

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS

CAMPUS DO SERTÃO

GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANDRÉ FARIAS DA SILVA

**ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DE
FIBRA DE VIDRO (GFRP)**

Delmiro Gouveia

2022

ANDRÉ FARIAS DA SILVA

**ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DE
FIBRA DE VIDRO (GFRP)**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Universidade Federal de Alagoas – Campus do
Sertão, como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Vinícius Costa Correia

Delmiro Gouveia

2022

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca do Campus Sertão
Sede Delmiro Gouveia

Bibliotecária responsável: Renata Oliveira de Souza CRB-4 2209

S586a Silva, André Farias da

Análise numérica de vigas de concreto armadas com barras de fibra de vidro (GFRP) / André Farias da Silva. - 2022.
95 f. : il. ; 30 cm.

Orientação: Vinícius Costa Correia.
Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas.
Curso de Engenharia Civil. Delmiro Gouveia, 2022.

1. Concreto armado. 2. Barra de fibra de vidro – GFRP. 3. Método dos Elementos Finitos – MEF. 4. Modelagem computacional. 5. Software ABAQUS. I. Correia, Vinícius Costa. II. Título.

CDU: 624.012.45

Folha de Aprovação

ANDRÉ FARIAS DA SILVA

ANÁLISE NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DE FIBRA DE VIDRO (GFRP)

Trabalho de Conclusão de Curso submetido ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão e aprovado em 30 de maio de 2022.

Banca Examinadora:



Prof. MSc. Vinicius Costa Correia, UFAL – Campus do Sertão (Orientador)

Documento assinado digitalmente
 ALVERLANDO SILVA RICARDO
Data: 01/06/2022 15:25:49-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Prof. DSc. Alverlando Silva Ricardo, UFAL – Campus do Sertão (Avaliador)

Documento assinado digitalmente
 Karlisson Andre Nunes da Silva
Data: 02/06/2022 09:42:40-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Prof. MSc. Karlisson André Nunes da Silva, UFAL – Campus do Sertão
(Avaliador)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, Antônio Leonidio e Maria José, por sempre fazerem de tudo para me proporcionar a melhor educação possível, por toda a paciência e compreensão, me dando conselhos e incentivo durante toda a jornada até aqui. À minha irmã, Andressa, por todo o companheirismo, presença, incentivos, conselhos e momentos compartilhados em cada ciclo que vivenciei.

Às minhas tias Djaneide, Ana Cleide, Josefa de Farias e Lanuza, à minha madrinha Nadja, aos meus avós paternos, Leonidio (*in memoriam*) e Marina, e maternos, Sebastião e Josefa, por todo apoio, incentivo e, principalmente, pelo carinho que sempre tiveram por mim.

Às minhas primas, Alice, Elem e Valdete, e aos meus primos Elder e Alan, por toda a amizade, companheirismo, incentivo e momentos compartilhados.

À Josefa Barbosa e ao Joan, que foram imprescindíveis no meu ciclo escolar, sem toda ajuda proporcionada eu não teria chegado até aqui.

Aos meus professores do ensino médio, Magno e Ronay, que foram fundamentais na minha escolha pelo curso de engenharia civil.

A todas amigades adquiridas nesta jornada, em especial, ao Túlio, um grande amigo que conheço desde 2009 e até divide momentos, stresses, conselhos, além ter sido um dos mais importantes durante a universidade, aos amigos do Sobrevivendo, Adriano, Demerson, Gustavo, Iris, Jonas, Kimberlly, Neri, Melissa, Natan e Saul, por todos os momentos vivenciados e aprendizados compartilhados.

Ao Daniel, Kaio, Vini e Chico, grandes amigos com quem tive a oportunidade de conviver durante o período escolar e que até hoje estão presentes.

Ao professor Vinícius, pela excelente orientação, apoio e aprendizado proporcionado.

À I9 Engenharia Jr., por todos os ensinamentos proporcionados, crescimento individual e profissional por mim adquirido no período em que estive na empresa, por todos os ensinamentos partilhados e as amigades feitas, em especial, Karol, Coutinho, Fabrício, Danilo, Andreza, Cleyslâny, Iago, Kananda, Micael e Érika.

À FEJEA, por proporcionar diversas conexões Brasil a fora e me ajudado no desenvolvimento individual e profissional, além dos grandes amigos que fiz durante minha trajetória, em especial, Matheus, Eri e Savina, grandes lideranças com quem tive o privilégio de trabalhar diretamente.

RESUMO

A utilização de barras de fibra de vidro (GFRP) como armadura para o concreto em estruturas convencionais tem apresentado uma crescente cada vez maior em países como Estados Unidos, Canadá e Inglaterra. Muito disso se deve às vantagens que estas apresentam quando comparadas ao aço, como alta resistência à tração e à corrosão, além de menores custos de manutenção. Tais fatores levaram pesquisadores a realizar cada vez mais estudos acerca das propriedades deste tipo de material, utilizando-se de métodos experimentais e computacionais para prever seu comportamento. Este trabalho tem como objetivo principal a utilização de modelagem computacional como ferramenta para simular o comportamento de vigas de concreto armadas com barras de aço e com barras de fibra de vidro. A análise apresentada é realizada a partir do método dos elementos finitos (MEF), utilizando o software ABAQUS para o processamento do modelo desenvolvido. Para isto, foram coletados e calculados todos os parâmetros de entrada necessários e, em seguida, modeladas as vigas para simulação. Os resultados numéricos obtidos foram comparados com os resultados experimentais para as vigas submetidas ao ensaio de flexão de quatro pontos. Os resultados das simulações mostraram comportamentos e diferenças aceitáveis, quando comparados aos resultados experimentais. Além disso, apesar da falta de parâmetros mais completos para as barras de fibra de vidro, o modelo *Concrete Damage Plasticity* (CDP) utilizado nas simulações se provou bastante eficiente.

Palavras-chave: Concreto armado; barras de GFRP; ABAQUS; Modelagem Computacional; MEF.

ABSTRACT

The use of glass fiber bars (GFRP) as reinforcement for concrete in conventional structures has shown an increasing growth in countries like United States of America, Canada and England. Plenty of that is due to the advantage these present when compared with steel, like high tensile and corrosion strength, besides the lower maintenance costs. These factors led researchers to conduct ever more studies on the properties of this type of material, using experimental and computational methods to predict its behavior. This work has the use of computational modeling as a tool to simulate the behavior of concrete beams reinforced with steel and glass fibers bars as its main objective. The featured analysis is conducted using the finite element method (FEM), using the software ABAQUS to process the developed model. For this, all necessary parameters were collected and calculated, and then the beams were modeled for simulation. The numerical results obtained were compared with the experimental results for the beams submitted to the four-point bending test. The simulation results showed acceptable behaviors and differences when compared to the experimental results. Besides, despite the lack of more complete parameters for the fiberglass bars, the Concrete Damage Plasticity (CDP) model used in the simulations proved to be quite efficient.

Keywords: Reinforced concrete; GFRP bars; ABAQUS; Computational Modeling; FEM.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Laje reforçada com barras de GFRP em sala de ressonância magnética	21
Figura 2 - Barras de GFRP utilizadas em trilhas de linha férrea	22
Figura 3 - Laje reforçada com barras de GFRP submetidas a altas temperaturas	22
Figura 4 - Aplicação de barras de GFRP em ponte	23
Figura 5 - Estrutura molecular do compósito de FRP	24
Figura 6 - Exemplos de barras de FRP	28
Figura 7 - Esquema de fabricação de barras de GFRP por pultrusão	29
Figura 8 - Fábrica de barras de GFRP	30
Figura 9 - Armazenamento de fibras de vidro	30
Figura 10 - Fibras sendo levadas para umidificação	31
Figura 11 - Barras saindo do forno	31
Figura 12 - Barras prontas para corte no tamanho desejado	32
Figura 13 - Diferentes deformações em barras de FRP	33
Figura 14 - Gráfico tensão de tração-deformação de barras de FRP comparadas com o aço	37
Figura 15 - Processo de análise em elementos finitos	41
Figura 16 - Dimensões da viga	42
Figura 17 - Detalhamento das vigas com armadura longitudinal e transversal de aço e taxa de armadura de 0,88%	44
Figura 18 - Detalhamento da armadura longitudinal de GFRP e da transversal de aço ou de GFRP e taxa de armadura de 0,88%	44
Figura 19 - Detalhamento das vigas com armadura longitudinal e transversal de aço e taxa de armadura de 2,02%	45
Figura 20 - Detalhamento da armadura longitudinal de GFRP e da transversal de aço ou de GFRP e taxa de armadura de 2,02%	45
Figura 21 - Comportamento linear	46
Figura 22 - Comportamento não-linear	46
Figura 23 - Viga com geometria íntegra	49
Figura 24 - Disposição das armaduras com taxa de armadura de 0,88%	49
Figura 25 - Disposição das armaduras com taxa de armadura de 2,02%	50
Figura 26 - Viga com taxa de armadura de 0,88%	50
Figura 27 - Viga com taxa de armadura de 2,02%	50
Figura 28 - Famílias de elementos disponíveis no ABAQUS	52
Figura 29 - Elemento sólido com 8 nós e integração reduzida	53
Figura 30 - Elemento sólido com 8 nós e integração completa	53
Figura 31 - Elemento C3D8R	54
Figura 32 - Elemento T3D2	55
Figura 33 - Refinamento da malha do elemento C3D8R	57
Figura 34 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto no CDP sob compressão uniaxial	60
Figura 35 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto no CDP sob tração uniaxial	61
Figura 36 - Segmentos do diagrama tensão-deformação à compressão	62
Figura 37 - Segmentos do diagrama tensão-deformação à tração	62
Figura 38 - Diagrama tensão-deformação à compressão das vigas Vn-A-A	68

Figura 39 - Diagrama tensão-deformação à compressão das vigas Vn-V-A.....	68
Figura 40 - Diagrama tensão-deformação à compressão das vigas Vn-V-V.....	69
Figura 41 - Diagrama tensão-deformação à tração das vigas Vn-A-A.....	69
Figura 42 - Diagrama tensão-deformação à tração das vigas Vn-V-A.....	70
Figura 43 - Diagrama tensão-deformação à tração das vigas Vn-V-V.....	70
Figura 44 - Condições de contorno aplicadas à viga.....	72
Figura 45 - Curva carga-flecha das vigas com taxa de armadura de 0,88%.....	73
Figura 46 - Curva carga-flecha das vigas com taxa de armadura de 2,02%.....	74
Figura 47 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V1-A-A-0,88.....	75
Figura 48 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V2-A-A-2,02.....	76
Figura 49 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V3-V-A-0,88.....	77
Figura 50 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V3-V-A-0,88 para malha de 20mm.....	77
Figura 51 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V4-V-A-2,02.....	79
Figura 52 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V5-V-V-0,88.....	80
Figura 53 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V6-V-V-2,02.....	81
Figura 54 - Comparativo entre as vigas Vn-A-A.....	82
Figura 55 - Comparativo entre as vigas Vn-V-A.....	82
Figura 56 - Comparativo entre as vigas Vn-V-V.....	83
Figura 57 - Curvas carga-flecha para vigas com taxa de armadura de 0,88%.....	84
Figura 58 - Curvas carga-flecha para vigas com taxa de armadura de 2,02%.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades físicas de resinas utilizadas em matrizes de compósitos de FRP	25
Tabela 2 - Propriedades de fibras utilizadas em compósitos de FRP	27
Tabela 3 - Propriedades de barras e cordoalhas de FRP comparadas com as do aço	34
Tabela 4 - Massa específica em kg/m ³ de barras de FRP comparadas com a de aço	35
Tabela 5 - Coeficiente de dilatação térmica de barras de FRP comparados com o de aço	35
Tabela 6 - Resistência média à tração de barras de FRP de acordo com o diâmetro	38
Tabela 7 - Módulo de elasticidade à tração de barras de FRP e do aço	38
Tabela 8 - Nomenclatura das vigas ensaiadas	43
Tabela 9 - Elementos utilizados no modelo	54
Tabela 10 - Estudo de convergência do elemento C3D8R	56
Tabela 11 - Sistema de unidades do ABAQUS.....	58
Tabela 12 - Propriedades das armaduras utilizadas no ABAQUS.....	58
Tabela 13 - Propriedades do concreto utilizadas no ABAQUS.....	59
Tabela 14 - Parâmetros do CDP	71
Tabela 15 - Translações usadas em cada viga.....	72
Tabela 16 - Resultados de cargas máximas e flechas obtidas por Caneiro, Silva, Teixeira (2021).....	73
Tabela 17 - Parâmetros de entrada à compressão encontrados com o algoritmo de Alfarah et. al.....	92
Tabela 18 - Parâmetros de entrada à tração encontrados com o algoritmo de Alfarah et. al.....	94

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1. Considerações iniciais.....	14
1.2. Objetivos	15
1.3. Justificativa.....	15
2. REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1. Características gerais.....	17
2.2. Breve histórico	18
2.3. Aplicações.....	20
2.4. Compósito de FRP	23
2.4.1. Matriz polimérica.....	24
2.4.2. Fibra de vidro	25
2.5. Barras de fibra de vidro impregnadas com polímero (GFRP)	27
2.5.1. Processo de produção das barras.....	28
2.5.2. Propriedades das barras	33
2.5.2.1. Propriedades físicas	34
2.5.2.1.1. Massa específica.....	34
2.5.2.1.2. Coeficiente de dilatação térmica.....	35
2.5.2.2. Propriedades mecânicas.....	36
2.5.2.2.1. Resistência e módulo de elasticidade à tração	36
2.5.2.2.2. Resistência e módulo de elasticidade à compressão.....	38
2.5.2.2.3. Resistência ao cisalhamento	39
2.5.2.2.4. Fadiga	39
2.6. Modelagem computacional.....	39
3. METODOLOGIA	42
3.1. Caso analisado	42
3.2. Considerações do modelo numérico	45
3.3. Construção e processamento do modelo	48
3.3.1. Determinação da malha	51
3.3.2. Propriedades dos materiais.....	57
3.3.2.1. Propriedades das armaduras.....	58
3.3.2.2. Propriedades do concreto	59
3.3.2.3. Determinação dos parâmetros CDP	60
3.3.3. Condições de contorno	71

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	73
4.1. Apresentação dos resultados experimentais	73
4.2. Resultados das simulações	74
4.3. Estudo comparativo: taxa de armadura e barras utilizadas	81
5. CONCLUSÃO	86
REFERÊNCIAS	89
ANEXO A	92

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Na construção civil, a utilização do aço associado ao concreto, resultando no que é hoje conhecido por concreto armado, é datada de 1849, quando Joseph Monier fez cubas e tubos de concreto armado empregando o aço. Ao decorrer dos anos, o uso das barras de aço no concreto armado foi amplamente difundido. Entretanto, apesar de estar presente em praticamente todas as vertentes de construção, em determinadas situações, a depender das condições ambientais, o aço apresenta patologias, sendo a principal delas a corrosão, causada pela agressividade ambiental ao qual ele está inserido. Este fato provoca danos à estrutura, além da própria deterioração do aço, repercutindo em altos gastos com manutenção e reparo.

Dentro deste contexto, pesquisadores começaram a levantar possibilidades de solução para reduzir os custos elevados e também dar uma maior durabilidade para as estruturas. Assim, ao decorrer dos anos foram sendo desenvolvidas soluções que contornassem os efeitos da corrosão, além de testes sendo realizados com o uso de novos materiais como alternativa ao aço. Dentre estes materiais se encontram os polímeros reforçados com fibras ou FRP (*Fiber Reinforced Polymer*), materiais compósitos formados por fibras impregnadas por polímeros. Existe uma vasta gama de possibilidades entre as fibras utilizadas na fabricação de barras de FRP, variando desde o carbono até o vidro. Contudo, dentre as opções disponíveis no mercado, as barras de fibra de vidro são as mais utilizadas. Diversos são os fatores que motivam esta escolha, dentre os quais pode-se citar: baixo peso, alta resistência à tração e menor custo, quando comparado com o aço.

Além da busca por alternativas para os materiais convencionais, os avanços tecnológicos ao decorrer do tempo permitiram diversos setores da indústria a utilizar de simulações computacionais para reproduzir ou prever os comportamentos de produtos por elas desenvolvidos. O setor da construção civil não é diferente, tendo como uma das principais vertentes de utilização, a área de estruturas, possuindo uma vasta gama de softwares de modelagem computacional sendo incorporados ao dia a dia de pesquisadores, permitindo uma maior facilidade e rapidez para solução de problemas e previsão de estruturas que ainda serão construídas.

Dentro das simulações computacionais, uma metodologia bastante disseminada é o método dos elementos finitos, que permite uma aproximação do comportamento de diversos fenômenos físicos através de uma discretização do problema em partes menores, denominadas elementos finitos. Este tipo de abordagem faz-se bastante necessária, principalmente na validação do comportamento de estruturas em que serão usadas as barras de FRP, conseguindo assim dados de análise para decisões envolvendo o seu uso ou não na estrutura.

1.2. Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa é realizar um estudo, utilizando-se da modelagem numérica associada ao método dos elementos finitos (MEF), acerca do comportamento de vigas de concreto armado com barras de aço e barras de fibra de vidro durante um ensaio à flexão de 4 pontos, avaliando-se a carga máxima suportada pelas vigas e suas respectivas flechas máximas.

Além disso, o presente trabalho possui como objetivos específicos:

- Desenvolvimento de um modelo computacional para ensaio à flexão de 4 pontos de uma viga, definindo seus parâmetros de entrada;
- Verificar, através da modelagem numérica, o impacto da variação na taxa de armadura das barras longitudinais das vigas de concreto armado e comparar os resultados com os resultados experimentais obtidos por Carneiro, Silva e Teixeira (2021);
- Comparar o comportamento das simulações numéricas das vigas de concreto armado utilizando barras de aço com as vigas de concreto armado utilizando barras de fibra de vidro.

1.3. Justificativa

A construção civil tem, no decorrer dos últimos anos, se desenvolvido exponencialmente, apresentando em 2021 um crescimento de 8%, o maior percentual dos últimos 10 anos (Agência CBIC, 2022). O surgimento de novos sistemas construtivos, a utilização de novos materiais para fabricação de produtos, que antes estavam findados a um único tipo de matéria-prima, tem proporcionado uma maior gama de opções, visando à durabilidade das estruturas, menores custos com manutenção e o conforto dos usuários.

A presença de barras não metálicas na construção civil tem se intensificado mundo afora. Vários países, como Estados Unidos, Canadá e Inglaterra, já registram diversas estruturas executadas com este tipo de barra (ACI 440.1R, 2015). No Brasil, sua utilização ainda não é tão difundida como em outros países, porém já foram registradas estruturas de sobrados, estacionamento e pilares pré-moldados, por exemplo, utilizando-se das barras de GFRP. Visto a vasta extensão territorial do litoral brasileiro, o uso de barras com um bom índice de resistência à corrosão seria bastante vantajoso em comparação com o aço, sendo as barras de FRP uma alternativa. Diversas indústrias vêm surgindo em território nacional fabricando barras e telas de FRP para comercialização. Este fato alerta ainda mais para a necessidade de realização de estudos acerca destes novos materiais empregados às armaduras de estruturas, uma vez que ainda não existe uma normatização brasileira relacionada ao tema.

Alinhada aos avanços tecnológicos, o ramo da construção civil tem usufruído de forma constante da otimização de processos e da modelagem computacional para atingir seus objetivos de forma mais rápida e assertiva. Enquanto estudos laboratoriais demandam uma grande quantidade de tempo e, muitas das vezes, estão relacionados a elevados custos, as modelagens computacionais apresentam menores custos para execução e, também, menos tempo, sendo possível realizar as investigações apenas através de um computador. Devido a isto, as simulações computacionais tem ganhado cada vez mais força como uma alternativa aos estudos experimentais. Porém, ambas as abordagens de estudo devem andar lado a lado, como complementos uma da outra, para que assim, tenham-se estudos com resultados mais completos e satisfatórios.

Dessa forma, a busca por informações acerca das propriedades e comportamentos das barras de FRP, juntamente com a necessidade de verificar a efetividade da modelagem computacional associada a este tipo de barra, comparando seu comportamento com o obtido experimentalmente, originaram esta pesquisa.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Características gerais

Dentro do ramo da construção civil, o concreto é o material construtivo mais utilizado no mundo (CROW, 2008, p. 62). De acordo com Gagg (2014), o concreto é o segundo material mais consumido no mundo, com uma utilização média de 3 toneladas por pessoa por ano, perdendo apenas para a água. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto é um material composto de água, cimento e agregados, em que suas propriedades são desenvolvidas através do endurecimento da pasta de cimento. A pasta de cimento é formada a partir da mistura do cimento com a água. Os agregados, sejam eles miúdos ou graúdos, são formados por todo e qualquer material granular utilizado com o intuito de desenvolver características desejáveis ao concreto como, por exemplo, a resistência. Os aditivos são substâncias adicionadas ao concreto fresco com o objetivo de modificar algumas de suas propriedades, se adequando às necessidades construtivas.

O concreto possui como característica estrutural principal a alta resistência à compressão, que permite sua utilização em elementos estruturais primariamente submetidas à compressão, a exemplo dos pilares. Porém, mesmo possuindo este ponto característico tão marcante, o concreto sozinho pouco resiste à tração (cerca de 1/10 da resistência à compressão) (BOTELHO; MARCHETTI, 2018, p. 27). Ao apresentar esta baixa resistência a tração, surgem limitações de uso em elementos estruturais que sejam submetidos total ou parcialmente à esforços de tração. Dentro deste contexto, a grande utilização do concreto dentro da construção civil fez com que fossem buscadas formas de contornar tais limitações, e uma delas diz respeito ao emprego da armadura de aço junto ao concreto.

Contudo, apesar de possuir vários anos de utilização, as armaduras de aço possuem suas desvantagens, como por exemplo, um custo de manutenção alto, problemas referentes à corrosão e a vida útil de estruturas que apresentam dificuldades relacionadas à durabilidade. Nessa situação, algumas estruturas que tendem a sofrer tais adversidades relacionadas ao concreto armado com barras de aço são estruturas litorâneas, pontes, metrô, muros de contenção de taludes, entre outros. Dessa forma, estudos foram e vem sendo desenvolvidos para que se possa encontrar uma alternativa às armaduras de aço e que sejam viáveis em situações como as citadas anteriormente. Uma das soluções encontradas foi a utilização de

armadura constituída por barras não metálicas formadas por fibras em forma de barras como possibilidade de substituição das barras de aço. Esta armadura consiste em um material compósito formado por fibras impregnadas com resina, também conhecidos como FRP (*fiber-reinforced polymer*) ou polímero reforçado com fibras.

2.2. Breve histórico

O uso de compósitos do tipo FRP é datado dos anos 1940, quando sua utilização começou a ser expandida após o fim da Segunda Guerra Mundial, porém a ideação do seu uso na construção civil, principalmente no âmbito estrutural, é bastante recente (ABEDINI et al., 2017). O pós-guerra trouxe uma grande necessidade por parte da indústria aeroespacial de demandas que não estavam sendo atendidas através dos materiais tradicionais. Assim, pesquisadores e cientistas iniciaram estudos com o objetivo de encontrar novas soluções. As propriedades inovadoras dos materiais compósitos de FRP chamaram a atenção pelas várias vantagens que iriam agregar aos diversos usos previstos. Características como uma alta resistência à tração, menor massa, resistência à corrosão e inexistência de campo eletromagnético levaram a sua aplicação pela indústria aeroespacial durante a Guerra Fria, provocando uma diminuição no peso das estruturas das aeronaves. Com o passar do tempo, a viabilidade deste tipo de material chamou a atenção de outras indústrias como a naval e a de artigos esportivos, que passaram a utilizar o FRP no desenvolvimento de suas necessidades.

Segundo o ACI 440.1R (2015), na década de 50, a expansão do sistema rodoviário dos Estados Unidos provocou uma carência por manutenções anuais das estradas e, além disso, durante períodos de neve eram comumente aplicados sais de degelo nas pontes norte-americanas. Como consequência disto, as armaduras de aço presentes nestas estruturas começaram a apresentar sinais de corrosão, o que representava um custo ainda maior com manutenções. Dadas essas circunstâncias, foram realizados diversos estudos com o intuito de solucionar o problema, dentre eles pode-se citar o uso de cobertura galvanizada, concreto polimérico, cobertura com epóxi e barras de GFRP (*glass fiber-reinforced polymer*) ou polímero reforçado com fibras de vidro. De início, dentre as opções citadas, a cobertura com epóxi foi considerada a melhor delas, sendo implementada em ambientes agressivos em relação à corrosão. As barras de FRP não foram consideradas uma solução viável até a década de 70.

A princípio, as barras de GFRP foram consideradas uma boa alternativa para substituir as barras de aço em concretos poliméricos. Isso se deveu principalmente à não compatibilidade entre os coeficientes de expansão térmica do concreto polimérico e das barras de aço. A década de 80 ficou marcada por ter desenvolvido uma grande demanda por barras não-metálicas, sobretudo em instalações hospitalares para equipamentos de ressonância magnética, onde são necessários materiais não-condutores magnéticos, tornando assim as barras de FRP um recurso a ser utilizado neste tipo de construção. Com o decorrer dos anos, mais pesquisas foram sendo desenvolvidas acerca do uso de barras não-metálicas e os novos conhecimentos adquiridos proporcionaram seu crescente emprego em outros tipos de obras, como estruturas costeiras, pistas de decolagem de aeroportos e laboratórios eletrônicos.

Em meados da década de 90, o Japão já era o país com maior número de aplicações das barras de FRP, totalizando pouco mais de 100 projetos (ACI 440.1R – 15, 2015). Em 1991, foram iniciados nos Estados Unidos os trabalhos realizados pelo comitê ACI 440, formado pelo Instituto Americano de Concreto (ACI – *American Concrete Institute*), que obteve como produto final a publicação de três normas: o Código Normativo do Instituto Americano de Concreto, apresentando o Estado da Arte dos Compósitos de FRP (ACI 440 R, 1996); o Código Normativo que prevê o dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado com barras de FRP (ACI 440.1R, 2003); e o Código Normativo contendo os procedimentos de ensaio de estruturas de concreto armado com barras de FRP (ACI 440 3R, 2004).

Por volta de 1997, a Sociedade Japonesa de Engenheiros Civis (JSCE – *Japanese Society of Civil Engineering*) incluiu disposições de projeto acerca da armadura de FRP nas suas recomendações de projeto e construção de estruturas. No início dos anos 2000, a China já era o país com maior uso de armaduras de FRP em construções, empregando-as desde pontes até obras subterrâneas. Já na Europa, o uso de barras de FRP datam de 1986, na Alemanha, com a construção de uma ponte rodoviária. Após a execução desta obra, foram iniciados diversos programas de pesquisa acerca da armadura de FRP. Alguns deles foram realizados na Inglaterra, quando também em 1991 iniciou-se o projeto de pesquisa BRIT/ EURAM e em 1993 o EUROCONCRETE Project, que futuramente deu origem aos trabalhos do grupo de pesquisa FIB TG 9.3, obtendo como produto a norma técnica para estruturas de concreto armado com barras de FRP da FIB, publicada em 2007.

No Brasil, as pesquisas acerca das barras de FRP foram realizadas através de estudos individuais datados da década de 90 em Fortaleza – CE. Seguindo a busca por novas informações sobre esta inovação para a construção civil, em 1998, durante o III Congresso de Engenharia Civil realizado em Juiz de Fora – MG, foram apresentados dois artigos: Barras de Armação em FRP: Discussão de parâmetros para normalização (ALVES, A. B. e CASTRO, P. F. – 1998) e Comportamento de Vigas de Concreto de Alta Resistência com Armadura Não Metálica Tipo FRP (RAYOL, J. O. e MELO, G. S. – 1998). Desde então, vários trabalhos vêm sendo desenvolvidos com o intuito de se aprofundar cada vez mais no entendimento das propriedades e funcionalidades das barras de FRP. Em 2015, um Comitê Técnico (CT 303) do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) em parceria com a ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural) foi constituído com o objetivo de promover a integração da área de projetos com os diversos setores da utilização de materiais não convencionais para reforço de estruturas de concreto. O comitê funciona através do desenvolvimento de trabalhos técnicos e científicos visando auxiliar a normalização brasileira acerca de três temas: reforço estrutural, armaduras não metálicas e concreto reforçado com fibras. Atualmente, o CT 303 está dividido em 5 GTs (Grupos de Trabalho), cada um focado no desdobramento de uma abordagem sobre os materiais não convencionais (ou não metálicos) no desenvolvimento de estruturas de concreto:

- GT1: Estruturas de concreto reforçado com fibras;
- GT2: Reforço de estruturas existentes de concreto com materiais não convencionais;
- GT3: Estruturas de concreto com armadura de materiais não convencionais;
- GT4: Caracterização de materiais não convencionais e fibras para reforço estrutural;
- GT5: Concreto de Ultra Alto Desempenho (UHPC).

2.3. Aplicações

O uso das barras de FRP em estruturas de concreto é um dos segmentos de aplicação dos compósitos de FRP que vem crescendo cada vez mais nos últimos anos (FIB Bulletin 40, 2007). Sua utilização está associada a estruturas em que são buscados objetivos específicos, como durabilidade, isolamento eletromagnético e

facilidade de demolição de obras temporárias, por exemplo. Nesse contexto, este tipo de barra torna-se uma ótima alternativa para as barras de aço, aço revestido com epóxi e barras de aço inoxidáveis. De acordo com Nanni et al. (2014), algumas aplicações de barras de FRP podem ser:

- Pontes sobre a água, quebra-mar, infraestruturas portuárias e docas secas;
- Plataformas de pontes e trilhos ferroviários, onde são usados sais de degelo;
- Comportas e represas.

A seguir são mostradas algumas obras em que foram empregadas barras de FRP na armadura da estrutura:

Construção de hospital em York, Maine, Estados Unidos – nesta construção, as barras de GFRP foram utilizadas na armação das lajes das salas de ressonância magnética, visto que este tipo de barra não possui condutividade magnética.

Figura 1 - Laje reforçada com barras de GFRP em sala de ressonância magnética



Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 17)

Construção de linha de trem em Miami, Florida, Estados Unidos – aqui foram utilizadas armaduras de GFRP para compor a estrutura ferroviária, tanto pela sua não condutividade magnética quanto pela ótima resistência à corrosão, devido ao uso de sais de degelo.

Figura 2 - Barras de GFRP utilizadas em trilhas de linha férrea



Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 18)

Construção de laje de concreto armada com GFRP em Oran, Argélia – o uso do GFRP nas lajes se deveu principalmente pelo seu bom comportamento diante de meios agressivos e, também, na presença de umidade e temperatura altas.

Figura 3 - Laje reforçada com barras de GFRP submetidas a altas temperaturas



Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 18)

Construção de ponte em Cookshire-Eaton, Quebec, Canadá – neste caso foi utilizada armadura de GFRP especialmente pela sua alta resistência à corrosão

(por estar em contato com um meio agressivo) e, também, pelo uso de sais de degelo sobre a ponte durante períodos de neve.

Figura 4 - Aplicação de barras de GFRP em ponte

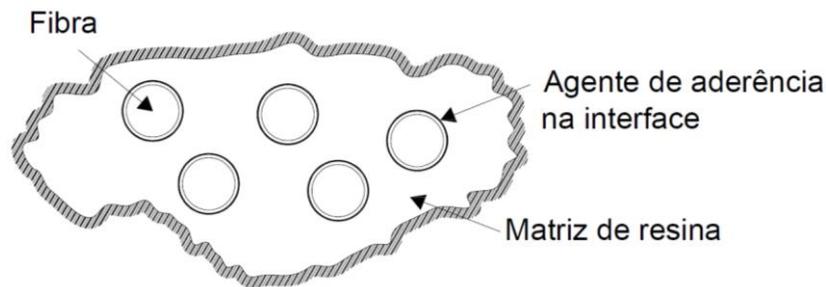


Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 16)

2.4. Compósito de FRP

De acordo com o ACI 440R (1996), compósitos são combinações de dois ou mais materiais separados com uma interface identificável entre eles. No caso de compósitos de FRP, sua definição pode ser dada como sendo compósitos formados por uma matriz de material polimérico reforçado por fibras ou outro tipo de reforço, demonstrando uma alta razão entre seu comprimento e espessura. Na Figura 5 a seguir pode-se observar a estrutura dos compósitos de FRP a nível molecular:

Figura 5 - Estrutura molecular do compósito de FRP



Fonte - ACI 440R (1996, p. 10, adaptado)

De modo geral, tanto as propriedades físicas quanto as mecânicas dos compósitos dependem principalmente dos materiais de que ele é feito e, também, da interação existente entre as fibras e a matriz. Diante disso, ao se tratar de compósitos de FRP, as propriedades físicas destes materiais variam de acordo com as propriedades mecânicas, orientação, comprimento, tipo e composição da fibra utilizada. Ademais, as propriedades mecânicas da matriz e a própria adesão entre as fibras e a matriz influenciam no desempenho deste tipo de compósito.

2.4.1. Matriz polimérica

Segundo Mallick (2007), as funcionalidades da matriz em compósitos de FRP são:

- Transferir as tensões entre as fibras;
- Manter as fibras no lugar;
- Proteger as fibras contra ambientes agressivos, como a presença de produtos químicos e umidade;
- Proteger a superfície das fibras contra a degradação mecânica, como por exemplo, a abrasão, que é o desgaste causado pelo atrito.

De maneira geral, as fibras possuem o papel principal de suportar a maior parte das cargas aplicadas em estruturas armadas com barras de FRP, contudo o tipo de matriz escolhida para a constituição do compósito possui bastante interferência nas resistências ao cisalhamento interlaminar, cisalhamento no plano e à compressão do material compósito. No último caso, a resistência à compressão é um fator de projeto muito importante, especialmente em estruturas que sofrem cargas primariamente de compressão. Assim, a matriz funciona como um suporte lateral trabalhando contra a possibilidade de flambagem das fibras sob ação de cargas de compressão, beneficiando o material compósito ao elevar sua resistência.

Hoje no mercado existem diversos tipos de matrizes, desde as poliméricas até as metálicas e cerâmicas. Porém, por apresentar uma baixa viscosidade, contribuindo assim com o processo de fabricação, as mais utilizadas em materiais compósitos reforçados com fibras longas são as matrizes termostáticas, que possuem suas cadeias poliméricas unidas por elevadas forças de atração intermolecular primária, promovendo uma grande resistência a altas temperaturas. Em materiais compósitos reforçados com fibras curtas, as matrizes termoplásticas são mais utilizadas. Estas, diferente das termostáticas, apresentam baixa resistência à temperatura, sendo facilmente rompidas. As resinas termostáticas mais utilizadas são o epóxi, poliéster e vinil éster (DAS; NIZAM, 2014) e suas principais propriedades são mostradas na Tabela 1:

Tabela 1 - Propriedades físicas de resinas utilizadas em matrizes de compósitos de FRP

Propriedades	Resinas		
	Epóxi	Poliéster	Vinil éster
Densidade (g/cm ³)	1158,55 – 1423,86	1158,55 – 1423,86	1127,23 – 1364,54
Resistência à tração (MPa)	34,47 – 103,42	48,26 - 131	68,95 – 75,84
Módulo longitudinal (GPa)	2,07 – 3,45	2,76 – 4,14	3,00 – 3,45
Coefficiente de Poisson	0,35 – 0,39	0,38 – 0,40	0,36 – 0,39
Coefficiente de dilatação térmica (10 ⁻⁶ /°C)	45 - 65	55 - 100	50 - 75
Teor de umidade (%)	0,15 – 0,60	0,08 – 0,15	0,14 – 0,30

Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 27, adaptado)

2.4.2. Fibra de vidro

Dentre os materiais que compõem os materiais compósitos, as fibras são um dos mais importantes devido ao fato delas suportarem a maior porcentagem das cargas aplicadas. Além disso, quando avaliamos especificamente os compósitos de

FRP, as fibras representam a maior parcela do volume destes elementos. Dessa forma, durante o processo de fabricação de compósitos, o tipo de fibra, o quantitativo de volume de fibra, seu comprimento e a orientação que serão utilizadas são fatores extremamente importantes visto que, conforme afirma Mallick (2007), estes possuem bastante influência em determinadas características do compósito, tais quais:

- Densidade;
- Resistência e módulo à tração;
- Resistência e módulo à compressão;
- Resistência à fadiga e aos mecanismos de falha por fadiga;
- Condutividades elétrica e térmica;
- Custo.

Dentre as fibras existentes no mercado, as mais utilizadas são as de vidro, carbono, aramida e basalto. A Tabela 2 apresenta algumas de suas propriedades. Apesar destes quatro tipos apresentarem maior uso, as fibras de vidro são as que mais se destacam dentro dos compósitos de FRP para estruturas de concreto. Várias são as vantagens que este tipo de fibra proporciona, no entanto, seu baixo custo, alta resistência à tração e excelentes propriedades de isolamento são as que mais se destacam. Porém, mesmo apresentado boas características, há algumas desvantagens ao optar por este tipo de fibra, como baixo módulo de elasticidade à tração, alta densidade (em comparação com as outras fibras comerciais), baixa resistência à fadiga e sensibilidade à abrasão durante o manuseio.

Ao analisar as fibras de vidro, como pode ser observado na tabela acima, estas apresentam características físicas e mecânicas diferentes entre si. Entre as variantes de fibras de vidro, as mais comuns na produção de compósitos FRP são a E-glass e a S-glass. Dentre as fibras comercialmente presentes no mercado, a E-glass é a que apresenta os menores custos, sendo este um dos motivos pelo seu grande uso a nível mundial. Já as fibras S-glass são mais utilizadas em peças de aeronaves e cápsulas de mísseis, apresentando uma das maiores resistências à tração entre as fibras do mercado. Porém, quando comparada com a E-glass, seu custo de produção torna-a menos econômica.

Tabela 2 - Propriedades de fibras utilizadas em compósitos de FRP

Tipo de fibra	Densidade (kg/m ³)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de Young (Gpa)	Deformação última (%)	Coefficiente de Poisson
E-Glass	2500	3447,4	72,4	2,4	0,22
S-Glass	2500	4550,5	85,5	3,3	0,22
AR-Glass	2254,5	1792,6 - 3447,4	69,6 - 75,8	2 - 3	-
Carbono de Alto Módulo	1951,9	2482,1 - 3999	349,6 - 650,2	0,5	0,2
Carbono de Baixo Módulo	1750,2	3495,6	239,9	1,1	0,2
Aramida (Kevlar 29)	1440,5	2757,9	62,1	4,4	0,35
Aramida (Kevlar 49)	1440,5	3619,8	124,1	2,2	0,35
Aramida (Kevlar 149)	1440,5	3447,4	175,1	1,4	0,35
Basalto	2800,3	4826,3	88,9	3,1	-

Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 27, adaptado)

2.5. Barras de fibra de vidro impregnadas com polímero (GFRP)

As barras de fibra de vidro impregnada com polímero (GFRP – *Glass Fiber Reinforced Polymer*) são materiais compósitos constituídos por fibras contínuas de vidro, que por sua vez são agrupadas a uma matriz feita a partir de resina polimérica (Nanni et. al., 2014). Dentro desta composição, as duas partes possuem funções distintas: enquanto as fibras de vidro são encarregadas de suportar boa parte das cargas aplicadas, atuando como principal responsável pelas propriedades mecânicas do compósito (CALLISTER, 2007), a resina possui a função de unir as fibras, transferir as cargas para estas e, também, protegê-las contra o ataque de agentes agressivos do meio ambiente e danos causados pelo uso. Além destes, alguns outros constituintes podem ser adicionados à composição das barras, como por exemplo, agentes de acoplamento, revestimento e enchimento.

As barras de GFRP são anisotrópicas, ou seja, suas propriedades físicas variam de acordo com a direção das fibras, além disso, sua fabricação é realizada principalmente através da técnica de pultrusão. No contexto do processo de produção, o volume de fibras presente na barra interfere diretamente na sua resistência, assim como o tipo de resina empregada afeta o mecanismo de falha e a tenacidade à fratura. Também, outros fatores que interferem nas propriedades da barra são o seu próprio processo de fabricação e o controle de qualidade deste. A Figura 6 mostra alguns exemplos de barras de FRP.

Figura 6 - Exemplos de barras de FRP



Fonte – Abbood (2020, p. 1004)

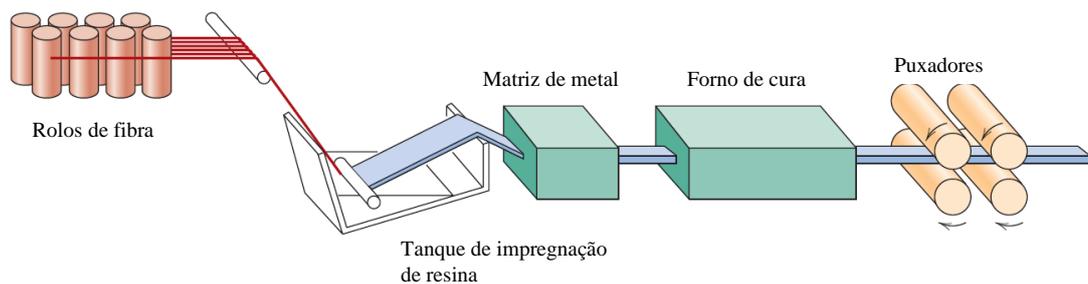
2.5.1. Processo de produção das barras

Segundo o ACI 440R (1996), os três processos de fabricação de componentes estruturais a partir de compósitos de FRP mais utilizados são: enrolamento de filamentos, que é utilizado na produção de tanques de armazenamento, tubos e outros elementos na sua maioria cilíndricos; o segundo é o processo de compactação a vácuo, utilizado na fabricação de laminados; por fim, o processo de pultrusão. As barras de GFRP são produzidas através da pultrusão ou alguma outra variação deste processo. A pultrusão é um processo que se utiliza de uma moldagem contínua ao utilizar fibras e resinas na confecção não só das barras de GFRP, como também varetas de sucção de petróleo, vigas em “I”, dentre outros. A opção por esse processo

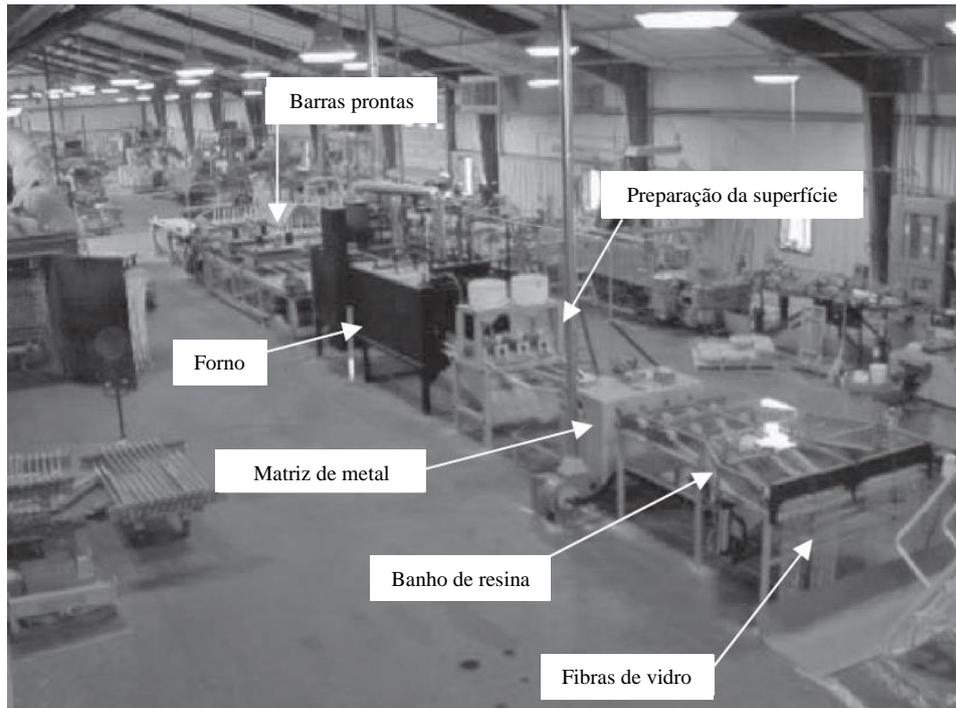
se dá principalmente pelas características de consistência do produto final, como também pela economia correspondente (BAKIS et al., 2002).

O esquema da Figura 7 mostra o funcionamento do processo de pultrusão e na Figura 8 pode-se visualizar uma fábrica que utiliza esse método para a produção das barras de GFRP. De modo geral, o processo acontece da seguinte forma: as fibras de vidro estão inicialmente armazenadas e embaladas em mechas (Figura 9), de onde são levadas para um tanque onde as fibras são espalhadas para que haja uma umidificação uniforme e em seguida banhadas com resina (Figura 10). Feito isto, as fibras impregnadas com resina são transferidas para uma matriz de metal que define o tamanho final das barras e as conduz até um forno de cura. Já no forno, o calor é transferido para a barra através de um controle da temperatura, provocando assim a cura da resina e fazendo com que ela passe do estado líquido para o sólido. A barra finalizada sai do forno (Figura 11) no mesmo tamanho que foi definido pela matriz de metal, sendo continuamente puxada e preparada para o corte final, onde será definido o tamanho desejado da barra (Figura 12). A duração do processo de pultrusão varia de acordo com o tamanho final das barras, sendo comum uma velocidade de produção de aproximadamente 0,91m/min.

Figura 7 - Esquema de fabricação de barras de GFRP por pultrusão



Fonte – Callister (2007, p. 608, adaptado)

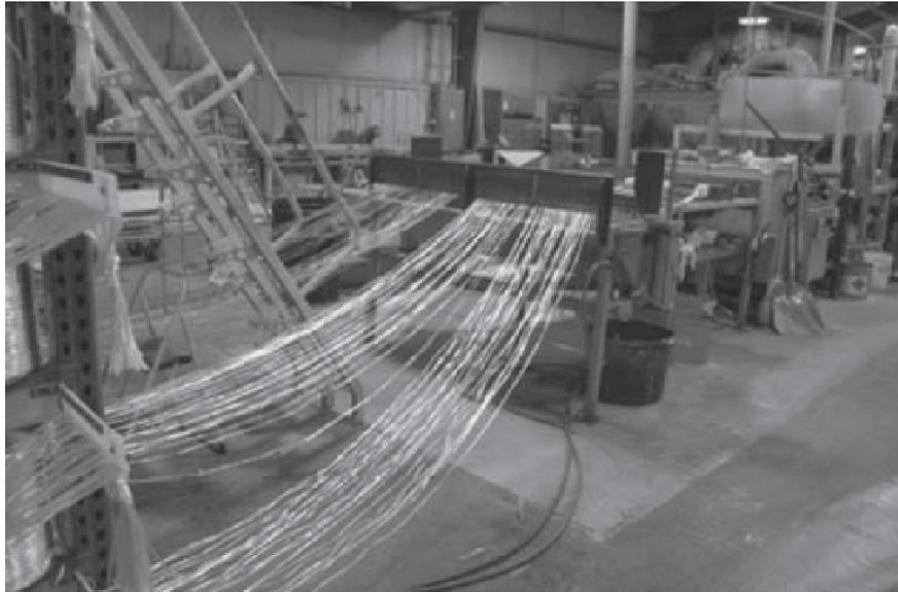
Figura 8 - Fábrica de barras de GFRP

Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 29, adaptado)

Figura 9 - Armazenamento de fibras de vidro

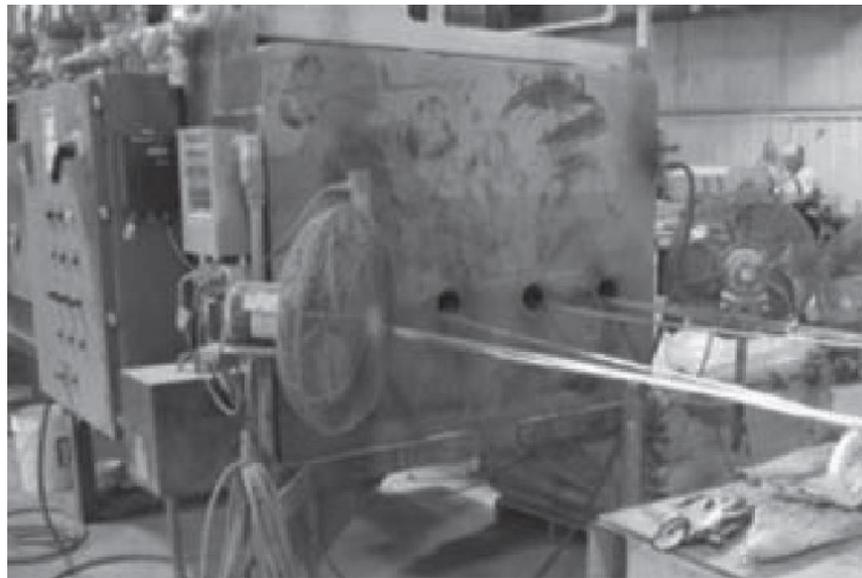
Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 30)

Figura 10 - Fibras sendo levadas para umidificação



Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 30)

Figura 11 - Barras saindo do forno



Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 30)

Figura 12 - Barras prontas para corte no tamanho desejado



Fonte - Nanni et. al. (2014, p. 30)

Segundo BAKIS et al. (2002), antes do seu endurecimento é realizada a aplicação de deformações superficiais para que a aderência das barras com o concreto seja melhorada (Figura 13). Este procedimento pode ser realizado de algumas formas, como: enrolamento de filamentos de fibra em forma de hélice ao longo do comprimento da barra; moldagem de entalhes ao longo do comprimento da barra; enrolamento de um filme texturizado ao longo do comprimento da barra, com sua posterior remoção; e impregnação de agregados finos na superfície da barra. Ainda conforme BAKIS et al. (2002), o volume de fibras empregado na confecção das barras de GFRP através da pultrusão varia entre 35 – 50 % e as resinas mais utilizadas são a fenólica, epóxi e as termoplásticas.

Figura 13 - Diferentes deformações em barras de FRP



Fonte - ACI 440.1R (2015, p. 3)

2.5.2. Propriedades das barras

Dentro da construção civil, a utilização de boa parte dos materiais passa por uma análise tanto das suas propriedades físicas quanto mecânicas. Ao se tratar do uso de barras de FRP em estruturas de concreto não é diferente. Contudo, esse fato é levado ainda mais à risca ao se tratar deste tipo de barra, sobretudo por conta da significativa variação de suas propriedades em função do tipo de resina e de fibra utilizada na fabricação, orientação e quantidade de fibras, qualidade da produção, dentre outros fatores. Além disso, de acordo com o ACI 440.1R (2015), as propriedades das barras de FRP são influenciadas também por fatores como tipo e duração do carregamento, temperatura e umidade.

A Tabela 3 traz os valores característicos de algumas das principais propriedades das barras e cordoalhas de GFRP, comparando-as com barras e cordoalhas de aço e com cordoalhas de CFRP (*carbon fiber-reinforced polymer*) ou polímero reforçado com fibras de carbono e AFRP (*aramid fiber-reinforced polymer*) ou polímero reforçado com fibras de aramida.

Tabela 3 - Propriedades de barras e cordoalhas de FRP comparadas com as do aço

	Barra de aço	Cordoalha de aço	Barra de GFRP	Cordoalha de GFRP	Cordoalha de CFRP	Cordoalha de AFRP
Resistência à tração (MPa)	483 - 690	1379 - 1862	517 - 1207	1379 - 1724	1650 - 2410	1200 - 2068
Tensão de escoamento (MPa)	276 - 414	1034 - 1396	N/A			
Módulo de elasticidade (Gpa)	200	186 - 200	41 - 55	48 - 62	152 - 165	50 - 74
Alongamento máximo (mm/mm)	> 0,10	> 0,04	0,035 - 0,05	0,03 - 0,045	0,01 - 0,015	0,02 - 0,026
Resistência à compressão (MPa)	276 - 414	N/A	310 - 482	N/A		
Coefficiente de expansão térmica ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	11,7	11,7	9,9	9,9	0,0	-1,0
Massa específica (g/cm^3)	7,9	7,9	1,5 - 2,0	2,4	1,5 - 1,6	1,25

Fonte - ACI 440R (1996, p. 20)

2.5.2.1. Propriedades físicas

2.5.2.1.1. Massa específica

A massa específica das barras de GFRP pode ser obtida ao relacionar as massas específicas da matriz polimérica e da fibra com seus respectivos volumes, como demonstra a equação 1 a seguir (FIB Bulletin 40, 2007):

$$\rho_c = \rho_f V_f + \rho_m V_m \quad (1)$$

Onde:

ρ_f é a massa específica da fibra;

ρ_m é a massa específica da matriz polimérica;

V_f é o volume de fibra;

V_m é o volume da matriz polimérica.

A Tabela 4 mostrada em seguida apresenta a massa específica em kg/m³ das barras de GFRP para um volume de fibras que varia de 50 – 70%, exibindo as diferenças dessa propriedade para as três matrizes poliméricas mais utilizadas e compara-os com valores característicos de outras barras de FRP e com o aço. O valor de massa específica apresentado para o aço não tem relação com as matrizes apresentadas.

Tabela 4 - Massa específica em kg/m³ de barras de FRP comparadas com a de aço

FRP Matriz	GFRP	CFRP	AFRP	Aço
Poliéster	1750 - 2170	1430 - 1650	1310 - 1430	7850
Epóxi	1760 - 2180	1440 - 1670	1320 - 1450	
Vinil éster	1730 - 2150	1440 - 1630	1300 - 1410	

Fonte - FIB Bulletin 40 (2007, p. 16, adaptado)

Pela tabela, pode-se verificar que a massa específica das barras de GFRP são bem menores quando comparadas com a do aço. Isso é um ponto bastante positivo, principalmente por conta da redução dos custos de transporte e armazenamento, além da diminuição do tempo de instalação e manuseio dentro do canteiro de obras.

2.5.2.1.2. Coeficiente de dilatação térmica

O coeficiente de dilatação térmica das barras de GFRP varia de acordo com o tipo de resina utilizada na sua produção, como também conforme o volume de fibras presente na barra. Além disso, outro fator determinante nesta propriedade é o tipo de fibra, como mostrado na Tabela 5 a seguir, onde pode-se visualizar os coeficientes de dilatação térmica longitudinal e transversal das barras de GFRP com um volume de fibras variando entre 50% e 75%, comparados com os do aço e de outras barras de FRP:

Tabela 5 - Coeficiente de dilatação térmica de barras de FRP comparados com o de aço

Coeficiente de dilatação térmica ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)					
Direção	GFRP	Aço	Aço inoxidável	CFRP	AFRP
Longitudinal	6 a 10	11	10 a 16,5	-9 a 0	-2 a -6
Transversal	21 a 23	11	10 a 16,5	74 a 104	60 a 80

Fonte - FIB Bulletin 40 (2007, p. 17, adaptado)

Os valores negativos apresentados na tabela indicam que tais barras de FRP se contraem com o aumento de temperatura e há uma expansão quando a temperatura diminui. De acordo com FIB Bulletin 40 (2007), as propriedades das fibras possuem interferência direta nos valores do coeficiente de dilatação térmica na direção longitudinal, enquanto há uma maior influência das propriedades da matriz polimérica na direção transversal.

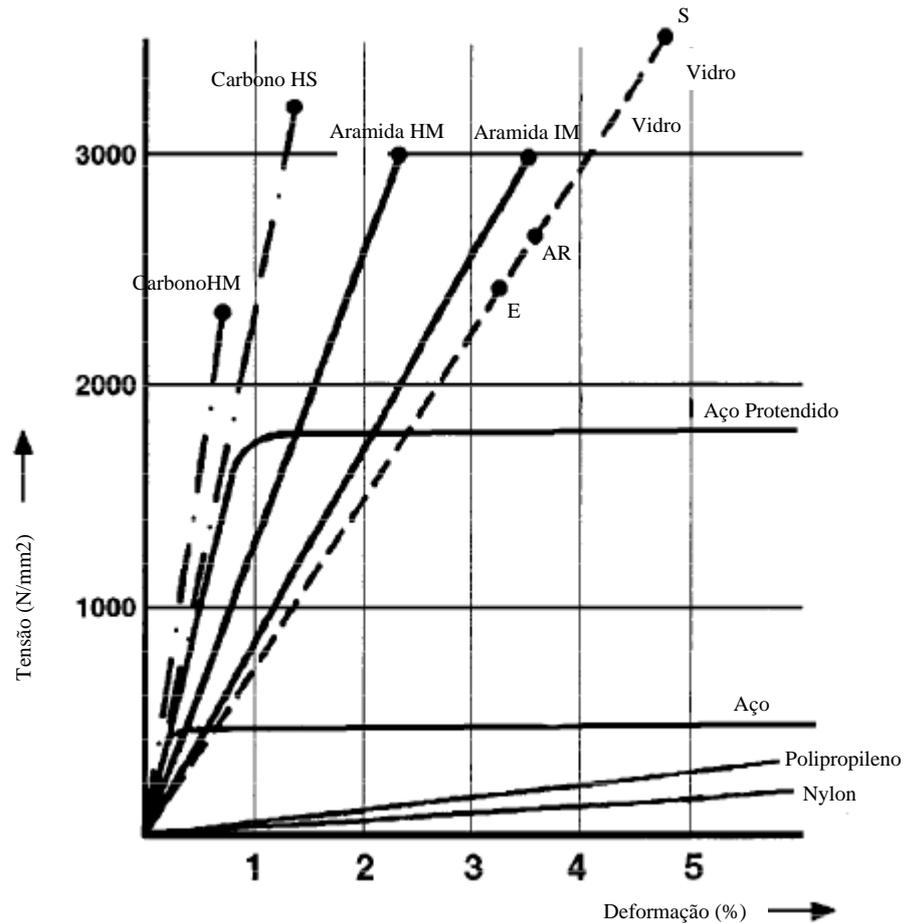
Para efeitos de análise estrutural, a ABNT NBR 6118 (2014) dispõe que o coeficiente de dilatação térmica para o concreto pode ser assumido como sendo $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$. Neste sentido, Gentry e Husain (1999) afirmam que a diferença entre os coeficientes do concreto e o das barras de FRP pode ocasionar fissuras no concreto à medida que a temperatura vai aumentando. Em vista disso, um estudo realizado por Masmoudi et. al. (2005) mostrou que uma razão entre a espessura da cobertura de concreto e o diâmetro das barras de GFRP maior ou igual que 1,9 é suficiente para evitar a fissuração sob temperaturas elevadas (maiores que 80°C).

2.5.2.2. Propriedades mecânicas

2.5.2.2.1. Resistência e módulo de elasticidade à tração

As propriedades à tração das barras de GFRP possuem uma variabilidade muito grande. A propriedade das próprias fibras e da matriz empregada, seus respectivos volumes e distribuição, interações físicas e químicas, além do controle de qualidade e procedimento de fabricação são alguns dos fatores que atuam como modificadores tanto da resistência quanto do módulo de elasticidade à tração. A Figura 14 a seguir mostra o gráfico tensão-deformação característico das barras de GFRP e compara-o com o das barras de aço e de outros compósitos de FRP.

Figura 14 - Gráfico tensão de tração-deformação de barras de FRP comparadas com o aço



Fonte - ACI 440R (1996, p. 12)

Como pode ser observado no gráfico, as barras de GFRP (neste caso representada por barras com S-Glass) apresentam um comportamento elástico-linear e ruptura brusca. Porém, diferentemente do aço, as barras de FRP no geral atingem a sua resistência última sem apresentar um patamar de escoamento. Como mencionado previamente, diversos fatores interferem na resistência à tração, tornando assim a padronização da resistência última uma das grandes dificuldades encontradas dentro dos estudos relativos às barras de FRP. Ou seja, ao se alterar o tipo de resina, por exemplo, o gráfico da barra de GFRP mostrado anteriormente mudaria consideravelmente. Neste contexto, o ACI 440-R (1996) afirma que a resistência à tração das barras de FRP também podem variar de acordo com seu diâmetro, devido a um efeito conhecido como “*shear lag*”, onde as fibras próximas ao centro da barra recebem uma tensão menor do que as fibras localizadas próximas à sua superfície. Na Tabela 6 estão apresentados valores de resistência à tração para alguns diâmetros característicos das barras de FRP.

Tabela 6 - Resistência média à tração de barras de FRP de acordo com o diâmetro

Diâmetro (mm)	Seção transversal (mm ²)	Resistência à tração (MPa)
9	71	900
13	127	740
16	198	655
19	285	620
22	388	585

Fonte - Teixeira apud Jorquera e Mayorga (2018, p. 39)

Um fato típico das barras de FRP é que estas não podem ser dobradas no canteiro de obras, sendo necessária sua fabricação já na forma desejada. Porém, a utilização de dobras em barras de FRP deve ser estudada antes da implementação in loco, visto que há uma possibilidade de redução da resistência à tração numa faixa de 40% a 50%, quando comparadas com as barras totalmente retas (ACI 440.1R, 2015). Esta possível redução ocorre no local da dobra e se deve principalmente por conta da flexão das fibras nesta região, como também pela concentração de tensões.

Já o módulo de elasticidade à tração das barras de GFRP, diferentemente da resistência à tração, é em média 75% menor que o das barras de aço. Este fato pode ser observado a partir do gráfico da Figura 14, onde, na mesma região elástico-linear dos dois materiais, tomando como base a mesma tensão aplicada, a deformação da barra de GFRP é bem maior que a do aço. Valores característicos do módulo de elasticidade à tração das barras de GFRP para uma variação do volume de fibras entre 50% e 75% podem ser visualizados na Tabela 7, onde também se verifica valores para o aço e outras barras de FRP:

Tabela 7 - Módulo de elasticidade à tração de barras de FRP e do aço

	Aço	GFRP	CFRP	AFRP
Módulo de elasticidade (Gpa)	200	35 a 60	100 a 580	40 a 125

Fonte - FIB Bulletin 40 (2007, p. 20, adaptado)

2.5.2.2.2. Resistência e módulo de elasticidade à compressão

Diferentemente das boas características à tração apresentadas pelas barras de GFRP, estas não possuem um bom comportamento quando submetidas à esforços de compressão. Dessa forma, os modelos teóricos aplicados à resistência à tração

não são válidos, devido principalmente à forma de ruína apresentada na compressão, que na maioria das vezes está relacionada à microfissuração das fibras. Porém, outra forma de ruína das barras de GFRP sujeitas à compressão, é a falha por cisalhamento e pela tração transversal. Em vista disso, o ACI 440.1R (2015) afirma que o modo de ruína depende do tipo e do volume de fibras utilizados, como também do tipo de resina. Já o módulo de elasticidade à compressão das barras de GFRP é em média 80% menor que o módulo de elasticidade à tração (ACI 440R, 1996).

2.5.2.2.3. Resistência ao cisalhamento

As barras de GFRP apresentam uma característica marcante de poderem ser facilmente cortadas com serras comuns na direção perpendicular às fibras. Este fato mostra que, de modo geral, sua resistência ao cisalhamento é muito baixa, onde, segundo o FIB Bulletin 40 (2007), o comportamento destas barras sob carregamentos de cisalhamento varia de acordo com a distribuição local de tensões e com as propriedades da matriz empregada.

2.5.2.2.4. Fadiga

As barras de GFRP possuem uma boa resistência à fadiga. Ao decorrer dos anos, diversos estudos foram sendo realizados para se obter uma melhor caracterização dos compósitos de FRP em relação à esta propriedade. Conforme o ACI 440R (1996), um estudo realizado por Franke em 1981 mostrou que barras de GFRP suportam pouco mais de 4 milhões de ciclos de carregamento antes de iniciar a ruptura na zona de ancoragem.

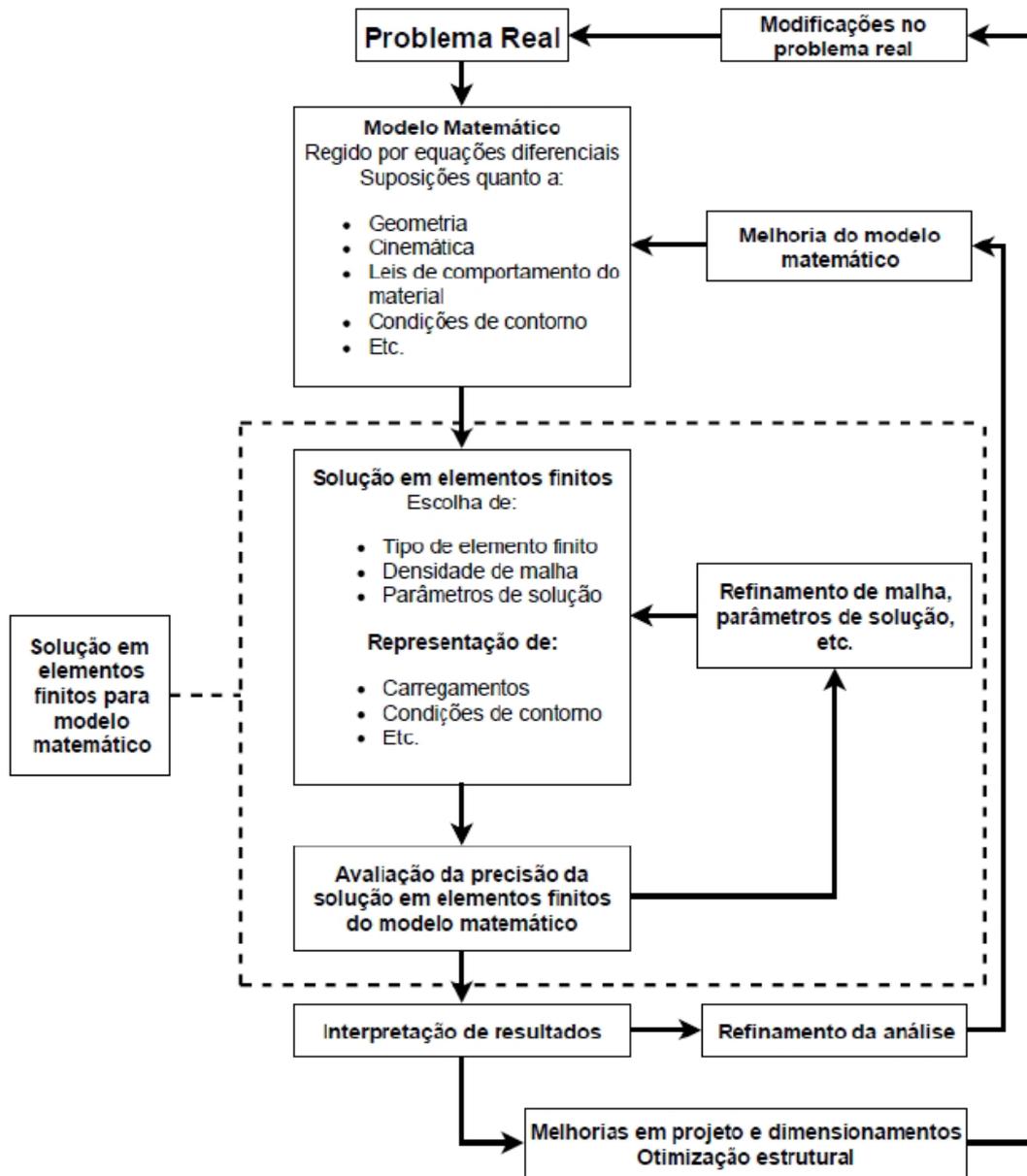
2.6. Modelagem computacional

Ao decorrer dos anos, os avanços tecnológicos têm nos permitido uma grande evolução em pesquisas científicas, tornando facilitada a resolução de problemas complexos. De acordo com Duarte (2016), os computadores, principal ferramenta que vem proporcionando tais avanços, apresentam cada vez mais uma capacidade de processamento maior, constituindo uma poderosa alternativa às soluções analíticas e à utilização de técnicas aproximadas de resolução. Dentro deste contexto, surge o método dos elementos finitos (MEF), uma técnica de análise mundialmente utilizada quando se tem como objetivo obter soluções aproximadas para problemas que são regidos por equações diferenciais.

Antes da existência do MEF, estudos voltados à meios contínuos eram realizados a partir da resolução direta de sistemas de equações diferenciais parciais. Contudo, a grande dificuldade deste tipo de problema tornava necessária a busca por formas de facilitar sua solução, levando muitas das vezes a recorrência da utilização das séries de Fourier. Porém, a aplicação deste método só era possível em meios contínuos homogêneos e de geometria simples (AZEVEDO, 2003). No MEF, um determinado domínio é subdividido em domínios menores, denominados elementos finitos. Estes subdomínios permitem que as várias equações, que antes seriam um empenho pela sua complexidade, sejam facilmente representadas por polinômios simples. Todavia, apesar de ter diversos benefícios, a quantidade de cálculos a ser realizada dentro do MEF para se obter um resultado é muito grande, tornando a viabilidade prática da sua utilização apenas em meios computacionais (Azevedo, 2003), sendo bastante difundido nas diversas áreas de atuação da engenharia civil como em análise de estruturas, sólidos e fluidos (Bathe, 2016).

O alto crescimento de uso do MEF promove uma variada gama de códigos comerciais que fazem uso dele como NASTRAN®, ABAQUS®, SYSTUS®, ANSYS®, entre outros. A Figura 15 mostra uma esquematização resumida de como funciona o processo de análise por elementos finitos. De maneira geral, o problema físico a ser analisado envolve uma estrutura real que é submetida à determinadas cargas. Visto que o MEF é um procedimento numérico, a precisão dos resultados gerados deve ser sempre checada. Bathe (2016) afirma que quando os critérios de precisão para determinado problema não são atendidos, deve-se repetir o processo com parâmetros de solução mais refinados.

Figura 15 - Processo de análise em elementos finitos



Fonte - Bathe (2016, p. 3, adaptado)

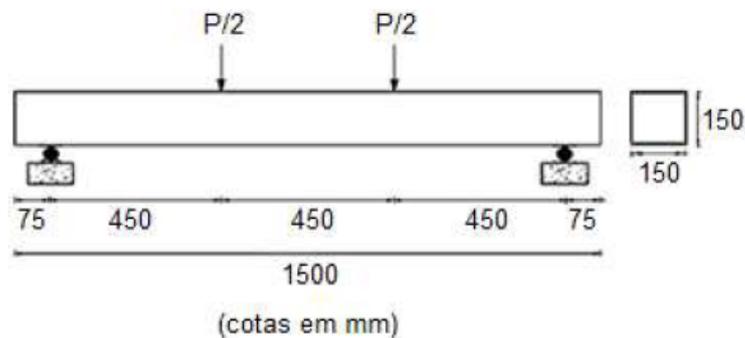
3. METODOLOGIA

3.1. Caso analisado

As simulações numéricas realizadas neste trabalho buscaram reproduzir os ensaios realizados por Carneiro, Silva e Teixeira (2021). No trabalho desenvolvido, foram analisados os comportamentos de vigas de concreto armadas com barras de GFRP em termos dos valores de flecha, deformação específica das armaduras (transversal e longitudinal) e do concreto, e abertura de fissura no vão de flexão pura. Os resultados obtidos foram comparados com os obtidos a partir de vigas de concreto armadas com barras de aço. Porém, como o objetivo principal deste trabalho é analisar os resultados de flecha através do MEF, os outros comportamentos mencionados anteriormente foram desconsiderados.

As vigas ensaiadas no trabalho de Carneiro, Silva e Teixeira (2021) apresentaram seção transversal quadrada de 150 mm (largura) por 150 mm (altura), com comprimento total de 1500 mm. Nos ensaios, todas as vigas foram bi apoiadas sobre apoios do 1º e do 2º gênero, com vão livre de 1350 mm e carregadas com forças concentradas simetricamente distantes dos apoios, conforme mostrado na Figura 16.

Figura 16 - Dimensões da viga



Fonte – Carneiro, Silva e Teixeira (2021, p. 213)

No trabalho desenvolvido por Carneiro, Silva e Teixeira (2021), foram confeccionadas um total de 6 vigas, onde realizou-se variações na taxa de armadura e no material utilizado nas barras das armaduras longitudinal e transversal. Destas, duas delas foram moldadas em concreto armado, duas com armadura longitudinal de GFRP e armadura transversal de aço e duas com ambas as armaduras de GFRP. A nomenclatura de cada viga ensaiada pode ser observada na Tabela 8, onde 'Vn' representa o número da viga; a primeira letra 'A' (aço) ou 'V' (GFRP), o tipo de material

usado na armadura longitudinal; a segunda letra 'A' (aço) ou 'V' (GFRP), o tipo de material usado na armadura transversal; e o número '0,88' ou '2,02', o valor da taxa de armadura longitudinal em porcentagem.

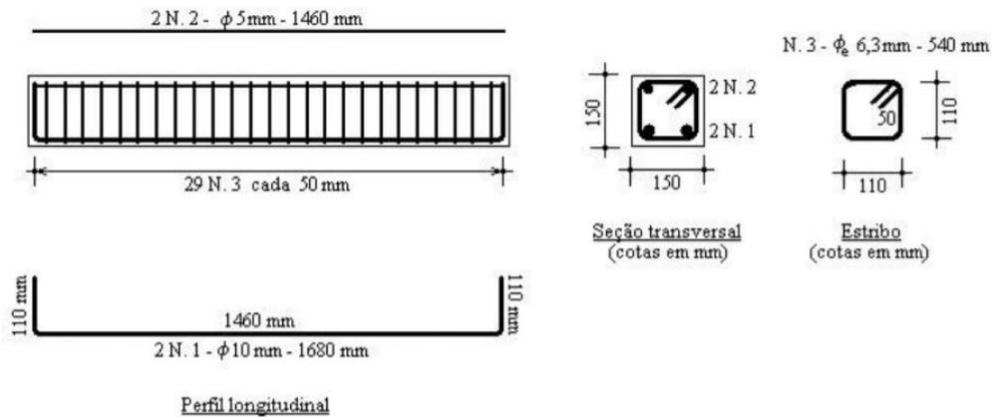
Tabela 8 - Nomenclatura das vigas ensaiadas

V1-A-A-0,88
V2-A-A-2,02
V3-V-A-0,88
V4-V-A-2,02
V5-V-V-0,88
V6-V-V-2,02

Fonte - Elaborado pelo autor

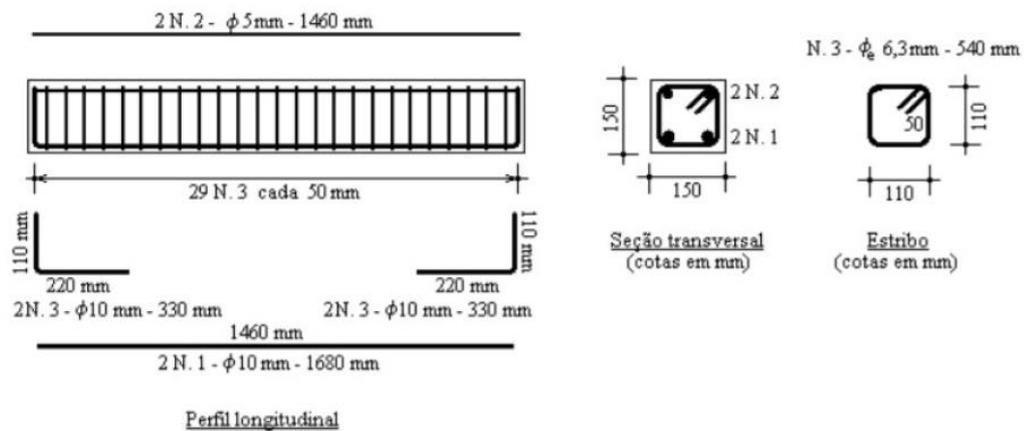
As barras de aço utilizadas nas armaduras longitudinais de tração das vigas V1-A-A-0,88 e V2-A-A-2,02 e nas armaduras transversais das vigas V1-A-A-0,88, V2-A-A-2,02, V3-V-A-0,88 e V4-V-A-2,02 eram do tipo CA-50 com diâmetro de 10mm e 6,3mm, respectivamente. Para as armaduras transversais, o espaçamento definido foi de 50mm ao longo do comprimento da viga. Quanto às barras de GFRP, as barras longitudinais usadas como armadura de tração nas vigas V3-V-A-0,88 e V4-V-A-2,02 possuíam 10mm de diâmetro e sua composição era formada por uma média de 56% de fibras de vidro tipo E e 29% de resina isoftálica. Por fim, as barras longitudinais e transversais de GFRP que compunham as vigas V5-V-V-0,88 e V6-V-V-2,02 possuíam, respectivamente, diâmetros de 10mm e 6,3mm, onde as barras transversais também foram espaçadas de 50mm ao longo do comprimento da viga. Já suas composições compreendiam uma média de 63% de fibras de vidro tipo E e 28% de resina epóxi éster vinílica. As figuras 17 e 18 mostram o detalhamento das vigas com taxa de armadura de 0,88% e as figuras 19 e 20 o das vigas com taxa de armadura de 2,20%.

Figura 17 - Detalhamento das vigas com armadura longitudinal e transversal de aço e taxa de armadura de 0,88%



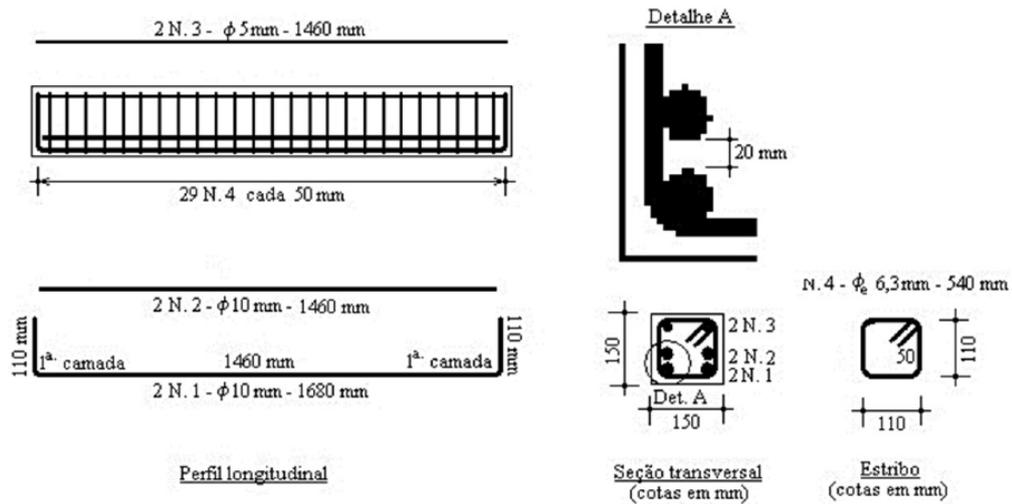
Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, p. 214)

Figura 18 - Detalhamento da armadura longitudinal de GFRP e da transversal de aço ou de GFRP e taxa de armadura de 0,88%



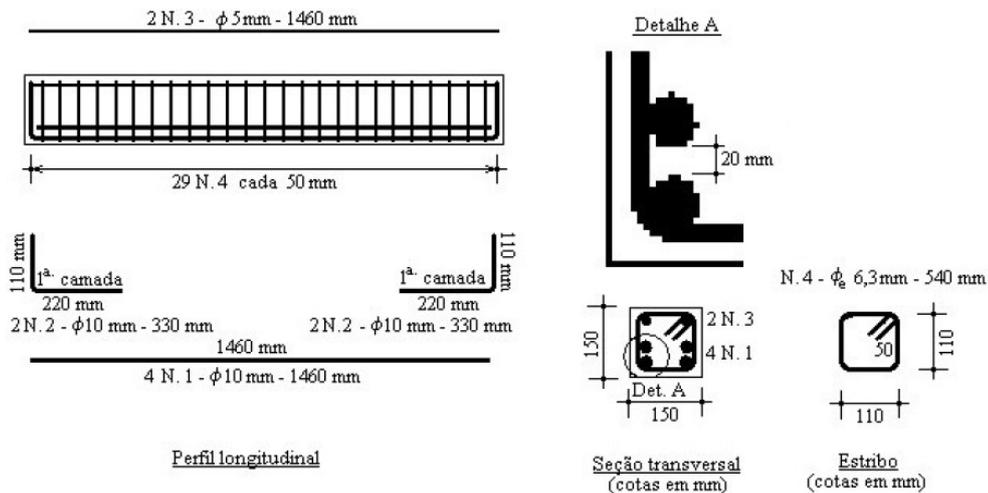
Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, p. 215)

Figura 19 - Detalhamento das vigas com armadura longitudinal e transversal de aço e taxa de armadura de 2,02%



Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, p. 215)

Figura 20 - Detalhamento da armadura longitudinal de GFRP e da transversal de aço ou de GFRP e taxa de armadura de 2,02%



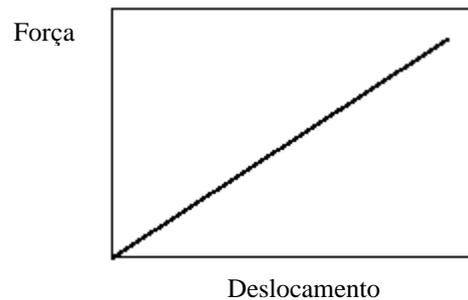
Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, p. 215)

3.2. Considerações do modelo numérico

Dentro do estudo de estruturas, uma consideração frequentemente utilizada é a de que, ao se aplicar uma força externa, os deslocamentos provocados por sua ação são bastante menores, quando comparados com as dimensões da estrutura avaliada. A análise linear, segundo Bathe (2016), pode ser definida como a análise em que o material constituinte permanece em regime linear-elástico (Figura 21) e os deslocamentos da estrutura são infinitesimalmente pequenos, não influenciando na distribuição de esforços e de tensões. Dessa forma, os cálculos efetuados admitem a

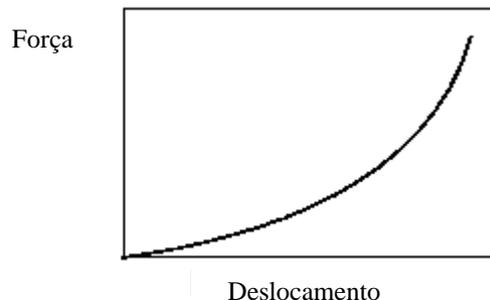
geometria indeformada da estrutura em questão. Quando a relação tensão-deformação não apresenta um comportamento linear (Figura 22), e as mudanças geométricas causadas pela ação das forças externas são levadas em consideração, a análise é dita como não-linear.

Figura 21 - Comportamento linear



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008, adaptado)

Figura 22 - Comportamento não-linear



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

Devido à não-linearidade decorrente das análises envolvendo o concreto armado com barras de fibra de vidro, optou-se pela utilização do MEF para realização deste trabalho. Dessa forma, foi realizada uma pesquisa acerca dos softwares disponíveis, e, tendo em vista a proposta de análise aqui requerida, juntamente com todas as funcionalidades necessárias do software, o ABAQUS foi o programa escolhido para a realização dos estudos e processamentos que serão apresentados. O ABAQUS é uma ferramenta baseada no método dos elementos finitos (MEF), que permite desde análises lineares de problemas mais simples até simulações complexas a partir de análises não-lineares (ABAQUS USER'S MANUAL, 2008). O programa conta com uma vasta lista de materiais que podem ser simulados, como por exemplo, polímeros, materiais compósitos, concreto reforçado, solos e rochas.

Após a definição do software, foram estudadas as possibilidades de simulações do concreto armado com barras de fibra de vidro em elementos finitos. Tal abordagem deve ser averiguada com cautela, pois, de acordo com Bobiński e Tejchman (2015), a escolha do modelo constitutivo, juntamente com o conhecimento das suas limitações, são peças primordiais para uma boa reprodução da realidade. Assim, para este trabalho, foram analisadas formas de modelagem para o concreto armado com barras de fibra de vidro como meio contínuo, visto que, conforme Bitencourt (2015), o uso de um modelo descontínuo conduziria à inserção de parâmetros de descontinuidade ao modelo em elementos finitos, que estariam relacionados às deformações e deslocamentos. Bitencourt (2015) evidencia que dentre os vários modelos de representação do concreto, os mais utilizados mundialmente são o elastoplástico, o de fissuração distribuída e o de dano.

No modelo elastoplástico, o comportamento do concreto, tanto à compressão quanto à tração, deve ser considerado como elástico e perfeitamente plástico. Tal representação dentro do ABAQUS não seria a ideal para as análises objetivadas neste trabalho, pois, como mencionado anteriormente, o comportamento não-linear buscado entraria em conflito com o perfeitamente plástico deste modelo.

Já o modelo de fissuração distribuída está contido no ABAQUS através do *Smearred Cracking Concrete* (SCC). Segundo o ABAQUS USER'S MANUAL (2008), este modelo é designado para simular situações em que o concreto é submetido à baixas pressões de confinamento, que são cerca de 4 à 5 vezes menores que a resistência à compressão uniaxial do concreto, e a carregamentos monotônicos, que possuem como característica principal o crescente aumento de alguns parâmetros, como o deslocamento. É o caso das cargas permanentes de uma estrutura, por exemplo. O fato das cargas utilizadas no experimento de Carneiro, Silva e Teixeira (2021) não serem constantes, variando seu módulo até o momento da ruptura do corpo de prova, levou a possibilidade de uso do SCC em desconsideração.

Por fim, o modelo de dano presente no ABAQUS é o *Concrete Damage Plasticity* (CDP). Assim como o SCC, o CDP também é indicado para uso nos casos em que o concreto é submetido à baixas pressões de confinamento. Porém, além de poder ser usado quando há a aplicação de carregamentos monotônicos, este modelo também pode ser simulado utilizando os carregamentos cíclicos e/ou dinâmicos, que

são, respectivamente, carregamentos definidos por uma função harmônica, possuindo tensões máxima, mínima e média e carregamentos em que o tempo é uma das variáveis na aplicação da carga. O principal aspecto típico do CDP é a obtenção dos efeitos de danos irreversíveis causados durante o processo de fratura (ABAQUS USER'S MANUAL 2008), podendo apontar padrões de macro-fissuração no objeto simulado. Dentro deste contexto, tais características inerentes ao CDP levaram à escolha desse modelo para simulação do concreto armado com barras de fibra de vidro. O item 3.3.2.3 do presente trabalho traz uma explicação mais detalhada deste modelo, juntamente com os parâmetros de entrada utilizado nas simulações.

De modo geral e simplificado, a simulação das vigas presentes no trabalho de Carneiro, Silva e Teixeira (2021) foi desenvolvida da seguinte maneira:

1 – **Elaboração do modelo:** nesta etapa foram desenvolvidas as partes que compunham o modelo a ser simulado, tais quais: a própria viga e as armaduras;

2 – **Caracterização das propriedades dos materiais:** aqui foi definido o comportamento de cada material, juntamente com suas propriedades características;

3 – **Definição dos contatos e condições de contorno:** nessa fase foram definidas as interações entre cada parte constituinte do modelo, assim como as condições de contorno inerentes à simulação;

4 – **Aplicação das cargas;**

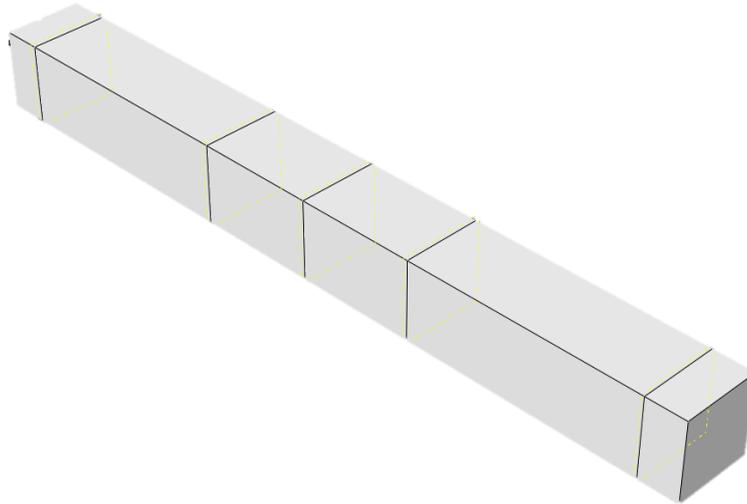
5 – **Processamento do modelo numérico.**

3.3. Construção e processamento do modelo

As vigas de concreto armado a serem simuladas foram, de acordo com Carneiro, Silva e Teixeira (2021), dimensionadas a partir da norma ABNT NBR 6118 (2014). Já as vigas com presença de barras de fibra de vidro foram dimensionadas utilizando o ACI 440.1R (2015). Assim, sua geometria dentro do ABAQUS foi definida a partir dos valores citados no item 3.1. Como demonstrado neste mesmo item, o ensaio em questão se caracteriza como uma flexão de quatro pontos com aplicação de carregamento controlado. A Figura 23 mostra a geometria padrão das vigas ensaiadas. Nela, as partições das extremidades representam os locais dos apoios de

1º e 2º gênero; as duas equidistantes do centro representam os locais de aplicação de carga; e a central representa o local de obtenção dos valores de flecha na simulação. As armaduras, tanto as longitudinais quanto as transversais, foram modeladas de acordo com as dimensões apresentadas nas figuras 17 a 20, respeitando suas respectivas geometrias e comprimentos.

Figura 23 - Viga com geometria íntegra



Fonte - Elaborado pelo autor

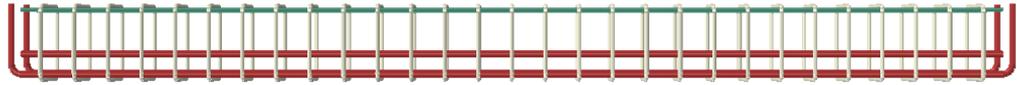
Após a modelagem de todos os elementos, na função *Assembly* do ABAQUS, a distribuição das armaduras foi montada. As figuras 24 e 25 exibem a disposição final das armaduras para a taxa de armadura de 0,88% e 2,02%, em vista no plano XY. As cores demonstram as diferentes propriedades de cada material. O item 3.3.2 subsequente traz uma melhor explicação das propriedades aplicadas aos materiais utilizados na modelagem.

Figura 24 - Disposição das armaduras com taxa de armadura de 0,88%



Fonte - Elaborado pelo autor

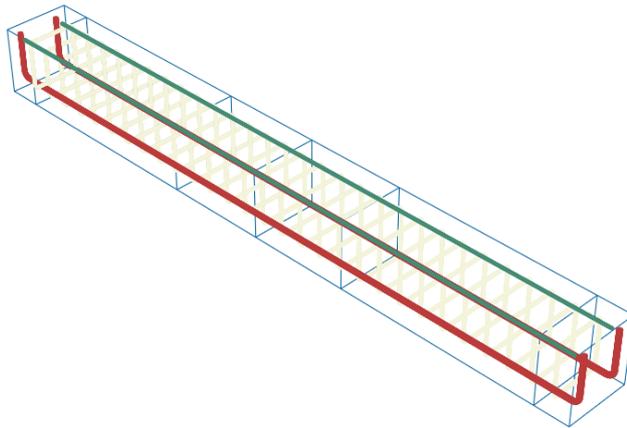
Figura 25 - Disposição das armaduras com taxa de armadura de 2,02%



Fonte - Elaborado pelo autor

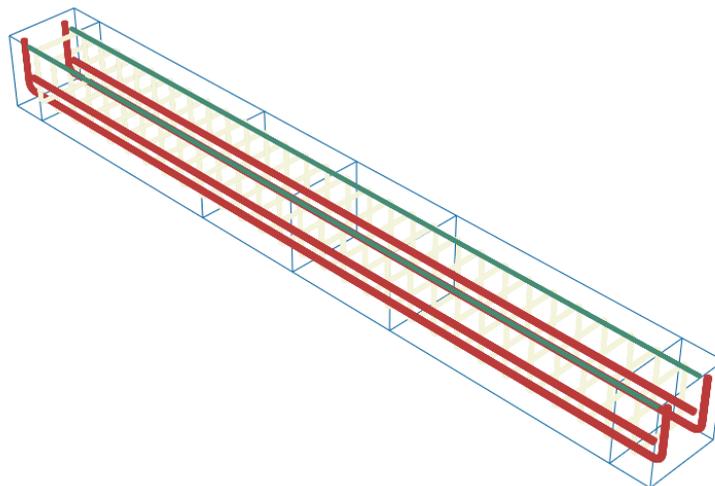
Com a montagem das distribuições das armaduras finalizada, ainda na função *Assembly*, estas foram adicionadas ao interior da viga. As figuras 26 e 27 mostram o contorno das vigas com taxa de armadura de 0,88% e 2,02%, respectivamente, com suas armaduras posicionadas internamente, respeitando o cobrimento de 20mm utilizado por Carneiro, Silva e Teixeira (2021).

Figura 26 - Viga com taxa de armadura de 0,88%



Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 27 - Viga com taxa de armadura de 2,02%



Fonte - Elaborado pelo autor

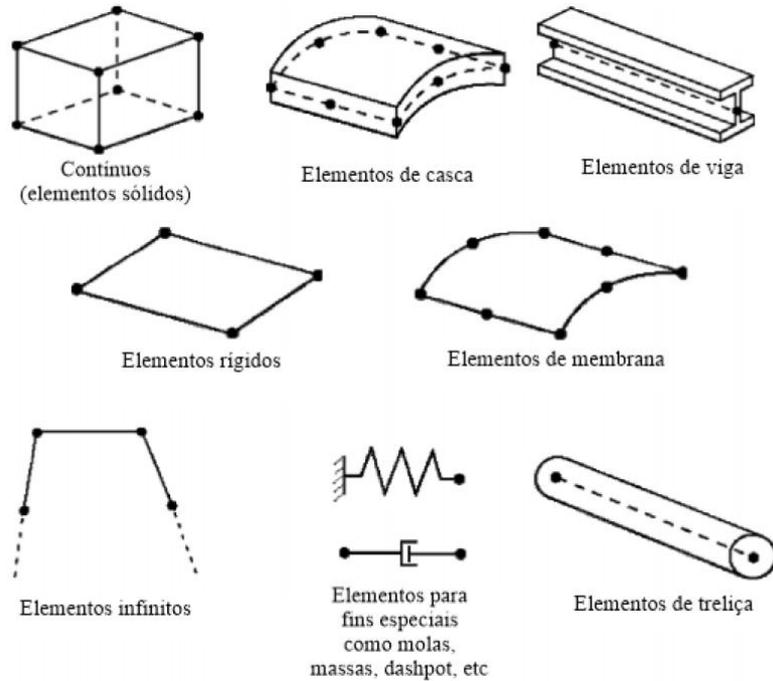
Com a adição da armadura no interior da viga, fez-se necessário a definição da região de contato aço-concreto e/ou GFRP/concreto. Para isto, utilizou-se do contato tipo *Embedded region* que, segundo o ABAQUS USER'S MANUAL (2008), é utilizado quando um grupo de elementos está embutido dentro de uma região considerada como "hospedeira", sendo este o caso das barras de aço e/ou GFRP, que estão embutidas na viga de concreto.

3.3.1. Determinação da malha

Dentro do MEF, os modelos a serem simulados são subdivididos em partes menores, denominadas elementos. Tais elementos são conectados entre si através de nós, determinando o conjunto elemento-nó, ao qual é denominado malha. Nesse sentido, o ABAQUS possui uma vasta e completa biblioteca de elementos para serem utilizados nas simulações, permitindo que o usuário tenha a possibilidade de variar suas análises. Cada elemento é descrito por meio de uma sigla, sendo caracterizado por família, graus de liberdade (GDL), quantidade de nós, tipo de formulação e de integração.

As famílias são as que definem a geometria dos elementos, possuindo diferentes características entre si. A Figura 28 apresenta as famílias de elementos presentes no software:

Figura 28 - Famílias de elementos disponíveis no ABAQUS



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

O ABAQUS USER'S MANUAL (2008) indica a aplicação de diferentes tipos de elementos para cada situação específica. No presente trabalho, como o objetivo principal é avaliar a flecha das vigas modeladas, buscou-se na biblioteca do ABAQUS elementos que envolvessem o deslocamento do modelo constitutivo. Dessa forma, utilizou-se de elementos sólidos, os quais são os principais elementos volumétricos presentes no ABAQUS, para as vigas de concreto, visto que, de acordo com o ABAQUS USER'S MANUAL (2008), este tipo de elemento pode ser constituído por apenas um material homogêneo, sendo capaz de simular análises lineares e não-lineares complexas, envolvendo grandes deformações. Já para as armaduras, tanto as de aço quanto as de GFRP, optou-se pelo uso de elementos de treliça, em função destes compreenderem a simulação de elementos estruturais esbeltos, onde uma de suas dimensões é muito maior que a outra, que transmitem apenas esforços axiais e não transmite momentos.

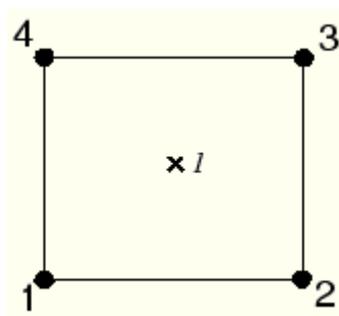
Os graus de liberdade, no caso da análise de deslocamentos, representam as permissões de translação em cada nó do elemento considerado. No presente trabalho, foi considerado que os graus de liberdade calculados em cada elemento são os translacionais nos eixos X, Y e Z. Dessa forma, tanto os deslocamentos quanto as

rotações são calculados apenas nos nós. Assim, o ABAQUS faz o uso de interpolação dos deslocamentos nodais para obter os deslocamentos em qualquer outro ponto do elemento. No caso do modelo estudado, foram escolhidos elementos sólidos com 8 nós e elementos de treliça com 2 nós.

Com relação à formulação, esta faz referência à teoria matemática utilizada para definir o comportamento do elemento em questão. Quando não há a presença de uma malha adaptativa, que direcione a formulação do comportamento do elemento, todos os elementos deformáveis presentes no ABAQUS são regidos pela formulação de Lagrange, onde a malha se deforma juntamente com o material representado (ABAQUS USER'S MANUAL, 2008). Nesta formulação, a cada incremento de carga é utilizada uma fórmula lagrangeana e, a cada término de incremento, as coordenadas do modelo são atualizadas para a configuração deformada. No próximo incremento, estas coordenadas atualizadas e as tensões presentes, devido ao incremento anterior, são consideradas como correspondentes ao estado indeformado. Este procedimento vai se repetindo até a finalização dos incrementos de carga determinados inicialmente pelo usuário.

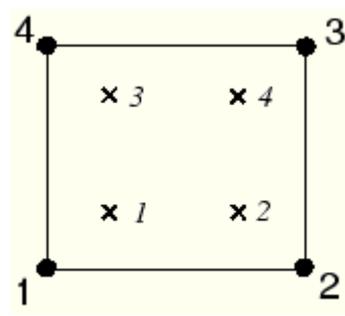
Por fim, no tocante ao tipo de integração, o ABAQUS emprega a quadratura de Gauss para executar a integração nos pontos de cada elemento. A quantidade de pontos utilizada é o que determina se a integração é completa ou reduzida. As figuras 29 e 30 apresentam, respectivamente, os pontos de integração reduzida e integração completa, considerados na face de um elemento sólido de 8 nós.

Figura 29 - Elemento sólido com 8 nós e integração reduzida



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

Figura 30 - Elemento sólido com 8 nós e integração completa



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

Fernandes (2016) fez um estudo comparativo utilizando os dois tipos de integração, com o intuito de avaliar as diferenças de resultado no diagrama força-

deslocamento em chapas de aço e o tempo de análise. Os modelos que fizeram uso da integração completa demoraram 47% a mais que os modelos com integração reduzida para concluir as análises. Além disso, os resultados obtidos não apresentaram grandes alterações que fizessem jus ao maior esforço computacional decorrente da escolha da integração completa. Portanto, a integração reduzida leva à uma grande diminuição do tempo de execução da simulação, especialmente quando se trata de problemas tridimensionais, sem comprometer a precisão dos resultados obtidos. Por estes motivos, no presente trabalho, optou-se pelo uso de elementos com integração reduzida.

Dessa forma, os elementos escolhidos para discretizar o modelo estão apresentados na Tabela 9:

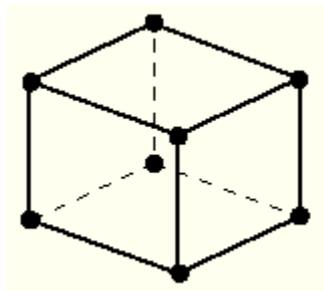
Tabela 9 - Elementos utilizados no modelo

Parte	Elemento
Viga	C3D8R
Armaduras de aço	T3D2
Armaduras de GFRP	T3D2

Fonte - Elaborado pelo autor

O elemento C3D8R escolhido para as vigas de concreto é caracterizado através da letra “C”, que representa a família de elementos sólidos. O “3D” evidencia um elemento tridimensional. O número “8” simboliza a quantidade de nós do elemento. E a letra “R” determina o tipo de integração usada, que neste caso, foi a reduzida. A Figura 31 mostra uma representação do elemento C3D8R.

Figura 31 - Elemento C3D8R

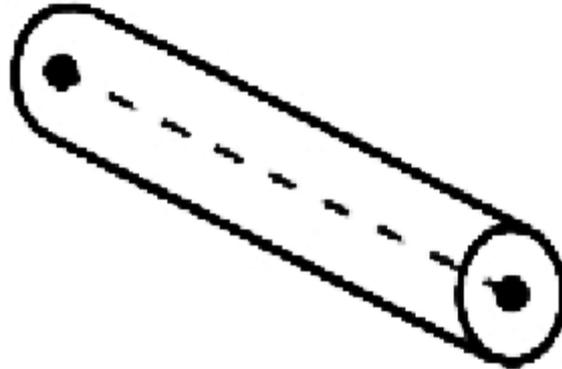


Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

Já a escolha do elemento T3D2 para a constituição das armaduras, tanto as de aço quanto as de GFRP, se deveu principalmente pelo fato destas possuírem a função

principal de transferir esforços axiais. A letra “T” do elemento representa o tipo de elemento treliça; o “3D”, especifica um elemento tridimensional; e, o “2”, a quantidade de nós. A Figura 32 apresenta o elemento T3D2.

Figura 32 - Elemento T3D2



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

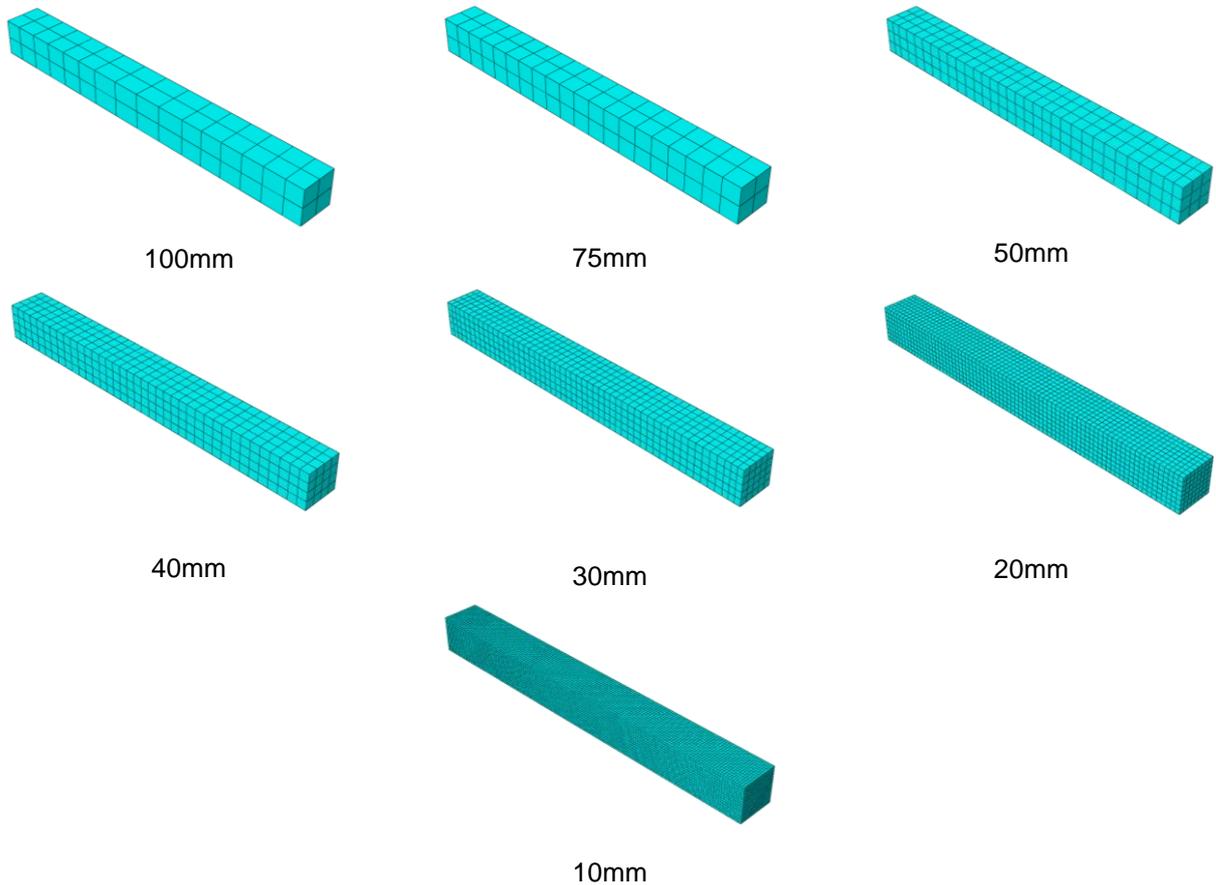
Após a escolha dos elementos, realizou-se um estudo de convergência de malha para definir o comprimento dos elementos, objetivando uma boa precisão dos resultados sem precisar de um esforço computacional elevado. Para isto, foram avaliados os carregamentos máximos para diferentes níveis de refinamento do elemento C3D8R. Para o elemento T3D2 foi arbitrado e fixado um comprimento de malha de 100 mm para as armaduras longitudinais e de 20 mm para as armaduras transversais. Assim sendo, foram analisados os comprimentos de elemento iguais a 100 mm, 75 mm, 50 mm, 40 mm, 30 mm, 20 mm e 10 mm. A Tabela 10 a seguir apresenta os valores de carregamento obtidos para cada comprimento de elemento e a variação de um em relação ao outro.

Tabela 10 - Estudo de convergência do elemento C3D8R

Comprimento do elemento (mm)	Número de elementos	Quantidade de nós	Carregamento máximo (kN)	Esforço computacional (min)	Variação (%)
100	64	153	130,77	3,26	-
75	80	189	125,86	3,4	-3,76%
50	288	528	122,86	4,34	-2,38%
40	608	975	126,27	6,67	2,77%
30	1300	1908	119,67	8,41	-5,23%
20	4864	6237	106,51	30,36	-10,99%
10	34200	39168	100,77	116,48	-5,39%

Fonte - Elaborado pelo autor

A partir do exposto, observou-se que à medida que se aumentou o comprimento do elemento, o carregamento máximo obtido foi diminuindo, exceto na malha de 40 mm. Dessa forma, baseado nos comprimentos analisados, a malha de 50 mm seria apropriada para a análise, por ter apresentado a menor variação. Porém, desconsiderando a malha de 40 mm e averiguando a variação de resultados entre a malha de 50 mm e a de 30 mm, obtêm-se um valor de -2,60% de variação. Baseado nisso, e no fato de que a malha de 30 mm apresentou um esforço computacional não muito elevado em comparação com a de 50 mm, foram utilizados comprimentos de 30 mm para os elementos C3D8R. A Figura 33 apresenta o refinamento das malhas analisadas para este elemento.

Figura 33 - Refinamento da malha do elemento C3D8R

Fonte - Elaborado pelo autor

3.3.2. Propriedades dos materiais

Com todas as vigas utilizadas nos ensaios de Carneiro, Silva e Teixeira (2021) idealizadas dentro do ABAQUS, foram então definidas as propriedades dos materiais de cada elemento presente no modelo. Porém, antes disso, houve a escolha do sistema de unidades que seria usado como padrão para as especificações de cada parâmetro. A Tabela 11 apresenta os sistemas de unidades mais utilizados dentro do ABAQUS. Caso não se opte por nenhum dos padrões sugeridos pelo software, faz-se necessário as devidas conversões de unidades, para que assim haja uma convergência dos resultados esperados. Portanto, para o desenvolvimento deste trabalho, foi escolhido o padrão de unidades do Sistema Internacional de Unidades (SI) em milímetros.

Tabela 11 - Sistema de unidades do ABAQUS

Grandeza	SI	SI (mm)
Comprimento	m	mm
Força	N	N
Massa	kg	ton (10^3 kg)
Tempo	s	s
Pressão	Pa (N/m^2)	MPa (N/mm^2)
Energia	J	mJ (10^{-3})
Densidade	kg/m^3	ton/mm^3

Fonte - ABAQUS User's Manual (2008, adaptado)

3.3.2.1. Propriedades das armaduras

As propriedades do aço e do GFRP utilizados nas armaduras das vigas foram descritas por Carneiro, Silva e Teixeira (2021) e reproduzidas no modelo do ABAQUS. Os valores de cada propriedade utilizada estão descritos na Tabela 12 a seguir:

Tabela 12 - Propriedades das armaduras utilizadas no ABAQUS

Material	Viga utilizada	Armadura	Diâmetro da barra (mm)	Área da seção transversal (mm ²)	Propriedade	
					Resistência à tração média (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Aço	VAA	Longitudinal	10	78,54	650	208000
	VAA e VVA	Transversal	6,3	31,17	584	208000
GFRP	VVA	Longitudinal	10	78,54	743	55000
	VVV	Longitudinal	10	78,54	793	57000
		Transversal	6,3	31,17	857	59000

Fonte - Elaborado pelo autor

No trabalho desenvolvido por Carneiro, Silva e Teixeira (2021) não há informações acerca da densidade e do coeficiente de Poisson, tanto do aço quanto do GFRP. Assim, para o aço, a ABNT NBR 6118 (2014) dispõe no item 8.3.3 que, para as armaduras passivas, pode-se adotar um valor de 7.850 kg/m^3 para sua massa específica. Portanto, foram adotados os valores de $7,85 \times 10^{-9} \text{ ton/mm}^3$ para a

densidade do aço e 0,3 para o seu coeficiente de Poisson. Já para as barras de GFRP, como já comentado, tais propriedades possuem uma imensa variação a depender do tipo de fibra utilizada e do seu volume. Portanto, adotou-se o valor de $2,0 \times 10^{-9}$ ton/mm³, que por sua vez está dentro do intervalo de densidade para barras de GFRP apresentado na Tabela 3. Assim como a densidade, o coeficiente de Poisson possui variações. Dessa forma, adotou-se o valor de 0,22, como recomendado no manual de projeto da Morrison Molded Fiber Glass Co. (1995).

3.3.2.2. Propriedades do concreto

As propriedades inerentes ao concreto também foram reproduzidas no ABAQUS a partir das informações obtidas através dos ensaios realizados por Carneiro, Silva e Teixeira (2021). Para a construção das vigas, foi utilizado o concreto com f_{ck} de 25 MPa, com traço de 1:2,41:3,26:0,59:0,004 (cimento CII-E-32: areia: 50% brita 0 + 50% brita 1: relação água-cimento), apresentando um consumo de 316 kg de cimento por m³ de concreto. Foram realizados ensaios de compressão uniaxial do concreto em corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 mm x 200 mm. Para cada viga, foram ensaiados 3 corpos de prova, obtendo-se assim a média da resistência dos três resultados obtidos. A Tabela 13 apresenta os valores médios de resistência à compressão (f_{cm}) e o módulo de elasticidade secante (E_0) do concreto encontrados nos ensaios e empregados nas vigas modeladas.

Tabela 13 - Propriedades do concreto utilizadas no ABAQUS

Viga	f_{cm} (MPa)	E_0 (MPa)
V1-A-A-0,88	27,4	22,7
V2-A-A-2,02	35,8	29,2
V3-V-A-0,88	23,4	25,9
V4-V-A-2,02	24,0	30,1
V5-V-V-0,88	32,1	34,4
V6-V-V-2,02	37,3	34,1

Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, p. 216, adaptado)

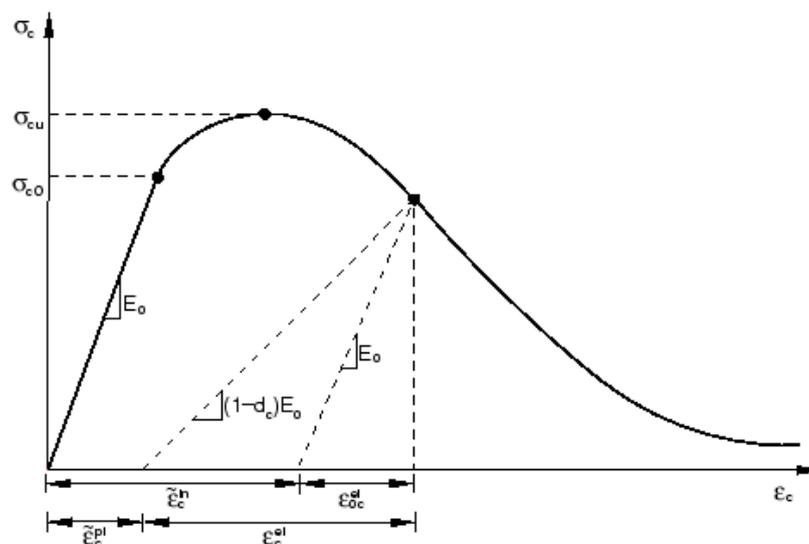
Além destas, a densidade e o coeficiente de Poisson do concreto também foram propriedades utilizadas para o desenvolvimento do modelo. Porém, assim como o do aço e do GFRP, tais dados não foram informados no trabalho de Carneiro, Silva e Teixeira (2021). Assim sendo, a ABNT NBR 6118 (2014) afirma no item 8.2.2 que, caso a massa específica real não seja conhecida, pode-se adotar o valor de 2.500

kg/m³ para o concreto armado. Já o item 8.2.9 da referida norma predispõe o valor de 0,2 para o coeficiente de Poisson do concreto. Logo, adotou-se os valores de $2,5 \times 10^{-9}$ ton/mm³ para a densidade do concreto e 0,2 para o coeficiente de Poisson.

3.3.2.3. Determinação dos parâmetros CDP

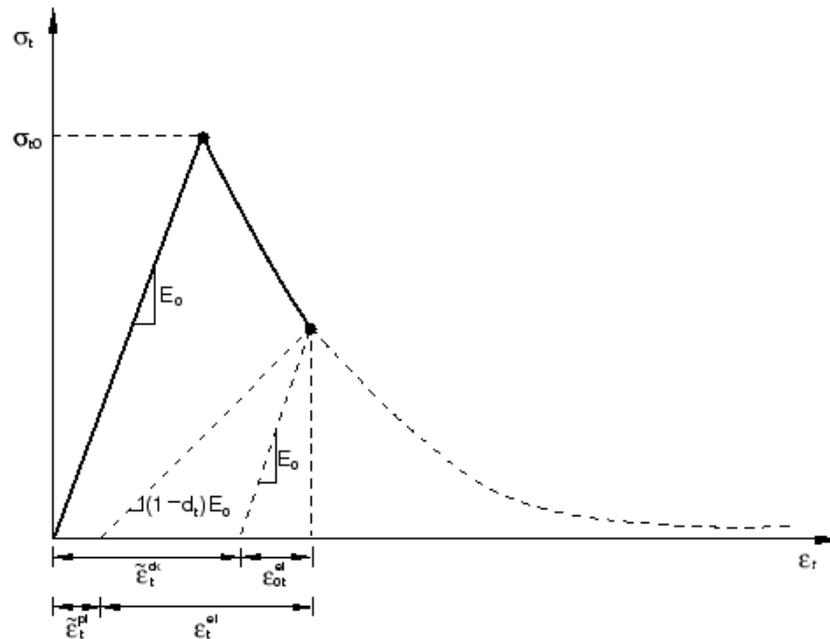
Como apresentado no item 3.2, o CDP constitui um modelo de dano que leva em consideração os danos irreversíveis inerentes aos mecanismos de falha de materiais quase-frágeis, como por exemplo, o concreto. Este modelo requer parâmetros de entrada para o comportamento sob tensão uniaxial, tanto de tração quanto de compressão do material a ser simulado. Portanto, para a entrada destes dados no ABAQUS, fez-se necessário o desenvolvimento dos diagramas tensão-deformação do concreto sob compressão e tração uniaxial. A partir dos diagramas desenvolvidos, calculou-se os devidos dados para aplicação no software. As figuras 34 e 35 apresentam a idealização dos diagramas tensão-deformação à compressão e à tração do concreto, respectivamente, para o modelo CDP utilizado no ABAQUS e como pode-se calcular os parâmetros necessários à execução das simulações, demonstrando como o programa efetua o desenvolvimento do modelo de dano.

Figura 34 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto no CDP sob compressão uniaxial



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

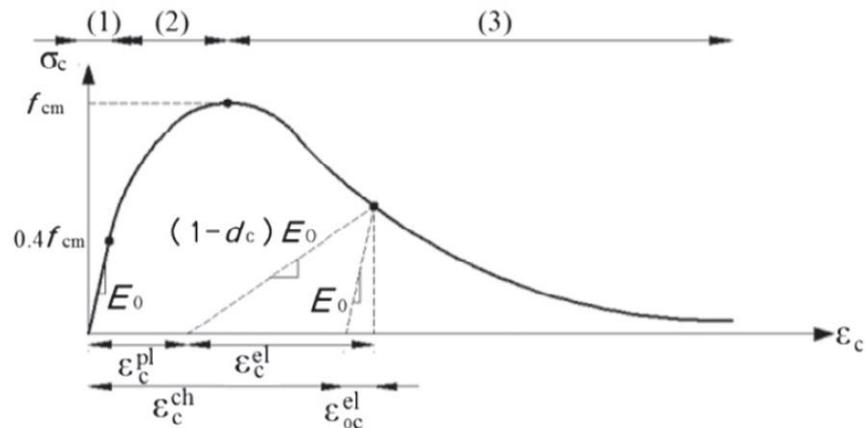
Figura 35 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto no CDP sob tração uniaxial



Fonte - ABAQUS User's Manual (2008)

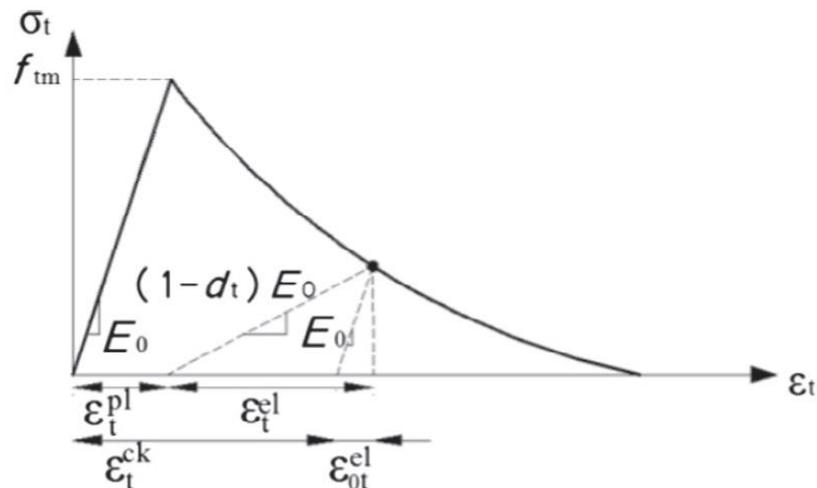
Para o desenvolvimento do presente trabalho, utilizou-se da metodologia de cálculo das variáveis de dano desenvolvida por Alfarah et. al. (2017). Para isto, os autores fazem o uso de formulações necessárias à construção dos diagramas mostrados nas figuras 36 e 37 e, em seguida, desenvolvem as formulações para o cálculo das variáveis de dano. Nesse sentido, para o diagrama tensão-deformação à compressão, este pode ser dividido em três segmentos (Figura 36), onde, os dois ascendentes seguem as prescrições do CEB-FIP (2010) e o segmento descendente reproduz a formulação gerada por Krätzig e Pölling (2004). Já o diagrama tensão-deformação à tração é dividido em dois segmentos (Figura 37): um linear ascendente e um não-linear descendente.

Figura 36 - Segmentos do diagrama tensão-deformação à compressão



Fonte - Alfarah et al. (2017, p. 75)

Figura 37 - Segmentos do diagrama tensão-deformação à tração



Fonte - Alfarah et al. (2017, p. 75)

Nas figuras 36 e 37, f_{cm} e f_{tm} representam as tensões máximas de compressão e tração em MPa, respectivamente, e, associadas a estas tensões, tem-se as deformações ϵ_{cm} e ϵ_{tm} , respectivamente. De acordo com o CEB-FIP (2010), a deformação ϵ_{cm} , relativa à tensão de compressão máxima, assume um valor de 0,0022. Além disso, o código ainda define que $f_{cm} = f_{ck} + 8$ e $f_{tm} = 0,3016 f_{ck}^{2/3}$, onde f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão em MPa. Na Figura 36, ϵ_c^{pl} e ϵ_c^{el} representam as deformações plásticas e elásticas do concreto à compressão, respectivamente. Já ϵ_c^{ch} e ϵ_{oc}^{el} representam as componentes inelástica e elástica da deformação à compressão, respectivamente. Na Figura 37, ϵ_t^{pl} e ϵ_t^{el} representam as deformações plásticas e elásticas do concreto à tração,

respectivamente. Já ε_t^{ck} e ε_{0t}^{el} representam as componentes inelástica e elástica da deformação à tração, respectivamente.

No diagrama tensão-deformação à compressão, apresentado na Figura 36, a princípio, a resposta do concreto à compressão obedece a Lei de Hooke, possuindo um comportamento linear-elástico até que a tensão limite de proporcionalidade elástica seja atingida. A razão entre a tensão e a deformação do concreto neste primeiro segmento do diagrama define o módulo de elasticidade inicial (E_{ci}), que também pode ser calculado por $E_{ci} = 10000 f_{cm}^{1/3}$ (CEB-FIP, 2010). Dessa forma, de acordo com o CEB-FIP (2010), a tensão $\sigma_{c(1)}$ no primeiro segmento do diagrama pode ser calculada através da equação 2, válida até a tensão limite de $0,4 f_{cm}$:

$$\sigma_c = E_{ci} \cdot \varepsilon_c \quad (2)$$

Onde,

ε_c é a deformação à compressão.

Após atingir a tensão limite de proporcionalidade elástica, o concreto passa por um efeito de endurecimento até atingir a tensão máxima de compressão (f_{cm}). Para este segundo segmento do diagrama, o CEB-FIP (2010) define a tensão de compressão $\sigma_{c(2)}$ de acordo com a equação 3 mostrada a seguir, para valores de tensão compreendidos entre $0,4 f_{cm}$ e f_{cm} :

$$\sigma_{c(2)} = - \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}} f_{cm} \quad (3)$$

Por fim, o terceiro segmento do diagrama é caracterizado pelo amolecimento do concreto. Durante a aplicação de uma carga qualquer sobre um elemento de concreto, caso ele seja descarregado em qualquer ponto após atingir a resistência máxima, sua rigidez elástica é afetada, sofrendo um dano devido à existência de tensões residuais. Os efeitos do dano sofrido englobam principalmente a minoração do módulo de elasticidade do concreto. Krätzig e Pölling (2004) definem a tensão no terceiro ramo através das equações 4 e 5 a seguir:

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2 \varepsilon_{cm}} \right)^{-1} \quad (4)$$

Onde,

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1 - b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2} \quad (5)$$

Em que,

G_{ch} é a energia de esmagamento por unidade de área, dada em N/mm, definida por $G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 G_F$ (KRÄTZIG E PÖLLING, 2004);

G_F é a energia de fratura por unidade de área, dada em N/mm, definida por $G_F = 0,073 f_{cm}^{0,18}$ (CEB-FIP, 2010);

l_{eq} é o comprimento equivalente, que depende do tamanho da malha utilizada no modelo a ser simulado, o tipo de elemento finito e a direção das fissuras (OLIVER, 1989; KRÄTZIG E PÖLLING, 2004);

b é definido como sendo $b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}}$ (KRÄTZIG E PÖLLING, 2004);

E_0 é o módulo de elasticidade secante dado por $E_0 = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88} \right) E_{ci}$ (CEB-FIP, 2010).

Já no diagrama tensão-deformação à tração, apresentado na Figura 37, a tensão no primeiro segmento do diagrama, válido até a tensão máxima de tração f_{tm} , também obedece à Lei de Hooke, apresentando um comportamento linear-elástico, podendo ser representada através da equação 6:

$$\sigma_t = E_{ci} \cdot \varepsilon_t \quad (6)$$

Onde,

ε_t é a deformação à tração.

Após atingir a tensão máxima, o concreto começa a fissurar, apresentando então uma característica de amolecimento, sendo representada no diagrama pelo segundo segmento. Hordijk (1992) relaciona a tensão no amolecimento com a abertura das fissuras (w), através da equação 7:

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad (7)$$

Onde,

$$c_1 = 3;$$

$$c_2 = 6,93;$$

w_c é a abertura crítica de fissura.

Pela equação 6, pode-se verificar que quando a abertura das fissuras é nula, a tensão é $\sigma_t(0) = f_{tm}$. Já quando a abertura das fissuras é equivalente à abertura crítica, a tensão é $\sigma_t(w_c) = 0$. Tendo isto em mente, a abertura crítica pode ser considerada como sendo abertura de fissura no momento da fratura e, segundo Hordijk (1992), pode ser definida através da equação 8:

$$w_c = 5,14 \frac{G_F}{f_{tm}} \quad (8)$$

No estudo realizado por Alfarah et al. (2017), a abertura de fissuras real não foi estudada, sendo, portanto, assumida a ocorrência de uma única fissura por elemento. Dentro de uma simulação global, esta suposição se torna válida, sem comprometer os resultados. Em vista disso, o autor relaciona a abertura de fissuras com a deformação, no segmento do diagrama em que ocorre o amolecimento do concreto, através da equação 9:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (9)$$

O fator de minoração comentado anteriormente é definido a partir das variáveis de dano, que por sua vez, tem relação direta com a tensão que o compósito está

sofrendo. As variáveis de dano para compressão (d_c) e para tração (d_t) assumem valores que variam entre 0 e 1, onde 0 representa o estado não danificado do material e 1 o estado de danificação total do material. Portanto, após a finalização do desenvolvimento dos diagramas, foram então calculados os parâmetros de dano à compressão e à tração, de acordo com as equações 10 e 11 (ESFAHANI et. al. 2017):

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} \quad (10)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}} \quad (11)$$

Em que,

σ_c e σ_t são as tensões de compressão e de tração, respectivamente, em MPa, aplicadas ao material após atingir a resistência máxima, momento no qual o dano começa a evoluir;

σ_{cu} e σ_{t0} são as resistências máximas à compressão e à tração, respectivamente, em MPa.

Além do cálculo das variáveis de dano, ao completar a construção dos diagramas de tensão-deformação, foram ainda calculados os valores das deformações inelásticas, parâmetro de entrada fundamental para o funcionamento do modelo de dano. As deformações inelásticas podem ser calculadas ao subtrair da deformação total em um determinado ponto da curva tensão-deformação a sua deformação elástica, sendo esta definida pela razão entre a tensão no ponto e o módulo de elasticidade inicial do material. Dessa forma, as deformações inelásticas na compressão e na tração podem ser calculadas, respectivamente, através das equações 12 e 13.

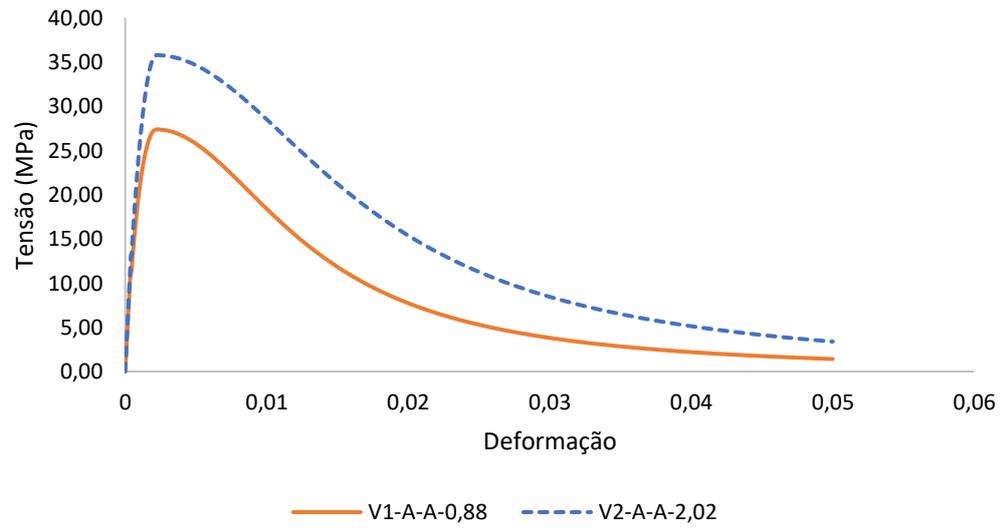
$$\varepsilon_c^{ch} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_{ci}} \quad (12)$$

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_{ci}} \quad (13)$$

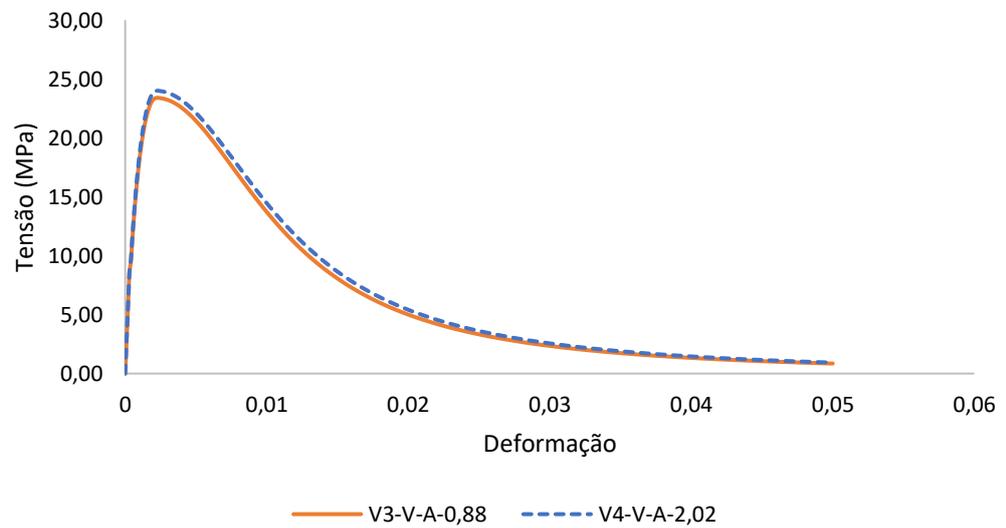
A proposta de cálculo de dano desenvolvida por Alfarah et. al. (2017) foi elaborada através de um algoritmo objetivando obter a curva tensão-deformação inelástica à compressão e à tração, juntamente com as variáveis de dano. Este algoritmo foi adaptado para as necessidades do presente trabalho e está descrito no resumo a seguir, onde é mostrado o passo a passo completo para o cálculo das variáveis:

1. Os dados iniciais para o cálculo são a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), o tamanho da malha (l_{eq}) e a razão b , no qual adota-se um valor inicial de 0,9;
2. Cálculo das resistências à tensão de compressão (f_{cm}) e de tração (f_{tm}). Porém, no caso específico do f_{cm} , utilizou-se os valores de resistência média encontrados por Carneiro, Silva e Teixeira (2021);
3. Definição da deformação à compressão para f_{cm} como $\varepsilon_{cm} = 0,0022$;
4. Cálculo dos módulos de elasticidade inicial (E_{ci}) e secante (E_0);
5. Cálculo das energias de fratura (G_F) e de esmagamento (G_{ch});
6. Cálculo da abertura crítica de fissura (w_c);
7. Construção do diagrama tensão-deformação à compressão;
8. Construção do diagrama tensão-deformação à tração;
9. Cálculo das deformações inelásticas ε_c^{ch} e ε_t^{ck} ;
10. Cálculo das variáveis de dano d_c e d_t ;
11. Cálculo das deformações plásticas de compressão $\left(\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{ch} - \frac{\sigma_c d_c}{(1 - d_c) E_0}\right)$ e de tração $\left(\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{\sigma_t d_t}{(1 - d_t) E_0}\right)$;
12. Cálculo da razão $b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}}$ e comparação com o valor inicial adotado no passo 1. Deve-se repetir todo o processo de cálculo até atingir a convergência entre os dois valores.

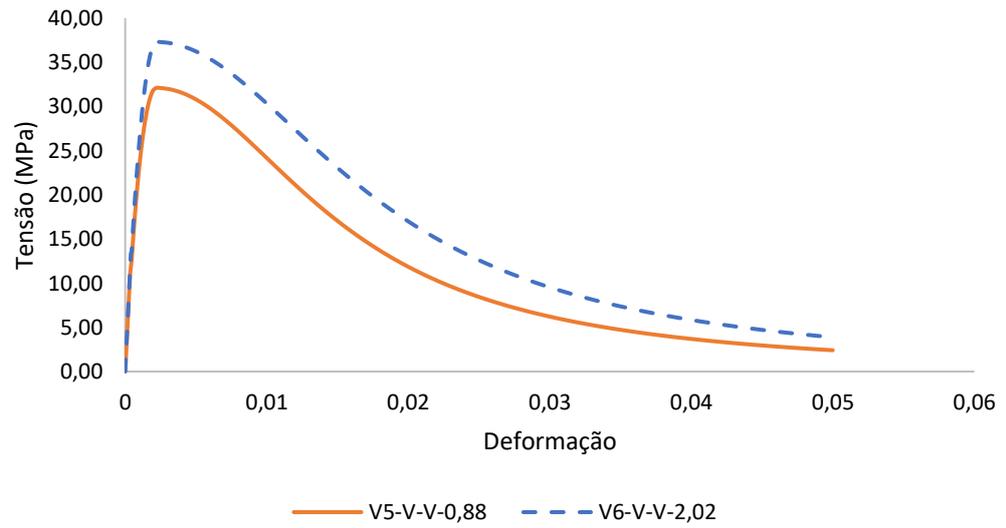
Baseado no exposto anteriormente, foram construídos os diagramas tensão - deformação à compressão e à tração do concreto para cada viga ensaiada por Carneiro, Silva e Teixeira (2021). As figuras 38 a 43 mostram os resultados obtidos após os devidos cálculos.

Figura 38 - Diagrama tensão-deformação à compressão das vigas Vn-A-A

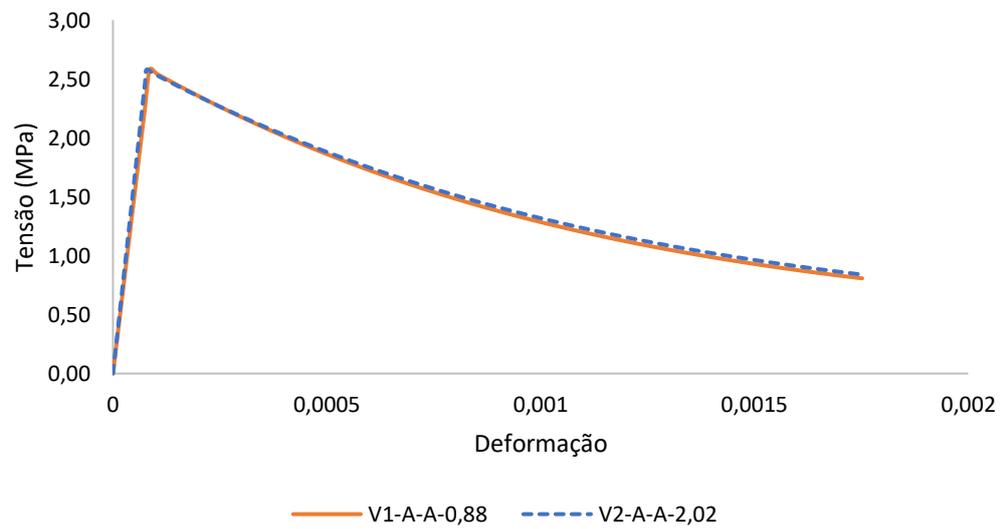
Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 39 - Diagrama tensão-deformação à compressão das vigas Vn-V-A

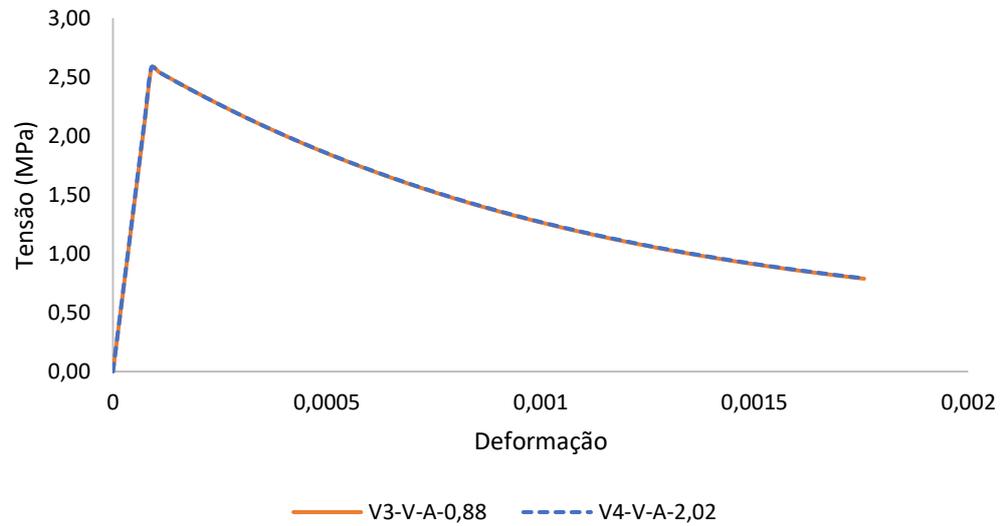
Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 40 - Diagrama tensão-deformação à compressão das vigas Vn-V-V

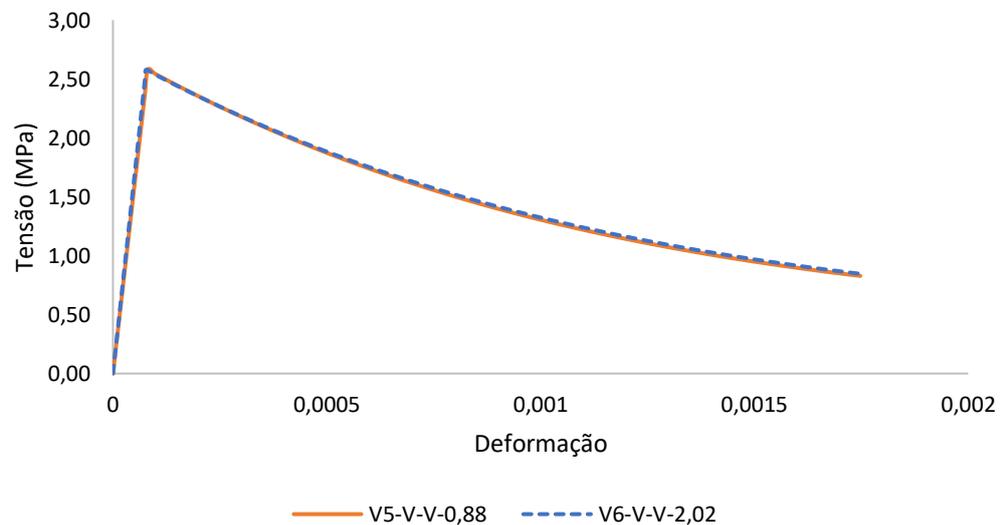
Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 41 - Diagrama tensão-deformação à tração das vigas Vn-A-A

Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 42 - Diagrama tensão-deformação à tração das vigas Vn-V-A

Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 43 - Diagrama tensão-deformação à tração das vigas Vn-V-V

Fonte - Elaborado pelo autor

Por fim, com a obtenção dos diagramas e utilizando-se do algoritmo de Alfarah et. al. (2017), calcularam-se as deformações inelásticas e as variáveis de dano. Os valores obtidos e utilizados no ABAQUS estão demonstrados nas Tabelas 17 e 18 do Anexo A.

Além das variáveis de dano e das deformações inelásticas, parâmetros fundamentados na microestrutura do concreto também são levados em consideração no CDP. Estão inclusos nestes parâmetros o ângulo de dilatação (ψ_0), a

excentricidade do potencial de fluxo (ϵ), a razão entre as resistências biaxial e uniaxial à compressão (σ_{c0}/σ_{b0}), a invariante de tensões (razão entre a segunda variante do meridiano de tração e a variante no meridiano de compressão) (K_c) e o parâmetro de viscosidade (μ). Esses parâmetros estão diretamente ligados à superfície de escoamento de cada elemento finito da geometria escolhida para o modelo. O valor do ângulo de dilatação foi assumido como sendo $\psi_0 = 13^\circ$ (VERMEER, 1984). Já os parâmetros ϵ , σ_{c0}/σ_{b0} e K_c foram considerados os valores padrão sugeridos pelo ABAQUS USER'S MANUAL (2008), que também indica utilizar um valor que esteja inserido no intervalo entre 0,01 e 0 para o parâmetro de viscosidade. A Tabela 14 mostra os valores considerados neste trabalho.

Tabela 14 - Parâmetros do CDP

ψ_0 ($^\circ$)	ϵ	σ_{c0}/σ_{b0}	K_c	μ
13	0,1	1,16	0,667	0

Fonte - Elaborado pelo autor

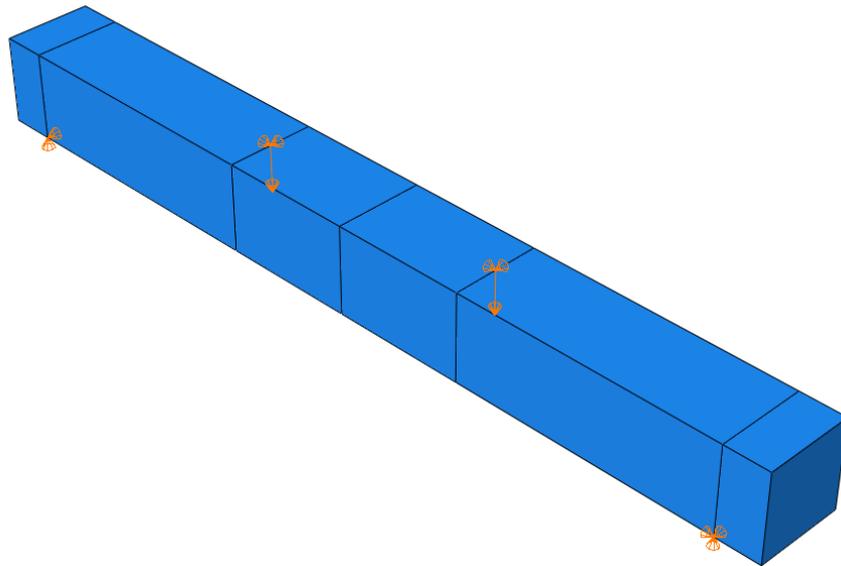
3.3.3. Condições de contorno

Por último, com as vigas formadas, foram então definidas as condições de contorno para a realização das simulações dos ensaios desenvolvidos por Carneiro, Silva e Teixeira (2021). As condições de contorno adotadas foram visadas com o intuito de reproduzir a metodologia de ensaio utilizada, como foi mostrada na seção 3.1. Sendo assim, foram aplicadas restrições de translação ao longo dos eixos X, Y e Z na base inferior da viga distante 75 mm da face lateral direita, para simular o apoio de 2º gênero. Além disso, restringiram-se as translações ao longo dos eixos Y e Z na base inferior da viga distante 75 mm da face lateral esquerda, para simular o apoio de 1º gênero. Por fim, para simular o carregamento, foram aplicadas translações equivalentes às flechas máximas obtidas por Carneiro, Silva e Teixeira (2021) distantes 525 mm das faces laterais da viga. Os valores das translações, em mm, podem ser observados na Tabela 15. Assim, como parâmetro de saída das simulações, serão obtidas as forças necessárias para se obter os valores de flecha colocados como parâmetros de entrada. As condições de contorno para as vigas são apresentadas na Figura 44.

Tabela 15 - Translações usadas em cada viga

Viga	Translação (mm)
V1-A-A-0,88	40,8
V2-A-A-2,02	28,6
V3-V-A-0,88	38,3
V4-V-A-2,20	36,7
V5-V-V-0,88	42,2
V6-V-V-2,02	32,8

Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 44 - Condições de contorno aplicadas à viga

Fonte - Elaborado pelo autor

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Apresentação dos resultados experimentais

No experimento realizado por Carneiro, Silva e Teixeira (2021), o comportamento das vigas em termos de flecha no meio do vão foi acompanhado por medições feitas através de um transdutor de deslocamento. Os resultados de carga máxima suportada por cada viga, juntamente com suas respectivas flechas estão apresentadas na Tabela 16 a seguir:

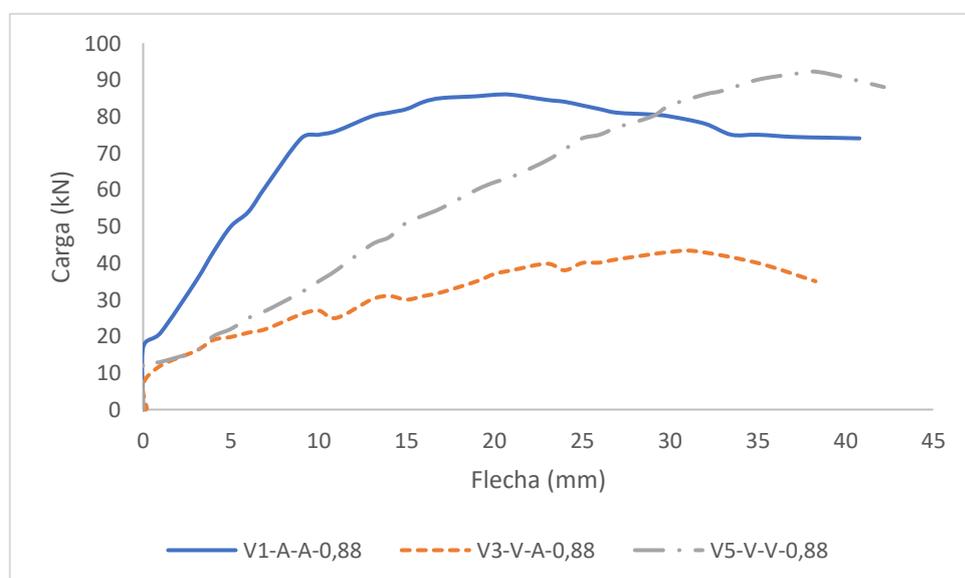
Tabela 16 - Resultados de cargas máximas e flechas obtidas por Carneiro, Silva, Teixeira (2021)

Viga	Carga máxima (kN)	Flecha (mm)
V1-A-A-0,88	85,9	40,8
V2-A-A-2,02	109,7	28,6
V3-V-A-0,88	43,2	38,3
V4-V-A-2,02	72,9	36,7
V5-V-V-0,88	92,1	42,2
V6-V-V-2,02	106,1	32,8

Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, adaptado)

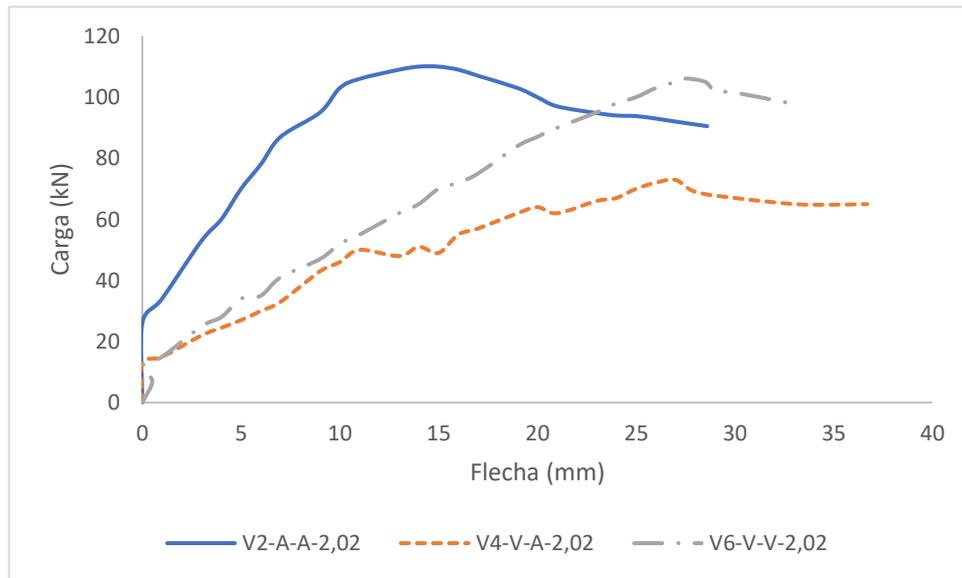
Além dos valores finais, a partir das aferições durante o experimento, Carneiro, Silva e Teixeira (2021) pôde descrever o comportamento de cada viga através das curvas carga-flecha. Tais comportamentos são descritos nas figuras 45 e 46:

Figura 45 - Curva carga-flecha das vigas com taxa de armadura de 0,88%



Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, adaptado)

Figura 46 - Curva carga-flecha das vigas com taxa de armadura de 2,02%



Fonte - Carneiro, Silva e Teixeira (2021, adaptado)

4.2. Resultados das simulações

Como mencionado no item 3.3.3, foram aplicadas nas vigas os valores de flecha máximos e, como parâmetro de saída, obtiveram-se as cargas máximas de cada viga, juntamente com as curvas carga-flecha. Baseado nisso, as simulações foram executadas e os resultados obtidos são apresentados a seguir.

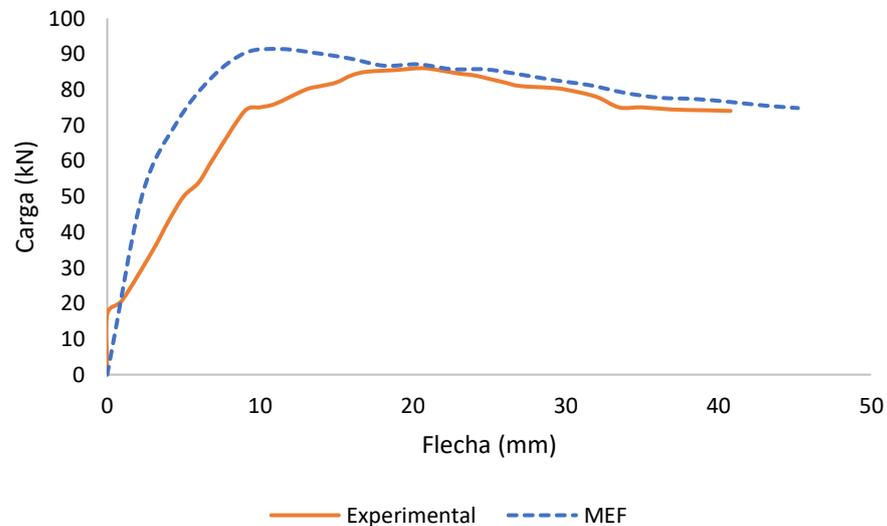
Inicialmente, cada viga foi simulada separadamente e, com os parâmetros de saída encontrados, foram executadas as análises pertinentes aos objetivos do presente trabalho. As figuras 47 e 48 mostram as curvas carga-flecha das vigas V1-A-A-0,88 e V2-A-A-2,02, respectivamente, vigas com armadura longitudinal e transversal de aço.

No modelo numérico da viga V1-A-A-0,88, foi obtida uma carga máxima de 91,36 kN e uma flecha máxima de 45,21 mm. Já no experimental, Carneiro, Silva e Teixeira (2021) obteve uma carga máxima de 85,9 kN e uma flecha de 40,8 mm. As diferenças percentuais, tomando como base os resultados experimentais, relacionadas à carga e à flecha apresentaram um aumento de 6,36% e 10,80%, respectivamente.

Apesar da diferença encontrada para a flecha, o comportamento do modelo durante a aplicação da carga mostrou-se bastante semelhante ao experimental, como

pode ser observado na Figura 47, principalmente após atingir a carga máxima. Nesse sentido, a utilização de uma malha mais refinada possivelmente traria um resultado mais satisfatório para a viga em questão.

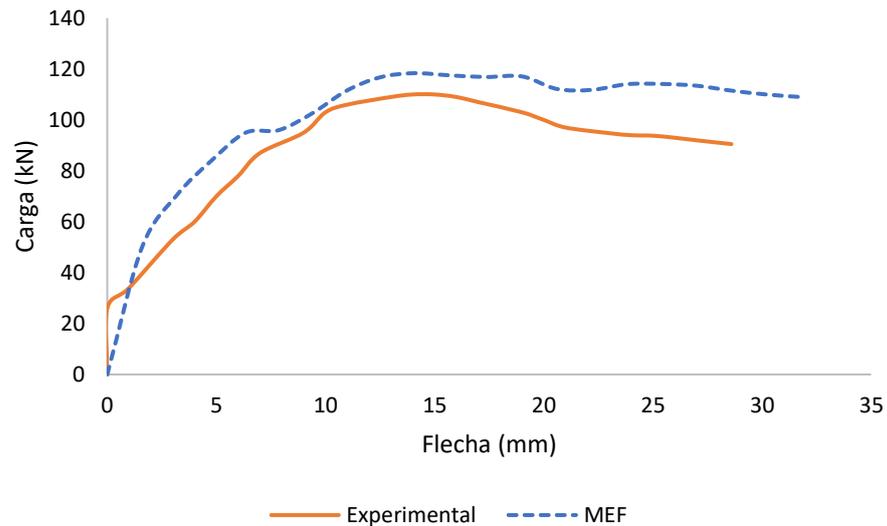
Figura 47 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V1-A-A-0,88



Fonte - Elaborado pelo autor

Para a segunda viga simulada, o comportamento do modelo numérico foi muito semelhante ao do experimental, como mostra a Figura 48. Isto é comprovado ainda mais quando se averigua a diferença percentual entre os resultados experimental e numérico. O modelo numérico atingiu uma carga máxima de 118,36 kN e uma flecha máxima de 31,79 mm, enquanto o experimental, alcançou uma carga máxima de 109,7 kN e uma flecha de 28,6 mm. As diferenças percentuais relacionadas à carga e à flecha, tomando como base o modelo experimental, apresentaram um aumento de 7,89% e 11,15%, respectivamente. Tais diferenças, apesar de serem levadas em consideração, mostram a efetividade tanto dos parâmetros de entrada inseridos no modelo quanto da malha usada.

Figura 48 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V2-A-A-2,02

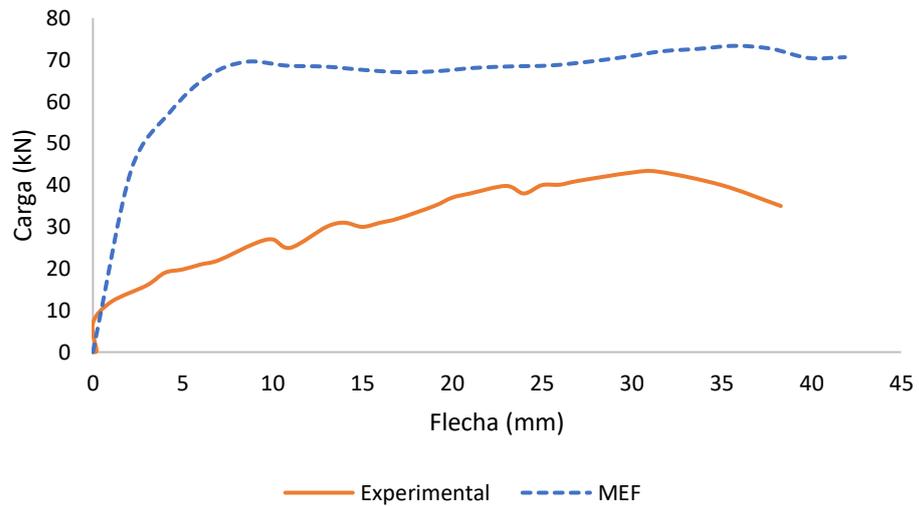


Fonte - Elaborado pelo autor

Em seguida, foram simuladas as vigas com armadura longitudinal de GFRP e transversal de aço. As figuras 49 a 51 mostram as curvas carga-flecha das vigas V3-V-A-0,88 e V4-V-A-2,02, respectivamente.

Na terceira viga, os resultados experimentais apresentaram uma carga máxima de 43,2 kN e uma flecha máxima de 38,2 mm. Já no modelo numérico, a viga V3 suportou uma carga máxima de 73,35 kN, atingindo uma flecha máxima de 41,87 mm. Como pode-se visualizar na Figura 49, a diferença de valores, em termos de carga, entre os dois modelos foi bastante considerável, sendo equivalente a um aumento percentual de 69,79%. Enquanto a flecha máxima demonstrou um aumento de apenas 9,61%.

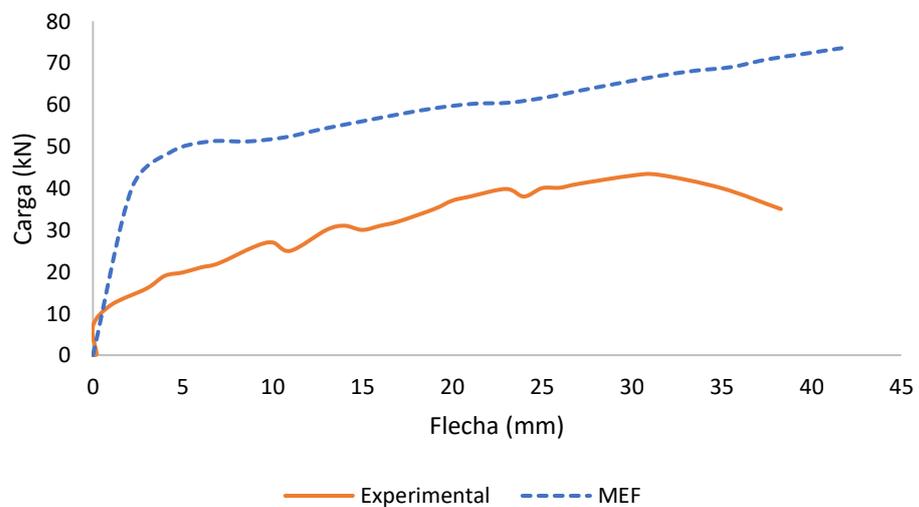
Figura 49 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V3-V-A-0,88



Fonte - Elaborado pelo autor

Apesar de apresentar uma discrepância grande, observou-se que a curva carga-flecha no modelo numérico teve um comportamento semelhante ao experimental. Devido a isto, optou-se por realizar uma nova simulação com uma malha mais refinada de 20 mm para verificar se haveria uma menor diferença percentual na carga máxima e, também, no comportamento do modelo. O resultado desta segunda simulação da viga V3 está apresentado na Figura 50:

Figura 50 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V3-V-A-0,88 para malha de 20mm



Fonte - Elaborado pelo autor

Constatou-se então que, apesar do uso de uma malha mais refinada, a diferença percentual da carga máxima numérica para a experimental aumentou para 70,21% representando um valor de 73,53 kN. Em contrapartida, a flecha máxima diminuiu esta diferença para 9,08% associada a um valor de 41,67 mm. Porém, observou-se uma melhora no comportamento do modelo, se assemelhando ainda mais com o experimental.

Em ambas as simulações já foram empregadas malhas bem refinadas e, mesmo assim, os resultados encontrados para carga máxima divergiram em uma escala bem elevada. Diversos são os fatores que podem ter ocasionado isto, porém o principal deles pode estar relacionado aos parâmetros de entrada referente às barras de GFRP informados ao software. Como discutido na seção 2.5, as propriedades das barras de GFRP variam de acordo com diversos fatores, como a direção das fibras, a matriz polimérica utilizada, dentre outros. Todavia, o trabalho desenvolvido por Carneiro, Silva e Teixeira (2021) informa apenas os volumes de fibra e de matriz das barras, juntamente com suas respectivas resistências médias à tração e módulo de elasticidade, não indicando informações correlatas à direção das fibras das barras, por exemplo.

A falta de dados como estes dificultou uma modelagem mais fiel à realidade das barras de fibra de vidro, o que pode ter ocasionado a divergência de valores no modelo numérico. Além disso, outro fator que se deve levar em consideração ao avaliar a diferença de resultados, é o fato de que a resistência utilizada nas propriedades do concreto, assim como o seu módulo de elasticidade, são valores médios calculados a partir dos três corpos de prova de concreto ensaiados por Carneiro, Silva e Teixeira (2021). Ou seja, a resistência do concreto e o módulo de elasticidade da viga V3-V-A-0,88 pode ter sido diferente dos valores médios considerados. No entanto, o fato de o modelo ter apresentado um comportamento próximo ao que foi obtido experimentalmente, mesmo não tendo sido modelado com informações suficientes para a sua representação mais próxima da realidade, demonstra sua aptidão aos objetivos do presente trabalho.

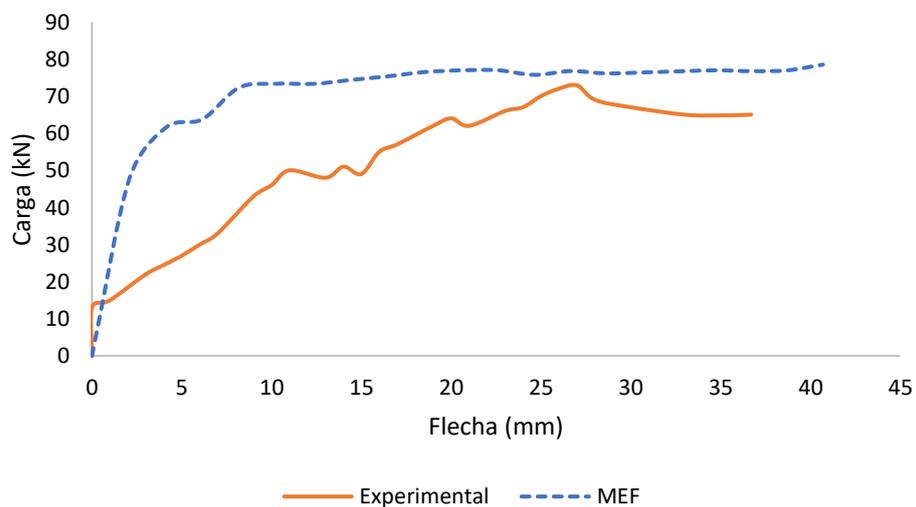
No modelo numérico da viga V4, foi obtida uma carga máxima de 78,49 kN e uma flecha máxima de 40,70 mm. Já no experimental, foi obtida uma carga máxima de 72,9 kN e uma flecha de 36,7 mm. As diferenças percentuais relacionadas à carga

e à flecha, tomando como base os resultados experimentais, mostraram um aumento de 7,67% e 10,90%, respectivamente.

Tais diferenças se apresentaram dentro da média encontrada nas vigas anteriores, porém, como pode-se visualizar na Figura 51, o comportamento numérico foi relativamente diferente do obtido experimentalmente. O trecho linear inicial, juntamente com o final, a partir da flecha de 25 mm, aproximadamente, foram os segmentos que mais se aproximaram do que Carneiro, Silva e Teixeira (2021) obteve, principalmente no trecho final da curva.

Os motivos para a diferença de comportamento do modelo numérico em relação ao experimental podem estar compreendidos nos mesmos citados anteriormente para a viga V3, fatores esses que englobam os parâmetros de entrada relativos às propriedades das barras de GFRP e os valores de resistência e de módulo de elasticidade do concreto.

Figura 51 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V4-V-A-2,02



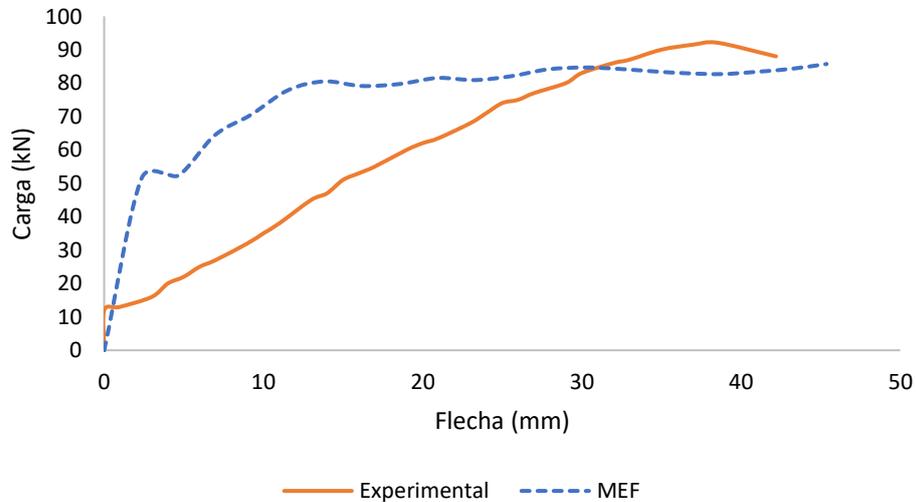
Fonte - Elaborado pelo autor

As últimas vigas a serem simuladas foram as que possuíam armadura longitudinal e transversal de GFRP. As figuras 52 e 53 apresentam as curvas carga-flecha das vigas V5-V-V-0,88 e V6-V-V-2,02, respectivamente.

Para a quinta viga simulada, assim como a viga V4, o comportamento do modelo se assemelhou ao experimental em determinados segmentos da curva, como pode-se observar na Figura 52. E, novamente, da mesma forma que a viga V4, o

trecho linear inicial até, aproximadamente, a flecha de 13 mm e o trecho final a partir da flecha de 27 mm, aproximadamente, foram os que mais se aproximaram do trabalho desenvolvido por Carneiro, Silva e Teixeira (2021).

Figura 52 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V5-V-V-0,88



Fonte - Elaborado pelo autor

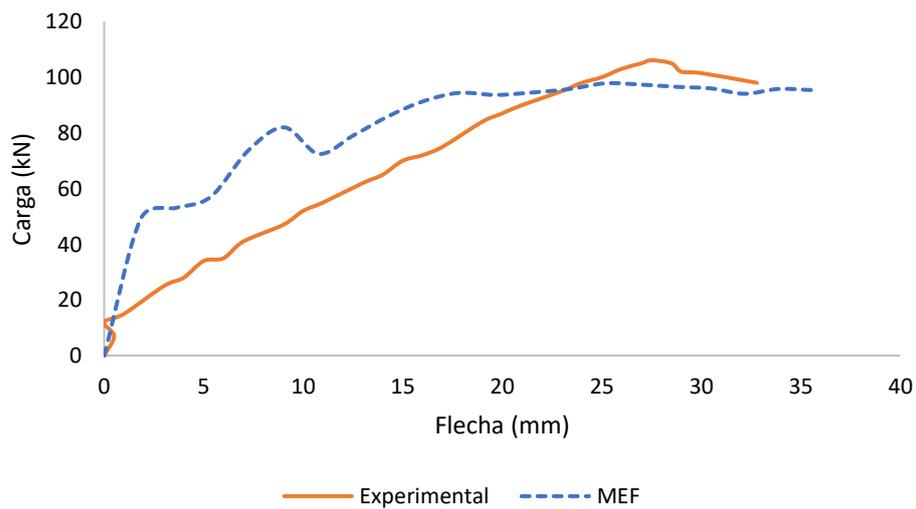
O modelo numérico atingiu uma carga máxima de 85,71 kN e uma flecha máxima de 45,38 mm, enquanto o experimental, alcançou uma carga máxima de 92,1 kN e uma flecha de 42,2 mm. As diferenças percentuais relacionadas à carga e à flecha, tomando como base o modelo experimental, exibiram uma redução de 6,94% e um aumento de 7,54%, respectivamente.

As diferenças se mantiveram na média das simulações anteriores, o que também leva a se considerar a falta de dados acerca do GFRP um dos fatores que contribuíram para um comportamento um tanto quanto divergente do experimental.

Por fim, para a última viga ensaiada, V6-V-V-2,02, os resultados experimentais apresentaram uma carga máxima de 106,1 kN e uma flecha máxima de 32,8 mm. Já no modelo numérico, a viga V6 suportou uma carga máxima de 97,81 kN, atingindo uma flecha máxima de 35,57 mm. As diferenças percentuais entre os valores de carga e flecha máximos, tomando como base os resultados obtidos por Carneiro, Silva e Teixeira (2021), representaram uma redução de 7,81% e um aumento de 8,44%, respectivamente.

Diferente das outras vigas simuladas, que tinham presença de barras de GFRP, esta foi a única que obteve uma diferença percentual dentro da média, relativa às outras simulações, em conjunto com um comportamento próximo ao experimental, como é possível visualizar na Figura 53. Um eventual refinamento da malha, teoricamente, traria uma curva carga-flecha mais satisfatória, principalmente no trecho inicial, que foi o que apresentou as maiores diferenças de valores para as cargas aplicadas.

Figura 53 - Comparação entre resultados numéricos e experimentais para a viga V6-V-V-2,02

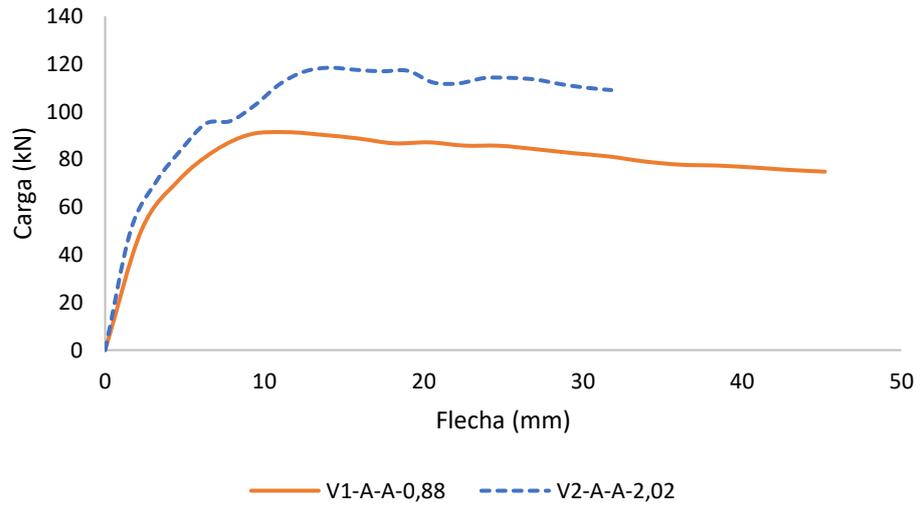


Fonte - Elaborado pelo autor

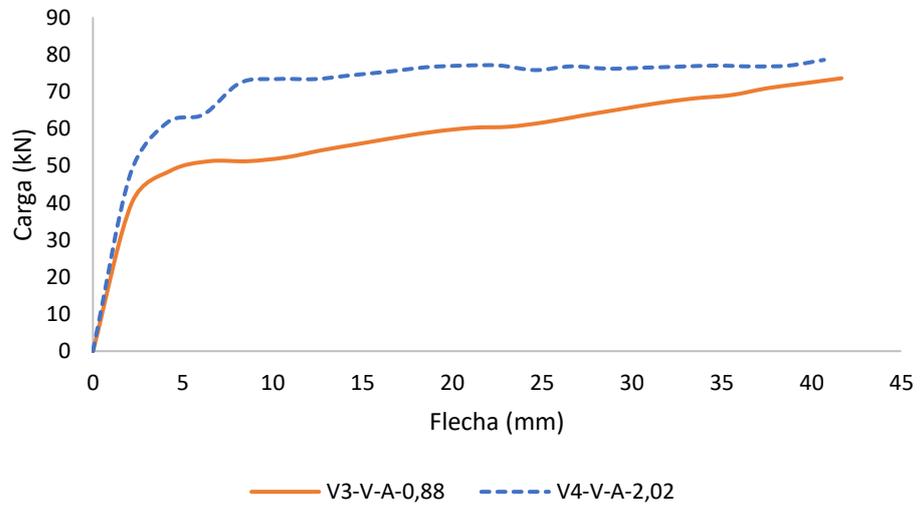
O fato desta simulação ter apresentado um bom comportamento, apesar de conter barras de GFRP, pode estar relacionada à resistência do concreto da viga ensaiada ser próxima ao valor médio utilizado como parâmetro de entrada, assim como as propriedades do GFRP inseridas no ABAQUS terem sido suficientes para simular o experimental, independentemente de suas características reais.

4.3. Estudo comparativo: taxa de armadura e barras utilizadas

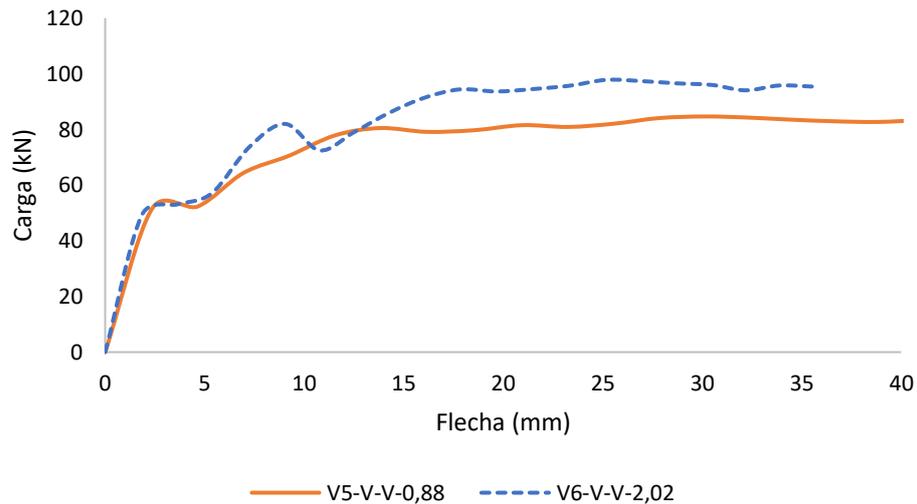
Para os modelos de viga simulados, as cargas máximas suportadas pelas vigas com taxa de armadura longitudinal de 2,02% foram superiores às das vigas com taxa de 0,88%. As figuras 54 a 56 mostram os comparativos das curvas carga-flecha para cada par de vigas simuladas.

Figura 54 - Comparativo entre as vigas Vn-A-A

Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 55 - Comparativo entre as vigas Vn-V-A

Fonte - Elaborado pelo autor

Figura 56 - Comparativo entre as vigas Vn-V-V

Fonte - Elaborado pelo autor

A partir das figuras apresentadas, é possível verificar que todas as vigas simuladas com taxa de armadura de 2,02%, independente do material utilizado nas barras longitudinais, obtiveram uma carga maior que as vigas com taxa de armadura de 0,88%.

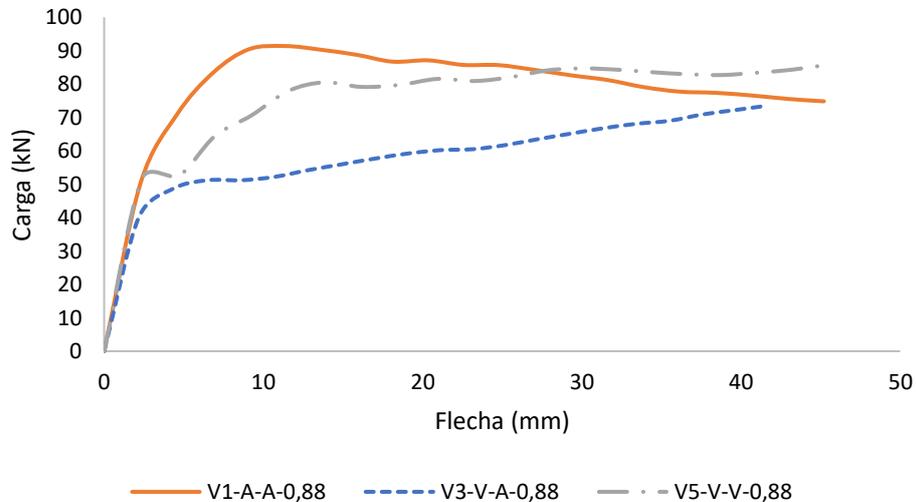
Na Figura 14 da seção 2.5.2.2.1 pode-se observar o comportamento de diferentes barras comparadas às de aço. O comportamento descrito pela barra de fibra de vidro mostra que, no início, para um mesmo valor de deformação, as barras de aço suportam uma tensão maior do que as barras de GFRP. Porém, após atingir a tensão de escoamento, a barra de aço passa a apresentar um endurecimento até atingir seu limite de resistência.

Ao se comparar as barras de GFRP com as de aço após estas atingirem sua tensão de escoamento, pode-se verificar que, para o mesmo valor de deformação, a barra de GFRP apresenta uma tensão maior que a do aço. Além disso, à medida que se aumentam as deformações, as tensões suportadas pelas barras de GFRP crescem de forma linear.

O comportamento descrito anteriormente é traduzido de forma semelhante nos resultados numéricos das vigas simuladas, onde, como pode-se visualizar na Figura 57, para valores de flecha maiores que 27,8 mm, a carga aplicada à viga com

armaduras longitudinais e transversais de GFRP (V5-V-V-0,88) foi maior do que a das vigas que possuem pelo menos uma das armaduras de aço.

Figura 57 - Curvas carga-flecha para vigas com taxa de armadura de 0,88%

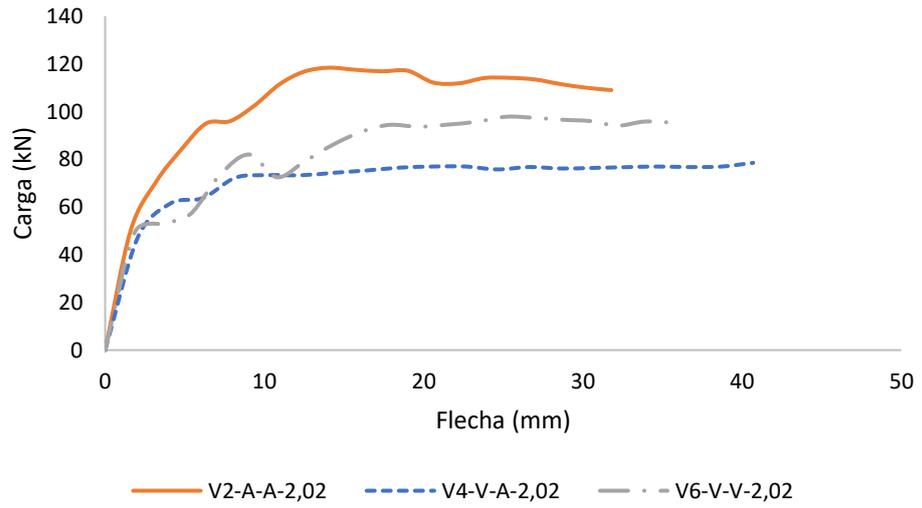


Fonte - Elaborado pelo autor

Para as vigas com taxa de armadura de 2,02%, assim como nas vigas com taxa de 0,88%, os modelos com todas as armaduras de aço ou de GFRP foram os que obtiveram os maiores valores de carga máxima. Porém, pode-se observar na Figura 58 que, diferentemente dos modelos anteriores, em nenhum momento a viga com todas as armaduras de GFRP (V6-V-V-2,02) teve a carga aplicada maior que a da viga V2-A-A-2,02.

Tal divergência pode ter acontecido por diversos fatores. Alguns deles já foram citados no item 4.2, contudo, além destes, mais algumas informações imprecisas sobre as barras de GFRP podem ter ocasionado uma consecução de resultados diferentes para a análise aqui realizada.

No trabalho de Carneiro, Silva e Teixeira (2021), dados relacionados à densidade e coeficiente de Poisson do GFRP não foram informados, sendo necessário adotar os valores descritos no item 3.3.2.1 e, visto que a densidade aumenta proporcionalmente a resistência do material e o coeficiente de Poisson também possui relação com a resistência, os valores reais das barras utilizadas no experimental podem ter sido diferentes dos utilizados no modelo numérico, consequentemente afetando o resultado das simulações.

Figura 58 - Curvas carga-flecha para vigas com taxa de armadura de 2,02%

Fonte - Elaborado pelo autor

5. CONCLUSÃO

Para a realização de mudanças em algo que já possui um histórico de uso amplo, faz-se necessário diversos estudos antes de sua implementação. É o caso da alternativa de substituição das barras de aço em estruturas de concreto armado por barras não metálicas, em especial as barras de FRP. A análise do comportamento destes materiais em conjunto com o concreto permite designar sua aplicabilidade dentro da construção civil.

Neste trabalho, foi desenvolvido um estudo, com o auxílio da ferramenta numérica ABAQUS, sobre o comportamento de vigas de concreto armadas com barras de aço e com barras de fibra de vidro. Detalhes sobre as propriedades mecânicas dos elementos estruturais e das barras de fibra de vidro foram apresentados e discutidos. Em seguida, a metodologia foi aplicada para a modelagem computacional das 6 vigas ensaiadas experimentalmente por Carneiro, Silva e Teixeira (2021), sendo os modelos simulados sob ensaio à flexão de 4 pontos com o intuito de averiguar a carga máxima suportada pelas vigas e suas respectivas flechas máximas.

Após a obtenção dos resultados numéricos, observou-se que os comportamentos das 6 vigas foram relativamente semelhantes aos obtidos por Carneiro, Silva e Teixeira (2021). Entretanto, as vigas que tinham presença de barras de GFRP apresentaram significativas diferenças quando comparadas com os resultados experimentais. Fato este provocado pela ausência de dados relevantes à uma melhor modelagem do material, visto que diversos fatores influenciam no comportamento das barras de fibra de vidro, como a direção das fibras e o seu volume. Portanto, apesar das dificuldades apresentadas para simular um modelo mais condizente com a realidade, os resultados obtidos, quando comparados com os experimentais, foram satisfatórios. As vigas apresentaram um aumento médio da carga máxima e da flecha, tomando como base os resultados experimentais, de 12,90% e 9,65%, respectivamente.

Quando avaliadas as taxas de armadura, todas os modelos de viga simulados apresentam uma carga máxima maior para a taxa de armadura de 2,02%. Ou seja, independente do material utilizado na constituição das barras, o aumento da taxa de armadura longitudinal provoca significativos aumentos na carga suportada pelas

vigas, o que, no presente trabalho, representou um aumento médio de 16,80%, em comparação com as vigas com 0,88% de taxa de armadura.

A partir de todas as simulações realizadas, pôde-se concluir que as vigas que possuíam todas as barras de GFRP apresentaram cargas máximas semelhantes e/ou maiores que as vigas com todas as barras de aço, porém com um diferencial muito importante, e que é um dos fatores que as tornam atrativas para substituírem o aço: sua alta resistência à tração, apresentando vigas que suportam maiores cargas para uma mesma flecha, quando comparadas às vigas com barras de aço. Para exemplificar, pode-se observar as vigas V1-A-A-0,88 e a viga V5-V-V-0,88, em que, para uma flecha de 40 mm, a viga V5 obteve uma carga 8,82% maior que a viga V1.

Por fim, o presente trabalho demonstrou que, para realizar simulações mais assertivas acerca das barras de GFRP, faz-se necessário uma obtenção de dados mais refinada, para que assim o modelo constitutivo a ser simulado seja mais condizente com a realidade. Além disso, pôde-se averiguar que as barras de GFRP possuem características que estão surpreendendo o mercado e inovando o setor da construção civil. O que leva a se esperar que várias outras pesquisas sejam desenvolvidas para que se consiga compreender ainda mais o quão longe pode-se chegar com estes materiais, para que, a partir disso, possam ser elaboradas normativas que ajudem a executar e pôr em prática a utilização das barras de FRP.

Como propostas para pesquisas futuras, pode-se:

- Realizar uma análise teórica acerca das barras de GFRP, com o objetivo de comparar os resultados obtidos nas três análises: teórica, numérica e experimental;
- Desenvolver modelos numéricos específicos para análise dos outros parâmetros estudados por Carneiro, Silva e Teixeira (2021), como a deformação específica das armaduras e a abertura de fissuras, com a finalidade de comparar os resultados numéricos com os experimentais;
- Desenvolver modelos experimentais utilizando um ensaio igual ou similar ao que foi usado por Carneiro, Silva e Teixeira (2021), porém alternando o tipo de

fibra da armadura, podendo assim comparar os comportamentos dos diferentes tipos de fibra em relação ao aço e em relação umas com as outras;

- Elaborar um modelo numérico, baseado no modelo experimental sugerido anteriormente, porém com um controle de coleta de dados mais rebuscada, para que assim seja possível o uso de parâmetros de entrada mais completos, visando resultados mais condizentes com a realidade e, além disso, os resultados numéricos podem ser comparados com os experimentais.

REFERÊNCIAS

- ABEDINI, Masoud et. al. Evaluation of concrete structures reinforced with fiber reinforced polymers bars: a review. **Asian Journal Of Scientific Research**, AESS Publications, v. 7, n. 5, p. 165 – 175, 2017.
- ABBOOD, Imad Shakir et. al. Properties evaluation of fiber reinforced polymers and their constituent materials used in structures – a review. **Materials today: proceedings**, v. 43, p. 1003 – 1008, 2020.
- ALFARAH, B. et. al. New methodology for calculating damage variables evolution in plastic damage model for RC structures. **Engineering structures**. p. 70 – 86, 2017.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI Committee 440.1R. **Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with fiber-reinforced Polymer (FRP) bars**. Michigan, 2015.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI Committee 440R. **State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures**. Michigan, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- AZEVEDO, A. F. M. **Método dos elementos finitos**. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1ª edição, 2003.
- BAKIS, C. E. et. al. Fiber-reinforced polymer composites for construction – state-of-the-art review. **Journal of composites for construction**, p. 73 – 87, 2002.
- BATHE, Klaus-Jürgen. **Finite element procedures**. Massachusetts, 2ª edição, 2016.
- BITENCOURT, L. A. G. **Numerical modeling of failure processes in steel fiber reinforced cementitious materials**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.
- BOBIŃSKI, J.; TEJCHMAN, J. Comparison of continuous and discontinuous constitutive models to simulate concrete behaviour under mixed-mode failure conditions. **INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL AND ANALYTICAL METHODS IN GEOMECHANICS**, Polônia, p. 406 – 435, 2015.
- BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo**. São Paulo, Editora Edgard Blücher Ltda., 9ª ed., vol. 1, 2018.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. São Carlos: EDUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2014.
- CARNEIRO L.A.V.; SILVA R.C.B.; TEIXEIRA A.M.A.J. **Comportamento de vigas de concreto armadas com barras de GFRP**. Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais (RICA), v. 12, nº 3, 2021.

CALLISTER, W. D. **Materials Science and engineering: an introduction**. Nova Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 7ª edição, 2007.

Construção Civil, em 2021, registrou o seu maior crescimento nos últimos 10 anos. **CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO – CBIC**, 10 de fev. de 2022. Disponível em: <<https://cbic.org.br/construcao-civil-em-2021-registrou-o-seu-maior-crescimento-nos-ultimos-10-anos/#:~:text=Apesar%20do%20alto%20custo%2C%20a,incremento%20nos%20cus%20do%20setor.>> Acesso em: 31 de mai. de 2022.

CROW, James Mitchell. The concrete conundrum. **Chemistry World**, p. 62 – 66, 2008.

DAS, S. C.; NIZAM, M. E. H. Applications of Fibber Reinforced Polymer Composites (FRP) in Civil Engineering. **International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering**, v. 3, n. 3, p. 299 – 309, 2014.

DASSAULT SYSTEMES SIMULIA CORPORATION. **ABAQUS User's Manual**. Rhode Island, USA, 2008.

DUARTE, Écio Naves. **Mecânica do contato entre corpos revestidos**. São Paulo: Blucher, 2016.

ESFAHANI, M. H. et. al. Simplified Damage Plasticity Model for Concrete. **Structural Engineering International**, nr. 1/2017, p. 68 – 78, 2015.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN (FIB). Bulletin 40. **FRP reinforcement in RC structures**, Lausanne, 2007.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BETÓN (FIB). Bulletin 55. **Model Code 2010 – first complete draft**, vol. 1, Lausanne, 2010.

FERNANDES, Joana Carolina Santos Pedrosa. **Análise numérica de ligações de emenda aparafusadas inovadoras entre perfis de secção tubular**. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), Departamento de Engenharia Civil, 2016.

GAGG, Colin R. Cement and concrete as an engineering material: an historic appraisal and case study analysis. **Engineering failure analysis**, v. 40, p. 114 – 140, 2014.

GENTRY, T. R.; HUSAIN, M. Thermal compatibility of concrete and composite reinforcements. **Journal of composites for construction**, v. 3, p. 82 – 86, 1999.

HORDJIK, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete, experiments, modelling and analyses. **Heron**, vol. 37, nº 1, 1992.

KRÄTZIG, W. B.; PÖLLING, R. An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. **Computers & structures**, v. 82, p. 1201 – 1215, 2004.

MALLICK, P. K. **Fiber-reinforced composites: materials, manufacturing and design**. Flórida: CRC Press – Taylor & Francis Group, 2007.

MASMOUDI, R. et. al. Transverse thermal expansion of FRP bars embedded in concrete. **Journal of composites for construction**, v. 9, p. 377 – 387, 2005.

MORRISON MOLDED FIBER GLASS CO. **Design manual**. Bristol VA, USA, 1995.

NANNI, A.; LUCA A. D.; ZADEH, H. J. **Reinforced concrete with FRP bars: mechanics and design**. Flórida: CRC Press – Taylor & Francis Group, 2014.

OLIVER, J. A consistent characteristic length for smeared cracking models. **International journal for numerical methods in engineering**, vol. 28, nº 2, p. 461 – 474, 1989.

TEIXEIRA, Bruna de Almeida Carvalho. **Avaliação do comportamento de vigas de concreto armadas com barras de fibra de vidro – um estudo experimental**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

VERMEER, P. A. Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. **Heron**, vol. 29, nº 3, 1984.

ANEXO A

Tabela 17 - Parâmetros de entrada à compressão encontrados com o algoritmo de Alfarah et. al.

Viga	Tensão (MPa)	Deformação inelástica (ε_c^{ch})	Dano à compressão (d_c)
V1-A-A-0,88	10,55	0,000000	0,000000
	19,24	0,000262	0,000000
	21,74	0,000379	0,000000
	23,28	0,000478	0,000000
	25,84	0,000743	0,000000
	26,73	0,000913	0,000000
	27,40	0,001291	0,000000
	25,20	0,004664	0,080304
	22,36	0,006758	0,183823
	19,20	0,008863	0,299365
	15,48	0,011487	0,435043
	10,84	0,015640	0,604265
	5,30	0,024824	0,806504
	3,09	0,033397	0,887071
	1,91	0,042937	0,930299
	1,42	0,049953	0,948240
V2-A-A-2,02	13,18	0,000000	0,000000
	26,13	0,000257	0,000000
	29,22	0,000363	0,000000
	31,71	0,000488	0,000000
	34,64	0,000749	0,000000
	35,51	0,000923	0,000000
	35,80	0,001114	0,000000
	34,24	0,004461	0,043578
	32,03	0,006528	0,105168
	29,27	0,008612	0,182314
	25,54	0,011225	0,286646
	19,92	0,015395	0,443454
	11,28	0,024658	0,685039
	7,02	0,033287	0,803883
	4,49	0,042864	0,874448
	3,39	0,049897	0,905300
V3-V-A-0,88	8,58	0,000000	0,000000
	15,82	0,000247	0,000000
	18,10	0,000367	0,000000
	19,48	0,000469	0,000000
	21,79	0,000738	0,000000
	22,77	0,000954	0,000000
	23,40	0,001382	0,000000

Viga	Tensão (MPa)	Deformação inelástica (ϵ_c^{ch})	Dano à compressão (d_c)
V3-V-A-0,88	21,45	0,004250	0,083331
	18,47	0,006354	0,210830
	15,23	0,008467	0,349027
	11,07	0,011613	0,526874
	7,67	0,015232	0,672247
	3,33	0,024884	0,857705
	1,89	0,033434	0,919092
	1,15	0,042960	0,950743
	0,85	0,049970	0,963627
V4-V-A-2,02	8,65	0,000000	0,000000
	16,76	0,000269	0,000000
	18,48	0,000359	0,000000
	20,33	0,000495	0,000000
	22,56	0,000768	0,000000
	23,34	0,000941	0,000000
	24,00	0,001368	0,000000
	22,12	0,004233	0,078269
	19,21	0,006334	0,199711
	15,99	0,008446	0,333702
	12,39	0,011070	0,483679
	8,23	0,015215	0,657054
	3,62	0,024875	0,849180
	2,07	0,033428	0,913875
	1,26	0,042956	0,947451
	0,93	0,049968	0,961161
V5-V-V-0,88	11,12	0,000000	0,000000
	23,26	0,000268	0,000000
	26,06	0,000380	0,000000
	27,78	0,000476	0,000000
	30,64	0,000736	0,000000
	31,58	0,000906	0,000000
	32,10	0,001190	0,000000
	30,32	0,004546	0,055407
	27,88	0,006623	0,131418
	24,94	0,008715	0,223022
	21,16	0,011334	0,340936
	15,85	0,015501	0,506361
	8,45	0,024734	0,736844
	5,11	0,033339	0,840687
	3,22	0,042899	0,899662
2,41	0,049924	0,924851	
V6-V-V-2,02	13,36	0,000000	0,000000
	27,84	0,000267	0,000000

Viga	Tensão (MPa)	Deformação inelástica (ε_c^{ch})	Dano à compressão (d_c)
V6-V-V-2,02	30,95	0,000374	0,000000
	33,45	0,000499	0,000000
	36,33	0,000763	0,000000
	36,98	0,000893	0,000000
	37,30	0,001084	0,000000
	35,83	0,004428	0,039440
	33,73	0,006491	0,095766
	31,06	0,008570	0,167306
	27,38	0,011180	0,265841
	21,71	0,015350	0,417935
	12,60	0,024623	0,662159
	7,95	0,033262	0,786951
	5,13	0,042847	0,862567
	3,88	0,049884	0,895992

Fonte - Elaborado pelo autor

Tabela 18 - Parâmetros de entrada à tração encontrados com o algoritmo de Alfarah et. al.

Viga	Tensão (MPa)	Deformação inelástica (ε_f^{ck})	Dano à tração (d_t)
V1-A-A-0,88	2,58	0,000000	0,000000
	2,35	0,000124	0,088070
	2,04	0,000318	0,210469
	1,77	0,000510	0,314962
	1,52	0,000718	0,410845
	1,33	0,000908	0,484249
	1,24	0,001011	0,519146
V2-A-A-2,02	2,58	0,000000	0,000000
	2,36	0,000123	0,084114
	2,06	0,000316	0,201717
	1,80	0,000507	0,302922
	1,56	0,000714	0,396622
	1,37	0,000903	0,469036
	1,28	0,001006	0,503714
V3-V-A-0,88	2,58	0,000000	0,000000
	2,35	0,000125	0,090487
	2,02	0,000319	0,215783
	1,75	0,000512	0,322223
	1,50	0,000721	0,419355
	1,31	0,000911	0,493283
	1,22	0,001014	0,528274
V4-V-A-2,02	2,58	0,000000	0,000000
	2,35	0,000125	0,090095

Viga	Tensão (MPa)	Deformação inelástica (ϵ_t^{ck})	Dano à tração (d_t)
V4-V-A-2,02	2,02	0,000319	0,214923
	1,75	0,000512	0,321051
	1,50	0,000721	0,417984
	1,31	0,000911	0,491831
	1,22	0,001014	0,526809
V5-V-V-0,88	2,58	0,000000	0,000000
	2,36	0,000124	0,085707
	2,05	0,000317	0,205250
	1,78	0,000508	0,307794
	1,54	0,000716	0,402393
	1,35	0,000905	0,475226
	1,25	0,001025	0,515486
V6-V-V-2,02	2,58	0,000000	0,000000
	2,36	0,000123	0,083522
	2,06	0,000315	0,200401
	1,80	0,000507	0,301104
	1,56	0,000714	0,394462
	1,38	0,000903	0,466714
	1,29	0,001005	0,501351

Fonte - Elaborado pelo autor