acordo com a ABNT NBR 7211:2022.

3.1.5 Aditivo

Para reduzir a quantidade de água no concreto, mantendo o abatimento, foi adicionado o aditivo redutor de água tipo 2 RA2 (superplastificante) de acordo com a ABNT NBR 11768-1:2019. O aditivo utilizado é composto por policarboxilatos e não contém cloretos.

3.1.6 Água

A água utilizada foi proveniente do abastecimento público da cidade de Uberlândia/MG, onde está localizado o Laboratório de Materiais de Construção e Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV) da Universidade Federal de Uberlândia (UFU). Essa água é fornecida pelo Departamento Municipal de Água e Esgoto (DMAE). De acordo com as recomendações da ABNT NBR 15900-1:2009a, a água proveniente de abastecimento público "[...] é considerada adequada para uso em concreto e não requer ensaios."

3.1.7 Resumo de Ensaios Realizados para o CRF

Na primeira fase do experimento, foram realizados ensaios no compósito nos estados fresco e endurecido conforme Quadro 6.

Quadro 6: Ensaio realizados para o CRF.

Fase do experimento	Ensaio	Norma brasileira	Norma internacional correspondente	Nº de CPs por ensaio	Nº total de CPs
Estado Fresco	Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone	ABNT NBR 16889 : 12/2020	ASTM C143/143M - 20	2	12
Estado Endurecido	Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos	ABNT NBR 5739 : 05/2018	ASTM C39/39M - 21	6	36
	Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio	ABNT NBR 16940:2021	EN 14.651	4	24

Fonte: Autor (2024).

O principal ponto que foi desenvolvido na pesquisa são os resultados do compósito em relação à resistência à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais). Foram realizados 4 (quatro) corpos de prova de cada moldagem, sendo que todos foram curados em temperatura ambiente e com mesmo tempo de cura, ensaiados aos 28 (vinte e oito) dias, de acordo com as respectivas normas.

3.1.8 Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos

O ensaio de compressão foi realizado conforme a norma ABNT NBR 5739:2018, com o objetivo de determinar a resistência à compressão de concretos moldados em corpos de prova cilíndricos. O procedimento envolve a aplicação de uma carga axial crescente até a ruptura do corpo de prova. Os corpos de prova cilíndricos utilizados no ensaio foram moldados com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, conforme especificado na norma. Antes do ensaio, os corpos de prova foram devidamente curados e preparados, com as superfícies superior e inferior sendo niveladas para garantir um contato uniforme com as placas da máquina de ensaio.

A carga foi aplicada em uma máquina de ensaio de compressão até o colapso do corpo de prova, com a velocidade de aplicação da carga controlada, conforme os parâmetros da norma. O valor da carga máxima (N) suportada pelo corpo de prova até a ruptura foi registrado.

A resistência à compressão (f_c) foi calculada pela Equação 35.

$$f_c = \frac{4F}{\pi * D^2} \quad (35)$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão, expressa em megapascals (MPa);

F é a força máxima alcançada, expressa em newtons (N);

D é o diâmetro do corpo de prova, expresso em milímetros (mm)

A máquina de ensaios utilizada foi a Emic, modelo DL60.000 com célula de carga de 600 kN, representado na Figura 17. Após realizado o ensaio, podem se observar alguns corpos de prova rompidos na Figura 18.

Figura 17: Aparelho utilizado no ensaio de compressão simples.



Fonte: Autor (2024)

Figura 18: Corpos de prova ensaiados ensaio de compressão simples.



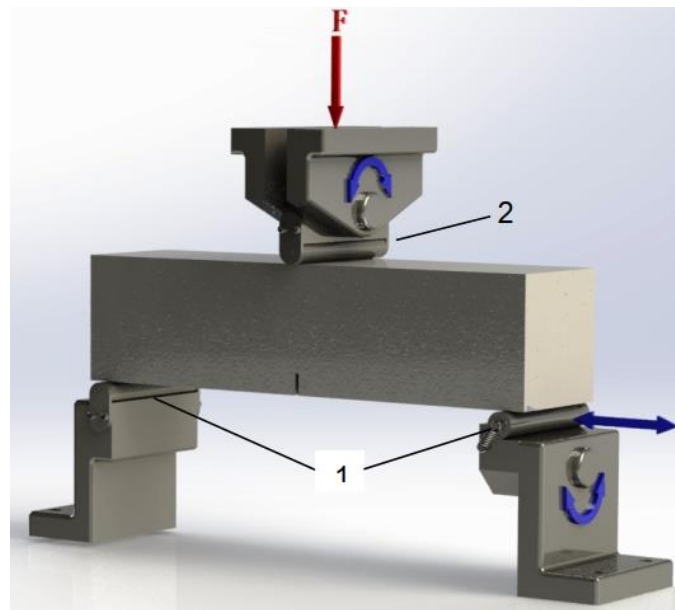
Fonte: Autor (2024).

3.1.9 Ensaio de Resistência à Tração na Flexão

O ensaio de resistência à tração na flexão foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 16940:2021, que define os procedimentos para a determinação do limite de proporcionalidade (LOP) e das resistências residuais em concretos reforçados com fibras. O objetivo do ensaio é avaliar a capacidade do concreto em resistir a tensões de flexão, tanto antes quanto após o início da fissuração.

Corpos de prova prismáticos com entalhe foram submetidos a uma carga de flexão de três pontos, com dimensões específicas conforme a norma. O vão do ensaio foi definido com 500 mm, e a largura (b) e altura efetiva (h_{sp}) dos corpos de prova foram medidas diretamente antes do ensaio. O entalhe foi executado no terço inferior da altura, com profundidade correspondente a 25 mm para garantir que a fissura se iniciasse de maneira controlada. A Figura 19 ilustra o procedimento do ensaio.

Figura 19: Arranjo dos roletes de suporte e aplicação de carga, onde 1: rolete de suporte e 2: roletes de aplicação da carga



Fonte: ABNT NBR 16940:2021.

Durante o ensaio, foi registrada a carga aplicada (N) em função do deslocamento no entalhe, conhecido como CMOD (Crack Mouth Opening Displacement), utilizando um extensômetro localizado na base do entalhe. O deslocamento foi medido até atingir valores de abertura do entalhe (CMOD) de até 3,5 mm, ou até a falha completa do corpo de prova. A Figura 20 mostra um dos corpos de prova ensaiados.

Figura 20: Corpo de Prova no início do ensaio de tração na flexão.



Fonte: Autor (2024).

A ABNT NBR 16940:2021 - *Concreto reforçado com fibras — Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais)* define o limite de proporcionalidade (LOP), representado por f_L , determinado a partir da carga máxima registrada antes do início da fissuração no concreto. Esse valor foi obtido na fase inicial do ensaio, quando

a curva carga versus CMOD ainda é linear. A tensão correspondente ao LOP foi calculada pela Equação 36.

$$f_L = \frac{3F_L l}{2 b h_{sp}^2} \quad (36)$$

Onde,

f_L é o LOP, expresso em newtons por milímetro quadrado (N/mm²)

F_L é a carga correspondente ao LOP, expressa em newtons (N)

l é o comprimento do vão, expresso em milímetros (mm);

b é a largura do corpo de prova, expressa em milímetros (mm);

h_{sp} é a distância entre o topo do entalhe e o topo do corpo de prova, expressa em milímetros (mm).

As resistências residuais foram determinadas após o início da fissuração, em diferentes níveis de abertura do entalhe (CMOD). Esses valores indicam a capacidade do concreto reforçado com fibras de suportar cargas após a fissuração e foram medidos nos seguintes pontos de deslocamento: f_1 (0,5 mm), f_2 (1,5 mm), f_3 (2,5 mm) e f_4 (3,5 mm).

A tensão residual $f_{R,i}$ foi calculada para cada valor de deslocamento $CMOD_i$ utilizando a Equação 37.

$$f_{R,i} = \frac{3 F_i l}{2 b h_{sp}^2} \quad (37)$$

Onde:

F_i é a carga correspondente ao deslocamento $CMOD_i$ (N),

$CMOD_i$ é o valor do deslocamento em mm (0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm).

Os resultados foram apresentados na forma de gráficos de Carga X CMOD e tensão x CMOD, que mostram o comportamento do concreto até o colapso completo. O LOP foi identificado como o ponto máximo da curva antes da fissuração, e as resistências residuais foram determinadas para as diferentes aberturas do entalhe. As curvas revelam a capacidade do concreto em resistir à fissuração inicial e a efetividade das fibras em fornecer reforço adicional após o início da fissuração, evidenciado pelas tensões residuais em diferentes níveis de deslocamento.

A prensa utilizada no ensaio foi uma Máquina Universal de Ensaio com dispositivo de ensaios conforme a NBR 16940, com capacidade da célula de carga de 150kN.

3.2 SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL – VIGAS ARMADAS COM BARRAS DE GFRP

3.2.1 *Caracterização do GFRP*

Para a segunda fase do experimento, foram feitos ensaios de caracterização nas barras de GFRP de diâmetro nominal de 10 milímetros, originadas de doação por uma empresa da cidade de Cambuí/MG.

Conforme citado anteriormente, a norma brasileira sobre o tema ainda está em discussão. Atualmente, existe apenas o Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1: Barras de polímero reforçado com fibras (FRP) destinadas a armaduras para estruturas de concreto armado, que na data de apresentação deste trabalho está em discussão pública. Além disso, também foi utilizado o manual de Práticas Recomendadas do CT303 - Comitê Técnico IBRACON/ABECE de Materiais Não Convencionais para Reforço de Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras. Portanto, foi feito em conjunto um estudo sobre as atuais normas internacionais que tratam sobre o tema, que resultou em um Programa Setorial de Qualidade (PSQ) das Barras e Telas Poliméricas de Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) da Associação Brasileira da Indústria de Fibras Para Construção e Produtos Afins (ABIFIBRA).

O Quadro 7 representa os ensaios que foram realizados e um comparativo entre as referências normativas brasileiras e as normas internacionais correspondentes.

Quadro 7: Resumo de ensaios de caracterização de barras GFRP.

Ensaio realizado	Referência normativa brasileira	Norma internacional correspondente
Determinação do diâmetro efetivo das barras de GFRP	<ul style="list-style-type: none"> • Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1 • CT 303 (Anexo B) 	<ul style="list-style-type: none"> • ISO 10406-1:2015 Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete – Test methods; • ASTM D7205/D7205M – 06, Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars; • GOST 31938 (2012) - Fiber-reinforced polymer bar for concrete reinforcement. General technical specifications.
Determinação da resistência à tração e do módulo de elasticidade das barras de GFRP	<ul style="list-style-type: none"> • Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1 • CT 303 (Anexo B) 	<ul style="list-style-type: none"> • ISO 10406-1:2015 Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete – Test methods; • ASTM D7205/D7205M – 06 Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars; • GOST 31938 (2012) - Fiber-reinforced polymer bar for concrete reinforcement. General technical specifications.
Determinação da resistência de aderência das barras de GFRP ao concreto	<ul style="list-style-type: none"> • Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1 • CT 303 (Anexo E) 	<ul style="list-style-type: none"> • ISO 10406-1:2015 Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete – Test methods; • ASTM D7913/D7913M – 14, Standard Test Method for Bond Strength of Fiber-Reinforced Polymer Matrix Composite Bars to Concrete by Pullout Testing; • GOST 31938 (2012) - Fiber-reinforced polymer bar for concrete reinforcement. General technical specifications.

Fonte: Autor (2024).

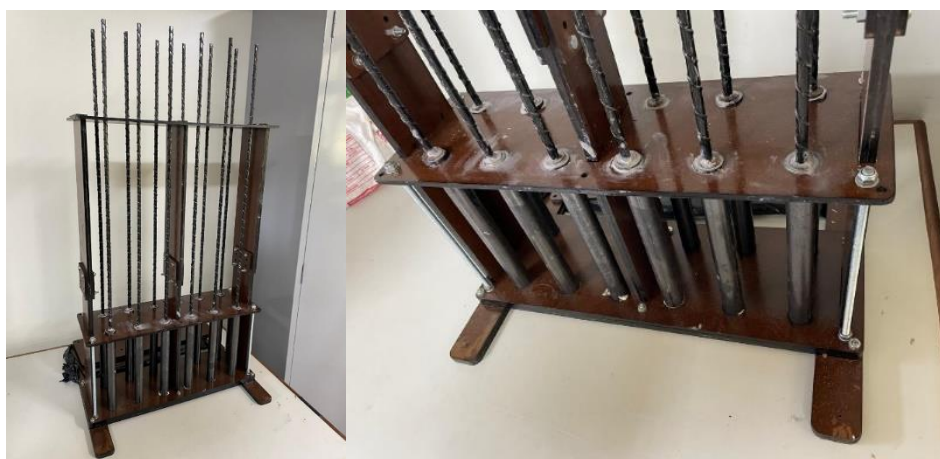
Para realizar os ensaios das barras poliméricas de GFRP, foi desenvolvida toda a técnica e os dispositivos necessários, em um esforço conjunto do Grupo de Pesquisa em Compósitos Cimentícios com Fibras e Rebars – GFRP - FIBRA, grupo certificado pelo CNPq.

Ressalta-se também que devido à natureza do material GFRP ser um compósito de materiais cerâmicos (vidro) e poliméricos (resina), sua ruptura é frágil e devido a isso, não é possível realizar os ensaios tensionando diretamente o material, pois no primeiro aparecimento de

trincas, haveria aumento intenso de tensões localizadas no material sob tensão constante (Callister, 2020). Por isso, há a necessidade de envolver a barra de GFRP com um tubo de aço preenchido com resina epóxi, e somente assim, aplicar tensão no material, como nos ensaios de tração e aderência.

Para garantir a correta centralização da barra de GFRP no tubo de aço durante a moldagem dos CPs, foi necessário desenvolver um dispositivo, conforme ilustrado na Figura 21.

Figura 21: Dispositivo para moldagem de CPs de GFRP.

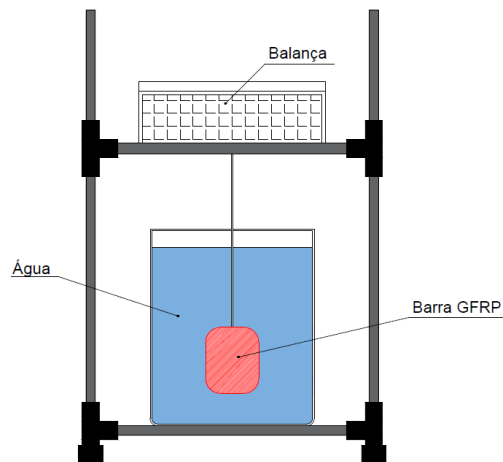


Fonte: Autor (2024).

3.2.2 Determinação do diâmetro efetivo

A determinação da dimensão efetiva da seção transversal foi realizada com base no Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1. No qual, a amostras deve ser composta por pelo menos cinco corpos de prova, retirados aleatoriamente de um mesmo lote. Cada corpo de prova possuía, no mínimo, 100 mm de comprimento e uma massa mínima de 50g. As medições foram realizadas utilizando uma balança com capacidade mínima de 5 kg e resolução de 1 g, acoplada a um conjunto para pesagem hidrostática, conforme ilustrado na Figura 22 e o cálculo do diâmetro efetivo (ϕ_{ef}) deve ser feito segundo a Equação 38.

Figura 22: Representação do ensaio de determinação do diâmetro efetivo.



Fonte: Autor (2024).

$$\phi_{ef} = \sqrt{\frac{4 \times (m_1 - m_2)}{\pi \times \rho \times l}} \quad (38)$$

Onde,

- m_1 é a massa aparente de um corpo de prova ao ar (mg);
- m_2 é a massa aparente de um corpo de prova imerso em água (mg);
- ρ é a densidade da água (considerada igual a 1 mg/mm³);
- l é o comprimento médio do corpo de prova (mm).

Os valores limites da dimensão efetiva da seção transversal preconizados pelo Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1 estão dispostos na Tabela 9.

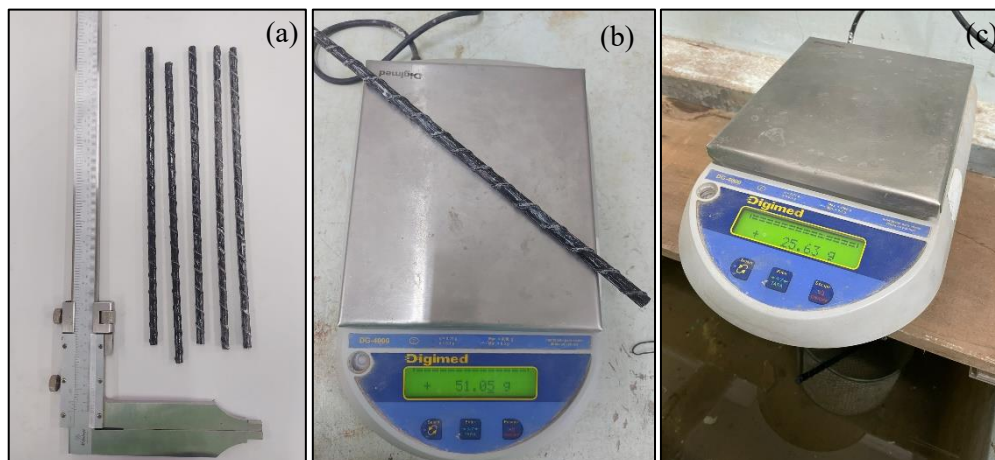
Tabela 9: Dimensões efetivas da seção transversal segundo o Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1

Diâmetro Nominal (mm)	Seção transversal (mm ²)	Dimensão efetiva da seção transversal	
		Mínimo	Máximo
4	12,6	11,8	17,7
5	19,6	18,5	25,4
6	28,3	26,6	45,2
8	50,3	47,2	70,7
10	78,5	73,8	101,8
12	113,1	106,3	138,5
14	153,9	144,7	181
16	201,1	189	229
18	254,5	239,2	282,7
20	314,2	295,3	342,1
22	380,1	357,3	441,8
25	490,9	461,4	554,2
28	615,7	578,8	723,8
32	804,2	756	910

Fonte: Autor (2024).

A Figura 23, ilustra os CP que foram utilizados, e as pesagens realizadas para a realização do ensaio.

Figura 23: Ensaio de determinação do diâmetro efetivo. a) CP utilizados. b) Pesagem do CP ao ar. c) Pesagem do CP imerso em água.

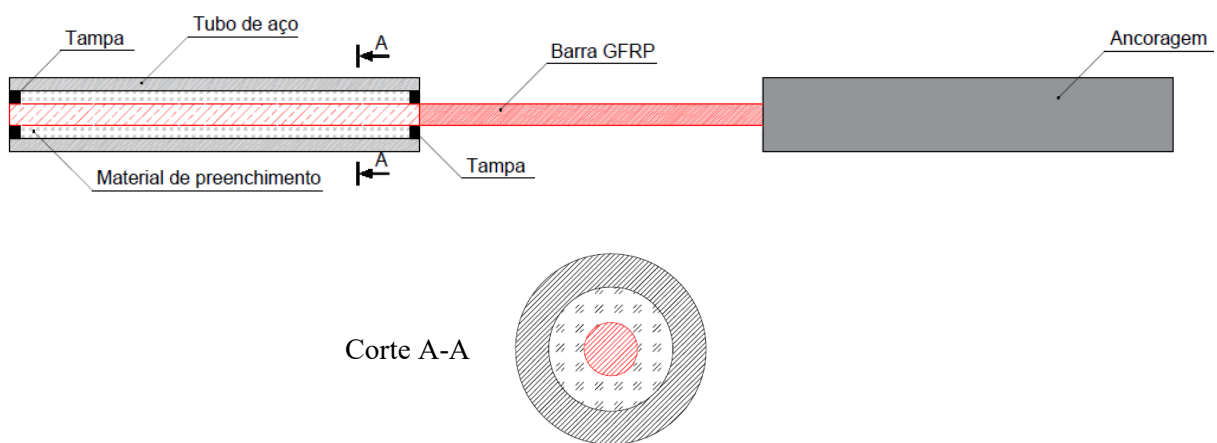


Fonte: Autor (2024).

3.2.3 Ensaio de Resistência à Tração e Módulo de Elasticidade

Os corpos de prova foram retirados de forma aleatória de um mesmo lote de barras e o seu comprimento total é determinado pelo comprimento das duas ancoragens somado ao comprimento livre entre as ancoragens. Recomenda-se que o corpo de prova para o ensaio atenda a configuração apresentada na Figura 24 e na Tabela 10, com comprimento livre entre as ancoragens não inferior a 40 vezes o diâmetro da barra. A ruptura deve ocorrer dentro do comprimento livre, entre as ancoragens, e sem escorregamento da barra nas ancoragens.

Figura 24: Representação esquemática do corpo de prova para ensaio à tração



Fonte: Adaptada de GOST 31938 (2012).

Tabela 10: Dimensões recomendadas dos corpos de prova e ancoragem (tubos de aço Schedule 40)

Diâmetro nominal das barras (mm ²)	Dimensões das ancoragens	
	Diâmetro externo do tubo de aço Schedule 40 para ancoragem (mm ²)	Comprimento da ancoragem (mm)
4 a 10	26,7	250
12 a 16	33,4	250
18 a 22	42,2	300
22 a 30	48,3	350

Fonte: Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1

O tubo utilizado foi o Schedule 40s de 3/4", que apresenta um diâmetro interno de 20,93 mm e diâmetro externo de 26,7 conforme preconiza o Projeto de Norma ABNT NBR 17201-1,

adquiridos comercialmente na cidade de Uberlândia/MG. A Figura 25 demonstra os tubos utilizados no ensaio.

Figura 25: Tubo Schedule 40s de 3/4” utilizados no ensaio.



Fonte: Autor (2024).

Para a resina, foi utilizado um adesivo estrutural à base de resina epóxi de média viscosidade (fluido) bi-componente. E cuja características apresentava uma resistência à compressão de 70 MPa aos 7 dias. E, resistência ao cisalhamento ≥ 10 MPa aos 7 dias. Foi utilizado uma seringa com 60 ml de capacidade para auxiliar no preenchimento de todo o tubo com resina, conforme Figura 26. O tempo de cura da resina foi de 7 dias para todos os CPs ensaiados.

Figura 26: Resina epóxi utilizada e seringa para auxílio no preenchimento do tubo.

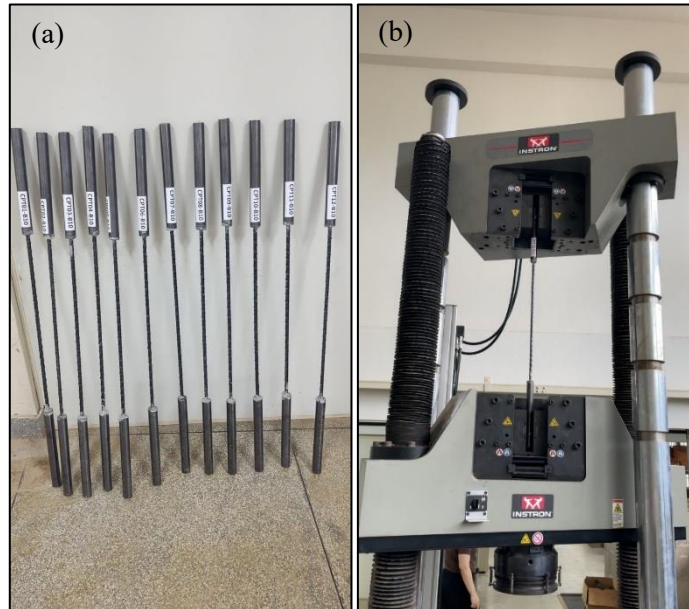


Fonte: Autor (2024).

O sistema de aquisição de dados forneceu registro contínuo de força por meio da máquina de ensaio e deslocamento por sensores de deslocamento linear, que foram posicionados no centro das barras ensaiadas. A taxa de carregamento foi definida de modo a produzir ruptura dentro de

1 min a 10 min, desde o início da aplicação da força. A velocidade da máquina foi definida em 5 mm/min. A Figura 27 demonstram os CPs moldados o ensaio sendo realizado.

Figura 27: Ensaio de Resistência à Tração e Módulo de Elasticidade. a) CPs moldados. b) Ensaio sendo realizado.



Fonte: Autor (2024).

A resistência à tração (f_t) da barra de GFRP foi calculada dividindo a força máxima atingida pela área efetiva da seção transversal, conforme a Equação 39.

$$f_t = \frac{P}{A_{ef}} \quad (39)$$

Onde,

P é a força máxima (N);

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra (mm^2).

O módulo de elasticidade (E_f) em MPa é calculado de acordo com a Equação 40.

$$E_f = \frac{(P_1 - P_2)}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) * A_{ef}} \quad (40)$$

Onde,

P_1 é a força que constitui uma deformação de 0,003 (N);

P_2 é a força que constitui uma deformação de 0,001 (N);

ε_1 é a deformação específica de 0,003;

ε_2 é a deformação específica de 0,001;
 A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra (mm²).

A deformação específica (ε), medida com o auxílio de clip-gauge, é calculada de acordo com a Equação 41:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (41)$$

Onde,

ΔL é a medida da variação de comprimento registrada pelo clip-gauge no momento de aplicação de uma força (mm);

L é definido como a dimensão inicial do comprimento livre, e é considerado o campo de leitura do clip-gage (mm).

3.2.4 Propriedades Físicas do Concreto

Para o concreto da segunda fase experimental foi mantido o mesmo traço em relação a cimento, areia e brita da primeira fase, e adotado como melhor traço para o desenvolvimento do trabalho como o T75-25. Entretanto, como se pode observar nos resultados do ensaio de abatimento do tronco de cone da primeira fase, a trabalhabilidade praticamente nula seria inviável para fazer o molde de vigas armadas, causando possíveis falhas na concretagem do elemento estrutural. Sendo assim, reduziu-se a proporção do volume de fibras de 1% para 0,50% em relação ao volume de concreto. O traço utilizado na moldagem das vigas ficou definido como está representado na Tabela 11.

Tabela 11: Traço do concreto para a segunda fase experimental.

Traço	FV (%)	PP (%)	FV (kg/m ³)	PP (kg/m ³)	Cimento (kg/m ³)	Areia média (kg/m ³)	Brita 01 (kg/m ³)	Água (L)	Aditivo* (s.p.c.)**
M75-25	75%	25%	10,05	1,14	350,20	810,72	1.071,62	192,61	1,62%

*Aditivo redutor de água tipo 2 RA2 (superplastificante) de acordo com ABNT NBR 11768-1:2019.

**s.p.c – Sobre o peso do cimento.

Fonte: Autor (2024).

Os ensaios para investigar as propriedades físicas do concreto da segunda fase experimental estão dispostas na Quadro 8.

Quadro 8: Ensaios realizados no concreto da segunda fase experimental.

Fase do experimento	Ensaio	Norma brasileira	Norma internacional correspondente
Estado Fresco	Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone	ABNT NBR 16889 : 12/2020	ASTM C143/143M - 20
Estado Endurecido	Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos	ABNT NBR 5739 : 05/2018	ASTM C39/39M - 21
	Ensaio de compressão diametral	ABNT NBR 16940:2021	ASTM C1609/C1609M
	Ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade do Concreto	ABNT NBR 8522:2021	ASTM C469/C469M

Fonte: Autor (2024).

3.2.5 Ensaio de resistência a tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi realizado em conformidade com a norma ABNT NBR 7222:2011, que especifica o método para determinação da resistência à tração indireta de corpos de prova cilíndricos de concreto.

A carga foi aplicada utilizando uma prensa hidráulica com controle preciso de velocidade, conforme especificado pela norma, para garantir a uniformidade nos resultados. Durante o ensaio, a carga máxima registrada no momento da ruptura foi utilizada para calcular a resistência à tração por compressão diametral, segundo a equação fornecida pela norma, conforme Equação 42. O ensaio sendo realizado está representado na Figura 28.

$$f_{ct,sp} = \frac{2 F}{\pi dl} \quad (42)$$

Onde,

$f_{ct,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral (MPa);

F é a força máxima obtida no ensaio (N);

d é o diâmetro do corpo de prova (mm);

l é o comprimento do corpo de prova (mm).

Figura 28: Execução de ensaio de resistência a tração por compressão diametral.



Fontes: Autor (2024).

3.2.6 Ensaio de Determinação do Módulo de Elasticidade do Concreto

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade do concreto foi realizado conforme a norma ABNT NBR 8522:2021, que estabelece o método para medir o módulo de elasticidade estático em corpos de prova cilíndricos. O procedimento consiste em submeter os corpos de prova a carregamentos axiais de compressão, controlados e gradativos, para avaliar a relação entre tensão e deformação em uma faixa elástica. Os corpos de prova, com dimensões padrão de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, foram moldados e curados conforme recomendações normativas. Durante o ensaio, foi aplicado um pré-carregamento inicial para assentar o sistema, seguido por ciclos de carga e descarga dentro de uma faixa de tensões definida, correspondente a 0,5 MPa e 30% da resistência à compressão do concreto. As deformações axiais foram medidas por extensômetros acoplados ao corpo de prova, e o módulo de elasticidade foi calculado com base no comportamento linear da curva tensão-deformação.

Esse ensaio é essencial para caracterizar o comportamento elástico do concreto e fornecer parâmetros para projetos estruturais, contribuindo para a análise da deformabilidade e da rigidez das estruturas. A Figura 29 demonstra o ensaio sendo realizado.

Figura 29: Execução de ensaio de determinação do módulo de elasticidade.

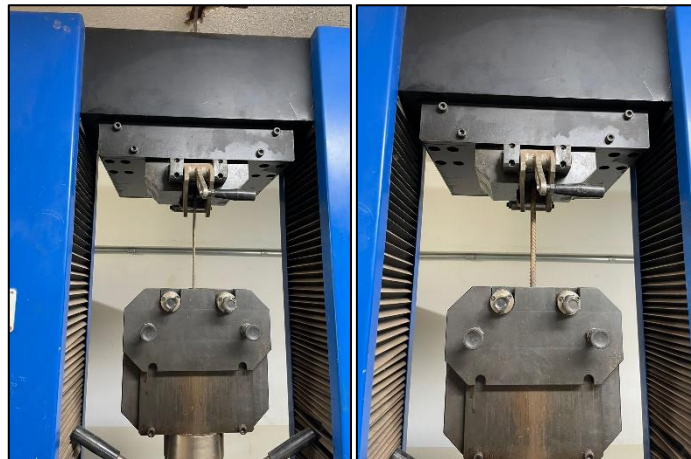


Fonte: Autor (2024).

3.2.7 Caracterização de barras de aço

As barras de aço CA-60 de diâmetro $\varnothing 5$ mm e CA-50 de diâmetro $\varnothing 10$ mm foram caracterizados em ensaio de tração na máquina universal EMIC DL60.000 seguindo a norma ABNT NBR 6349:2022, sendo a ASTM A370 (2021) sua equivalente. Para cada diâmetro, três amostras foram ensaiadas e os valores médios foram determinados. A Figura 30 demonstra um CP de barra de aço CA-60 de 5 mm de diâmetro e um CP de barra de aço CA-50 de 10 mm de diâmetro respectivamente.

Figura 30: Ensaio de tração de barras de aço. a) CA-60 $\varnothing 5$ mm. b) CA-50 $\varnothing 10$ mm.

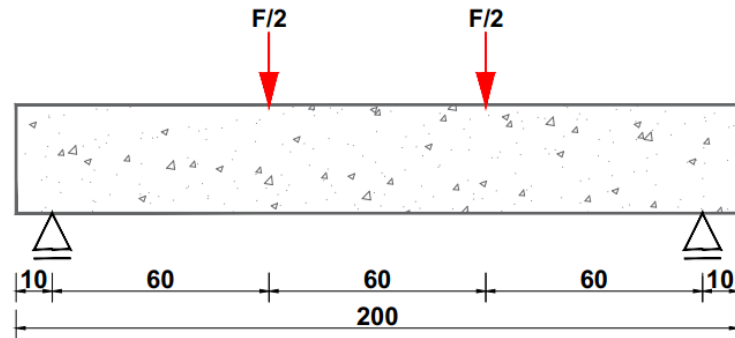


Fonte: Autor (2024).

3.2.8 Ensaio de flexão de viga

O ensaio à flexão das vigas foi realizado conforme o ensaio previsto nas normas ABNT NBR 12142:2010, e a sua norma internacional correspondente ASTM C78/C78M – 22. O modelo do ensaio está representado na Figura 31.

Figura 31: Modelo de ensaio a flexão em dois pontos.



Fonte: Autor (2024).

Foram analisados os seguintes parâmetros:

- 1º) força e deslocamento nas quais ocorreu a primeira fissura do concreto;
- 2º) força em relação a abertura de fissuras e mapeamento das mesmas;
- 3º) força última obtida no ensaio e o deslocamento correspondente.

O procedimento envolve a colocação do corpo de prova em uma máquina de ensaio com apoios ajustáveis para evitar restrições indevidas. A carga é aplicada de forma contínua e uniforme até a ruptura, sendo o valor registrado no momento da falha utilizado para o cálculo da resistência à tração na flexão. A resistência foi obtida pela Equação 43.

$$f_{ct,f} = \frac{F \cdot L}{b \cdot d^2} \quad (43)$$

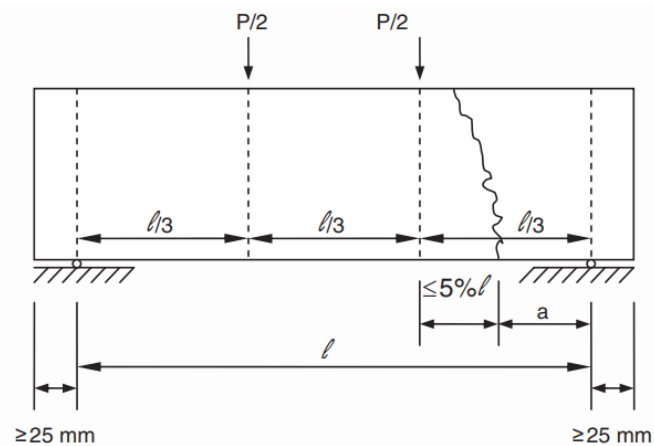
Caso a ruptura ocorra fora do terço médio, a uma distância deste não superior a 5% de l , conforme representado na Figura 32. A resistência a tração na flexão foi calculada pela Equação 44.

$$f_{ct,f} = \frac{3 \cdot F \cdot a}{b \cdot d^2} \quad (44)$$

Onde,

- $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão (MPa);
- F é a carga de ruptura (N);
- l é o vão livre entre os apoios (mm);
- b é a largura da seção transversal do corpo de prova (mm);
- d é a altura da seção transversal do corpo de prova (mm).
- a é a distância média ente a linha de ruptura na face tracionada e a linha correspondente ao apoio mais próximo (mm).

Figura 32: Ruptura fora do terço médio.

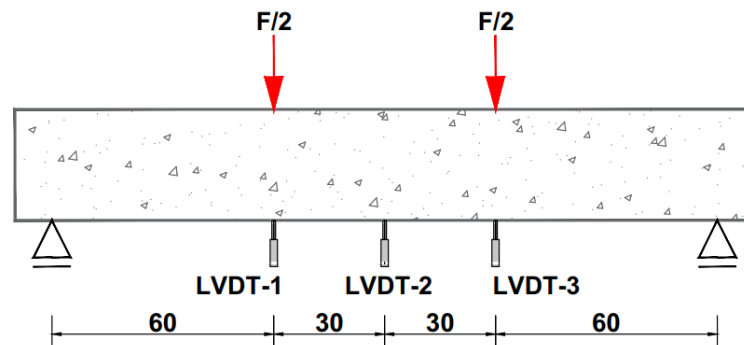


Fonte: ABNT NBR 12142 (2010).

3.2.9 Aparelhagem do ensaio

Com o objetivo de analisar o comportamento mecânico dos blocos, empregou-se transdutores de deslocamento variável linear (LVDT). Esses dispositivos foram utilizados para mensurar os deslocamentos horizontais em três pontos: primeiro ponto de aplicação da carga (60 centímetros do apoio da esquerda), meio do vão (90 centímetros de ambos os apoios) e segundo ponto de aplicação da carga (60 centímetros do apoio da direita). Para efeito de padronização, sempre a numeração em relação a nomenclatura do LVDT ocorreu da esquerda para a direita, conforme Figura 33.

Figura 33: Posicionamento dos LVDTs no ensaio de flexão.



Fonte: Autor (2024).

3.2.10 Dimensionamento de Vigas – Considerações Iniciais

A segunda fase do experimento consiste na comparação de um elemento estrutural feito em aço e outros feitos com novos materiais convencionais estudados nessa pesquisa: fibras e GFRP. Ou seja, foram dimensionadas, executadas e ensaiadas 3 tipos de vigas, sendo 2 unidades de cada, todas utilizando o melhor traço do CRF obtido na 1ª FASE.

Para dimensionar as vigas, alguns dados foram adotados e fixados para todas as vigas. Os parâmetros de Classe de Agressividade Ambiental, relação água/cimento, classe do concreto e cobrimento nominal foram baseados na ABNT NBR 6118:2023. Ficando então definidos os critérios:

1. Classe de agressividade ambiental: CAA I – Moderado – Urbano – Risco Pequeno (por se tratar de experimento em laboratório com ambiente controlado);
2. Relação água/cimento: $\leq 0,65$;
3. Classe do concreto: $\geq C20$;
4. Cobrimento nominal: 25 mm;
5. Bitola nominal dos vergalhões armadura longitudinal: $\phi 10$ mm;
6. Armadura transversal feita de aço CA-60;
7. Bitola nominal dos vergalhões armadura transversal: $\phi 5$ mm;
8. Mesma armadura transversal para todas as vigas;
9. Mesmo traço do concreto para todas as vigas.

3.2.11 Considerações do dimensionamento

A premissa do dimensionamento foi que, a partir de uma viga de aço definida, com uma área de aço (A_{st}) estipulada, a viga de GFRP deveria ser dimensionada para se comportar da maneira

mais semelhante à de aço. Sendo assim, a partir dos critérios, e com o cálculo do deslocamento da viga de aço foi dimensionado a armadura de GFRP em duas condições:

1. Superarmando o GFRP, colocando mais barras do que as 2 longitudinais, para que a ruptura fosse pelo esmagamento do concreto e houvesse pouca deformação das barras.
2. Alterando o momento de inércia da viga, fixando sua largura (b_w) e alterando sua altura, porém mantendo as 2 barras longitudinais.

Ambos os cálculos estão demonstrados no Anexo A. Seguidos esses critérios, as vigas se diferenciam em três tipos:

Viga Tipo 01: vigas de referência de aço, com dimensões de 15 x 30 x 200 cm. Armadas com as barras de aço CA-50 na longitudinal de 10 mm de diâmetro nominal e CA-60 na armadura transversal com 5 mm de diâmetro nominal.

Viga Tipo 02: vigas superarmadas de GFRP, com dimensões de 15 x 30 x 200 cm. Armadas com as barras de GFRP na longitudinal de 10 mm de diâmetro nominal e CA-60 na armadura transversal com 5 mm de diâmetro nominal.

Viga Tipo 03: vigas armadas de GFRP com momento de inércia alterado, com dimensões de 15 x 35 x 200 cm. Armadas com as barras de GFRP na longitudinal de 10 mm de diâmetro nominal e CA-60 na armadura transversal com 5 mm de diâmetro nominal.

A nomenclatura das vigas foi feita conforme demonstrado na Figura 34.

Figura 34: Método de identificação dos modelos.



Fonte: Autor (2024).

V11 – AR: é referente a viga tipo 01, armada com aço;

V12 - AR: é referente a viga tipo 01, armada com aço;

V21 - GS: é referente a viga tipo 02, superarmada com GFRP;

V22 - GS: é referente a viga tipo 02, superarmada com GFRP;

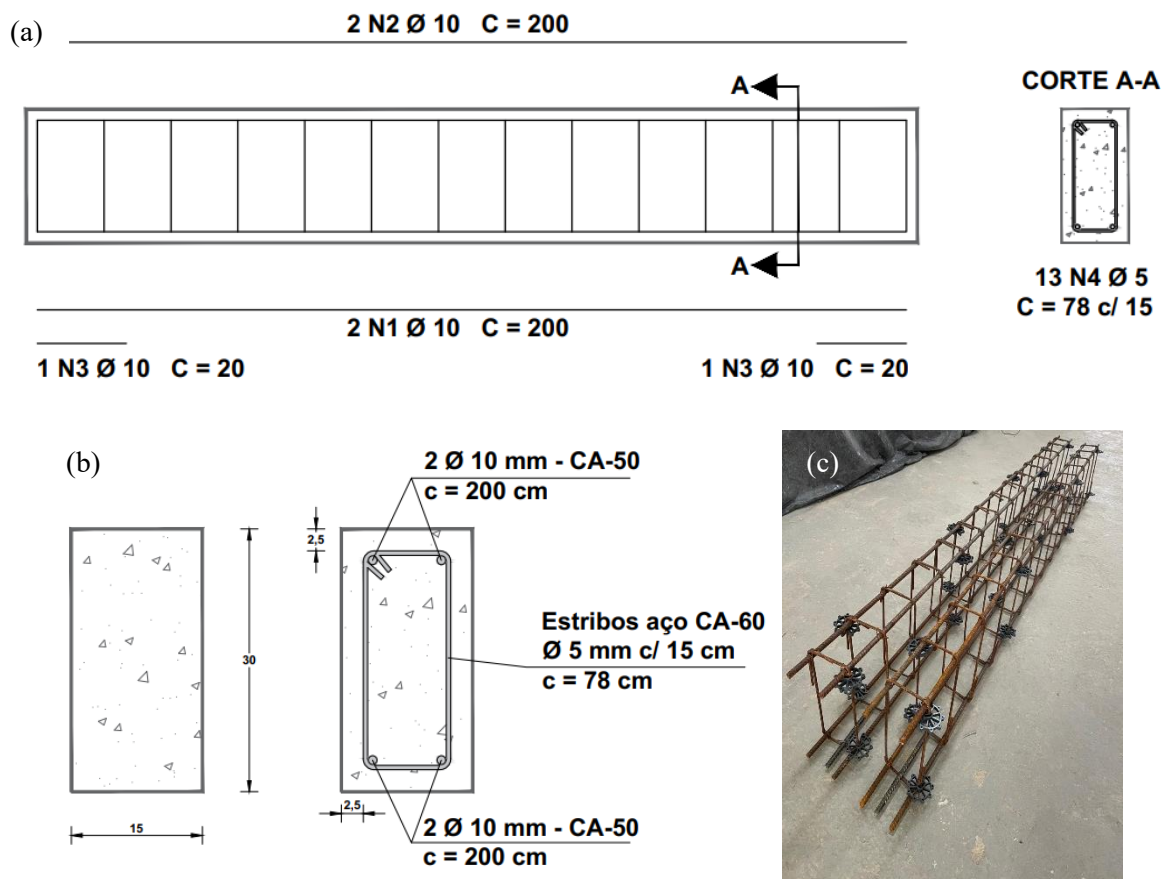
V31 – GI: é referente a viga tipo 03, armada com GFRP com momento de inércia alterado.

V32 – GI: é referente a viga tipo 03, armada com GFRP com momento de inércia alterado.

3.2.12 Dimensionamento de vigas

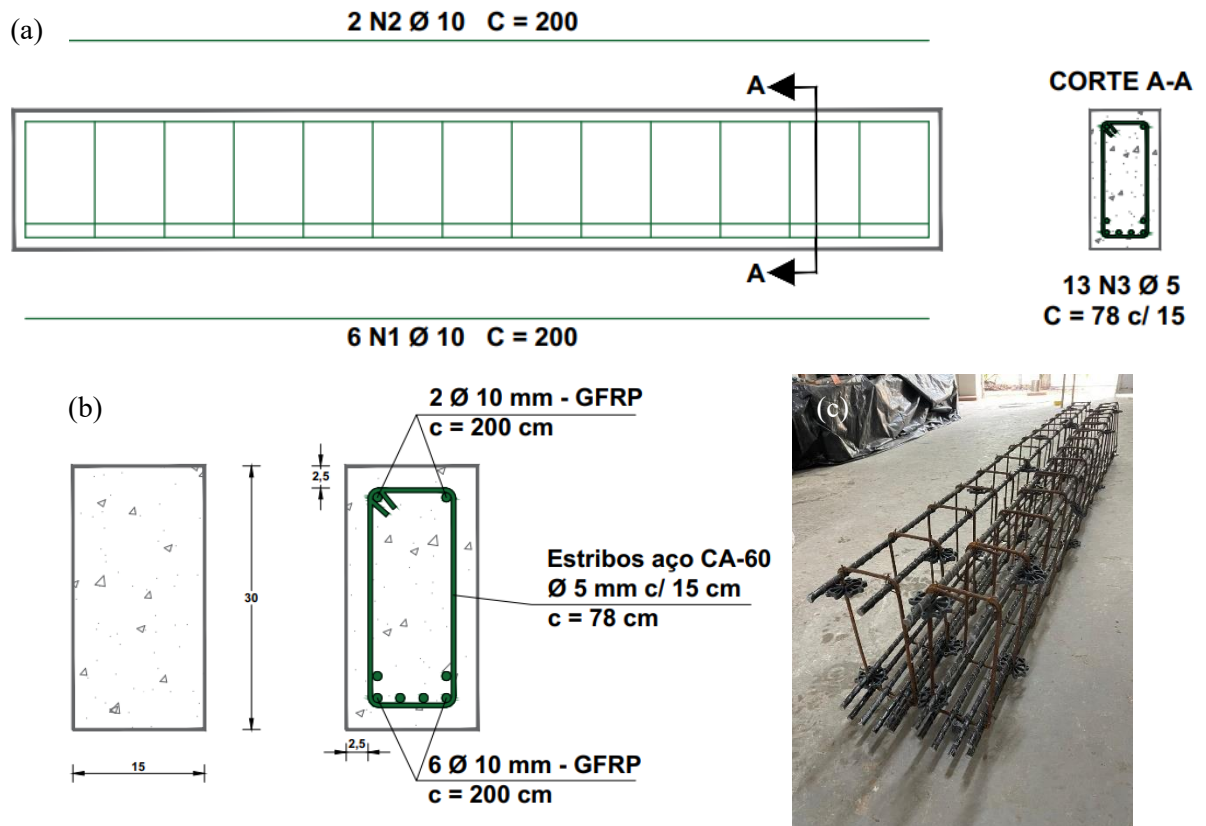
O dimensionamento foi realizado conforme as diretrizes da ABNT NBR 6118:2023, considerando apenas a contribuição da armadura positiva para a resistência à flexão e desconsiderando a contribuição da armadura negativa. Como a única bitola disponível de GFRP era de 10 mm, a armadura negativa foi feita também com essa dimensão, com o objetivo de ter uma armadura longitudinal completa em GFRP. Portanto, a de aço também foi executada com barras de 10 mm de diâmetro. Não foi considerado a aplicação de coeficientes de segurança de forma a se obter uma melhor aproximação com os resultados obtidos no programa experimental. A memória de cálculo está apresentada no Anexo A. As vigas foram armadas conforme segue os detalhamentos dos respectivos tipos nas Figuras 35, 36 e 37.

Figura 35: Viga tipo 01. a) Detalhamento da armação. b) Seção transversal. c) Armadura pronta.



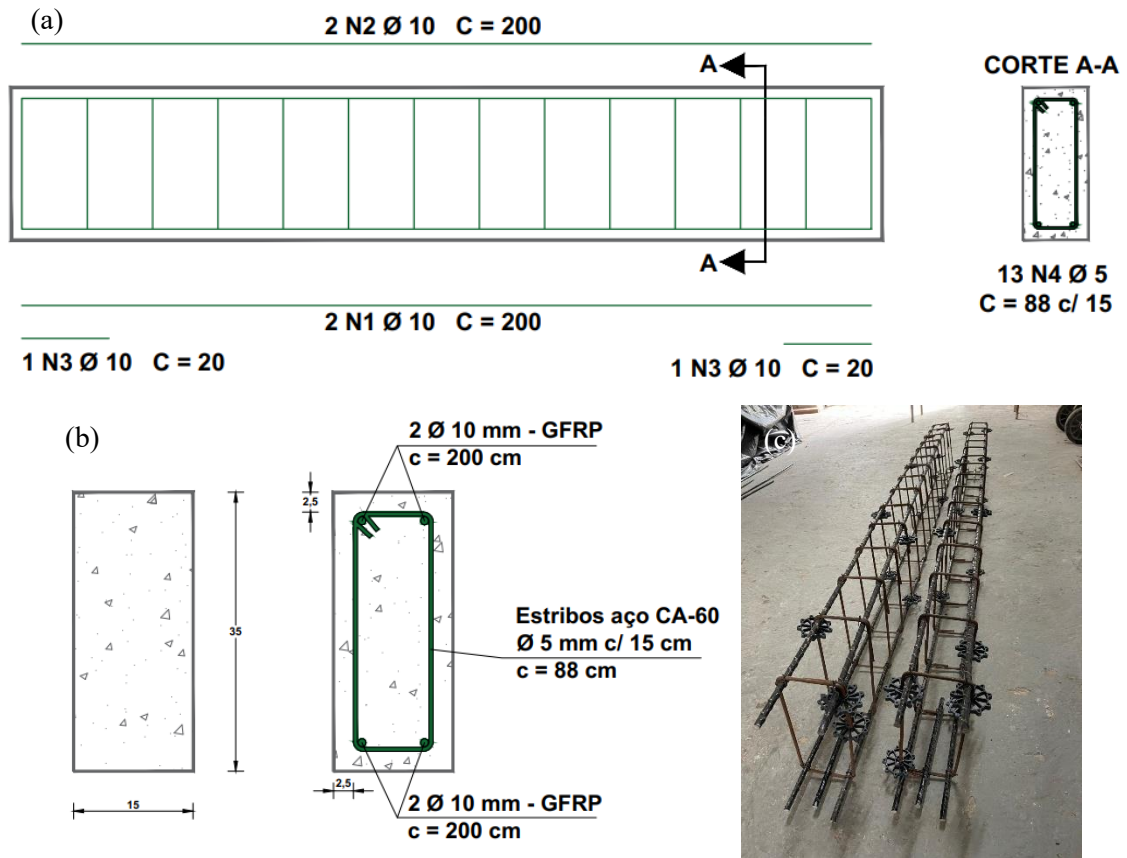
Fonte: Autor (2024).

Figura 36: Viga tipo 02. a) Detalhamento da armadura. b) Seção transversal. c) Armadura pronta.



Fonte: Autor (2024).

Figura 37: Viga tipo 03. a) Detalhamento da armadura. b) Seção transversal. c) Armadura pronta.

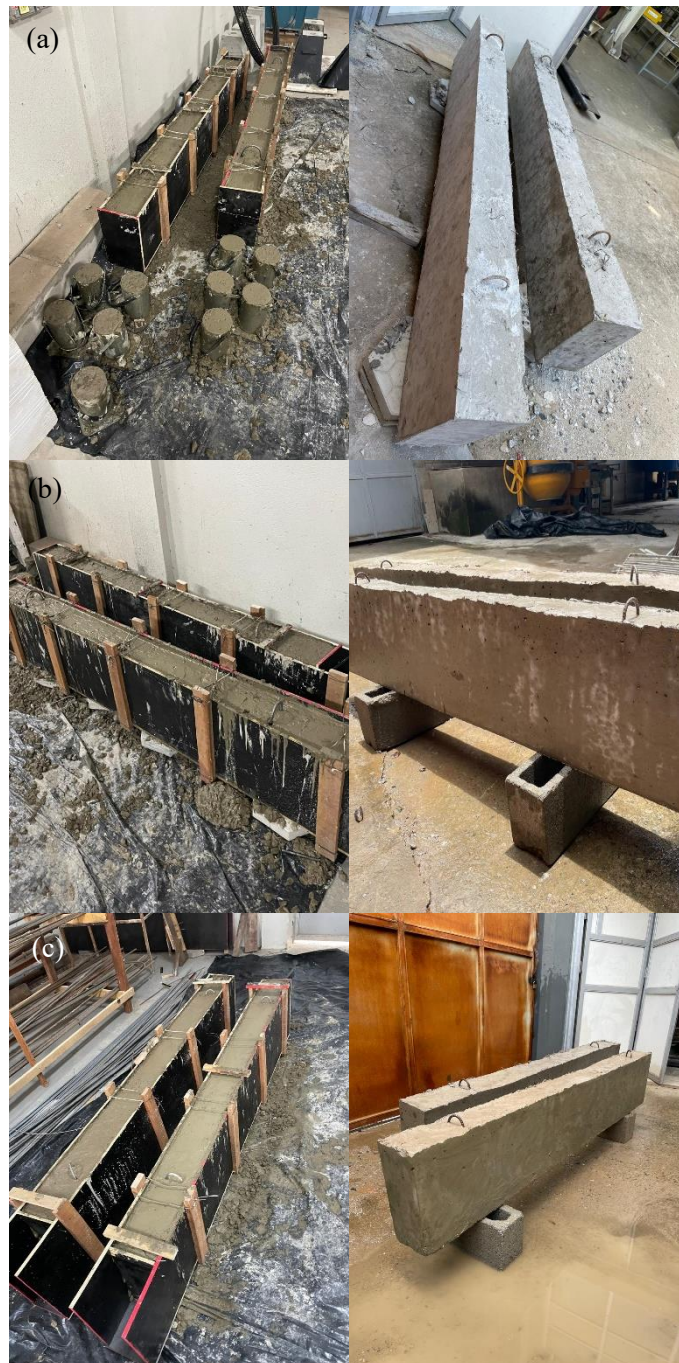


Fonte: Autor (2024).

3.2.13 Concretagem, adensamento e cura

As vigas do tipo 01 e 02 foram moldadas em fôrmas de madeira compensada, com dimensões de 15 cm x 30 cm na seção transversal e as de tipo 03 com dimensões de 15 x 35 cm na seção transversal, todas com 200 cm de comprimento. O concreto foi moldado in loco, lançado manualmente e adensado com vibrador de imersão. Foram curadas por 7 dias e protegidas por lona plástica para garantir a hidratação do cimento e o ganho de resistência. Figura 38 apresenta os processos até a resultado final.

Figura 38: Processo de concretagem das vigas. a) Viga tipo 01 b) Vigas tipo 02 c) Vigas tipo 03.



Fonte: Autor (2024).

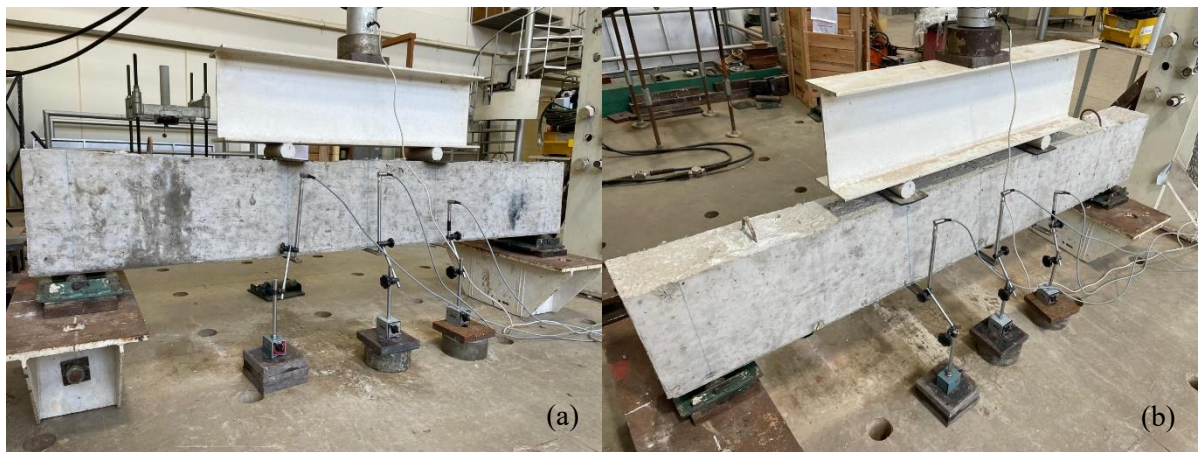
Após período de cura foram as vigas foram ensaiadas a flexão conforme especificado anteriormente. Vale ressaltar que foi possível ensaiar aos 7 dias por ter utilizado cimento CPV-ARI, e antes dos ensaios de flexão foi realizado o ensaio de resistência a compressão para verificar se a viga tinha atingido o mínimo de 25 MPa projetado.

3.2.14 Execução de ensaio de flexão

As Figuras 39, 40 e 41 ilustram as vigas imediatamente antes do início dos ensaios de flexão em quatro pontos. Foi utilizado uma célula de carga de 300 kN e os LVDTs foram configurados para a medição de deslocamentos em função da carga aplicada.

A carga foi aplicada utilizando uma bomba hidráulica manual, em incrementos de 10 kN. Após cada incremento, as fissuras foram mapeadas com o auxílio de um fissuometro, permitindo registrar a abertura das fissuras em função da carga aplicada e identificar o surgimento da primeira fissura.

Figura 39: Ensaio de flexão de viga. a) V11 – AR b) V12 – AR.



Fonte: Autor (2024).

Figura 40: Ensaio de flexão de viga. a) V21 – GS b) V22 – GS



Fonte: Autor (2024).

Figura 41: Ensaio de flexão de viga. a) V31 – GI b) V32 – GI.



Fonte: Autor (2024).

4 RESULTADOS

4.1 PRIMEIRA FASE EXPERIMENTAL – CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO E POLIPROPILENO

4.1.1 Ensaio de Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone

Durante a execução do ensaio de Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone, verificou-se que o abatimento do traço selecionado estava relativamente baixo. No caso do REF, sem incorporação de fibras, foi registrado um valor de 60 mm. No entanto, com adição de fibras, o abatimento caiu para 0 mm em todos os traços testados. A Figura 42a demonstra o abatimento do T25-75 antes da incorporação das fibras e em b) e c) é possível ver o abatimento nulo, após a incorporação das fibras, ou seja, a forma do concreto moldado no tronco do cone permanecia exatamente o mesmo após a retirada da forma metálica.

Figura 42: Queda no abatimento após incorporação das fibras no T25-75. (a) Abatimento sem incorporação de fibras, 35 mm. (b) e (c) Abatimento com incorporação de fibras, 0 mm.



Fonte: Autor (2024).

Portanto, para efeito de controle do concreto, obteve-se os valores de abatimento antes da incorporação de fibras e após a incorporação, além disso, também foi recolhido a temperatura ambiente na hora da moldagem, conforme estão dispostos na Tabela 12 e Figura 43.

Tabela 12: Resultados abatimento antes e após incorporação de fibras e temperatura ambiente no início do ensaio.

Traço	Abatimento antes das fibras (mm)	Abatimento após as fibras (mm)	Temperatura ambiente no início do ensaio (°C)
REF	60	60	25
T100-0	50	0	29
T75-25	55	0	24
T50-50	50	0	30
T25-75	35	0	30
T0-100	35	0	30

Fonte: Autor (2024).

Figura 43: Abatimento antes da incorporação de fibras ao concreto. (a) REF (b) T100-0 (c) T50-50 (d) T0-100.



Fonte: Autor (2024).

4.1.2 Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos

As cargas e dimensões dos CPs ensaiados no ensaio de compressão simples dos seis traços estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13: Cargas e dimensões dos CPs ensaiados no ensaio de compressão simples.

Traço	CP	Carga máxima (kgf)	Carga máxima (N)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
REF	1	23770	233104	102	198
	2	29480	289100	99	198
	3	27150	266251	99	199
	4	29070	285079	101	200
	5	30950	303516	99	197
	6	27600	270664	99	198
T100-0	1	26530	260170	99	198
	2	26120	256150	99	200
	3	26670	261543	100	198
	4	26640	261249	99	199
	5	27450	269193	99	199
	6	24360	238890	99	198
T75-25	1	26950	264289	99	199
	2	28670	281157	100	198
	3	28620	280666	100	198
	4	26720	262034	99	199
	5	28390	278411	100	199
	6	25870	253698	100	202
T50-50	1	22860	224180	100	199
	2	21480	210647	101	198
	3	22780	223395	99	198
	4	21600	211824	99	200
	5	21220	208097	100	200
	6	22490	220552	100	199
T25-75	1	25920	254188	100	199
	2	26200	256934	99	201
	3	26970	264485	100	199
	4	23440	229868	100	198
	5	26850	263309	100	200
	6	26800	262818	99	198
T0-100	1	23250	228005	101	197
	2	25800	253012	100,5	199
	3	24880	243989	99	197
	4	23450	229966	100	196
	5	23220	227710	101	197
	6	22110	216825	100	198

Fonte: Autor (2024).

Para a análise e tratamento dos dados experimentais, foi utilizado o Critério de Chauvenet para validação estatística visando a identificação e exclusão de possíveis valores atípicos. Este método permite avaliar a probabilidade de que um determinado valor, dentro de um conjunto de dados, seja um ponto discrepante, considerando a distribuição normal dos resultados. Valores cuja probabilidade de ocorrência seja inferior ao limite estabelecido pelo critério de Chauvenet são considerados atípicos e, portanto, podem ser descartados para evitar distorções na análise estatística dos resultados que estão dispostos na Tabela 14.

Tabela 14: Resultados do ensaio de compressão simples com tratamento estatístico dos dados. Em destaque os CPs que foram descartados.

Traço	CP	Carga máxima (kgf)	Carga máxima (N)	Área (mm ²)	Resistência à comp. (MPa)	Resistência à comp. média (MPa)	Desvio padrão (σ)
REF	CP1	23770	233104	8171,28	28,53*	36,46	2,00
	CP2	29480	289100	7697,69	37,56		
	CP3	27150	266251	7697,69	34,59		
	CP4	29070	285079	8011,85	35,58		
	CP5	30950	303516	7697,69	39,43		
	CP6	27600	270664	7697,69	35,16		
T100-0	CP1	26530	260170	7697,69	33,80	33,86	0,69
	CP2	26120	256150	7697,69	33,28		
	CP3	26670	261543	7853,98	33,30		
	CP4	26640	261249	7697,69	33,94		
	CP5	27450	269193	7697,69	34,97		
	CP6	24360	238890	7697,69	31,03*		
T75-25	CP1	26950	264289	7697,69	34,33	34,61	1,35
	CP2	28670	281157	7853,98	35,80		
	CP3	28620	280666	7853,98	35,74		
	CP4	26720	262034	7697,69	34,04		
	CP5	28390	278411	7853,98	35,45		
	CP6	25870	253698	7853,98	32,30		
T50-50	CP1	22860	224180	7853,98	28,54	27,66	1,10
	CP2	21480	210647	8011,85	26,29		
	CP3	22780	223395	7697,69	29,02		
	CP4	21600	211824	7697,69	27,52		
	CP5	21220	208097	7853,98	26,50		
	CP6	22490	220552	7853,98	28,08		
T25-75	CP1	25920	254188	7853,98	32,36	33,42	0,65
	CP2	26200	256934	7697,69	33,38		
	CP3	26970	264485	7853,98	33,68		
	CP4	23440	229868	7853,98	29,27*		
	CP5	26850	263309	7853,98	33,53		
	CP6	26800	262818	7697,69	34,14		

	CP1	23250	228005	8011,85	28,46		
	CP2	25800	253012	7932,72	31,89		
T0-100	CP3	24880	243989	7697,69	31,70	29,56	1,81
	CP4	23450	229966	7853,98	29,28		
	CP5	23220	227710	8011,85	28,42		
	CP6	22110	216825	7853,98	27,61		

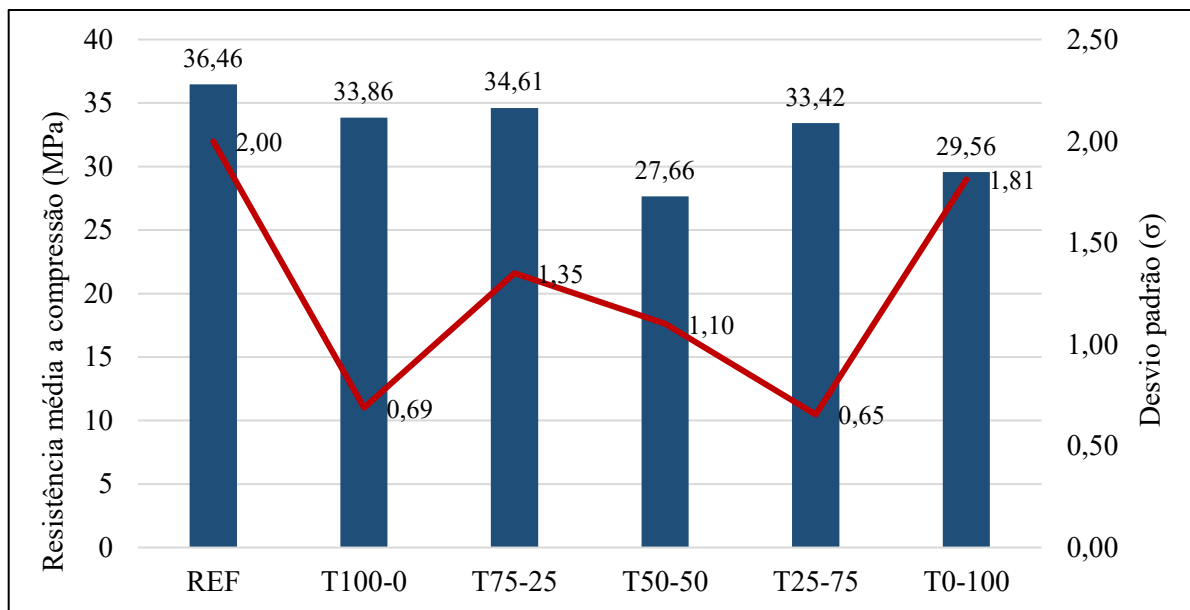
(*) CPs descartados pelo critério de Chauvenet.

Fonte: Autor (2024).

A análise comparativa das resistências médias mostrou uma variação considerável entre os traços, o que reflete a influência direta da incorporação de fibras no desempenho do concreto. O traço REF apresentou a maior resistência à compressão, com um valor médio de 36.46 MPa. Por outro lado, o traço T50-50, obteve o menor valor, com 27.66 MPa.

Os resultados indicam que, de maneira geral, a incorporação de fibras reduz a resistência à compressão em relação ao concreto de referência (REF) e a queda observada corrobora os resultados obtidos em diversos trabalhos e diferentes tipos de fibra como (Peruzzi, 2009; Storch, 2023; Carneiro, 2018; Gil, 2018; Medeiros, 2012 e Velasco, 2008). A Figura 44 mostra um gráfico dos resultados obtidos no ensaio.

Figura 44: Gráfico resistência a compressão x desvio padrão.



Fonte: Autor (2024).

4.1.3 Determinação das resistências à tração na flexão

Nesta seção, são apresentados os resultados obtidos para a determinação das resistências à tração na flexão, utilizando o método de ensaio para cálculo do Limite de Proporcionalidade (LOP) e das resistências residuais (fr_1 , fr_2 , fr_3 , fr_4), que estão dispostos na Tabela 15. Esses parâmetros são essenciais para avaliar o comportamento pós-fissuração dos compósitos de concreto reforçado com fibras de vidro (FV) e polipropileno (PP), permitindo uma análise detalhada da capacidade de absorção de tensões após o limite elástico. Para garantir a precisão e confiabilidade dos dados obtidos nos ensaios de resistência à tração na flexão, também foi realizada uma análise estatística utilizando o método de Chauvenet. Este método permitiu a identificação e exclusão de valores atípicos que poderiam distorcer os resultados, assegurando que apenas os dados com alta probabilidade de ocorrência fossem considerados.

Tabela 15: Resultados do ensaio de tração na flexão dos corpos de prova prismáticos.

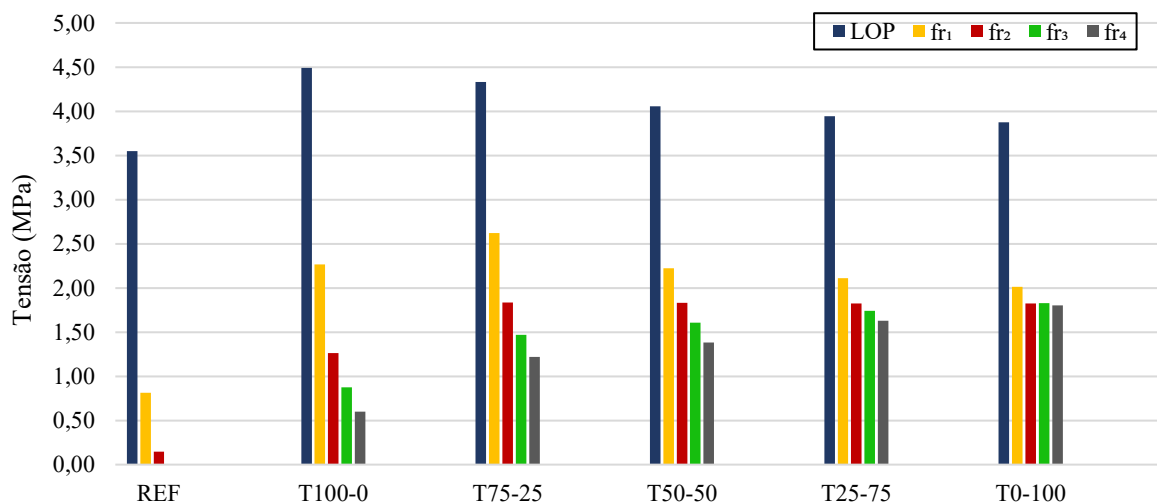
Traço	Amostra	LOP - f_L				
		(MPa)	fr_1 (MPa)	fr_2 (MPa)	fr_3 (MPa)	fr_4 (MPa)
REF	CP1	3,76	0,90	0,15	0,00	0,00
	CP2	3,27	0,85	0,15	0,00	0,00
	CP3	3,47	0,60	0,13	0,00	0,00
	CP4	3,69	0,89	0,17	0,00	0,00
	Média	3,55	0,81	0,15	0,00	0,00
	σ	0,22	0,14	0,01	0,00	0,00
T100-0	CP1	4,87	2,56	1,54	1,06	0,70
	CP2	4,49	2,16	1,07	0,73	0,49
	CP3	4,32	2,27	1,34	0,98	0,73
	CP4	4,27	2,07	1,09	0,72	0,48
	Média	4.49	2.26	1.26	0.87	0.60
	σ	0.27	0.22	0.22	0.17	0.13
T75-25	CP1	3,93	2,22	1,58	1,29	1,07
	CP2	4,13	2,12	1,33	1,04	0,84
	CP3	4,80	3,48	2,60	2,04	1,70
	CP4	4,48	2,67	1,83	1,51	1,26
	Média	4.33	2.62	1.83	1.47	1.22
	σ	0.38	0.62	0.55	0.43	0.36
T50-50	CP1	3,95	2,06	1,70	1,51	1,36
	CP2	4,19	2,35	1,79	1,53	1,28
	CP3	3,70	1,94	1,53	1,29	1,10
	CP4	4,38	2,54	2,31	2,10	1,79
	Média	4.05	2.22	1.83	1.61	1.38
	σ	0.29	0.27	0.34	0.34	0.29
T25-75	CP1	4,00	2,05	1,77	1,77	1,74
	CP2	3,92	2,42	2,19	2,09	1,94

	CP3	3,94	1,88	1,61	1,50	1,39
	CP4	3,92	2,10	1,72	1,61	1,45
	Média	3.95	2.11	1.82	1.74	1.63
	σ	0.04	0.22	0.26	0.25	0.26
T0-100	CP1	3,74	1,82	1,72	1,73	1,74
	CP2	3,76	2,29	2,08	2,05	1,98
	CP3	3,94	1,85	1,79	1,82	1,83
	CP4	4,06	2,09	1,71	1,71	1,68
	Média	3.87	2.01	1.82	1.83	1.80
	σ	0.15	0.22	0.17	0.16	0.13

Fonte: Autor (2024).

A Tabela 15, foi representada graficamente na Figura 45 e abaixo uma análise do comportamento de cada traço.

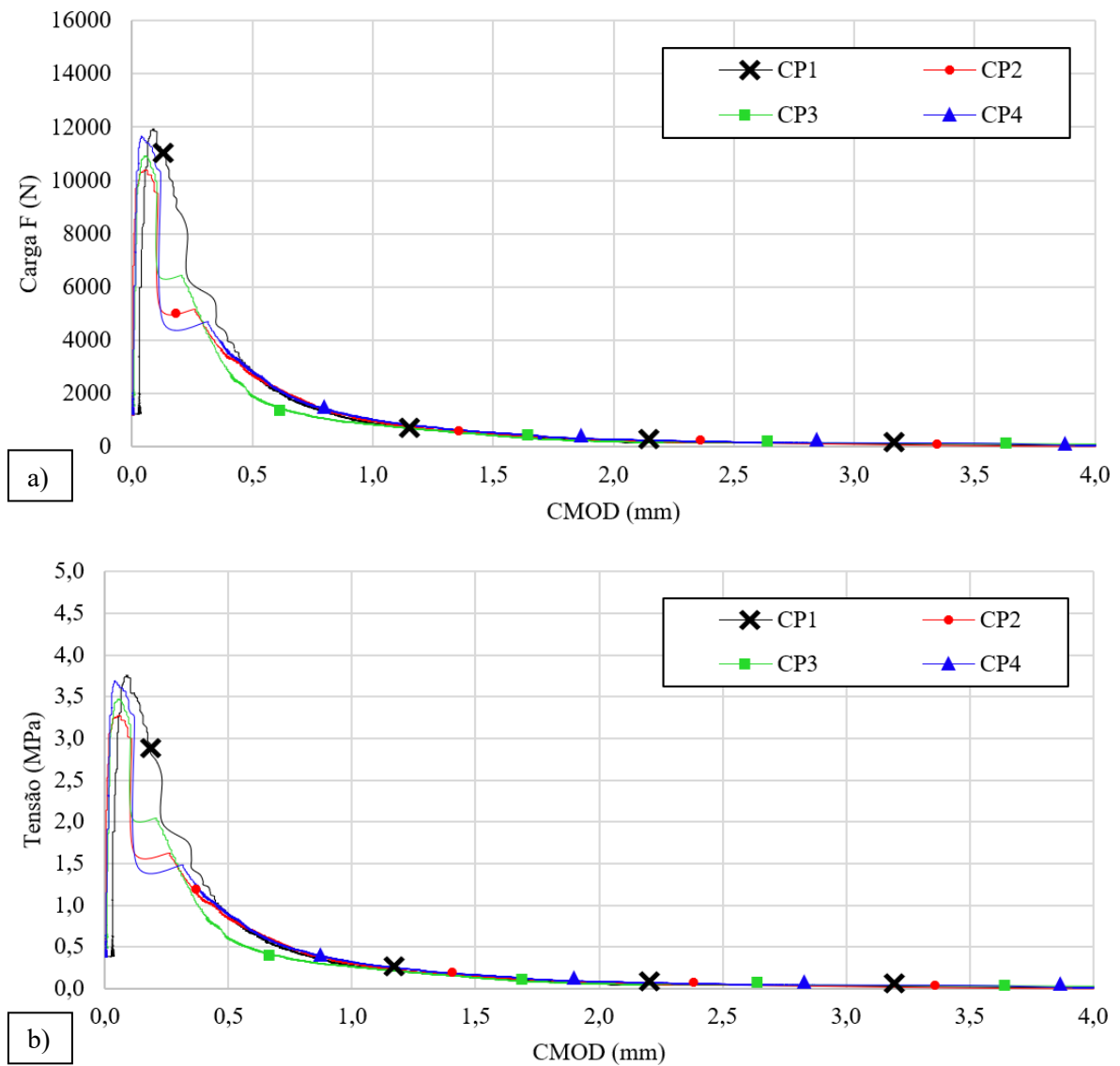
Figura 45: Gráfico dos resultados do ensaio de tração na flexão dos corpos de prova prismáticos.



Fonte: Autor (2024).

O traço REF, apresentou um LOP médio de 3,55 MPa, com um desvio padrão de 0,22 MPa, indicando baixa variação entre os corpos de prova. As resistências residuais foram bastante baixas, com fr₁ em 0,81 MPa e valores praticamente nulos para fr₂, fr₃ e fr₄, os dados estão representados na Figura 46. Este comportamento é característico de um concreto frágil, com pouca ou nenhuma capacidade de resistir a tensões após a fissuração. Isso demonstra a incapacidade do concreto sem fibras de apresentar uma boa performance pós-fissuração.

Figura 46: (a) Curva F vs CMDO amostra REF. (b) Curva Tensão vs CMOD amostra REF



Fonte: Autor (2024).

Como se pode observar na Figura 47, as vigas de concreto simples, tal como esperado, romperam abruptamente logo após a nucleação da trinca a partir do vértice do entalhe.

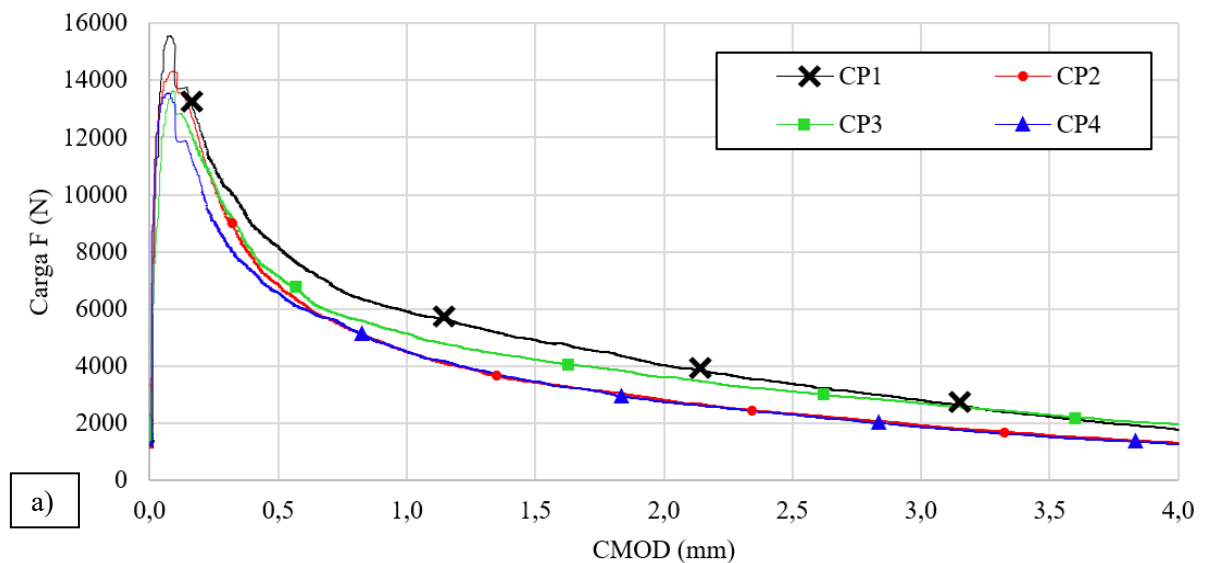
Figura 47: Ensaio à tração da flexão amostra REF.

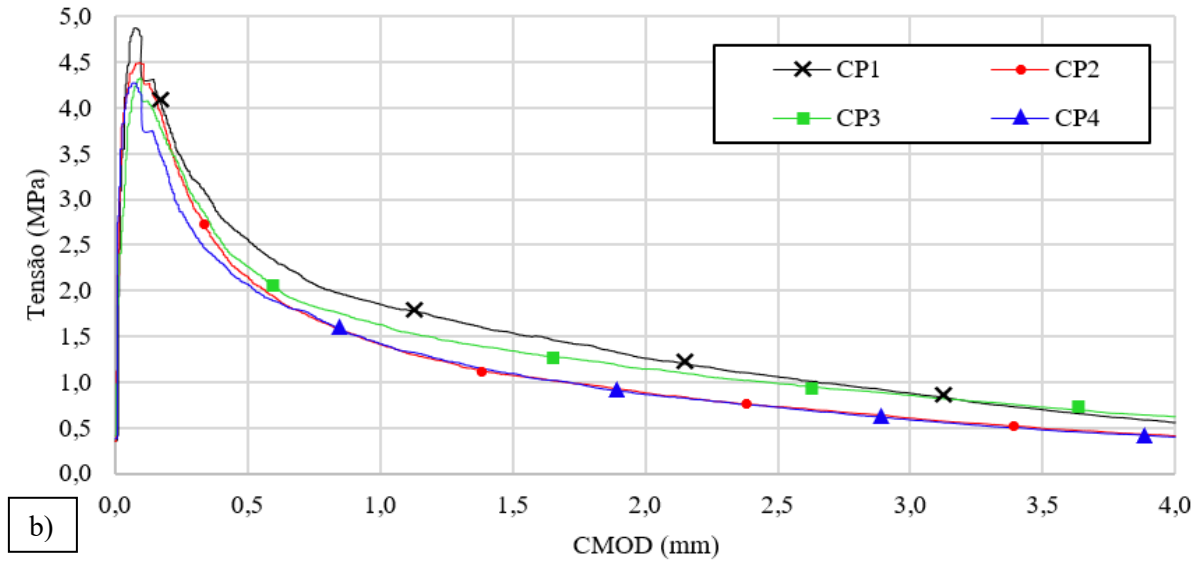


Fonte: Autor (2024).

Para o traço T100-0, os resultados indicam uma variação significativa no desempenho dos traços em termos de LOP e resistências residuais (fr_1 , fr_2 , fr_3 , fr_4), de acordo com a proporção de fibras utilizadas. Apresentando um incremento superior a 25% no valor de LOP se comparado com REF (4.49 MPa frente a 3.55MPa), confirmando a eficácia da FV no reforço do concreto convencional ao retardar o início da fissuração. Conforme representado nos gráficos da Figura 48 e nas amostras da Figura 49. Esse valor é decorrente da sua grande resistência à tração e módulo de deformação superior ao do concreto, contribuindo para uma maior capacidade de suporte de carga até o surgimento das primeiras fissuras. No entanto, as resistências residuais CMOD de T100-0, após a fissuração, apresentaram valores moderados, com fr_1 (2.26 MPa) e fr_4 (0.60 MPa), ou seja, com valor fr_4 inferior ao 1.0 MPa preconizado pela norma brasileira ABNT NBR 16942, indicando que embora as FV sejam eficientes no aumento da resistência do compósito (LOP), sua contribuição após a fissuração é limitada.

Figura 48: (a) Curva F vs CMOD Traço T100-0. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T100-0.





Fonte: Autor (2024).

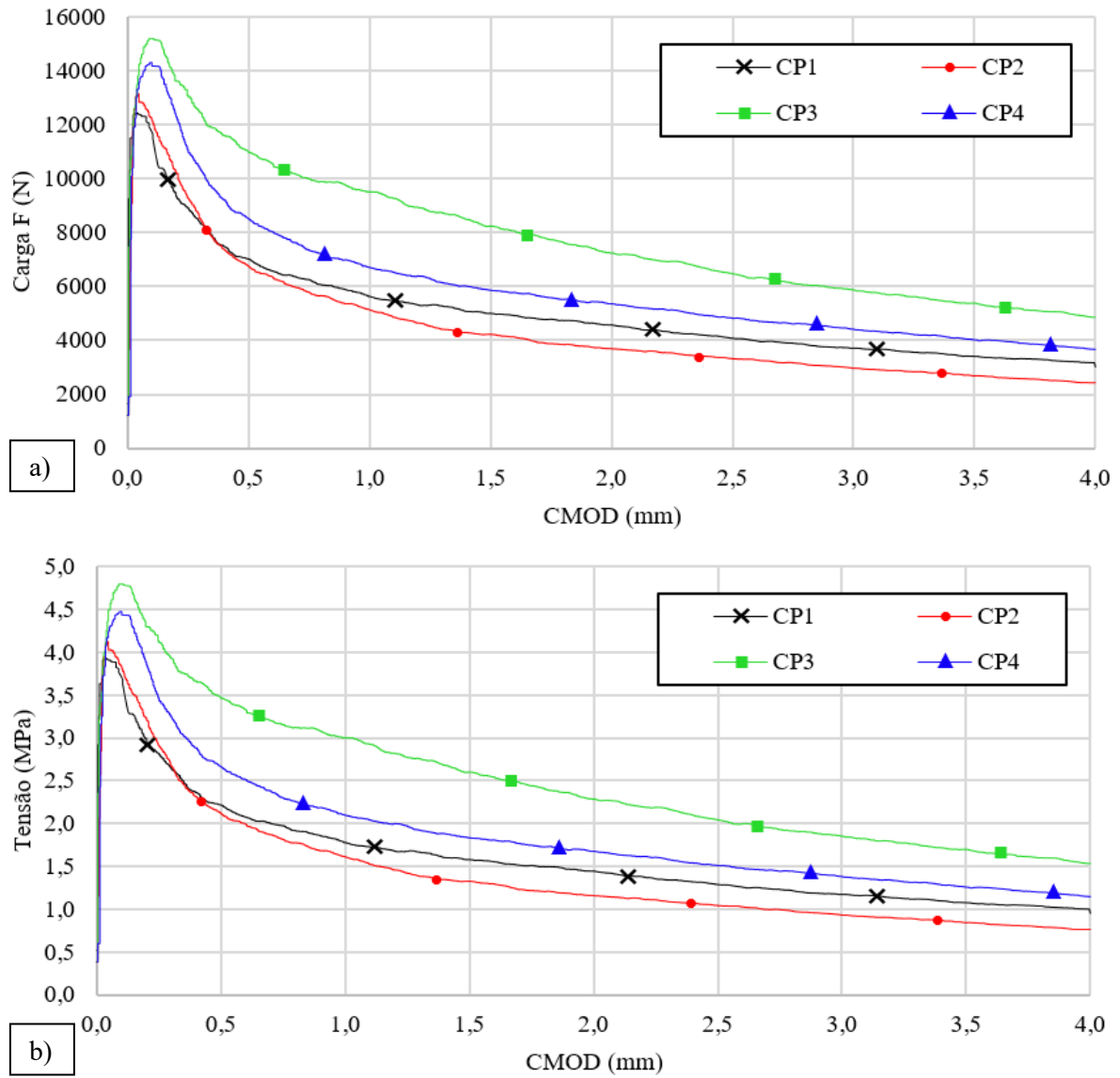
Figura 49: Ensaio de tração na Flexão da Amostra T100-0



Fonte: Autor (2024).

Os traços T75-25 e T50-50, que combinam FV e PP, apresentaram um desempenho mais equilibrado entre o LOP e as resistências residuais CMOD. O traço T75-25 destacou-se por ter um valor de LOP 4% inferior à amostra com 100% de FV (T100-0), mas um incremento de 22% se comparado com o concreto convencional (REF), além de CMOD com fr_1 de 2.62 MPa (+16%) e fr_4 de 1.22 MPa (+51%), cumprindo o requerido pela norma brasileira ABNT NBR 16942. Isso sugere que a combinação de fibras oferece uma melhor redistribuição de tensões e capacidade de contenção da abertura da primeira fissura (LOP) e o controle pós fissuração, aproveitando tanto a resistência inicial de FV quanto a ductilidade e absorção de energia proporcionada por PP. Conforme pode-se observar nos gráficos da Figura 50 e amostras ensaiadas de T75-25 da Figura 51.

Figura 50: (a) Curva F vs CMDO Traço T75-25. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T75-25



Fonte: Autor (2024).

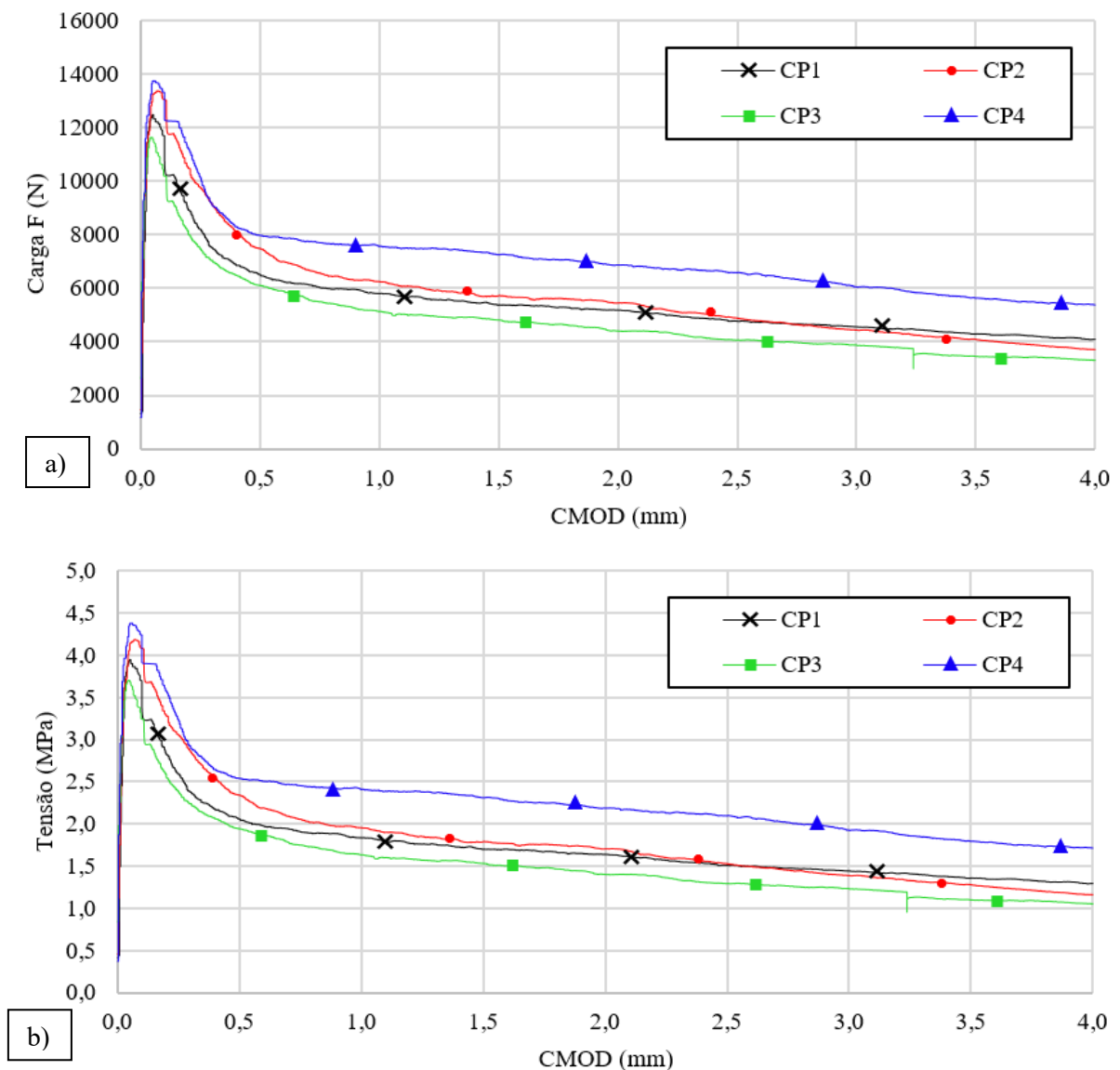
Figura 51: Ensaio de tração na flexão da amostra T25-75



Fonte: Autor (2024).

O traço T50-50, que tem uma proporção igual de fibras, tal como esperado, apresentou um valor de LOP 4.05MPa, 7% inferior ao T75-25, mas incrementando 14% ao LOP do concreto convencional (REF), além de CMOD com fr_1 de 2.22 MPa (-15%) e fr_4 de 1.38 MPa (+13%), demonstrando que o equilíbrio entre os tipos de fibras melhora o comportamento antes e pós-fissuração e atende à norma brasileira ABNT NBR 16942. Os dados estão representados na Figura 52 e amostras ensaiadas na Figura 53.

Figura 52: (a) Curva F vs CMOD Traço T50-50. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T50-50.



Fonte: Autor (2024).

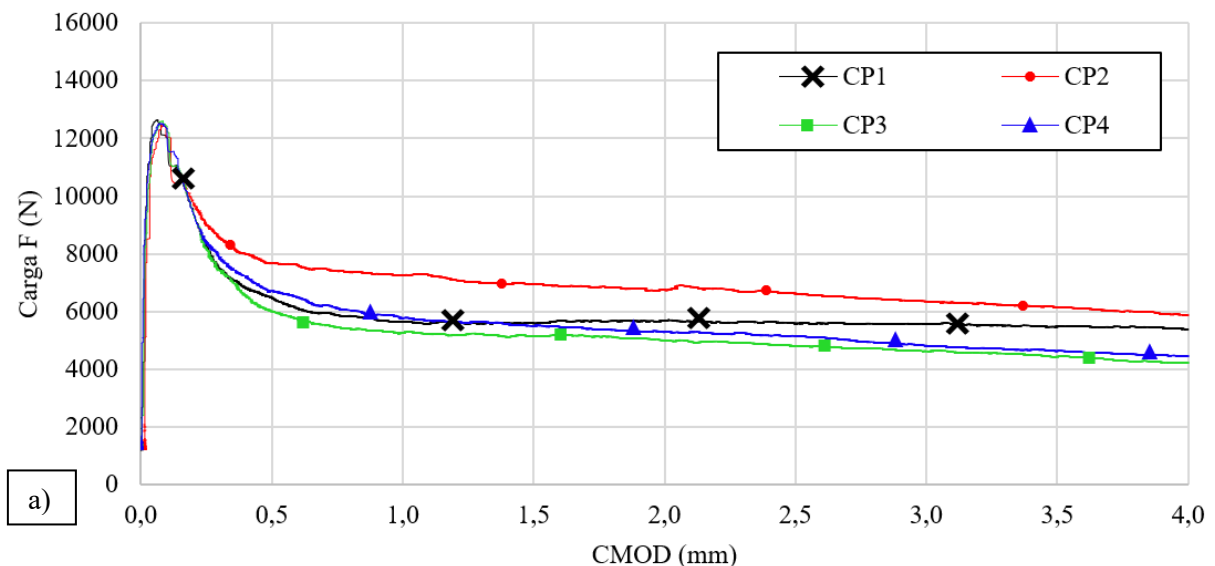
Figura 53: Ensaio tração na flexão da amostra T50-50

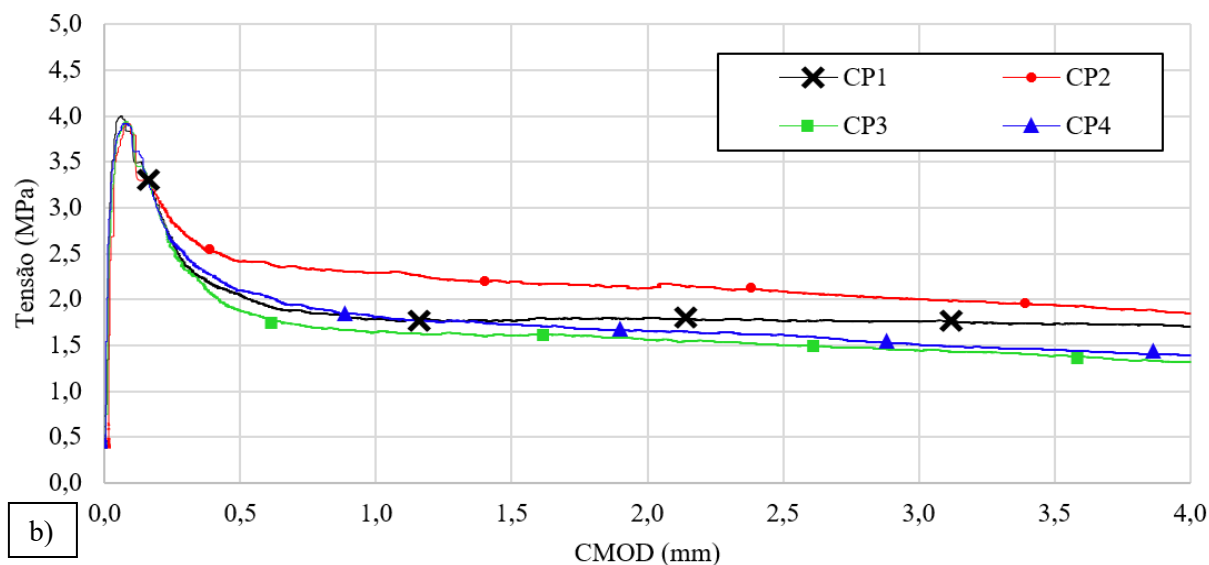


Fonte: Autor (2024).

Os traços T25-75 e T0-100, contendo maiores proporções de PP, tiveram valores de LOP menores se comparados aos obtidos com as amostras com 100% FV. A amostra T25-75 apresentou um LOP de 3.95MPa (-13% em relação a T100-0). Ou seja, a contribuição de PP no controle da fissuração inicial (LOP) é consideravelmente inferior à propiciada por FV, embora os valores de resistências residuais (fr_1 , fr_4) sejam superiores aos dos traços com FV (T50-50, por exemplo): T25-75 fr_1 de 1,82MPa (-18% de T50-50) – fr_4 de 1.63MPa (+18% de T50-50). Os dados estão representados na Figura 54 e amostras ensaiadas na Figura 55.

Figura 54: (a) Curva F vs CMDO Traço T25-75. (b) Curva Tensão vs CMOD Traço T25-75





Fonte: Autor (2024).

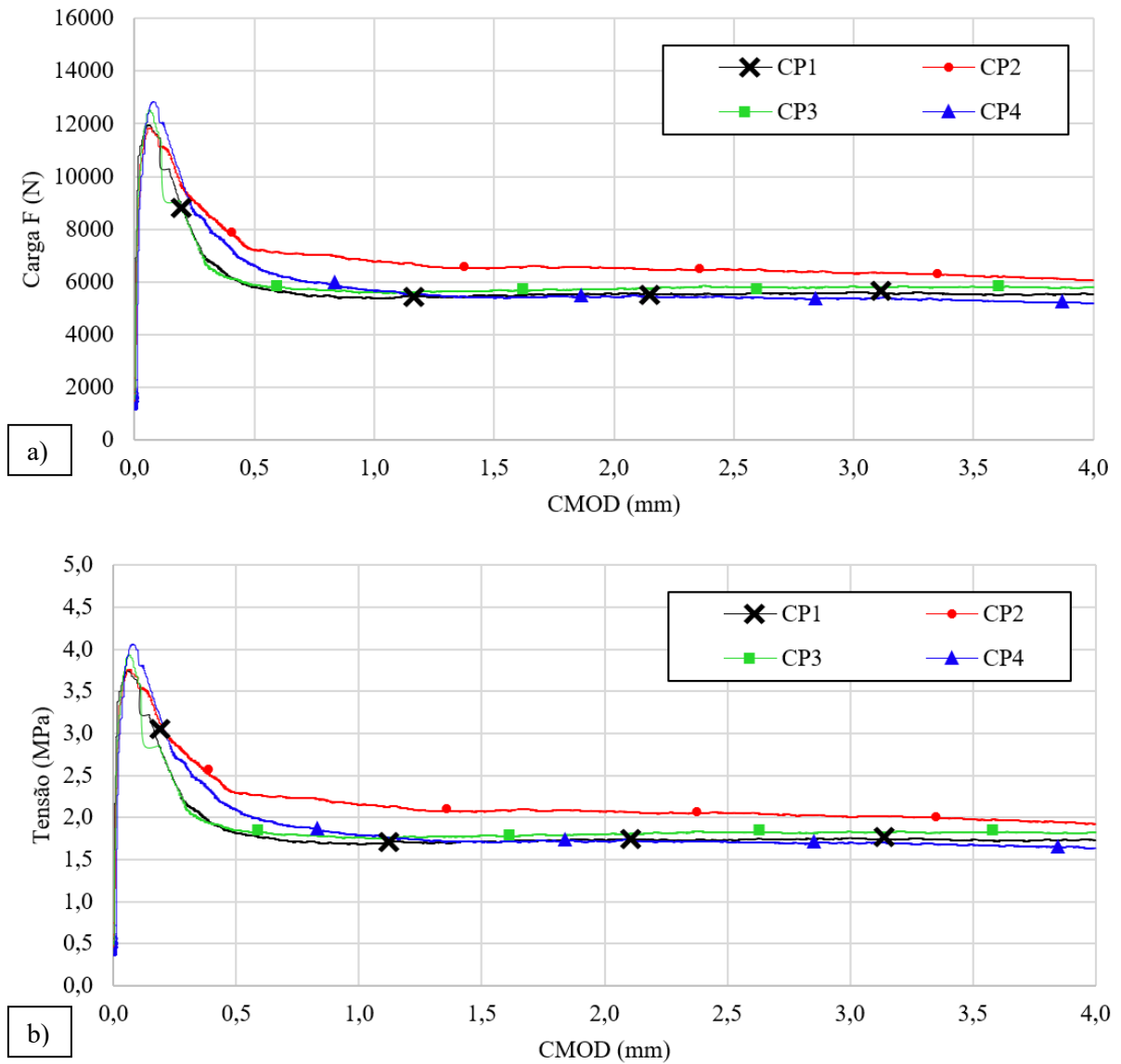
Figura 55: Ensaio de tração na flexão da amostra T25-75.



Fonte: Autor (2024).

Por fim, o traço T0-100 apresentou um LOP de 3,87 MPa (-16% em relação a T100-0), porém ambas amostras apresentaram incremento no LOP, em relação ao concreto convencional (REF): +11% e +9% respectivamente, mas abaixo do preconizado pela norma brasileira ABNT NBR 16942. Também recorrendo a mesma afirmação de T25-75, a contribuição de PP no controle da fissuração inicial (LOP) é consideravelmente inferior à propiciada por FV, embora os valores de resistências residuais também (f_{r1} , f_{r4}) sejam superiores quando comparadas ao traço T50-50: T0-100 com f_{r1} de 1,82MPa (-18% de T50-50) e f_{r4} de 1,80MPa (+30% de T50-50). A Figura 56 representa os dados obtidos por amostra do T0-100 e a Figura 57 ilustra CPs ensaiados.

Figura 56: (a) Curva F vs CMOD T0-100. (b) Curva Tensão vs CMOD T0-100



Fonte: Autor (2024).

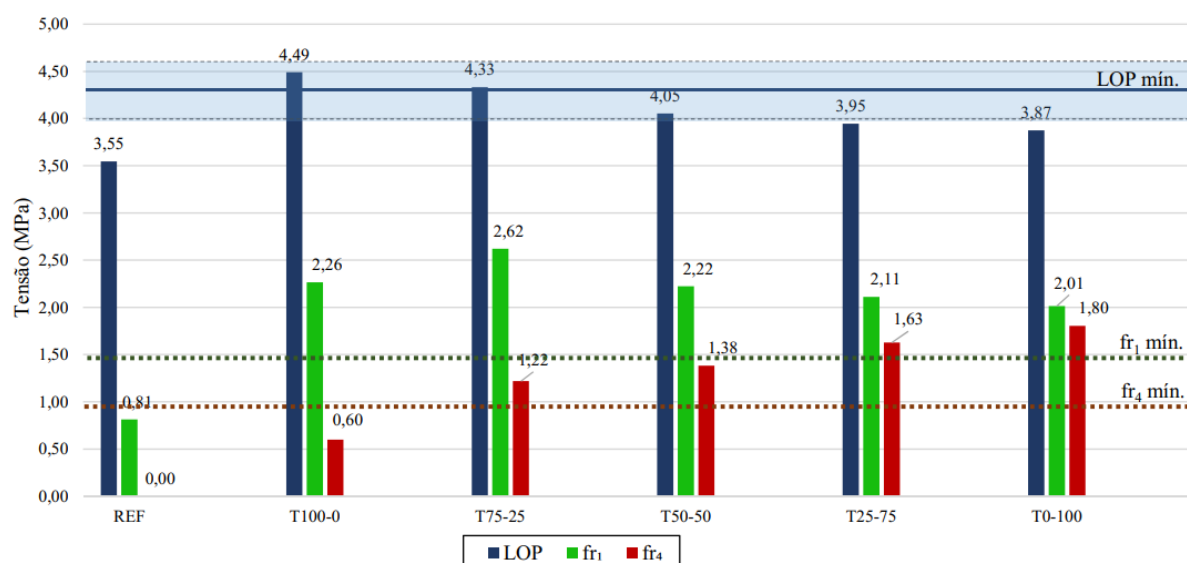
Figura 57: Ensaio de tração na flexão da amostra T0-100.



Fonte: Autor (2024).

Sendo assim, segundo a norma brasileira ABNT NBR 16942:2021, preconiza-se que, quando se reforça um concreto por meio das fibras, o desempenho mínimo à tração na flexão é de um LOP de 4,3MPa (+/- 0,30MPa) e resistências residuais CMOD de $fr_1 = 1,5\text{MPa}$ e $fr_4 = 1,0\text{MPa}$, independente do teor de fibras adotado. A Figura 58, ilustra que os traços que atingiram os valores normativos foram: T75-25 (LOP de 4,33 MPa, fr_1 de 2,62 MPa e fr_4 de 1,22 MPa) e T50-50 (LOP de 4,05 MPa, fr_1 de 2,22 MPa e fr_4 de 1,38 MPa).

Figura 58: Desempenho dos traços de CRF em relação a norma ABNT NBR 16942:2021.



Fonte: Autor (2024).

Embora os traços T25-75 (LOP de 3,95 MPa, fr_1 de 2,11 MPa e fr_4 de 1,63 MPa) e T0-100 (LOP de 3,87 MPa, fr_1 de 2,01 MPa e fr_4 de 1,80 MPa) passaram nos critérios de resistência residual e chegaram muito perto do critério de LOP. O que seria facilmente atingido caso se aumentasse a resistência do concreto.

Enquanto que o traço T100-0 (LOP de 4,49 MPa, fr_1 de 2,26 MPa e fr_4 de 0,60 MPa), ficou 40% abaixo do último critério de resistência residual (fr_4). Uma vez que foi comprovado que FV não garante essa característica ao concreto, essa fibra estaria sendo prejudicada pela atual norma, que está priorizando apenas o comportamento pós-fissuração, caracterizado pela incorporação de PP.

Esse comportamento pós-fissuração está muito alinhado com a utilização em contrapisos e pavimentos, porém, quando tratamos de elementos estruturais, uma fissura de 3,5 mm seria algo crítico.

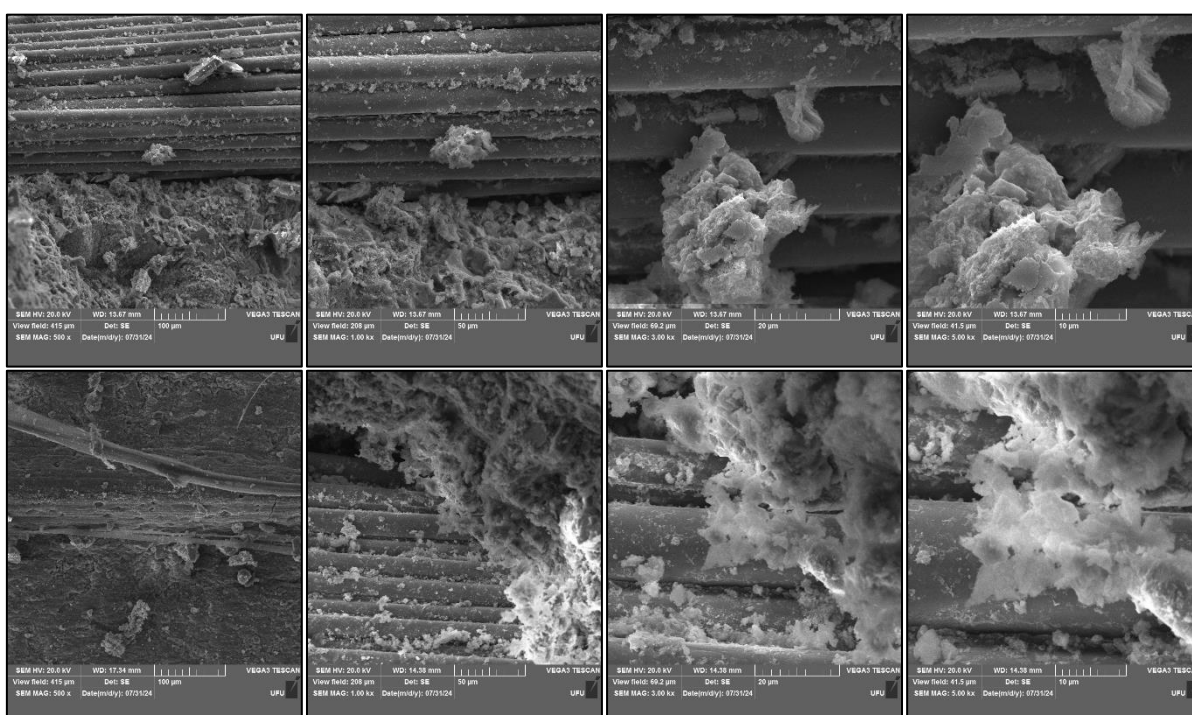
Por fim, como a segunda fase desse trabalho foi o dimensionamento e vigas, optou-se em priorizar o aumento do LOP e ainda ter um bom comportamento pós-fissuração. Então, foi definido o traço T75-25 como o de melhor desempenho para a segunda fase deste trabalho.

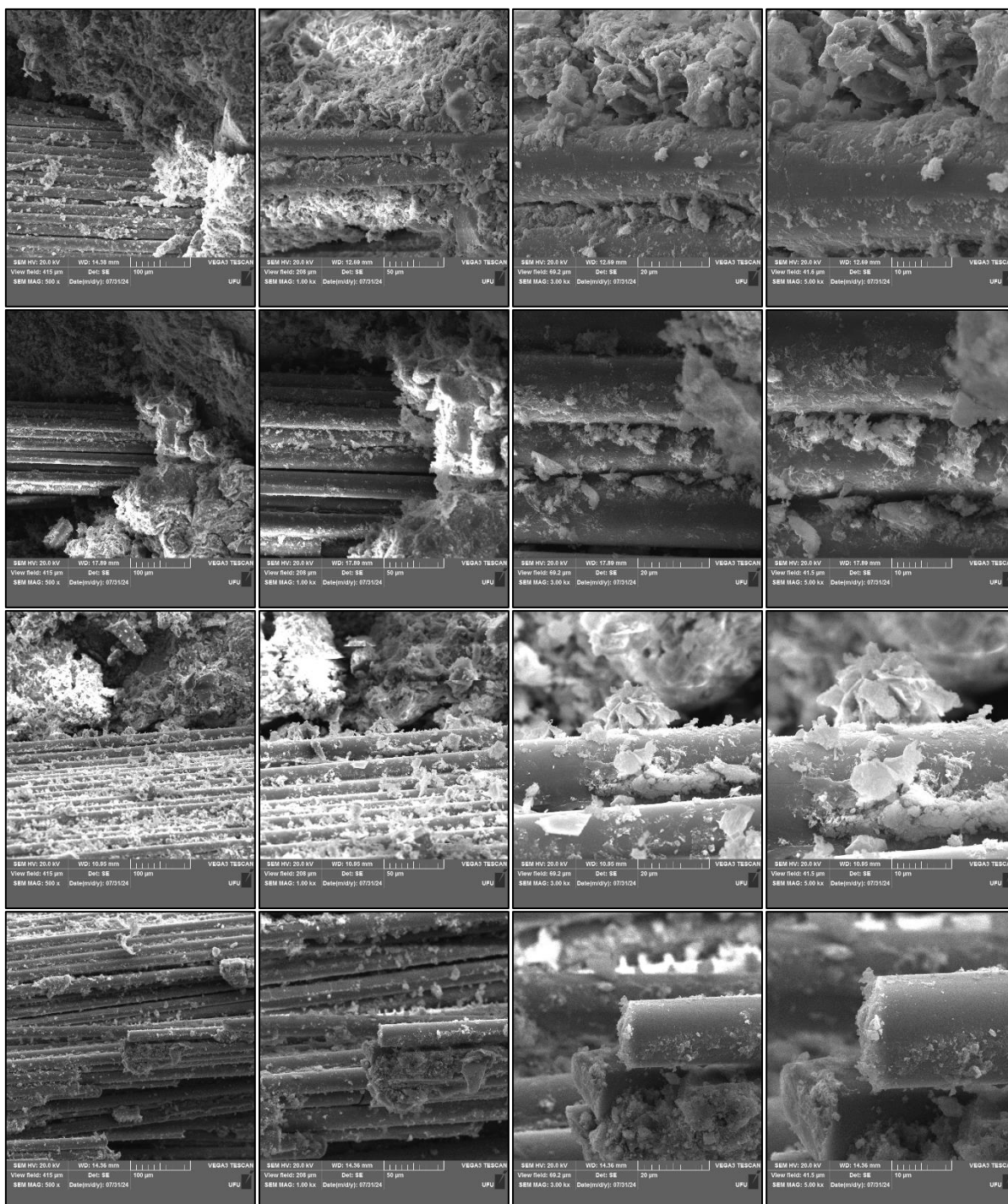
4.1.4 Análises de Imagens do Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV)

Para investigar a interação entre as fibras e a matriz de concreto, foram realizadas análises de imagens obtidas através de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Esse método permite uma observação detalhada da interface fibra-matriz, possibilitando a identificação de aspectos como a adesão das fibras à matriz de concreto, a presença de fissuras ao redor das fibras, e a integridade das próprias fibras após a aplicação de cargas mecânicas.

Na Figura 59, é possível analisar a FV 500x, 1000x, 3000x e 5000x, respectivamente. As imagens sugerem uma forte adesão entre as fibras de vidro e a matriz de cimento. Esta observação corrobora com a literatura existente (TEZUKA, 1989; PARDELA e AGUILA, 1992), que indica que as fibras de vidro possuem tipicamente características de ligação favoráveis nos compósitos cimentícios devido às suas propriedades de superfície e resistência a ambientes alcalinos. Além disso, as imagens não mostram sinais visíveis de deterioração ou degradação das fibras, o que está de acordo com os estudos atuais que demonstram a durabilidade das fibras de vidro resistentes aos álcalis (AR) em meio ao concreto.

Figura 59: Imagens de MEV da interação matriz de concreto x FV. Ampliações da mesma fibra em 500x, 1000x, 3000x e 5000x.

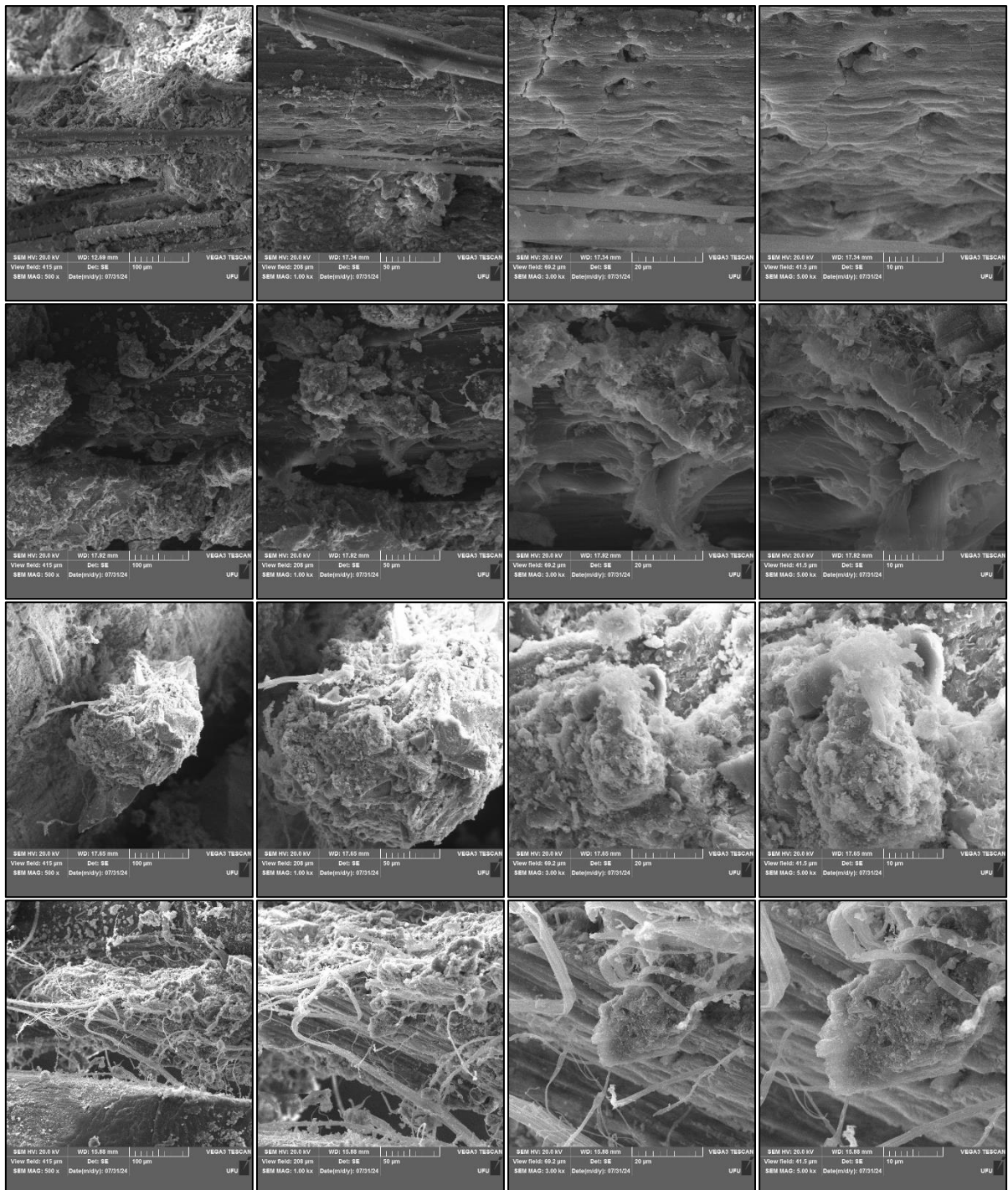


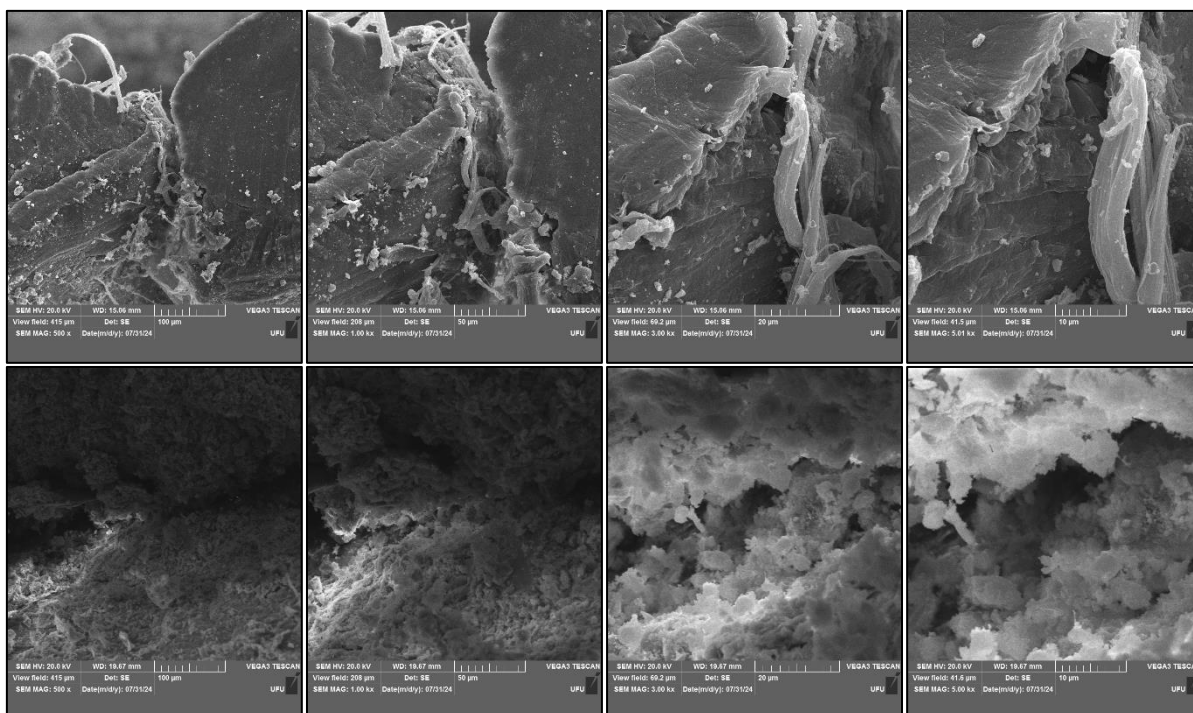


Fonte: Autor (2024).

As fibras de polipropileno mostraram uma adesão limitada à matriz de cimento, o que é típico da sua natureza hidrofóbica. As imagens de MEV revelam uma tendência para o deslizamento das fibras e a presença de lacunas na interface fibra-matriz, um fenômeno apoiado pela literatura atual (EKANE, 1999). Este comportamento é atribuído à baixa energia de superfície do polipropileno, que impede a ligação efetiva com a matriz de cimento. Na Figura 60, é possível analisar a PP em 500x, 1000x, 3000x e 5000x, respectivamente.

Figura 60: Imagens de MEV da interação matriz de concreto x PP. Ampliações da mesma fibra em 500x, 1000x, 3000x e 5000x.





Fonte: Autor (2024).

4.2 SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL

4.2.1 Propriedades físicas do concreto

Para a moldagem das vigas da segunda fase experimental, foram realizadas 3 concretagens, cada uma em dias diferentes, porém com mesmo traço. Os resultados dos ensaios, conforme anunciado anteriormente, estão dispostos na Tabela 16.

Tabela 16: Propriedades físicas do concreto da segunda fase experimental.

	Concretagem 1	Concretagem 2	Concretagem 3
Resistência a compressão – 3 dias (MPa)	25,58	20,23	18,02
Resistência a compressão – 7 dias (MPa)	30,31	25,58	25,19
Resistência a tração (MPa)	3,32	2,43	2,58
Módulo de Elasticidade E_c (GPa)	31,2	28,43	27,89

Fonte: Autor (2024).

4.2.2 Caracterização das barras de aço

A Tabela 17 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de tração realizados nas barras de aço, indicando os valores de limite de escoamento, resistência à tração e alongamento na ruptura para diferentes diâmetros.

Tabela 17: Resultados obtidos na caracterização das barras de aço.

Diâmetro nominal (mm)	Área (mm²)	Limite de escoamento (MPa)	Limite de resistência (MPa)	Alongamento na ruptura
5,0	30,92	457,32	609,02	10,00
10,0	79,91	565,45	701,21	15,00

Fonte: Autor (2024).

É importante destacar que as barras de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm não atingiram o limite de escoamento mínimo especificado pela norma, de 600 MPa.

4.2.3 Resultado do ensaio de determinação do diâmetro efetivo

Os resultados do ensaio de determinação do diâmetro efetivo estão dispostos na Tabela 18.

Tabela 18: Resultados do ensaio de determinação do diâmetro efetivo.

Amostra	m₁ (mg)	m₂ (mg)	l₁ (cm)	l₂ (cm)	l₃ (cm)	L_m (mm)	φ_{ef} (mm)
CP1	51120	26130	374,9	374,9	374,9	374,90	9,21
CP2	50890	26000	375,7	375,1	375,7	375,50	9,19
CP3	50850	25840	373,4	373,3	373,6	373,43	9,23
CP4	51140	25970	376,1	376,6	376,8	376,50	9,23
CP5	51050	25630	373,1	373,1	373,1	373,10	9,31
Média	-	-	-	-	-	-	9,23

Fonte: Autor (2024).

Portanto, como o diâmetro efetivo foi de 9,23 mm para a amostragem, obtém-se a área efetiva de 66,91 mm². O que está 9,3% abaixo do limite mínimo especificado pelo Projeto de Norma ABNT NBR 17.201-1 para o diâmetro nominal das barras de GFRP de 10 mm, que deveria estar entre os limites de 73,8 a 101,8 mm².

4.2.4 Ensaio de Resistência à Tração e Módulo de Elasticidade

Após o ensaio de resistência à tração e módulo de elasticidade foi feito um tratamento estatístico também usando o critério de Chauvenet, os resultados estão dispostos na Tabela 19.

Tabela 19: Resultados do ensaio de resistência à tração e módulo de elasticidade.

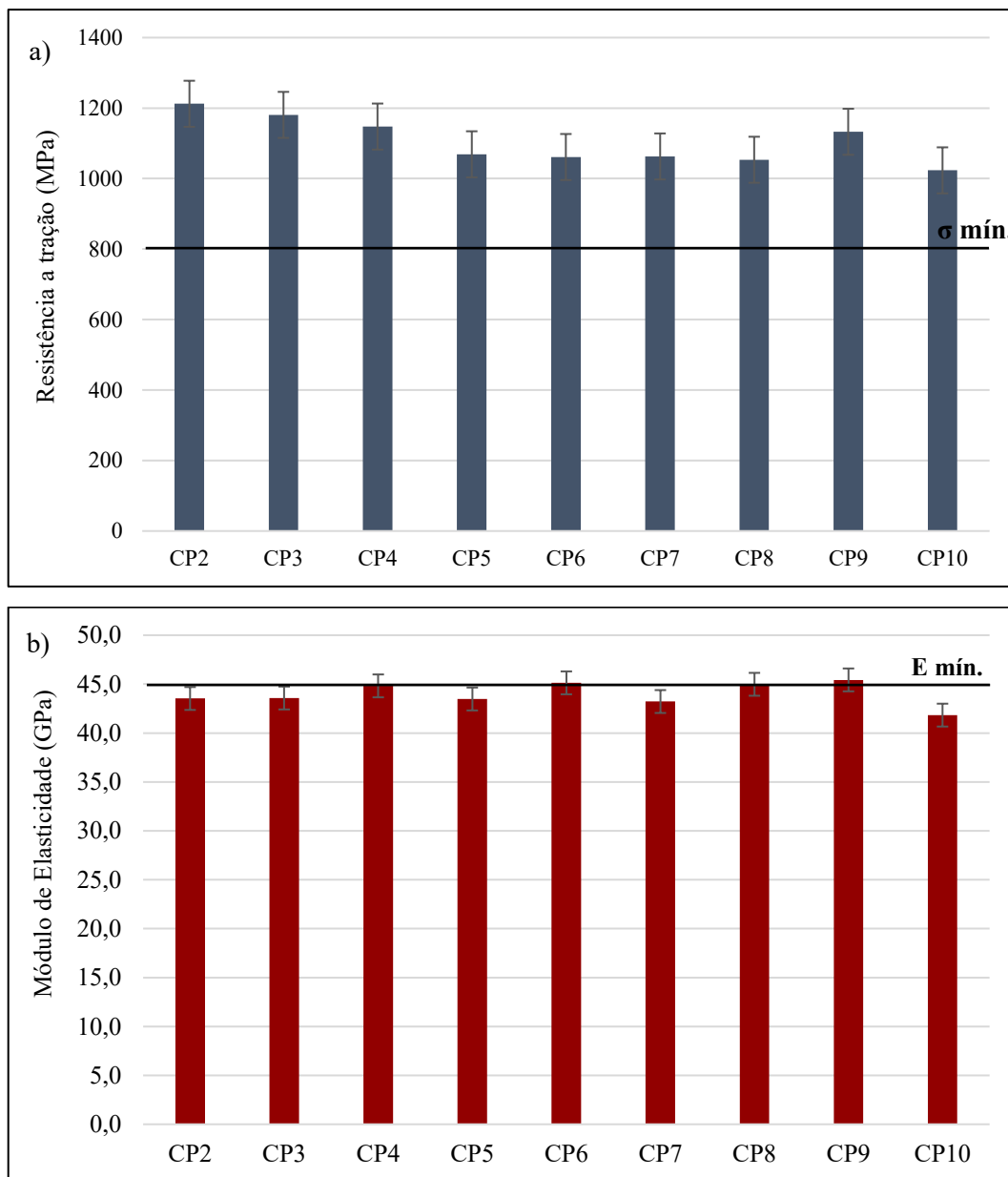
Amostra	Módulo de Elasticidade (GPa)	Carga máxima (kN)	Área da seção transversal (mm²)	Resistência à tração (MPa)
CP1	Inválido*	73,00	66,98	1064,56
CP2	43,53	81,19	66,98	1183,99
CP3	43,58	79,08	66,98	1153,22
CP4	44,82	76,86	66,98	1120,85
CP5	43,48	71,59	66,98	1044,00
CP6	45,13	71,07	66,98	1036,41
CP7	43,22	71,18	66,98	1038,02
CP8	44,98	70,55	66,98	1028,83
CP9	45,43	75,87	66,98	1106,41
CP10	41,83	68,54	66,98	999,52
Média	44	-	-	1104,71

*CP descartado por falha no ensaio.

Fonte: Autor (2024).

Na Figura 61 estão representados graficamente os resultados do ensaio para cada CP.

Figura 61: Resultados do ensaio por CP. a) Resistência à tração e desvio padrão. b) Módulo de elasticidade e desvio padrão.

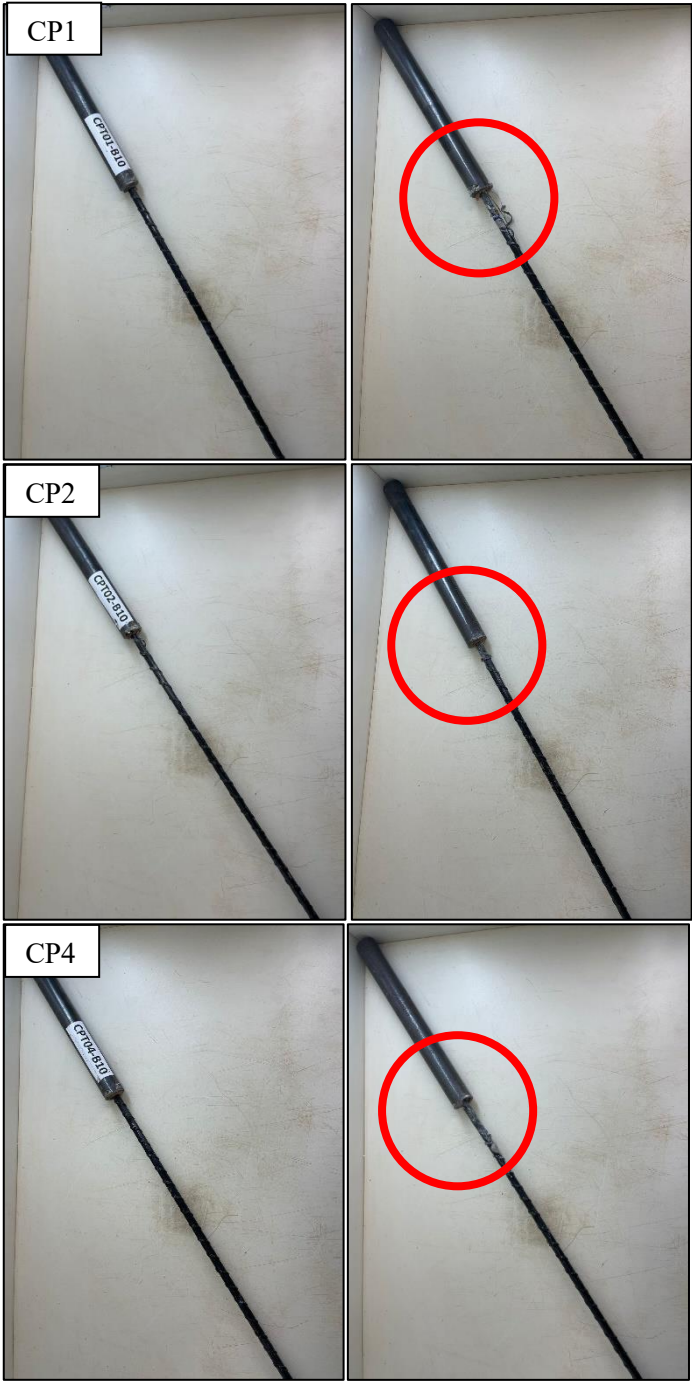


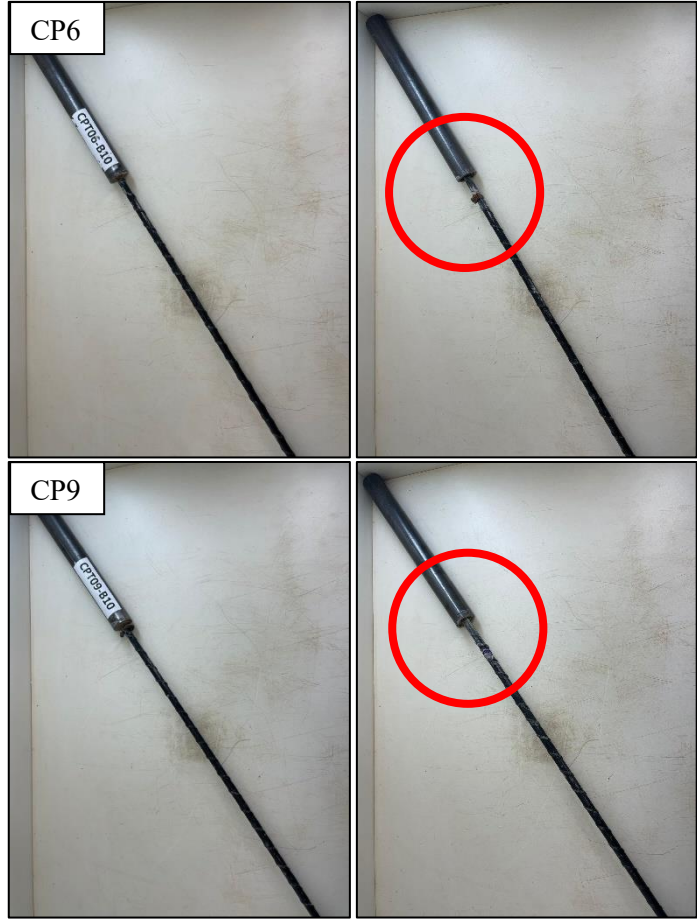
Fonte: Autor (2024).

Os pontos de ruptura de cada CP foram registrados, afim de se observar e validar o ensaio, conforme se segue, vale ressaltar que todos os CPs foram colocados na máquina de ensaio com o mesmo padrão, a etiqueta de identificação na garra de baixo. Portanto, foi possível identificar se o ponto de ruptura se dava próximo a ancoragem superior ou inferior, o que possivelmente poderia indicar um vício no ensaio. O que não ocorreu, conforme pode-se observar nas Figura 62 (a e b).

Figura 62: Ponto de rupturas de cada CP.

a) CP1, CP2, CP4, CP6, CP9 - Ruptura do GFRP na nervura, próximo à ancoragem superior.





b) CP7 e CP8 – Ruptura do GFRP na nervura, próximo à ancoragem inferior.





Fonte: Autor (2024).

Foi verificado em todos os ensaios que houve uma tendência de ruptura da nervura helicoidal do GFRP próximos as ancoragens, esse valor de carga é o que foi o registrado para efeito de cálculo da resistência a tração. Já para fins exploratórios, a máquina de ensaio foi configurada para não ter critério de parada após a primeira ruptura, para verificar o comportamento do GFRP, o que justifica alguns CPs com ruptura nas duas extremidades. A Figura 63 demonstra que o CP3 houve tanto o rompimento da nervura helicoidal próximo a ancoragem inferior, quanto a ruptura total da barra próximo a ancoragem superior.

Figura 63: CP3 - Ruptura do GFRP na nervura, próximo à ancoragem inferior e ruptura total próximo a ancoragem superior.



Fonte: Autor (2024).

Um destaque para o CP5, onde ocorreu a ruptura do GFRP no vão livre, próximo a ancoragem inferior, conforme Figura 64.

Figura 64: CP5 – Ruptura do GFRP no vão livre, próximo a ancoragem inferior.



Fonte: Autor (2024).

O Projeto de Norma ABNT NBR 17.201-1, diz que “[...] a falha deve ocorrer no comprimento livre da barra, não dentro da ancoragem”. Portanto, todos os CPs atenderam ao que foi preconizado, uma vez que a ruptura não ocorreu dentro da ancoragem e sim próximo a ela, e também não houve deslizamento. Além disso, o mesmo projeto de norma especifica o valor de resistência à tração ≥ 800 MPa e todos os CPs atingiram valores maiores que esse. O valor médio de resistência de 1.104,71 MPa da amostragem, representa 38% a mais do que o exigido pela norma.

É importante ressaltar que apenas duas amostras: CP6 (45,13 GPa) e CP9 (45,43 GPa) atingiram os valores mínimos do módulo de elasticidade do projeto de norma, que era de ≥ 45 MPa. Em média, o valor de E obtido foi de 44 GPa, que configura 2,22% abaixo do mínimo especificado.

4.3 ENSAIO DE FLEXÃO DE VIGA ARMADA COM GFRP

Nesta seção, são apresentados os resultados dos ensaios de flexão realizados em vigas armadas, com destaque para a comparação entre a viga de referência armada com barras de aço (REF) e as vigas armadas com barras de GFRP. O objetivo principal desses ensaios foi avaliar o comportamento estrutural das vigas frente à flexão, considerando fatores como capacidade resistente, deformações, e características de fissuração.

4.3.1 Viga 01 - Armada com aço (REF)

O ensaio das vigas de aço serve como parâmetro de comparação para as vigas armadas com GFRP, sendo dimensionada e ensaiada de acordo com os critérios normativos aplicáveis. O

dimensionamento deste elemento foi feito de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023) e está disponível no Anexo A. O resultado teórico das vigas e o experimental estão dispostos na tabela 20.

Tabela 20: Comparativo entre resultado teórico e experimental das vigas tipo 01.

Viga	Força Máxima Ruptura (kN)	Momento Máx. Resistente (kN·m)	Resist. Tração na Flexão (MPa)	Abertura 1° fissura (kN)	Modo de ruptura
V1-AR (teórico)	66,02	20,25	293,42	-	Escoamento do aço
V11-AR (experimental)	76,49	22,94	339,92	30	Escoamento do aço
V12-AR (experimental)	74,48	22,34	331,04	30	Escoamento do aço

Fonte: Autor (2024).

A Figura 65 demonstra a viga após ensaio e suas fissuras mapeadas com o auxílio de um fissurometro.

Figura 65: Viga V11-AR após ensaio. Ruptura por escoamento do aço.

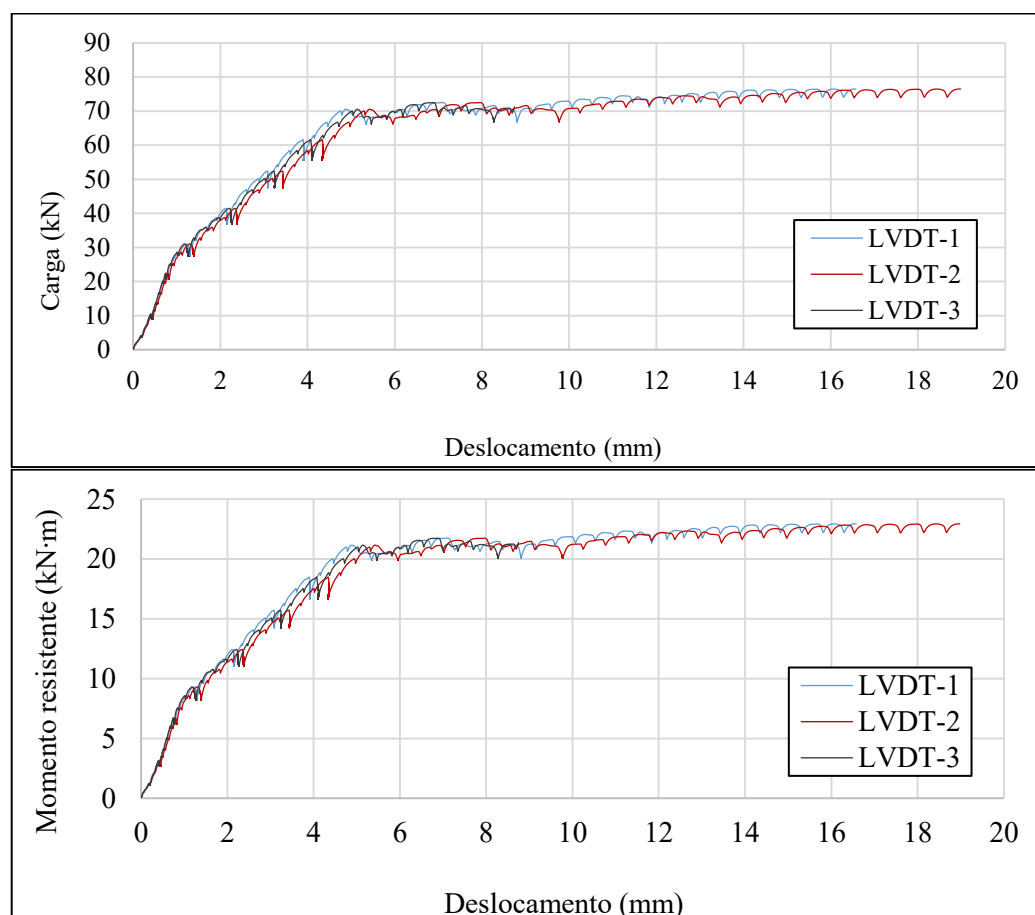


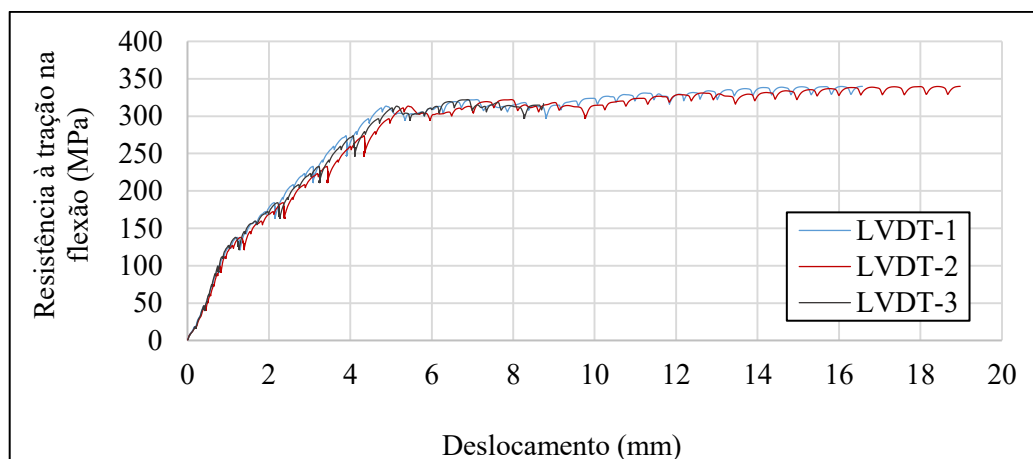


Fonte: Autor (2024).

A Figura 66 demonstram graficamente os resultados obtidos no ensaio da viga V11-AR, instrumentada com os LVDTs em três pontos conforme anunciado anteriormente.

Figura 66: a) carga vs deslocamento V11-AR b) momento resistente vs deslocamento V11-AR c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V11-AR.





Fonte: Autor (2024).

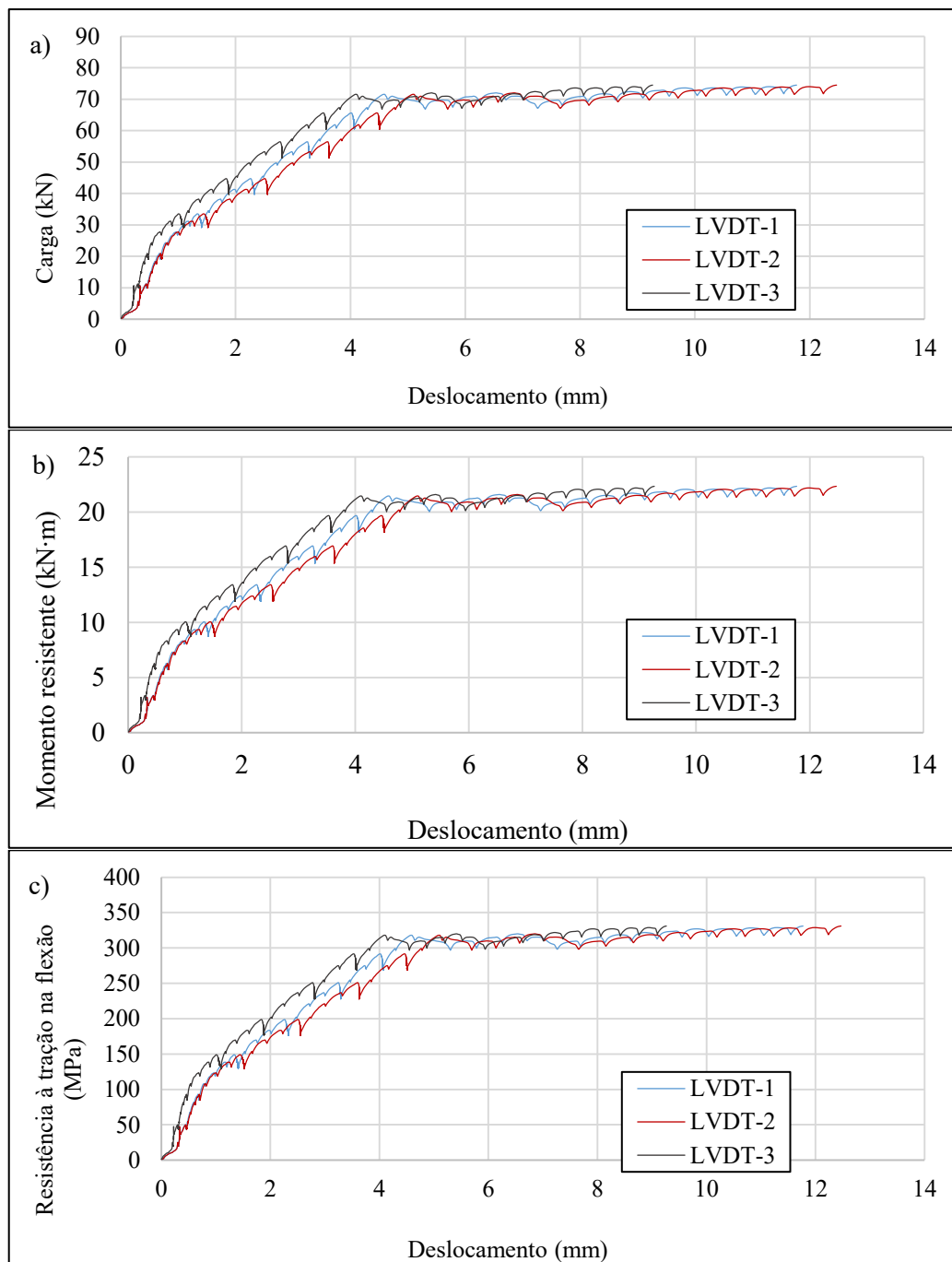
A Figura 67 demonstra a viga após ensaio e a Figura 68 demonstram graficamente os resultados obtidos no ensaio da viga V12-AR.

Figura 67: Viga V12-AR após ensaio. Ruptura por escoamento do aço.



Fonte: Autor (2024).

Figura 68: a) carga vs deslocamento V12-AR b) momento resistente vs deslocamento V12-AR c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V12-AR.



Fonte: Autor (2024).

As vigas armadas com aço apresentaram desempenho superior aos valores teóricos estimados. A força máxima de ruptura da V11-AR foi 15,8% maior que a prevista teoricamente, enquanto a V12-AR superou em 12,8%. Da mesma forma, o momento máximo resistente experimental foi 13,3% superior para a V11-AR e 10,3% maior para a V12-AR em relação ao cálculo teórico. Quanto à resistência à tração na flexão, a V11-AR excedeu o valor teórico em 15,9%, enquanto

a V12-AR foi 12,8% superior, demonstrando a influência positiva das fibras no controle das fissuras e no desempenho pós-fissuração. Ambas as vigas experimentais apresentaram fissuração inicial sob 30 kN, mostrando consistência no comportamento inicial. Além disso, a integridade das vigas foi mantida após a ruptura, provavelmente devido à adição de fibras picadas, com destaque para as fibras de polipropileno, que contribuíram para evitar a fragmentação da peça e favoreceram o desempenho pós- fissuração.

4.3.2 Viga 02 - Superarmada com GFRP

A viga 02 foi projetada como superarmada utilizando barras de GFRP. A superarmadura teve como objetivo compensar o menor módulo de elasticidade do GFRP, minimizando as deformações excessivas e explorando o desempenho da viga sob carregamento em quatro pontos. A Tabela 21 apresenta um comparativo entre os resultados teóricos e experimentais.

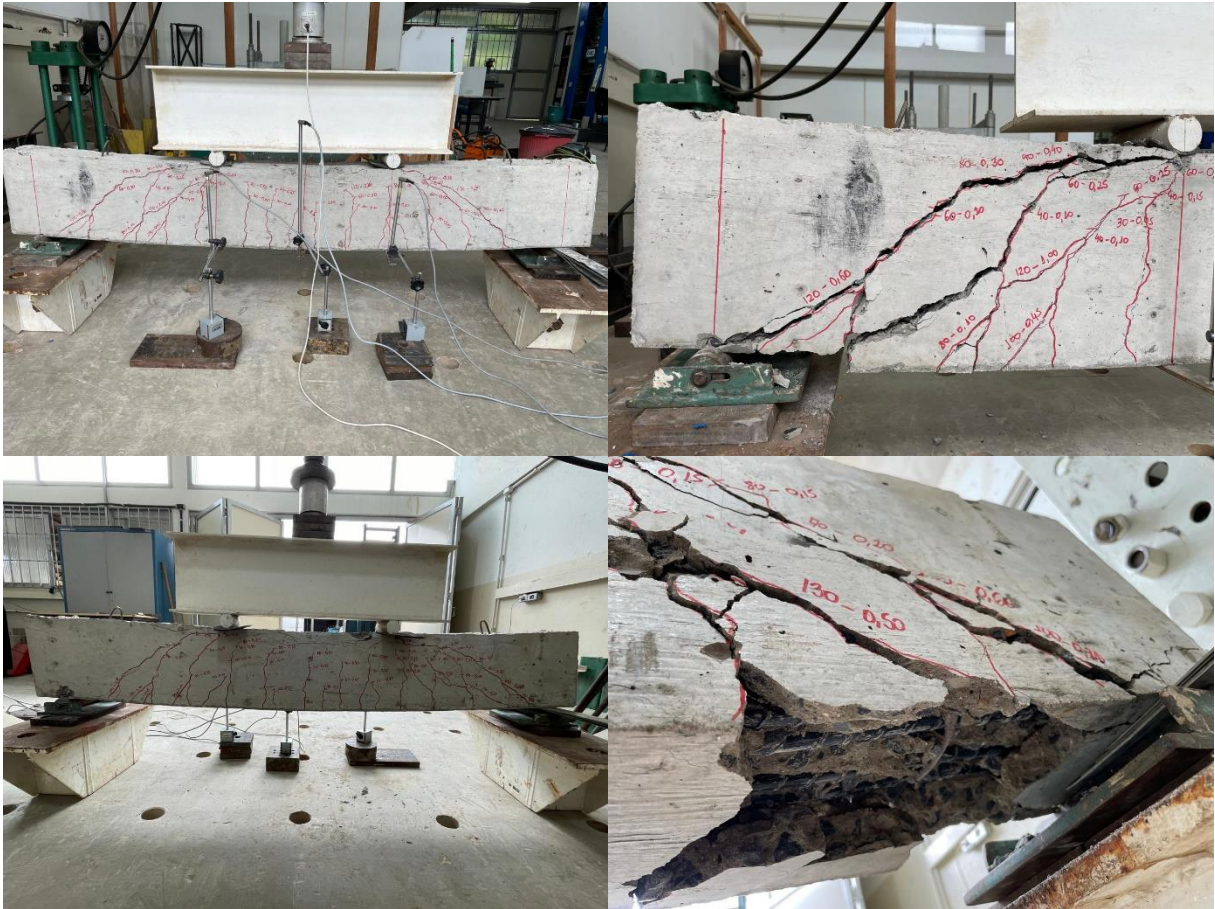
Tabela 21: Comparativo entre resultado teórico e experimental das vigas tipo 02.

Viga	Força Máxima Ruptura (kN)	Momento Máx. Resistente (kN·m)	Resist. Tração na Flexão (MPa)	Abertura 1º fissura (kN)	Modo de ruptura
V2-GS (teórico)	123,45	41,15	548,67	-	Ruptura por esmagamento do concreto
V21-GS (experimental)	137,85	41,36	612,69	30	Ruptura por força cortante
V22-GS (experimental)	118,98	35,69	528,79	30	Ruptura por força cortante

Fonte: Autor (2024).

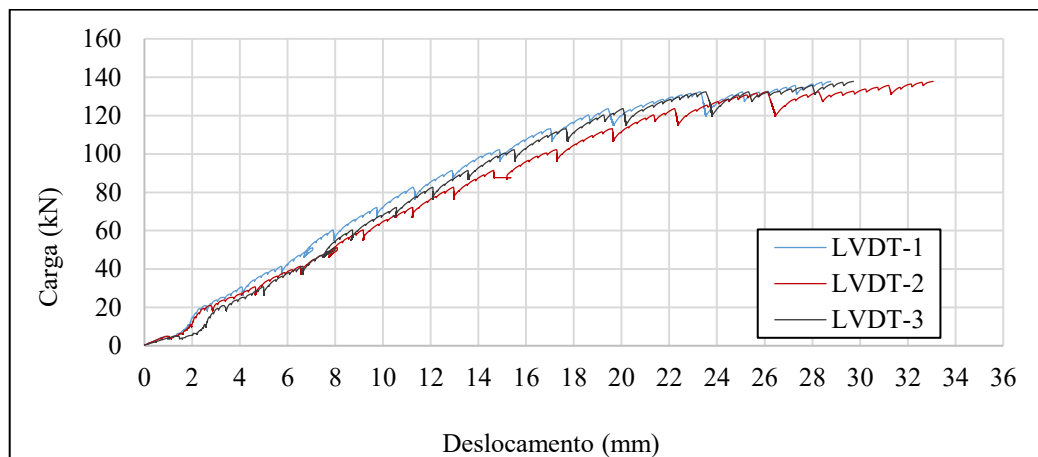
A Figura 69 demonstra a viga após ensaio e a Figura 70 demonstram graficamente os resultados obtidos no ensaio da viga V21-GS.

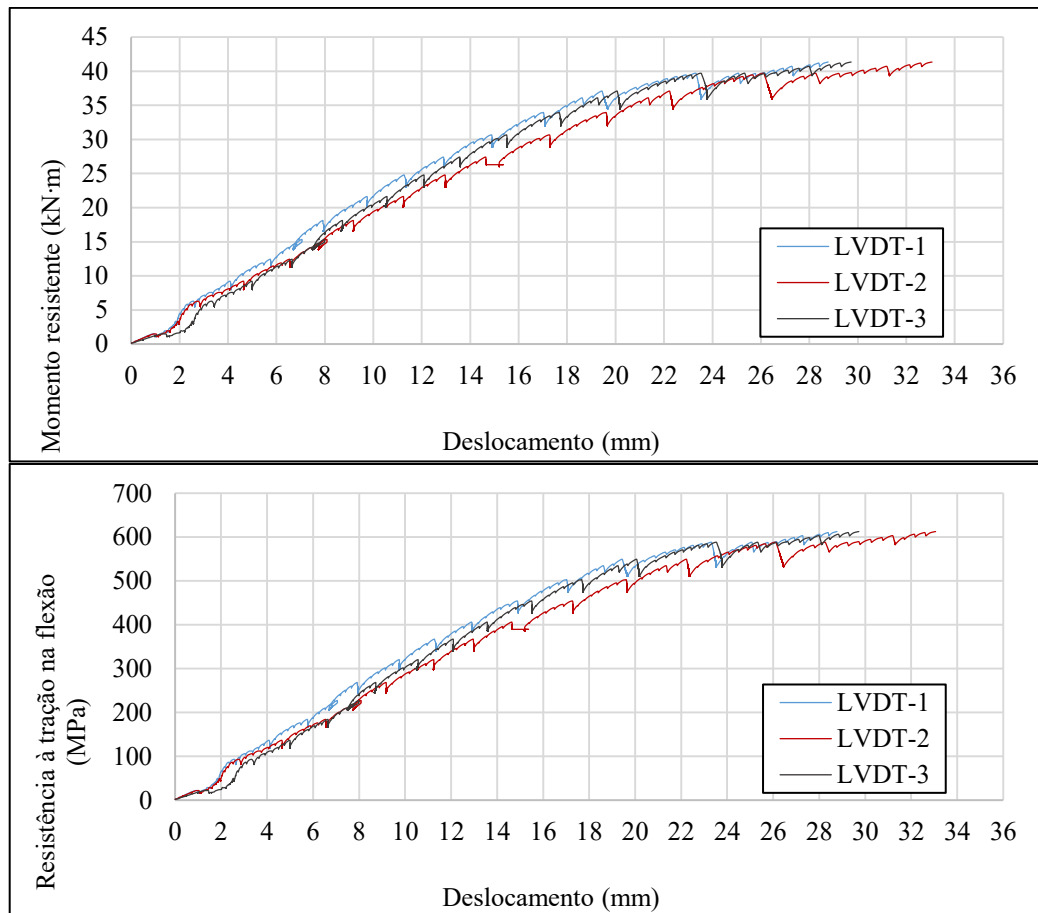
Figura 69: Viga V21-GS após ensaio. Ruptura por força cortante.



Fonte: Autor (2024).

Figura 70: a) carga vs deslocamento V21-GS b) momento resistente vs deslocamento V21-GS c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V21-GS.





Fonte: Autor (2024).

A Figura 71 demonstra a viga após ensaio e a Figura 72 demonstram graficamente os resultados obtidos no ensaio da viga V22-GS.

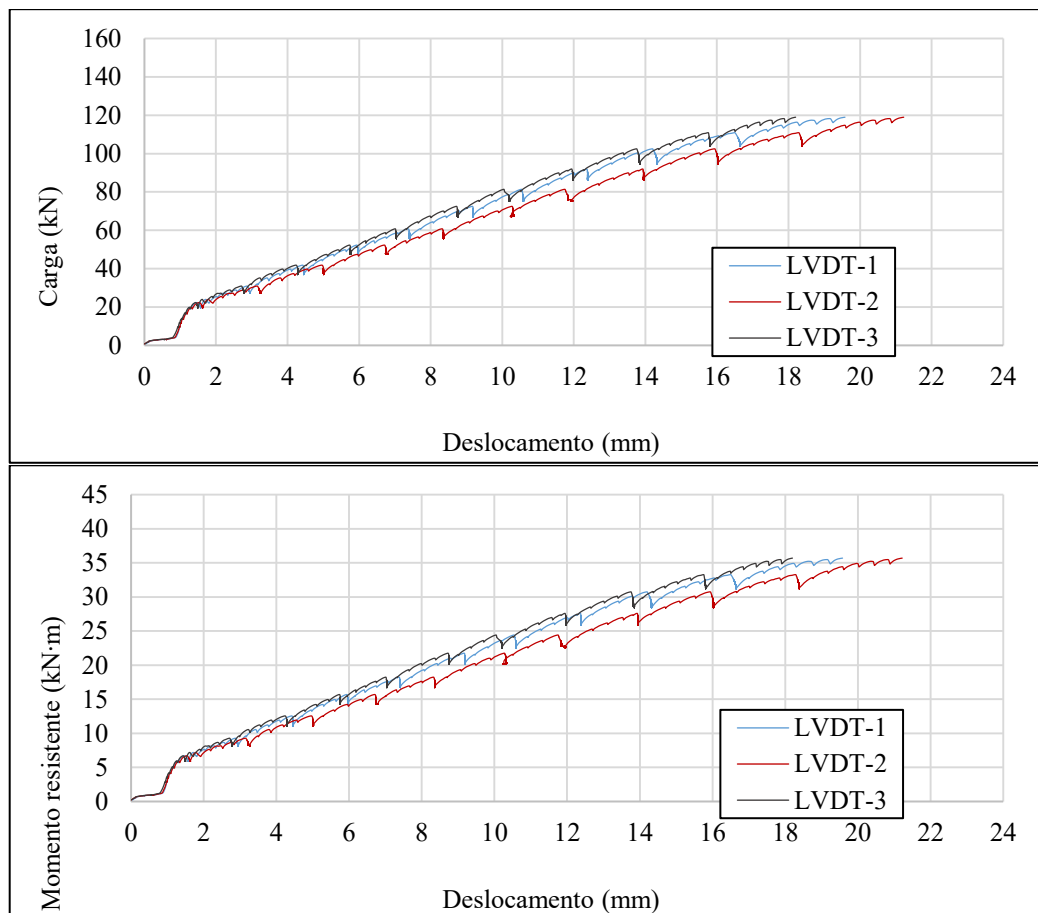
Figura 71: Viga V22-GS após ensaio. Ruptura por força cortante.

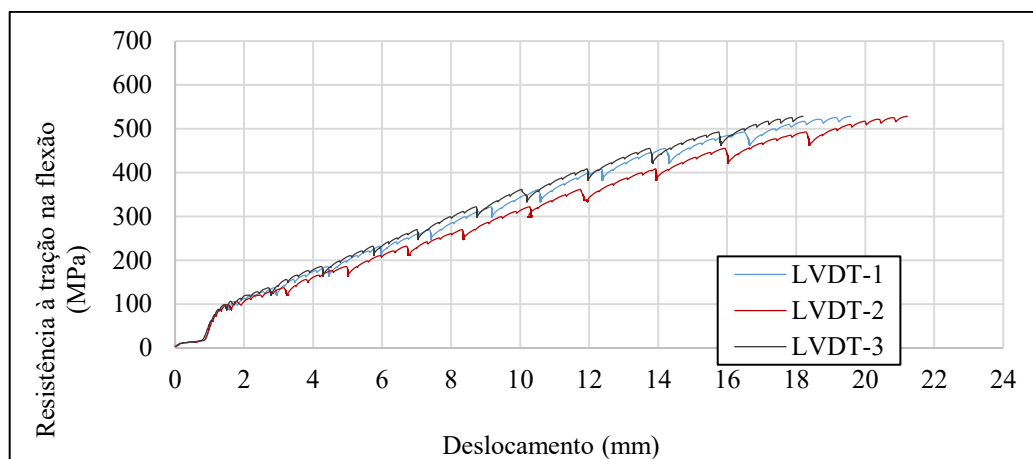




Fonte: Autor (2024).

Figura 72: a) carga vs deslocamento V22-GS b) momento resistente vs deslocamento V22-GS c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V22-GS.





Fonte: Autor (2024).

A análise dos resultados obtidos para as vigas do tipo 02, projetadas como superarmadas com barras de GFRP, demonstra o impacto da superarmadura no comportamento estrutural. A força máxima de ruptura experimental da viga V21-GS foi 11,7% superior ao valor teórico previsto, enquanto a viga V22-GS apresentou um valor 3,6% inferior ao teórico. No entanto, ambas mantiveram o mesmo modo de ruptura por força cortante, o que representa que o esforço na armadura transversal foi superior ao projetado.

Comparando as resistências à tração na flexão, V21-GS obteve um valor 11,7% superior ao teórico e 15,8% maior que V22-GS, evidenciando uma melhor performance sob carregamento. Ambas as vigas apresentaram as primeiras fissuras sob 30 kN, demonstrando comportamento consistente, provavelmente decorrente da adição das fibras de vidro. A integridade foi preservada após a ruptura, com as fibras de polipropileno evitando a fragmentação e melhorando o desempenho pós-fissuração.

4.3.3 Viga 03 – Armada com GFRP e momento de inércia alterado

A Viga 03 foi projetada com barras de GFRP como armadura longitudinal, mas com uma importante modificação: sua seção transversal teve o momento de inércia alterado em relação aos modelos anteriores, com 5 cm de altura, passando para um total de 35 cm. Sua seção transversal então foi feita com 15 x 35 cm, um incremento de 16,7% na área da seção transversal em relação as outras vigas.

Essa adaptação visa mitigar os efeitos do baixo módulo de elasticidade das barras de GFRP, uma característica intrínseca que influencia diretamente a rigidez estrutural e os deslocamentos. O ajuste do momento de inércia foi uma estratégia adotada para avaliar o comportamento estrutural em condições de flexão e compará-lo com os resultados obtidos para as outras vigas

testadas. O dimensionamento deste elemento foi feito de acordo com o ACI 440.1R (2015) e está disponível no Anexo A. O resultado teórico das vigas e o experimental estão dispostos na Tabela 22.

Tabela 22: Comparativo entre resultado teórico e experimental das vigas tipo 03.

Amostra	Força Máxima Ruptura (kN)	Momento Máx. Resistente (kN·m)	Resist. Tração na Flexão (MPa)	Abertura 1º fissura (kN)	Tipo de ruptura
V3-GI (teórico)	103,11	34,37	458,27	-	Esmagamento do concreto
V31-GI (experimental)	76,14	22,84	338,39	30	Ruptura da barra de GFRP
V32-GI (experimental)	80,89	24,27	359,52	30	Ruptura da barra de GFRP

Fonte: Autor (2024).

A Figura 73 demonstra a viga após ensaio e a Figura 74 demonstram graficamente os resultados obtidos no ensaio da viga V31-GI.

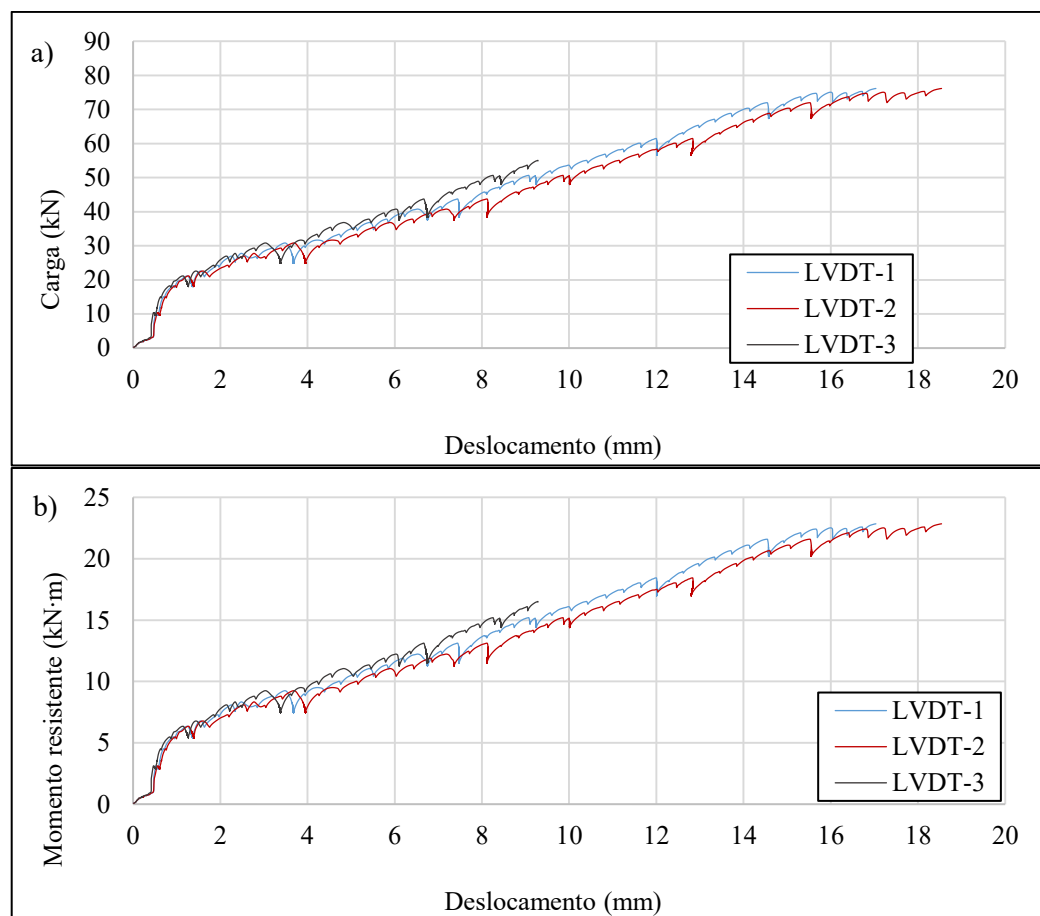
Figura 73: Viga V31-GI após ensaio. Ruína por ruptura da barra longitudinal.

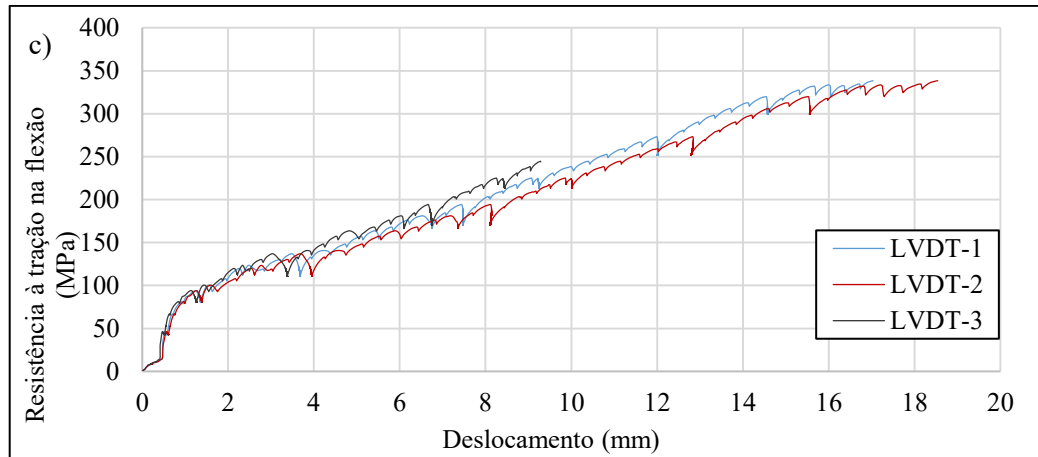




Fonte: Autor (2024).

Figura 74: a) carga vs deslocamento V31-GI b) momento resistente vs deslocamento V31-GI c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V31-GI.





Fonte: Autor (2024).

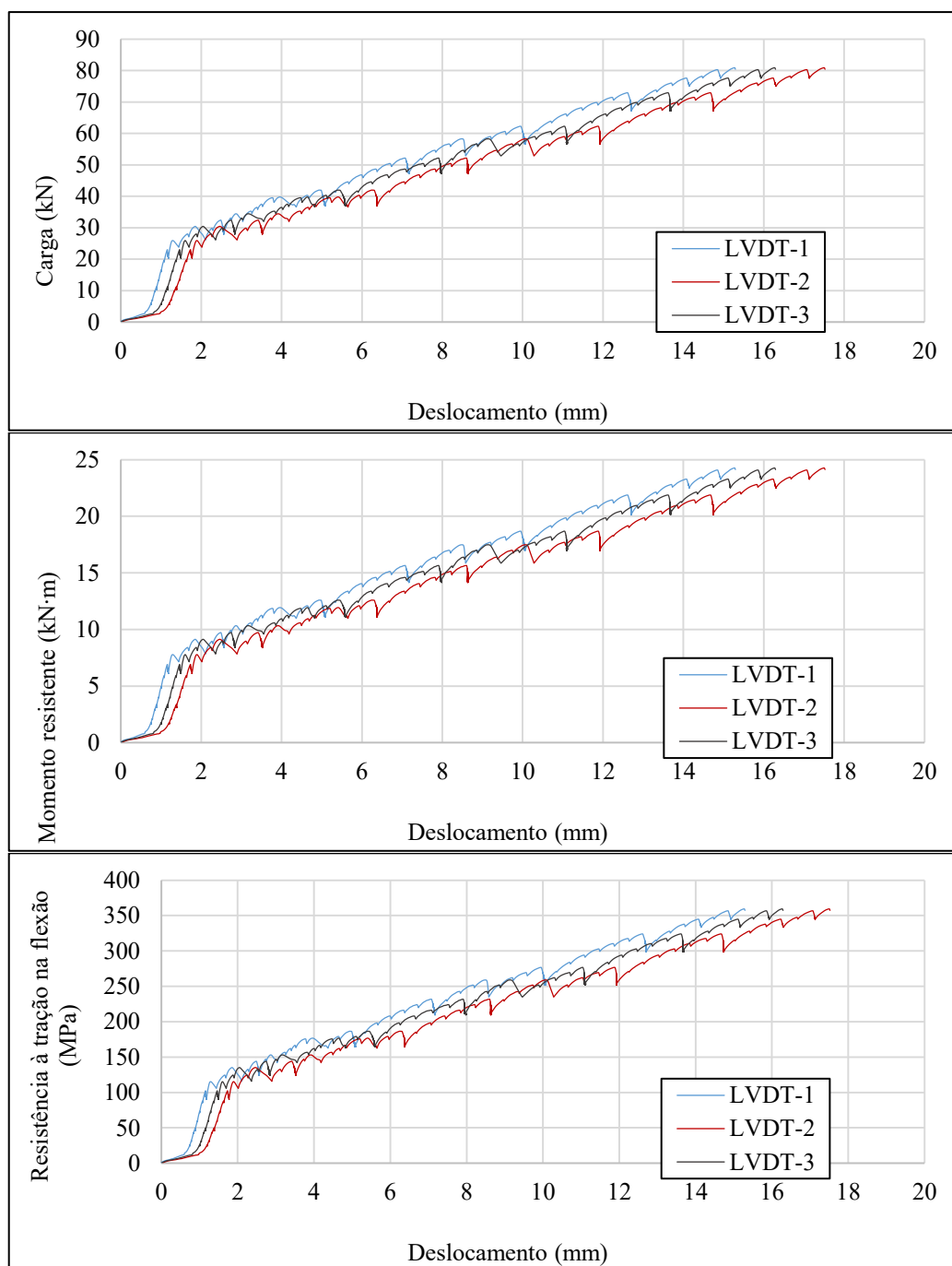
A Figura 75 demonstra a viga após ensaio e a Figura 76 demonstram graficamente os resultados obtidos no ensaio da viga V32-GI.

Figura 75: Viga V32-GI após ensaio. Ruína por ruptura da barra longitudinal.



Fonte: Autor (2024).

Figura 76: a) carga vs deslocamento V32-GI b) momento resistente vs deslocamento V32-GI c) resistência à tração na flexão vs deslocamento V32-GI.



Fonte: Autor (2024).

Os resultados obtidos para as vigas do tipo 03, armadas com barras de GFRP e com seção transversal do momento de inércia alterado, revelam divergências entre os valores teóricos e experimentais, especialmente no tipo de ruptura. Enquanto o cálculo teórico previa ruptura por esmagamento do concreto, os ensaios experimentais indicaram que ambas as vigas, V31-GI e

V32-GI, falharam por ruptura das barras longitudinais, destacando a influência do comportamento frágil característico do GFRP.

Comparando os valores de força máxima, V31-GI apresentou 26,1% menos capacidade do que o valor teórico, enquanto V32-GI ficou 21,6% abaixo do previsto. Os momentos resistentes experimentais seguiram a mesma tendência, com reduções de 33,5% para V31-GI e 29,4% para V32-GI em relação ao cálculo teórico.

Em termos de resistência à tração na flexão, V31-GI apresentou um valor 26,2% inferior ao esperado teoricamente, enquanto V32-GI teve uma redução de 21,6%. Além disso, as vigas também apresentaram as primeiras fissuras sob 30 kN, demonstrando comportamento consistente e sua integridade foi preservada após a ruptura. O que corrobora os resultados das outras vigas ensaiadas.

4.3.4 Resultado dos ensaios

A Tabela 23 apresenta os resultados de capacidade resistente (M_r), força máxima ($F_{m\acute{a}x}$), Resistência a tração na flexão, deslocamentos nos LVDTs e força de abertura da primeira fissura. Obtidos por meio da utilização das normas ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 440.1R (2015), sem a aplicação de coeficientes de segurança, de forma a se obter uma melhor aproximação com os resultados obtidos no programa experimental.

Tabela 23: Comparativo dos resultados experimentais das vigas.

Viga	Força Máxima Ruptura (kN)	Abertura primeira fissura (kN)	Desloc. máx. LVDT-1 (mm)	Desloc. máx. LVDT-2 (mm)	Desloc. máx. LVDT-3 (mm)	Momento Máx. Resistente (kN·m)	Resist. Tração na Flexão (MPa)	Tipo de ruptura
V11-AR	76,49	30	16,57	18,98	8,74*	22,94	339,92	Escoamento do aço
V12-AR	74,48	30	11,77	12,47	9,26*	22,34	331,04	Escoamento do aço
V21-GS	137,85	30	28,77	33,06	29,72	41,36	612,69	Ruptura por força cortante
V22-GS	118,98	30	19,57	21,22	18,20	35,69	528,79	Ruptura por força cortante
V31-GI	76,14	30	17,03	18,54	9,28	22,84	338,39	Ruptura da barra de GFRP
V32-GI	80,89	30	15,29	17,52	16,29	24,27	359,52	Ruptura da barra de GFRP

Fonte: Autor (2024).

As vigas superarmadas com GFRP (V21-GS e V22-GS) demonstraram maior capacidade resistente, com forças máximas de ruptura 80% (V21-GS) e 60% (V22-GS) superiores às da viga V11-AR. Contudo, os deslocamentos máximos foram significativamente maiores, com a V21-GS apresentando quase o dobro da deformação da V11-AR.

Por outro lado, as vigas com momento de inércia alterado (V31-GI e V32-GI) apresentaram desempenho em força máxima de ruptura mais próximo às vigas de aço, variando de -0,5% a +7% em relação à V11-AR. A modificação do momento de inércia foi eficaz na redução dos deslocamentos máximos, aproximando-os dos valores observados para as vigas de aço, sem comprometimento significativo da resistência. No entanto, o tipo de ruptura foi distinto: enquanto as vigas de aço falharam por escoamento, as vigas com GFRP romperam pela ruptura das barras, destacando o comportamento frágil desse material.

Comparando as vigas tipo 02 e tipo 03, observa-se que as vigas superarmadas com GFRP (tipo 02) apresentaram força máxima de ruptura superior em até 72% (V21-GS em relação à V31-GI), devido à maior quantidade de armadura longitudinal. Contudo, as vigas tipo 03 demonstraram deslocamentos máximos inferiores, com reduções entre 33% e 47%, graças ao incremento na altura da seção transversal e ao aumento do momento de inércia. Essas diferenças

destacam estratégias complementares de projeto para explorar o desempenho do GFRP, com as vigas tipo 02 focando na capacidade resistente e as do tipo 03 na rigidez estrutural.

A presença de fibras híbridas de vidro e polipropileno no concreto desempenharam funções esperadas no comportamento das vigas. A fibra de polipropileno contribuindo para o grampeamento das fissuras e a redistribuição de tensões. Sendo esse efeito crucial para evitar a ruína catastrófica dos elementos, especialmente nas vigas com GFRP, cujas barras não possuem capacidade de escoamento.

Enquanto que, as fibras de vidro aumentaram o LOP do concreto, retardando o aparecimento das primeiras fissuras. O que é corroborado pelo fato de que todas as vigas apresentarem a abertura inicial de fissuras sob cargas próximas a 30 kN, demonstrando o impacto positivo das fibras de vidro, que proporcionaram maior resistência inicial à fissuração e homogeneidade no comportamento estrutural.

5 CONCLUSÃO

Com base nos resultados experimentais obtidos, conclui-se que a melhor proporção de hibridação das fibras de vidro (FV) e polipropileno (PP), foi a combinação de 75% FV e 25% PP (traço T75-25), o qual apresentou o melhor desempenho, atendendo aos critérios normativos da ABNT NBR 16942:2021 e proporcionando um equilíbrio adequado entre aumento da resistência inicial e comportamento pós-fissuração.

O estudo do comportamento mecânico dos diferentes traços revelou que o traço T75-25 apresentou um limite de proporcionalidade (LOP) de 4,33 MPa, resistência residual fr_1 de 2,62 MPa e fr_4 de 1,22 MPa, sendo este o mais adequado para elementos estruturais. O traço T100-0 demonstrou a maior resistência inicial (LOP de 4,49 MPa), mas ficou abaixo dos critérios normativos de resistência residual, enquanto os traços com maior proporção de PP (T25-75 e T0-100) apresentaram bom desempenho pós-fissuração, mas não atingiram os valores de LOP necessários. Esses resultados evidenciam a complementaridade das fibras: FV melhora a resistência inicial, enquanto PP contribui para a integridade estrutural pós-fissuração.

A caracterização das barras de GFRP confirmou sua viabilidade como material estrutural, apresentando resistência à tração compatível com as especificações normativas.

Os ensaios mecânicos das vigas demonstraram que as vigas armadas com GFRP apresentaram boa capacidade resistente e potencial como elementos estruturais. Sendo que a estratégia de aumento do momento de inércia (V31-GI e V32-GI) mostrou-se mais eficaz do que a superarmadura (V21-GS e V22-GS) na redução dos deslocamentos excessivos, pois com 16,7% de modificação na altura da seção transversal resultou em uma resistência muito próxima as vigas de aço, do que utilizando 3 vezes a quantidade de barras de GFRP.

As vigas superarmadas atingiram forças de ruptura 80% e 60% superiores às vigas de referência em aço, mas apresentaram deslocamentos máximos elevados, chegando a 33,06 mm. Por outro lado, as vigas com momento de inércia alterados tiveram resistência próxima às de aço e deslocamentos entre 15,29 mm e 18,54 mm, confirmando a eficácia da estratégia para mitigar deformações excessivas.

Em relação a atuação as fibras do CRF híbrido no comportamento das vigas, verificou-se uma homogeneidade no comportamento, a abertura inicial de fissuras foi uniforme em todas as vigas com aproximadamente 30 kN, o que pode ser atribuído à contribuição de FV no aumento do LOP. E em relação a PP, essas fibras atuaram no controle pós-fissuração, permitindo que o GFRP anunciasse falhas antes da ruptura completa, prevenindo assim o colapso catastrófico dos elementos estruturais.

A interação microestrutural das fibras com a matriz cimentícia foi analisada por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV), evidenciando boa ancoragem das FV na matriz, enquanto as fibras de PP demonstraram uma adesão limitada à matriz de cimento, que corrobora com a literatura existente.

Em conclusão, a combinação de CRF híbrido e armaduras de GFRP revelou-se uma solução promissora para aplicações estruturais, especialmente em ambientes agressivos. O estudo confirmou que a seleção adequada das proporções de fibras e o dimensionamento criterioso das armaduras são fundamentais para otimizar o desempenho desses materiais, permitindo estruturas mais duráveis, não corrosivas, com transparência magnética e com menor impacto ambiental.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a investigação de novas dosagens de fibras com base no desempenho ótimo identificado (T75-25) e concretos com maior trabalhabilidade. E quanto a utilização de barras de GFRP, sugere-se reduzir o uso de barras na superarmadura e reforçar a armadura transversal para aumentar a eficiência estrutural. Por fim, explorar alterações na inércia considerando ajustes na base da seção e não apenas na altura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMED, A.; GUO, S.; ZHANG, Z.; SHI, C.; ZHU, D. A review on durability of fiber reinforced polymer (FRP) bars reinforced seawater sea sand concrete. **Construction and Building Materials**, v. 256, p. 1 – 18, 2020.
- ALMEIDA, F. C. R.; SALES, A. **Ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto: efeitos e considerações para projeto**. In: RIBEIRO, D. V. Corrosão e degradação em estruturas de concreto: teoria, controle e técnicas de análise e intervenção (2ª ed). Rio de Janeiro, Elsevier, 2018, p. 97 – 124.
- ALMEIDA, G. et al. **Macrofibers in Concrete: A Study on Durability and Toughness**. Journal of Materials in Civil Engineering, 2019.
- ALVES, J. **Das 4 bilhões de toneladas de alimentos produzidas anualmente em todo planeta, cerca de 50% são desperdiçadas**. São Paulo: USP, 2013. Disponível em: <http://www.usp.br/portabiossistemas/?p=5230>. Acesso em: 21 jan. 2024.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318 - Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit, USA. 2019
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440R-96: Reinforcement for Concrete Structures**. State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP). 1996.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440. 1R - 15: Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber reinforced polymer (FRP) bars**. American Concrete Institute, 2015.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – **ASTM 7205/D7205M-06. Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars**. West Conshohocken. 2016.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – **ASTM C39/C39M. Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens**. West Conshohocken. 2021.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – **ASTM C78/C78M. Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)**. West Conshohocken. 2022.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTIM C117: Standard test method for materials finer than 75- μm (No. 200) sieve in mineral aggregates by washing.** West Conshohocken. 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - **ASTIM C127: Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of coarse aggregate.** West Conshohocken. 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – **ASTM C143/C143M. Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete.** West Conshohocken. 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – **ASTM C1609/C1609M-12 Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading).** West Conshohocken. 2019.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – **ASTM D7913/D7913M-14. Standard test method for bond strength of fiber reinforced polymer matrix composite bars to concrete by pullout testing.** West Conshohocken. 2020.

AMLEH, L.; MIRZA, S. Corrosion influence on bond between steel and concrete. **ACI Structural Journal.** Vol. 96, no. 3, pp. 415-423, 1999.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6349: Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão - ensaio de tração.** Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211: Agregados para concreto – requisitos.** Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7218: Agregados — determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:2017: Concreto endurecido - determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - parte 1: módulos estáticos à compressão.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11768-1: Aditivos químicos para concreto de cimento Portland - parte 1: requisitos.** Rio de Janeiro, 2019

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655: Concreto de cimento portland - preparo, controle, recebimento e aceitação – procedimento.** Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15900-1: Água Para Amassamento Do Concreto - Parte 1: Requisitos.** Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16697: Cimento Portland – Requisitos.** Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16889: Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16916: Agregado miúdo - determinação da densidade e da absorção de água.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16917: Agregado graúdo - determinação da densidade e da absorção de água.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16940: Determinação das resistências à tração na flexão (limite de proporcionalidade e resistências residuais) - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16942: Fibras poliméricas para concreto — requisitos e métodos de ensaio.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16972: Agregados - determinação da massa unitária e do índice de vazios.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16973: Agregados - determinação do material fino que passa pela peneira de 75 µm por lavagem.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 17201-1: Barras de polímero reforçado com fibras (FRP) destinadas a armaduras para estruturas de concreto armado parte 1: Requisitos.** Rio de Janeiro, 2024.

BAI, Y.; JIANG, C.; WANG, X. **Effects of hybrid fibers on workability, mechanical properties, and microstructure of concrete incorporating nano-silica and fly ash.** *Construction and Building Materials*, v. 186, p. 424-436, 2018.

BENTUR, A., MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites**, 2ª Ed. p. 1 - 601, 2007.

BISCHOFF, P. **Reevaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber-Reinforced Polymer Bars.** *Journal of Structural Engineering*, v. 131, p. 752-767. 2005,

- BISCHOFF, P. H.; GROSS, S. P. **Equivalent Moment of Inertia Based on Integration of Curvature**. Journal of Composites for Construction, v. 15, n. 3, p. 263-273, 2011.
- BRANSON, D. E. **Instantaneous and Time-Dependent Deflections of Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams**. HPR Report n. 7, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Montgomery, AL. Part 1, 78p, 1965.
- CALLISTER, W. D. J. **Ciência e Engenharia de Materiais - Uma Introdução**. 10th ed. Rio de Janeiro: LTC, 2020. E-book. p.12. ISBN 9788521637325. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/reader/books/9788521637325/>. Acesso em: 16 nov. 2024.
- CAMACHO, L. F. C. A utilização de varões de GFRP nas estruturas de betão armado. 189p. Dissertação de Mestrado, Universidade da Madeira, Funchal, 2011.
- CARNEIRO, R. C. **Análise das propriedades do concreto auto adensável com fibras de aço no estado plástico e endurecido com sílica ativa e com filler calcário** – Dissertação Mestrado. Pato Branco. 2018.
- CERQUEIRA, D.P.; PORTELLA, K.F.; PORTELLA, G.D.O.G et al. Deterioration rates of metal and concrete structures in coastal environment of the south and northeast brazil: case studies in the pontal do sul, pr, and costa do sauípe, bahia. **Procedia Engineering**, [S.L.], v. 42, p. 384-396, 2012. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2012.07.430>.
- CONCREFIBER. Folha de dados do produto: Macrofibra de polipropileno estrutura CRF 50/4-SF. Disponível em: <https://www.concrefiber.com.br/macrofibra-de-polipropileno-crf-50-4/>. Acesso em: 09 jan. 2024.
- COMITÊ TÉCNICO IBRACON/ABECE. **CT 303 - Materiais Não Convencionais para Reforço de Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras**. São Paulo, 2013.
- COUTO, I. A. Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero. Dissertação de Mestrado, São Carlos, 2007.
- IBRACON; ABECE. **CT 303 – Uso de Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras**. 2021.
- DUARTE, I. O.; SANTOS, J. D.; FUGIYAMA, M. M.; FORTI, N. C. S. Caracterização do comportamento mecânico das barras de GFRP e BFRP. In: Brazilian Technology Symposium, 2021, Campinas. **Anais [...]**. Smart Innovation, Systems and Technologies, 2021.
- EKANE, E. B. **Estudo de fissuração em concreto armado com fibras e armadura convencional**. São Carlos: dissertação de mestrado. EESC - USP 1999.

- FANG, C.; LUNDGREN, K.; CHEN, L.; ZHU, C. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**. Vol. 34, no. 11, pp. 2159-2167, 2004.
- FELIX, E. F.; BALABUCH, T. J. R.; POSTERLLI, M. C.; POSSAN, E.; CARRAZEDO, R.. Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF. **Revista ALCONPAT**, v. 8, n. 1, p. 1-15, 2018.
- FIB BULLETIN 90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures – Technical report. 2019.
- FIGUEIREDO, A. D. de. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. Tese (Livre Docência em Materiais e Componentes de Construção Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. doi:10.11606/T.3.2012.tde-18052012-112833.
- FEESER, W. K.; BROWN, V. L. Guide Examples for Design of Concrete Reinforced with FRP Bars. IN: *International Symposium of Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement For Concrete Structures*, 7., v. 230, p. 935-954, 2005, Kansas. **Anais...** Kansas, 2005.
- FROSCHE, R. J. Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 3, maio/junho 1999, p. 437-442.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, vol. 1, 1995.
- GAJDA, J. Absorption of atmospheric carbon dioxide by portland cement concrete. **Portland Cement Association**, 2001.
- GALAN, I.; ANDRADE, C.; MORA, P.; SANJUAN, M. A. Sequestration of CO₂ by Concrete Carbonation. **Environmental Science & Technology**. v. 44 (8), p. 3181-3186. 2010. DOI: 10.1021/es903581d
- GCCA. Global Cement and Concrete Association. **GNR project reporting CO₂**. London: GCCA, 2017. Disponível em: <https://gccassociation.org/sustainability-innovation/gnr-gcca-in-numbers/>. Acesso em: 21 jan. 2024
- GENTIL. **Corrosão**. 6ª ed. Rio de Janeiro: Editora LTC; p. 354. 2017.
- GIL, A. M. **Contribuição ao estudo de dosagem de concretos autoadensáveis reforçados com fibras metálicas**. São Leopoldo. 2018.
- GLAVIND, M.; AARRE, T. **High-strength concrete with increased fracture-toughness**. MRS Proc. 211 (1990) 39, <https://doi.org/10.1557/PROC-211-39>.
- GROCHOSKI, M.; HELENE, P. (2008). **Sistemas de reparo para estruturas de concreto com corrosão de armaduras**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP - EPUSP, São Paulo, n. 5, 21p. 2008.
- HU, A. H. & YANG S. Y. **Green Materials? Carbon Footprints Comparison of Steel and FRP Structures**. In *Proceedings of the 2012 Second International Conference on Electric*

Technology and Civil Engineering (ICETCE '12). IEEE Computer Society, USA, p. 1445–1448, mai. 2012.

IBRACON. **Reparo localizado em estruturas de concreto armado**, 2022. Disponível em: https://site.ibracon.org.br/Site_revista/Concreto_Construcoes/Concreto_blog/press-releases/reparo-localizado/. Acesso em: 22 jan. 2024.

IBRACON. **50 anos do Instituto Brasileiro do Concreto**, 2021. Disponível em: <https://site.ibracon.org.br/institucional/historia/>. Acesso em: 09 jan. 2024.

INTERSTATE COUNCIL FOR STANDARDIZATION, METHODOLOGY AND CERTIFICATION – ISC. **Fibre reinforced polymer bar for concrete reinforcement**. GOST 31938-2012.

Imagem da internet: CLUBE DO CONCRETO. Disponível em: <http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/12/a-corrosao-induzida-por-cloretos-rcc.html>. Acesso em: 23 jan. 2024.

Imagem da internet: ENGSETTE. Disponível em: <https://engsette.com.br/corrosao-de-armaduras/>. Acesso em: 23 jan. 2024.

Imagem da internet: EESCJR. Disponível em: <https://eescjr.com.br/blog/corrosao-de-armaduras/>. Acesso em: 23 jan. 2024.

Imagem da internet: GIASSI FERRO E AÇO. Disponível em: <https://giassiferroeaco.com.br/ponte-eads-um-marco-para-o-aco/>. Acesso em: 29 set. 2024.

Imagem da internet: BRITANNICA. Disponível em: <https://www.britannica.com/topic/Crystal-Palace-building-London>. Acesso em: 29 set. 2024.

International Zinc Association. Disponível em: www.zinc.org/. Acessado em 06 jan. 2024.

IPCC. Intergovernmental Panel on Climate Change. **Climate change 2014: Mitigation of climate change**. Cambridge: Cambridge University Press, 2014. Disponível em: https://www.ipcc.ch/site/assets/uploads/2018/02/ipcc_wg3_ar5_frontmatter.pdf. Acesso em: 21 jan. 2024.

ISIS CANADA. **Design Manual 3: reinforcing concrete structures with fiber reinforced polymers**. The Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing for Innovative Structures; 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 10406-1: - Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete – Test methods**. Geneva, 2015.

KIRCHHEIM, A. P.; PASA, V.; DAL MOLIN, D.; SILVA FILHO, L. C. P. Análise comparativa da utilização de diferentes sistemas de proteção de corrosão de armaduras na aderência entre concreto branco e barras de aço. In: 47º Congresso Brasileiro Do Concreto.

- Anais...** Vol. VII – Métodos de Proteção, Reforço e Reparo de Estruturas de Concreto, Recife, 2005.
- KONAPURE, C.G. & KANGIRI, S.D. Evaluation of performance of hybrid fibre reinforced concrete (HFRC) for M25 Grade. **International Journal of Current Engineering and Technology**, v.4, n. 3, pp. 1831-1835, 2014.
- LEONHARDT, F. **Construções de Concreto**. Rio de Janeiro: Interciência, vol. 1, 1977.
- LUCENA, .C.T. Concreto reforçado com fibras de polipropileno: estudo de caso para aplicação em painel de parede fina. 2017. 83 f. Dissertação de Mestrado. São Carlos, 2017. <https://doi.org/10.11606/D.18.2017.tde-30032017-104705>.
- MEDEIROS, A. **Estudo do comportamento a fadiga em compressão do concreto com fibras**. Tese de Doutorado. Rio de Janeiro. 2012.
- MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1^a ed. São Paulo: Editora Pini, 1994.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedade e Materiais**. 3^a ed. São Paulo: Ibracon, 2008.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete: microstructure, properties, and materials**. 4. ed. New York: McGraw-Hill, 2014.
- MEIRA, G. R.; PADARATZ, Ivo J. Custos de recuperação e prevenção em estruturas de concreto armado: uma análise comparativa. In: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, IX, 2002, Foz do Iguaçu. **Anais...** Porto Alegre: 2002, p. 1425-1432.
- MOURA, R. C. de A. **Análise da Durabilidade de Armaduras Poliméricas Reforçadas com Fibra de Vidro Submetidas ao Ambiente Alcalino e a Elevadas Temperaturas**. 2021. 176 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Bahia, Salvador.
- NAIK, T. R.; KUMAR, R. **Carbonation: An Efficient and Economical Process for CO2 Sequestration**. In: 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies. 2010.
- NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2^a ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- OLIVEIRA, F.; OLIVEIRA, F.; ARAÚJO, W. **Avaliação e Recuperação de Estrutura de Concreto Armado: Um Estudo de Caso**. Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas – CONPAR2017. Recife, Brasil, 2017.

OWENS CORNING. Folha de dados do produto: Fibra de Vidro Anti-CRAK HP 67/36.

Disponível em: https://owenscorning-brazil.com/pt-br/compositos-produtos-produto_id=62.html. Acesso em: 09 jan. 2024.

PADE, C.; GUIMARAES, M. The CO₂ uptake of concrete in a 100 years perspective.

Cement and Concrete Research, v.37, p.1348-1356, 2007.

PARDELA, M. L. S. & DEL AGUILA, A. El envejecimiento de las pastas de cemento reforzadas com fibras de vidrio. **Revista Materiales de Constucción**, vol. 42. N. 226. Abril /mayo/junio, 1992.

PERUZZI, Antônio de Paulo. **Estudo das alternativas de uso da fibra de vidro sem características álcali resistente em elementos construtivos de cimento Portland**. 2007.

Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo

PORTNOV, G.; BAKIS, C. E.; LACKEY, E.; KULAKOV, V. FRP reinforced bars – designs and methods of manufacture. **Mechanics of Composite Materials**, v. 49, p. 381 – 400, 2013.

PORTO, T. B., FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado**. São Paulo:

Editora Oficina de Textos; p. 5. 2015.

QUININO, U. C. M. Investigação experimental das propriedades mecânicas de compósitos de concreto com adição híbridas de fibras. 2015. 243 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação da Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2015.

RAMAKRISHNAN, V.; TOLMARE, N.; ZELLERS, R. Performance characteristics of polypropylene fiber reinforced concrete. **ACI Materials Journal**, v. 95, n. 5, p. 407-415, 1998.

REVISTA GRANDES CONSTRUÇÕES. **Brasil perde 4% do PIB cm corrosão (2016)**.

Disponível em: <https://grandesconstrucoes.com.br/Materias/Exibir/brasil-perde-4-do-pib-com-corrosao>. Acesso em: 23 jan. 2024.

SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. **Fracture mechanics of concrete. Applications offracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials**. New York. John Wiley & Sons, Inc., 1995. p.1-97.

SILVA, D. H.. **Recuperação de estruturas de concreto – Corrosão das Armaduras – Estudo levantado no Centro Oeste de Minas Gerais**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 03, Ed. 10, Vol. 02, pp. 64-77, out. 2018. ISSN:2448-0959.

SILVA, L. F. M.; ALVES, F. J. L.; MARQUES, A.T. **Materiais de construção**. Porto: Publindústria, 2013. 442p.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssilica.** Porto Alegre: dissertação de mestrado. UFRGS 1994.

SOUZA FILHO, L. M. **Concreto autoadensável e de alto desempenho produzido com fibras de polipropileno e materiais disponíveis na região metropolitana de Manaus.** 2012. 275f. Dissertação (Mestrado) – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Amazonas. Manaus, 2012.

STÄHLI, P. & VAN MIER, J.G.M. Three-fibre-type hybrid fibre concrete - in **proceeding FRAMCOS-5**, Vail, USA, ed. V. C. Li et al pp. 1105-1112, 2004.

STANISH, K.; HOOTON, R. D.; PANTAZOPOULOU, S. J. Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete. **ACI Structural Journal**. Vol. 96, no. 6, pp. 915-921, 1999.

STATISTA. **Major countries in worldwide cement production from 2015 to 2019.** New York: Statista, 2020. Disponível em: <https://www.statista.com/statistics/267364/world-cement-production-by-country/>. Acesso em: 21 janeiro. 2024.

STORCH, I. S. **Estudo sobre a tensão de aderência e das propriedades mecânicas em concretos auto adensáveis com baixo consumo de cimento reforçados com fibras de aço.** Tese de Doutorado. São Carlos. 2023.

TAMIL SELVI, M. & THANDAVAMOORTHY, T.S. Studies on the Properties of Steel and Polypropylene Fibre Reinforced Concrete without any Admixture, **International Journal of Engineering and Innovative Technology**, Vol. 3 (1), pp. 411-416, H Index:1. ISSN 2277-3574, 2013.

TEZUKA, I. **Concreto armado com fibras.** São Paulo: ABCP, 1989.

TAVARES, H. D. **Análise teórica e experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de FRP.** 2006. 118 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, Brasil, 2006.

UEDA, T.; TAKEWAKA, K. Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan. **Structural Engineering International**, v. 4, p. 359-366, 2007.

UOMOTO, T. et al.(2002). Use of Fiber Reinforced Polymer Composites as reinforcing Material for Concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, vol. 14, n. 3. Maio, junho 2002.

VAIRAGADE, V.S. & KENE, K.S. Experimental investigation on hybrid fiber reinforced concrete. **International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)**, v. 2, issue 3, p. 1037-1041, 2012.

VELASCO, R. V. Concretos autoadensáveis reforçados com elevadas frações volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, físicas, mecânicas e térmicas. Tese Doutorado. Rio de Janeiro. 2008.

WORLDMETERS. **Current world population**. *Worldmeters*, 2020. Disponível em: <https://www.worldometers.info/world-population/>. Acesso em: 21 jan. 2024.

YAZICI, S.; INAN, G.; TABAK, V.; KARAHAN, O. Hybrid fiber reinforced concrete with high-volume coarse fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 7, p. 1500-1508, 2007.

YEW, M.K., OTHMAN, I., YEW, M.C., YEO, S.H. & MAHMUD, H.B. Strength properties of hybrid nylon-steel and polypropylene-steel fibre-reinforced high strength concrete at low volume fraction, **International Journal of the Physical Sciences**, Vol. 6(33), pp. 7584-7588, 2011.

YOU, Y. J.; KIM, J. H. J.; KIM, S. J.; PARK, Y. H. Methods to enhance the guaranteed tensile strength of GFRP rebar to 900 MPa with general fiber volume fraction. **Construction and Building Materials**. v. 75, p. 54 – 62, 2015.

ANEXO A.1 – Aplicação do Modelo de Dimensionamento

Tabela 24: Propriedade das barras.

	Aço CA-50 ϕ 10 mm	Aço CA-60 ϕ 5 mm	GFRP ϕ 10 mm
Resistência a tração (MPa)	565,45	457,32	1104,71
Diâmetro efetivo (mm)	10,09	6,27	9,23
Área efetiva (mm²)	79,91	30,92	66,91
Módulo de Elasticidade E_c (GPa)	210	210	44
Deformação última na barra ϵ_u - (‰)	10	10	9,77

Fonte: Autor (2024).

Tabela 25: Propriedades do concreto e dimensões das vigas.

	V1 - AR	V2 - GS	V3 - GI
Resistência a compressão - f_{ck} (MPa)	30,31	25,58	25,19
Resistência a tração - f_{ct} (MPa)	3,32	2,43	2,58
Módulo de Elasticidade - E_c (GPa)	31,2	28,43	27,89
Deformação última no concreto - ϵ_{cu} (‰)	0,003	0,003	0,003
Base (mm)	150	150	150
Altura (mm)	300	300	350
Comprimento (mm)	2000	2000	2000
Cobrimento - c_{nom} (mm)	25	25	25
d (mm)	265	265	315

Fonte: Autor (2024).

ANEXO A.2 – Dimensionamento de Vigas Armadas com Barras de Aço

Segue o detalhamento do cálculo realizado para o dimensionamento da viga de concreto armada com barras de aço referência (V11 – AR e V12 – AR), seguindo as diretrizes estabelecidas pela NBR 6118 (2023). O processo para determinar a capacidade resistente da viga não utilizou o coeficiente de minoração da resistência, sendo que os mesmos procedimentos foram aplicados às demais vigas dimensionadas.

A viga foi projetada com uma seção transversal de base (b) igual a 150 mm, altura (h) de 300 mm, e um vão livre entre apoios (l) de 1800 mm. A armadura longitudinal foi composta por duas barras de aço CA-50, com resistência característica ao escoamento (f_y) de 565,45 MPa, módulo de elasticidade (E_s) de 210 GPa e diâmetro (ϕ) de 10 mm. O concreto utilizado possuía uma resistência característica à compressão (f_{cm}) de 30,31 MPa, com cobrimento nominal (c_{nom}) de 25 mm. A armadura transversal consistiu em estribos de aço CA-60 com diâmetro (ϕ) de 5 mm.

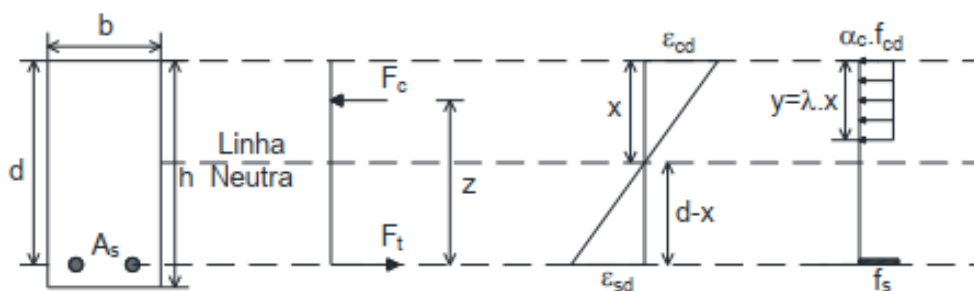
A ABNT NBR 6118 (2023) permite a utilização de um diagrama simplificado de distribuição de tensões e deformações de uma viga de seção retangular com armadura simples, conforme apresentado na Figura 77. A profundidade da linha neutra (x) é obtida fazendo-se o equilíbrio de forças da seção transversal, sendo A_s a área de armadura longitudinal, d a altura útil, λ o valor definido em 0,8 para a altura do diagrama retangular simplificado da distribuição de tensões do concreto comprimido de resistência à compressão até 50 MPa, α_c igual a 0,85 da tensão máxima de compressão para concretos de até 50 MPa, f_{cd} a resistência à compressão de cálculo do concreto ($f_{cm}/1,4$) e f_{yd} a resistência ao escoamento de cálculo do aço ($f_y/1,15$). Porém, por se tratar de um experimento, para se aproximar os dados teóricos dos ensaiados, foram desconsiderados todos os coeficientes de minoração.

Portanto,

$$f_{yd} = f_{yk} = 565,45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{cm} = 30,31 \text{ MPa}$$

Figura 77: Diagrama retangular equivalente.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\alpha_c \cdot f_{df} \cdot \lambda \cdot b_w} = \frac{159,82 \cdot 565,35}{0,85 \cdot 30,31 \cdot 0,8 \cdot 150} = 29,22 \text{ mm}$$

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), o conceito de domínios de deformações é utilizado para classificar o comportamento estrutural. A profundidade da linha neutra que separa os Domínios 2 e 3 é definida pela relação $x = 0,259 \cdot d$. Substituindo os valores ($d = 265 \text{ mm}$), tem-se $x = 68,63 \text{ mm}$. Como o valor calculado para a profundidade da linha neutra é inferior a 68,63, conclui-se que o dimensionamento está no Domínio 2. Nesse domínio, a deformação do aço (ε_s) atinge 10‰ (aço escoando), e a deformação no concreto (ε_c) é determinada pela compatibilidade de deformações.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \cdot \left(\frac{x}{d-x} \right) = 10 \cdot \left(\frac{29,22}{265 - 29,22} \right) = 3\text{‰}$$

Assim, para o cálculo do momento resistente (M_d), foi utilizada a formulação obtida pela análise do bloco tracionado, conforme apresentado a seguir:

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{\lambda \cdot x}{2} \right) = 157,08 \cdot 565,35 \cdot \left(265 - \frac{0,8 \cdot 29,22}{2} \right) = 22,49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A força máxima de ruptura estimada para a viga foi calculada utilizando o equilíbrio de momentos, onde o vão entre os apoios (L) é 1,8 m e distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga (a) equivale a $L/3$, portanto é igual a 0,6 m.

$$P = \frac{M_R \cdot L}{a} = \frac{22,48 \cdot 1,8}{0,6} = 67,44 \text{ kN}$$

ANEXO A.3 - Dimensionamento de Vigas Armadas com Barras de GFRP – Ruptura governada pelo esmagamento do concreto.

Neste tópico, apresenta-se a metodologia para o dimensionamento da viga de concreto armada com barras de GFRP de referência (V2 – GS e V3 - GI), em conformidade com as diretrizes do ACI 440.1R (2015). Os mesmos procedimentos demonstrados para o cálculo da capacidade resistente, incluindo o uso de coeficientes de minoração da capacidade resistente e o fator ambiental de redução das propriedades da barra de GFRP, foram aplicados às demais vigas.

V2 – GS: A viga foi projetada com uma seção transversal de base (b) de 150 mm, altura (h) de 300 mm, e vão livre entre apoios (l) de 180 cm. A armadura longitudinal é composta por seis barras de GFRP com resistência à tração fornecida pelo fabricante (f'_{fu}) de 1104,71 MPa e módulo de elasticidade (E_f) de 44 GPa, barras com diâmetro efetivo (ϕ) de 9,23 mm. O concreto utilizado apresenta resistência característica à compressão (f_{cm}) de 25,58 MPa, e o cobrimento nominal (c_{nom}) é de 25 mm. A armadura transversal consiste em estribos de aço CA-60 com diâmetro (ϕ) de 5 mm.

Para esta viga, adotou-se um coeficiente ambiental (C_e) igual a 1, por se tratar de um experimento, para se aproximar os dados teóricos dos ensaiados, foram desconsiderados todos os coeficientes de minoração. Portanto:

$$f_{fu} = f'_{fu} = 1.104,71 \text{ MPa}$$

Para identificar o tipo de ruína da viga, são calculadas a taxa de armadura de GFRP (ρ_f) e a taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}), conforme descrito a seguir. Nessas análises, considera-se A_f como a área da armadura de GFRP, d como a altura útil da seção transversal, e β_1 como um fator de redução. Este último possui um valor padrão de 0,85 para concretos com f_{cm} igual ou inferior a 27,6 MPa e sofre uma redução de 0,05 para cada incremento de 6,9 MPa acima desse limite, com um valor mínimo de 0,65. Além disso, considera-se a deformação última do concreto (ε_c) como sendo igual a 3‰.

$$\beta_1 = 0,85$$

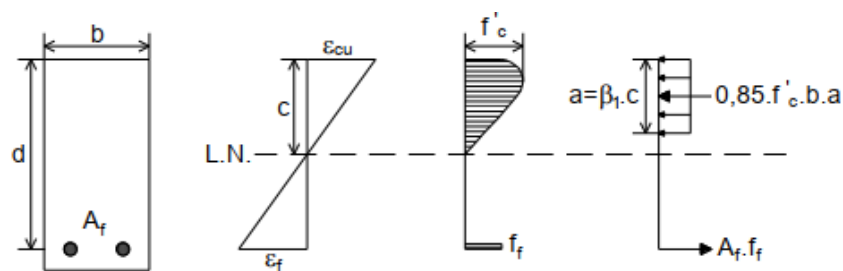
$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{401,46}{150 \cdot 265} = 0,0101$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{fu}} \cdot \left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \right) = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{25,58}{1104,71} \cdot \left(\frac{44000 \cdot 0,003}{44000 \cdot 0,003 + 1104,71} \right)$$

$$= 0,00178$$

Como $\rho_f > 1,4 \cdot \rho_{fb}$, a ruína é baseada no esmagamento do concreto e o diagrama de tensões no concreto pode ser aproximado para a forma retangular, conforme apresentado na Figura 78.

Figura 78: Diagrama retangular equivalente para esmagamento do concreto – ACI 440.1R (2015)



Fonte: ACI 440.1R (2015).

Sabendo-se que o modo de ruína da viga é o esmagamento do concreto, é possível calcular a tensão de tração mobilizada na barra de GFRP (f_f):

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_{cm}}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} \right) \leq f_{fu}$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(44000 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25,58}{0,0101} \cdot 44000 \cdot 0,003 - 0,5 \cdot 44000 \cdot 0,003} \right) = 429,88 \text{ MPa}$$

Assim, a profundidade da linha neutra (c) é dada por:

$$c = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f_{cm} \cdot b \cdot \beta_1} = \frac{401,46 \cdot 429,88}{0,85 \cdot 25,58 \cdot 150 \cdot 0,85} = 62,25 \text{ mm}$$

Como o modo de ruína é o esmagamento do concreto, a deformação no concreto é igual à deformação última (ε_{cu}), sendo assumido o valor de 3‰. Assim, pela compatibilidade de deformações é possível calcular a deformação na armadura de GFRP (ε_f):

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 3 \cdot \left(\frac{265 - 62,25}{62,25} \right) = 9,77 \text{ ‰}$$

Por fim, é possível calcular a capacidade resistente nominal (M_n) do elemento:

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f_{cm}} \right) \cdot b \cdot d^2$$

$$M_n = 0,0101 \cdot 429,88 \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{0,0101 \cdot 429,88}{25,58} \right) \cdot 150 \cdot 265^2 = 41,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Assim, para o esmagamento do concreto tem-se um valor de 0,65 para o fator de redução da resistência. Deste modo, obtém-se a capacidade resistente da seção (M_u):

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 41,15 = 26,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Porém esse valor não será considerado, por se tratar de um experimento.

A força máxima de ruptura estimada para a viga foi calculada utilizando o equilíbrio de momentos, onde o vão entre os apoios (L) é 1,8 m e distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga (a) equivale a $L/3$, portanto é igual a 0,6 m.

$$P = \frac{M_n \cdot L}{a} = \frac{41,15 \cdot 1,8}{0,6} = 123,45 \text{ kN}$$

Para o caso da V3 – GI, o processo é o mesmo, porém com a entrada de dados diferente.

V3 – GI: A viga foi projetada com uma seção transversal de base (b) de 150 mm, altura (h) de 350 mm, e vão livre entre apoios (l) de 180 cm. A armadura longitudinal é composta por duas barras de GFRP com resistência à tração fornecida pelo fabricante (f'_{fu}) de 1104,71 MPa e módulo de elasticidade (E_f) de 44 GPa, barras com diâmetro efetivo (ϕ) de 9,23 mm. O concreto utilizado apresenta resistência característica à compressão (f_{cm}) de 25,58 MPa, e o cobrimento nominal (c_{nom}) é de 25 mm. A armadura transversal consiste em estribos de aço CA-60 com diâmetro (ϕ) de 5 mm.

$$A_f = 66,91 \cdot 2 = 133,82 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{133,82}{150 \cdot 315} = 0,00283$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{fu}} \cdot \left(\frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \right) = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{25,58}{1104,71} \cdot \left(\frac{44000 \cdot 0,003}{44000 \cdot 0,003 + 1104,71} \right)$$

$$= 0,00178$$

Como $\rho_f > \rho_{fb}$, a ruína será governada pelo concreto.

Sabendo-se que o modo de ruína da viga é o esmagamento do concreto, é possível calcular a tensão de tração mobilizada na barra de GFRP (f_f):

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_{cm}}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu} - 0,5 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{cu}} \right) \leq f_{fu}$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(44000 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25,58}{0,00283} \cdot 44000 \cdot 0,003 - 0,5 \cdot 44000 \cdot 0,003} \right) = 864,80 \text{ MPa}$$

Assim, a profundidade da linha neutra (c) é dada por:

$$c = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f_{cm} \cdot b \cdot \beta_1} = \frac{133,82 \cdot 1104,71}{0,85 \cdot 25,58 \cdot 150 \cdot 0,85} = 53,33 \text{ mm}$$

Como o modo de ruína é o esmagamento do concreto, a deformação no concreto é igual à deformação última (ε_{cu}), sendo assumido o valor de 3‰. Assim, pela compatibilidade de deformações é possível calcular a deformação na armadura de GFRP (ε_f):

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) = 3 \cdot \left(\frac{315 - 53,33}{53,33} \right) = 14,72 \text{ ‰}$$

Por fim, é possível calcular a capacidade resistente nominal (M_n) do elemento:

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f_{cm}} \right) \cdot b \cdot d^2$$

$$M_n = 0,00283 \cdot 864,80 \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{0,00283 \cdot 864,80}{25,58} \right) \cdot 150 \cdot 315^2 = 34,37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Assim, para o esmagamento do concreto tem-se um valor de 0,65 para o fator de redução da resistência. Deste modo, obtém-se a capacidade resistente da seção (M_u):

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 34,37 = 22,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Porém esse valor não será considerado, por se tratar de um experimento.

A força máxima de ruptura estimada para a viga foi calculada utilizando o equilíbrio de momentos, onde o vão entre os apoios (L) é 1,8 m e distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga (a) equivale a $L/3$, portanto é igual a 0,6 m.

$$P = \frac{M_n \cdot L}{a} = \frac{34,37 \cdot 1,8}{0,6} = 103,11 \text{ kN}$$