

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DA PARAÍBA
CAMPUS CAJAZEIRAS

YOHAN SILVA MOREIRA

**PEÇAS ARMADAS LONGITUDINALMENTE COM BARRAS POLIMÉRICAS REFORÇADAS
COM FIBRA DE VIDRO: UMA PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO**

Cajazeiras-PB
2023

YOHAN SILVA MOREIRA

**PEÇAS ARMADAS LONGITUDINALMENTE COM BARRAS POLIMÉRICAS
REFORÇADAS COM FIBRA DE VIDRO: UMA PROPOSTA DE
DIMENSIONAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba-*Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil, sob Orientação do Prof. Daniel Torres Filho.

Cajazeiras-PB
2023

IFPB / Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Biblioteca Prof. Ribamar da Silva
Catalogação na fonte: Cícero Luciano Félix CRB-15/750

M838p	<p>Moreira, Yohan Silva. Peças armadas longitudinalmente com barras poliméricas reforçadas com fibra de vidro : uma proposta de dimensionamento / Yohan Silva Moreira. - 2023.</p> <p>20f. : il.</p> <p>Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras, 2023.</p> <p>Orientador(a): Prof. Esp. Daniel Torres Filho.</p> <p>1. Construção civil. 2. Armação. 3. Método alternativo. 4. Barras poliméricas. I. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba. II. Título.</p>
-------	---

IFPB/CZ

CDU: 624.07(043.2)

CURSO SUPERIOR DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

Artigo apresentado à coordenação do curso como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil

PEÇAS ARMADAS LONGITUDINALMENTE COM BARRAS POLIMÉRICAS REFORÇADAS COM FIBRA DE VIDRO: UMA PROPOSTA DE DIMENSIONAMENTO

YOHAN SILVA MOREIRA

yohansm10@gmail.com

DANIEL TORRES FILHO

danieleng.civil@yahoo.com.br

RESUMO

As barras Poliméricas Reforçadas com Fibras de Vidro (PRFV) são tidas como alternativas para armaduras de peças de concreto armado, pois apresentam algumas vantagens em relação ao aço, dentre elas a elevada resistência a tração, peso específico menor que o do aço, como também não sofrem com a corrosão. Tendo em vista a não existência de uma norma brasileira, assim como as normas existentes em outros países fornecerem cálculos mais extensos para o dimensionamento de peças armadas com esse material, ao contrário do que é visto nos cálculos para as peças armadas com aço convencional, este trabalho tem como objetivo propor uma base metodológica para o dimensionamento na flexão de vigas de concreto armadas com barras de PRFV. Para isso foram moldadas duas vigas armadas com as barras de PRFV, para com seus resultados avaliar a aplicabilidade do método aqui proposto, no entanto as vigas não romperam na flexão. Desta forma foram utilizados dados de pesquisas de outros autores, onde os resultados utilizando a metodologia proposta se mostraram mais conservadores, mostrando-se a favor da segurança.

Palavras-Chave: barras de PRFV; vigas; dimensionamento na flexão.

ABSTRACT

Glass Fiber Reinforced Polymers (GRP) are considered alternatives for reinforcing reinforced concrete parts, as they have some advantages over steel, including high tensile strength, lower specific weight than steel, with They also don't suffer from corrosion. Considering the non-existence of a Brazilian standard, as well as existing standards in other countries providing more extensive calculations for the design of parts reinforced with this material, contrary to what is seen in the calculations for parts reinforced with conventional steel, this The objective of this work is to propose a methodological basis for the bending design of concrete beams reinforced with FRP bars. For this, two beams armed with FRP bars were molded, in order to evaluate the applicability of the method proposed here with their results, however the beams did not break in bending. In this way, research data from other authors were used, where the results using the proposed methodology were more conservative, proving to be in favor of safety.

Keywords: GFRP bars; beams; bending design.

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado têm potencial para serem duráveis em ambientes altamente agressivos, desde que sejam utilizados materiais de qualidade, bem dosados, executadas de acordo com as recomendações normativas e acompanhadas por manutenções preventivas periódicas. No entanto, na prática, a realidade é bastante diferente. Problemas frequentes incluem erros de projeto e construção, falta de acompanhamento e manutenção, uso de materiais de baixa qualidade e falta de consideração para a agressividade do ambiente durante o desenvolvimento do projeto (MAZZÚ, 2020).

Na construção civil, se tem o emprego do aço nas armaduras passivas e ativas em estruturas de concreto. Porém em certas condições ambientais, esse aço pode acabar sofrendo com o processo de corrosão, deteriorando a estrutura ou até mesmo podendo causar o colapso progressivo dos elementos estruturais, levando a altos gastos com reparo e reforço (COUTO, 2007).

Santos *et al.* (2021) afirmam que essa manifestação patológica pode reduzir a resistência e a rigidez do aço, afetando diretamente na segurança, pois isso ocasiona na diminuição da capacidade de carga e durabilidade das estruturas de concreto armado. E segundo Duarte *et al.* (2021), visando evitar problemas decorrentes da corrosão do aço, a utilização de barras de Polímeros Reforçadas com Fibras (PRF) em estruturas de concreto armado vem sendo cada vez mais estudada visando promover uma maior durabilidade.

As barras poliméricas reforçadas com fibras são materiais não metálicos que tem como composição básica fibras e resina, podendo ser utilizadas como elementos de reforço, como uma alternativa não corrosiva ao aço tradicional, pois possuem uma maior resistência à ambientes agressivos, o que acaba promovendo uma maior vida útil às estruturas em que serão introduzidas, e conseqüentemente a diminuição com gastos decorrentes de manutenção, como também menor geração de resíduos (DUARTE *et al.* 2021).

Existem alguns tipos de PRF que são utilizados na construção civil, dentre eles estão as barras de Polímeros Reforçadas com Fibras de Vidro (PRFV), que foi o material de estudo utilizado na presente pesquisa.

Segundo Ineia *et al.* (2021) a estrutura desse material se apresenta promissora por ter características resistentes aos efeitos prejudiciais à saúde da estrutura de concreto armado como um todo, como o ataque de álcalis do cimento. Toda a tecnologia por trás dessas barras é derivada da matriz inteligente e resina polimérica, dependendo de sua formulação ela irá apresentar diversas resistências como ao fogo, ataque químico, degelo, umidade e salinidade, apresentando assim durabilidade, alta sustentabilidade e resistência a fadiga. Santos *et al.* (2021) afirmam também que a utilização dessas barras foi impulsionada não só por essa característica anticorrosiva, mas também por ter propriedades como baixo peso e alta resistência a tração, e quando comparadas com vigas reforçadas com aço, as vigas armadas com barras de PRFV apresentaram um aumento na capacidade de carga de 19,85%, resultado obtido através de um ensaio de flexão a quatro pontos.

Apesar de ser algo inovador, na construção civil brasileira essa tecnologia ainda anda a passos lentos, ao contrário de outros países que já possuem normas próprias, como a japonesa, a americana e a canadense (INEIA *et al.* 2021).

A ACI 440. 1R (ACI, 2015) é a norma americana, desenvolvida pelo American Concrete Institute (ACI), e assim como na norma NBR 6118 (ABNT, 2014), o dimensionamento é feito com base no Estado Limite Último (ELU). Uma vez que não existe mais a preocupação com a corrosão do material, é necessário se preocupar apenas com a durabilidade da armadura, e com isso é utilizado um fator ambiental de redução das propriedades dos materiais estabelecidos pela norma. Os esforços solicitantes são majorados e a capacidade resistiva do elemento é minorada com um fator de redução que depende do tipo de ruína que governa o comportamento da peça, devendo ser garantido que os esforços não sejam maiores que a capacidade de resistência. Esse tipo de ruína é definido, por sua vez, pela relação entre a taxa de armadura de FRP do elemento, onde as barras são definidas no início do dimensionamento, e a taxa de armadura balanceada. As peças armadas com PRF podem ser dimensionadas para três casos de ruína do elemento, sendo elas, ruína governada pelo esmagamento do concreto, ruína governada pela ruptura da barra e ruína governada pela ruptura da barra e esmagamento do concreto chamada de zona de transição.

O dimensionamento dos elementos feitos dessa maneira resulta em cálculos extensos, ao contrário do que é feito com as peças armadas com aço, no qual pode ser feito de uma forma mais prática, quando a armadura é determinada a partir do esforço aplicado, das características

dos materiais e seção da peça.

Com o intuito de oferecer subsídios para o desenvolvimento de um cálculo mais prático, o presente trabalho visa desenvolver uma base metodológica para o dimensionamento na flexão de vigas de concreto armadas com barras de PRFV, além de comparar os resultados dessa proposta com os dados disponíveis na literatura, assim como os obtidos a partir de ensaios de ruptura de vigas na flexão.

2 MÉTODOS E MATERIAIS

Inicialmente foi realizado um levantamento das hipóteses de cálculo adotadas no dimensionamento de peças na flexão elencadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014). A partir disso foi determinado quais pontos do dimensionamento utilizando armadura de aço pode diferir do dimensionamento utilizando barras de PRFV, sendo proposta alternativas para contornar as diferenças entre os materiais.

Posto isso, a partir das alternativas propostas foi desenvolvida uma metodologia de dimensionamento para peças na flexão armadas com barras de PRFV. Para verificar a funcionalidade do modelo proposto foram reunidos dados de diferentes publicações, sendo levantadas as características das peças e os resultados de ruptura. Na oportunidade foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos a partir do modelo, com aqueles obtidos nos ensaios de ruptura, extraídos das publicações reunidas.

Para avaliar os resultados do modelo foram ainda moldadas duas vigas armadas com barras de PRFV. A Figura 1 apresenta essas barras de PRFV, nas quais foram utilizadas para armar as vigas ensaiadas para este estudo.

Figura 1 – Barras utilizadas nas vigas de ensaio.



Fonte: Autoria própria, 2023.

As peças possuíam seção retangular com 15,00 cm de largura e 25,00 cm de altura, um vão luz com 2,40 m, e um comprimento total de 2,60 m, de modo a propiciar um melhor apoio para os elementos nas suas extremidades, sendo previsto um cobrimento para as armaduras de 2,50 cm, através do uso de espaçadores plásticos circulares.

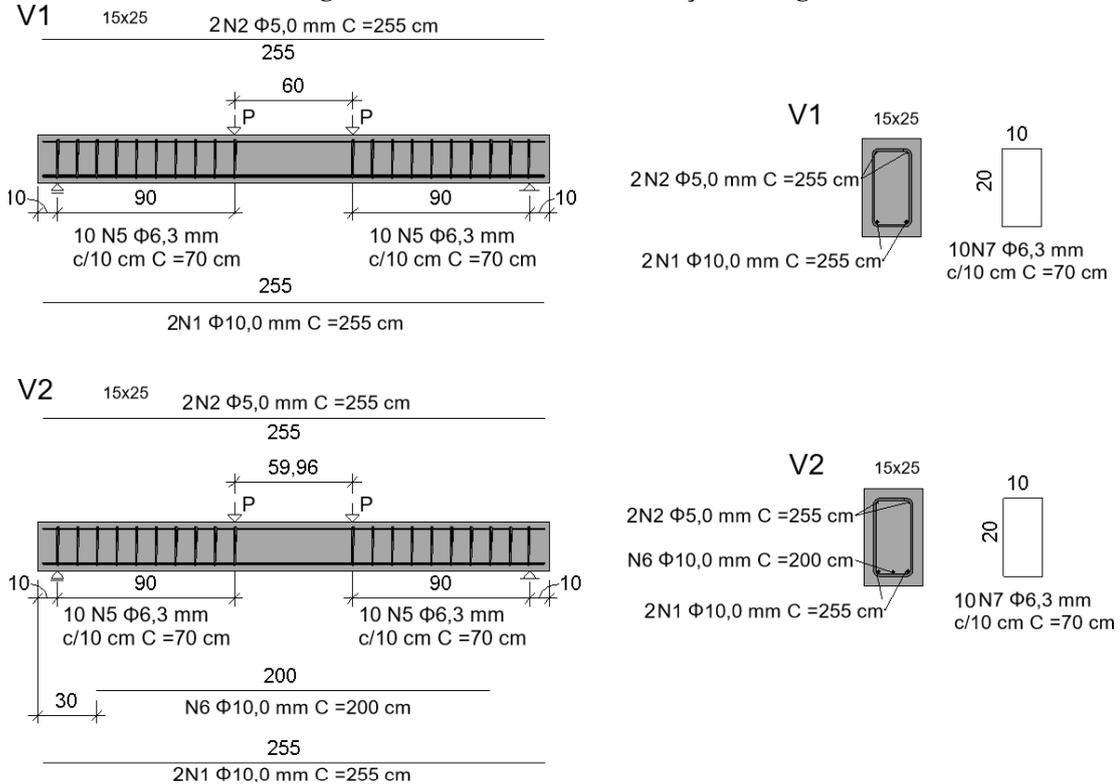
A viga V1 foi armada longitudinalmente com duas barras de PRFV com 10,00 mm de diâmetro, porta estribo com duas barras de PRFV com 5,00 mm de diâmetro, além de estribos de aço com 6,30 mm de diâmetro, espaçados a uma distância de 10,00 cm somente nos vãos de cisalhamento, de modo a evitar a ruptura da peça por cisalhamento.

A viga V2 foi armada longitudinalmente com três barras de PRFV com 10,00 mm de diâmetro, duas chegando até aos apoios e uma terceira apenas no meio do vão com um comprimento de 2,00 m, porta estribo com duas barras de PRFV com 5,00 mm de diâmetro, além de estribos de aço com 6,30 mm de diâmetro, espaçados a uma distância de 10,00 cm somente nos vãos de cisalhamento, também de modo a evitar a ruptura da peça por cisalhamento. A Figura 2 apresenta os detalhes das vigas.

O ensaio de ruptura das vigas à flexão foi conduzido com a aplicação de carga em quatro pontos, através de um pórtico de reação com capacidade nominal de carga de 50,00 ton, sendo

aplicada com o uso de um macaco hidráulico manual no Laboratório de Estruturas do IFPB – *Campus* Cajazeiras. As cargas ativas foram aplicadas a uma distância de 60,00 cm entre os pontos, com os apoios espaçados a uma distância de 240,00 cm, como mostra o detalhe da Figura 2.

Figura 2 – Detalhamento da armação das vigas.



Fonte: Autoria própria, 2023.

A carga aplicada foi medida através do uso de uma célula de carga do tipo C da Alfa Instrumentos, com capacidade de 100,00 ton. Já os deslocamentos foram medidos com o uso de um paquímetro digital. Esses equipamentos foram conectados a um sistema de captação de dados, onde foram registrados e salvos para posterior análise.

Todas as peças foram moldadas e rompidas após um período de 28 dias de cura no ambiente do laboratório.

O concreto utilizado foi dosado para uma resistência de 25,00 MPa, utilizando três tipos de proporção de cimento e agregados, sendo feita a correção do teor de argamassa para a diminuição do número de vazios. Os concretos obtidos a partir disso foram rompidos nas idades de 7, 14 e 28 dias. A partir disso foi gerada uma curva para a determinação do traço em função da resistência, obtendo assim o traço do concreto utilizado para moldar as peças.

3 RESULTADOS DA PESQUISA

3.1 Dosagem do concreto

A Tabela 1 reúne os resultados das resistências dos traços para os dias 7, 14 e 28. A partir desses resultados foi possível traçar um gráfico relacionando a resistência do concreto e o dia de ruptura para cada traço produzido, como pode ser visto no Gráfico 1.

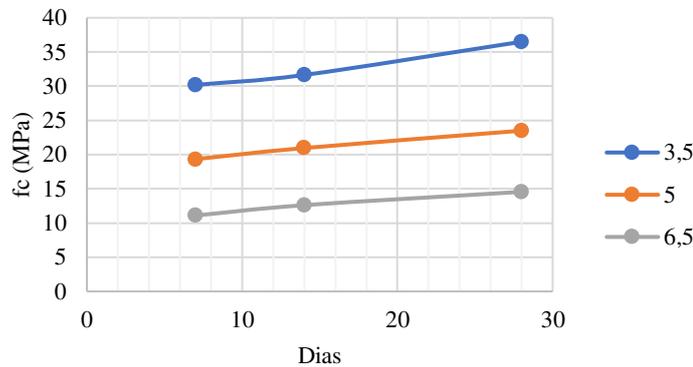
Aos 28 dias foram obtidos os valores de resistência em MPa de 36,50, 23,50 e 14,56 para os traços 3,5, 5 e 6,5, respectivamente. Com isso, foi traçada uma curva com esses valores, como pode ser visto no Gráfico 2, para a determinação do traço, obtendo assim uma relação de 1:4,7 (cimento:agregado), com uma taxa de 52,00% de argamassa.

Tabela 1 – Resistência do concreto em função do traço e do dia de ruptura.

Dias	Traço					
	3,5		5		6,5	
	f _{ci} (MPa) do exemplar	f _{ci} (MPa) da amostra	f _{ci} (MPa) do exemplar	f _{ci} (MPa) da amostra	f _{ci} (MPa) do exemplar	f _{ci} (MPa) da amostra
7	28,8	30,19	19,34	19,34	11,1	11,1
	30,19		18,97		10,6	
14	29,89	31,65	20,58	20,96	12,61	12,61
	31,65		20,96		12,23	
28	35,5	36,5	23,5	23,5	14,56	14,56
	36,5		22,52		14,17	

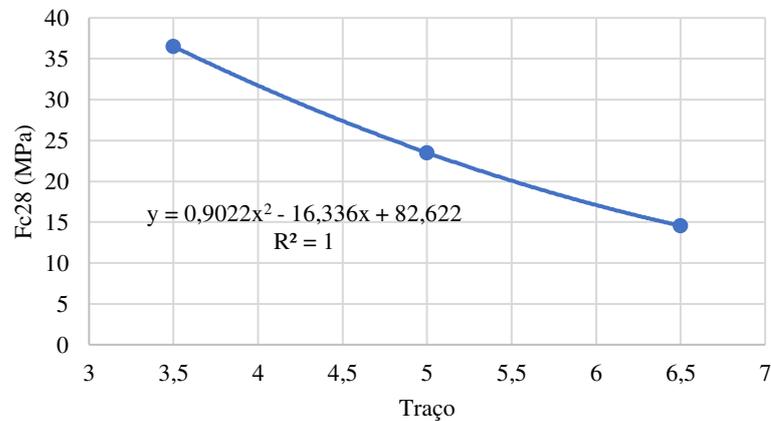
Fonte: Autoria própria, 2023.

Gráfico 1 – Resistência do concreto em relação ao dia de ruptura para cada traço.



Fonte: Autoria própria, 2023.

Gráfico 2 – Curva para a determinação do traço a partir da resistência do concreto aos 28 dias.



Fonte: Autoria própria, 2023.

3.2 Método de dimensionamento

Dentre as hipóteses básicas para o dimensionamento de elementos lineares sujeitos a solicitações normais dadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) é possível dizer que praticamente todas elas podem ser aplicadas ao dimensionar estruturas armadas com barras de PRFV. O que vai ser decisivo é a diferença do comportamento mecânico dos materiais.

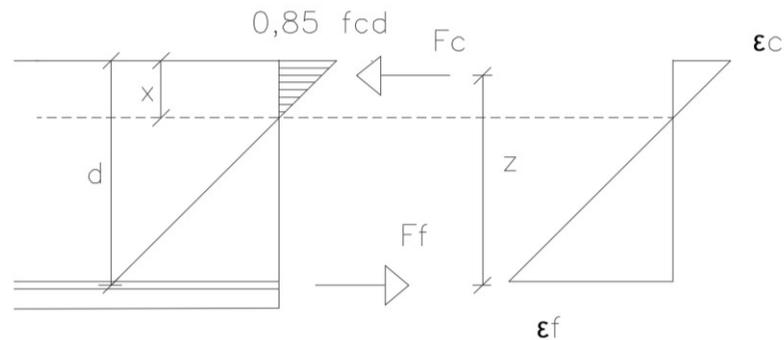
Aqui é possível destacar o diagrama tensão/deformação do aço, por apresentar patamar de escoamento acaba diferindo do diagrama linear das barras de PRFV. Desta feita, o domínio de deformação 3 tem início fixando a deformação do concreto em 3,5 ‰, já a deformação na barra varia a partir de uma deformação limite, obtida a partir da razão entre a tensão de

dimensionamento do material ($f_{fud} = f_{fu}/\gamma_f$) e o seu módulo de elasticidade E_f , variando até apresentar deformação nula. Desta feita o domínio 3, obtido considerando as características das barras de PRFV, acaba englobando os domínios 3 e 4 desenvolvidos para o aço tradicional, como proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Com isso a tensão na barra acaba variando com a mudança de posição da linha neutra, sem a fixação da deformação de 10‰ na armadura. O coeficiente de minoração da resistência da armadura γ_f aqui sugerido é de 1,2.

No tocante à metodologia de dimensionamento é preciso considerar que a ruína da peça pode acontecer tanto pela ruptura da barra, como pelo esmagamento do concreto, ou ainda a ocorrência das duas situações (ACI, 2015). Com a ruptura ocorrendo pela barra, a deformação é bem elevada e a tensão é tida como sendo a tensão limite, sem uma grande movimentação da linha neutra, estando o concreto pouco solicitado, podendo considerar que as tensões no concreto são proporcionais às deformações, como visto na Figura 3. Esse pode ser considerado o início do domínio 2.

Ao passo que a linha neutra se movimenta, mantida a deformação na barra igual à limite, o concreto passa a ser mais solicitado. Nesse ponto o diagrama deixa de ser triangular e passa a ser parabólico. Isso resulta em uma constante mudança na posição da força resultante de compressão no concreto. Caracterizando o fim do domínio 2.

Figura 3 – Tensões proporcionais às deformações no concreto.



Fonte: Autoria própria, 2023.

A resultante de compressão no concreto inicialmente pode ser considerada estando aplicada a 1/3 da altura da linha neutra de distância da fibra mais comprimida. Isso resulta em um braço de alavanca z dado pela Equação 1. Para determinar o momento fletor multiplica-se a força resultante de compressão, dada pela Equação 2, pelo braço de alavanca z , como visto na Equação 3.

$$z = d - \frac{x}{3} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$F_c = 0,85 \times f_{cd} \times \frac{x \times b}{2} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$M_d = 0,425 \times f_{cd} \times x \times b \times \left(d - \frac{x}{3}\right) \quad (\text{Eq. 3})$$

Conhecendo a deformação no concreto e do módulo de elasticidade é possível obter a resistência do concreto, conforme a Equação 4.

$$0,85 \times f_{cd} = \varepsilon_c \times E_{cs} \quad (\text{Eq. 4})$$

Ao considerar KX como sendo uma relação entre a posição da linha neutra e a altura útil, para obter o valor de x é possível utilizar a Equação 5.

$$KX = \frac{x}{d}$$

$$x = KX \times d$$

(Eq. 5)

Substituindo o valor de x , obtido na Equação 5, na Equação 3 é possível ter:

$$M_d = 0,425 \times f_{cd} \times b \times d^2 \times \left(KX - \frac{KX^2}{3} \right)$$

Ao isolar os valores adimensionais, se chega na Equação 6.

$$KMD = 0,425 \times \left(KX - \frac{KX^2}{3} \right)$$

$$KMD = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

(Eq. 6)

Conhecendo a relação entre as deformações e substituindo o valor de x nessa relação, tem-se que o valor de KX pode ser obtido a partir dos valores das deformações dos materiais, dado pela Equação 7.

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{fd}}{d - x}$$

$$KX = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{fd} + \varepsilon_c}$$

(Eq. 7)

Para obter o braço de alavanca em função de KX , basta substituir o valor de x na Equação 1. Considerando KZ como sendo uma relação entre z e d , chega-se à relação dada pela Equação 8.

$$z = d - \frac{x}{3} \rightarrow z = d - \frac{KX \times d}{3}$$

$$KZ = 1 - \frac{KX}{3}$$

(Eq. 8)

O momento fletor resistido também pode ser obtido multiplicando o braço de alavanca z pela força resultante de tração na armadura. Sendo a resultante de tração função da área de armadura A_f e da sua respectiva tensão f_{fud} , a área de armadura pode ser obtida a partir da Equação 9.

$$A_f = \frac{M_d}{f_{fud} \times KZ \times d}$$

(Eq. 9)

Quando o concreto passa a apresentar maiores deformações, essas deformações passam a ser não mais proporcionais às tensões. O diagrama de tensão passa a ser parabólico, o que muda a determinação da força resultante, além da sua posição.

Conforme preconizado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), a partir da deformação de 2‰, considera-se um escoamento no concreto, mantida a tensão, até um limite de 3,5‰, caracterizando o diagrama parábola-retângulo. De forma prática, esse diagrama passa a ser considerado retangular, com uma altura igual a $0,8x$, como se observa na Figura 4. Como destaca Fusco (1981), isso não resulta em grandes erros.

Seguindo os mesmos procedimentos feitos para o diagrama retangular, o braço de alavanca agora pode ser obtido conforme a Equação 10.

$$z = d - \frac{0,8 \times x}{2}$$

$$z = d - 0,4 \times x$$

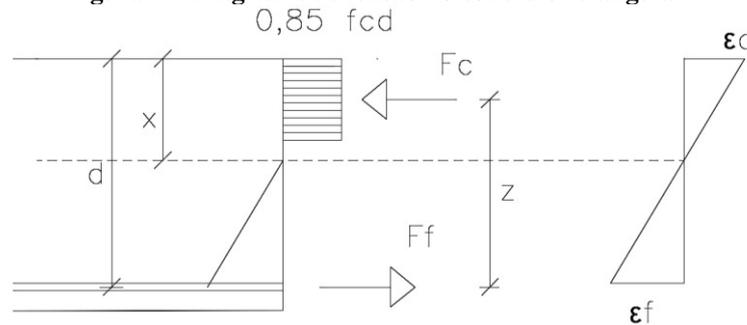
(Eq. 10)

Já o momento fletor resistido é obtido utilizando a Equação 11, dada pela multiplicação entre a força resultante no concreto e o braço de alavanca.

$$M_d = 0,85 \times f_{cd} \times b \times 0,8 \times x \times (d - 0,4 \times x)$$

(Eq. 11)

Figura 4 – Diagrama de tensão no concreto retangular.



Fonte: Autoria própria, 2023.

Substituindo na Equação 11 o valor de x obtido na Equação 5, e isolando os valores adimensionais chega-se ao valor de KMD , dado pela Equação 12.

$$KMD = 0,68 \times (KX - 0,4KX^2)$$

$$KMD = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

(Eq. 12)

Substituindo o valor de x na Equação 10, o braço de alavanca passa a ser função do KX :

$$z = d - (0,4 \times KX \times d)$$

Dividindo os dois lados da equação por d , chega-se à relação entre o braço de alavanca e a altura útil KZ , dada pela Equação 13.

$$\frac{z}{d} = \frac{d - (0,4 \times KX \times d)}{d}$$

$$KZ = 1 - 0,4 \times KX$$

(Eq. 13)

Sendo z igual ao produto entre KZ e a altura útil d , da mesma forma feita anteriormente para o diagrama triangular, a determinação da armadura pode ser feita a partir da Equação 9.

Os valores adimensionais de KMD e KZ para as duas metodologias são obtidos a partir dos valores de KX . Variando os valores de KX , mantendo a deformação na armadura ε_{fd} e variando a deformação no concreto de 0‰ até 3,5‰, é possível obter duas retas. Como existe uma transição entre o diagrama triangular e retangular dentro do domínio 2, foi proposta uma correção a partir de uma equação do segundo grau, obtendo assim os valores de KMD e KZ considerando a mudança na forma do gráfico de compressão, como pode ser visto no Apêndice A.

A partir disso é possível realizar o dimensionamento partindo do valor de KMD que é obtido levando em conta as características da peça, obtendo assim A_f conhecendo o valor de KZ . Isso pode ser feito de forma prática com o uso de tabelas simples, como é apresentado no Apêndice A.

3.3 Resultado da ruptura das vigas

As Figuras 5-a e 5-b mostram as vigas V1 e V2, respectivamente, após a realização do ensaio. Pode-se notar que as vigas apresentaram ruptura fora do terço central, exibindo uma certa inclinação, iniciando com o esmagamento do concreto na região do ponto de aplicação da carga. Nas duas situações houve a ruptura das barras longitudinais, na região de espaçamento entre os estribos, apresentando uma inclinação média de 68,2° em relação à horizontal, espaçadas a uma distância de 20,00 cm, como mostra a Figura 6. Isso se deve à concentração da carga nesses pontos, onde geralmente os estribos estão pouco solicitados, região que compreende o leque de fissuração, como descreve Fusco (2008). Esse distanciamento entre as inclinações compreende justamente a interrupção da terceira barra, deslocando a fissuração.

Figura 5-a – Ruptura da viga V1.



Fonte: Autoria própria, 2023.

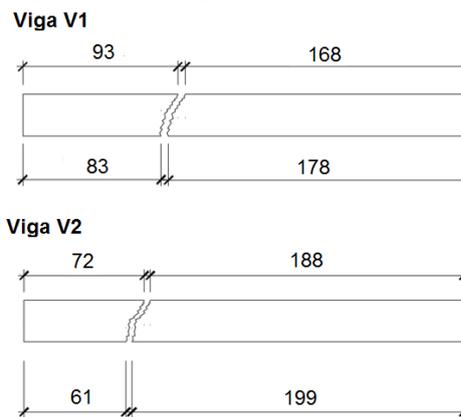
Figura 5-b – Ruptura da viga V2.



Fonte: Autoria própria, 2023

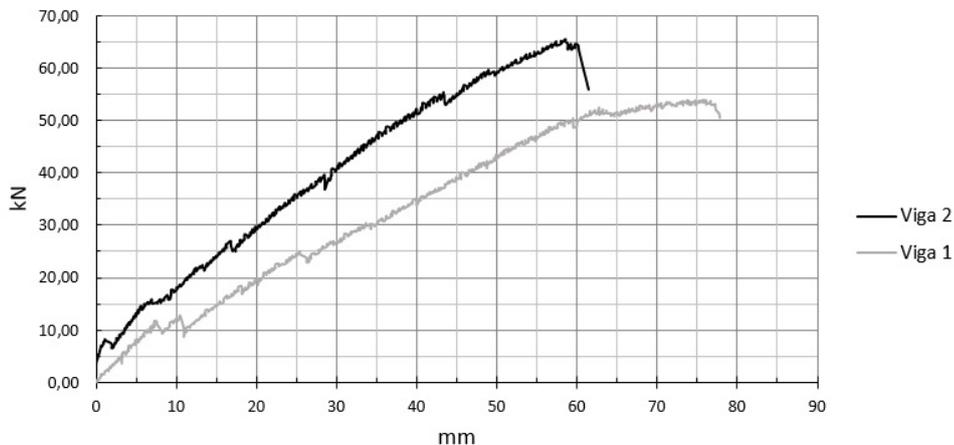
A viga V1 suportou uma carga máxima de 53,99 kN, apresentando um deslocamento máximo de 77,89 mm. Já a viga V2, por sua vez, suportou uma carga máxima de 65,54 kN, com um deslocamento máximo de 61,48 mm. O Gráfico 3 relaciona a carga aplicada e o deslocamento resultante para as duas peças. É perceptível que a viga V2 apresentou maior rigidez, suportando uma maior carga (17,62% a mais do que a viga V1) e apresentando um menor deslocamento (26,69% a menos do que a viga V1), isso é fruto da adição da terceira barra na viga V2.

Figura 6 – Forma de rompimento das vigas com as respectivas medidas em centímetros.



Fonte: Autoria própria, 2023

Gráfico 3 – Relação entre carga aplicada e o deslocamento sofrido pelas vigas.



Fonte: Autoria própria, 2023

Ao observar a ruptura da viga V2 é possível perceber uma perda de aderência da barra central, que possuía menor comprimento, como pode ser visto na Figura 7. Isso mostra que o

comprimento de ancoragem dessa barra não foi suficiente, muito embora ela também já tivesse iniciado o processo de ruptura. Ao se desprender do concreto a barra central deixa de trabalhar, dessa forma as barras laterais passaram a ser mais solicitadas, culminando na ruptura da peça.

Figura 7 – Perda de aderência da barra central.



Fonte: Autoria própria, 2023

3.4 Aplicação do método de dimensionamento

Para a aplicação do método de dimensionamento foi proposto inicialmente comparar os valores do dimensionamento teórico produzido por Mazzú (2020), conforme metodologia descrita pelo ACI 440.1R (ACI, 2015), com os valores obtidos a partir da metodologia aqui desenvolvida.

Antes de tudo é preciso destacar que para a realização do dimensionamento Mazzú (2020) considerou um coeficiente de redução de 0,8 para a resistência da barra. Além disso, a correção do diagrama parábola-retângulo para o diagrama retangular com altura igual a 0,8x, proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), utilizou um coeficiente igual a 0,812, ligeiramente diferente. Por fim, a resistência do concreto não é minorada, sendo utilizada a resistência característica, com uma limitação na deformação máxima de 3,0%.

Como não é feita a minoração da resistência do concreto, a Tabela 2 apresenta o momento fletor obtido a partir da área da armadura empregada por Mazzú (2020). Em seguida são apresentados os valores de A_f , a partir da metodologia aqui proposta com a redução da resistência do concreto, seguido dos valores sem a redução. O resumo dos cálculos encontra-se no Apêndice B.

É preciso destacar ainda que o dimensionamento realizado conforme o ACI 440.1R (ACI, 2015), inicia com a definição da área da armadura, para na sequência obter o momento fletor resistido. O momento fletor é então reduzido, no entanto os valores dos momentos fletores extraídos de Mazzú (2020) não foram reduzidos pelo coeficiente que seria de 0,65.

Tabela 2 – Comparação da metodologia proposta com os resultados de Mazzú (2020).

M_d (kN.m)	A_f * (cm ²)	A_f ** (cm ²)	Δ (%)***	A_f **** (cm ²)	Δ (%)*****
8,04	0,567	0,562	-0,89	0,553	-2,53
14,54	1,575	2,55	38,24	1,45	-8,62
17,6	2,69	4,51	40,35	2,36	-13,98

*empregada por Mazzú (2020).

**reduzindo a resistência do concreto.

***variação dos valores obtidos com a redução da resistência, comparado com os valores de Mazzú (2020).

****sem reduzir a resistência do concreto.

*****variação dos valores obtidos sem a redução da resistência, comparado com os valores de Mazzú (2020).

Fonte: Autoria própria, 2023.

Confrontando os valores é perceptível uma ligeira redução nos valores obtidos sem a redução da resistência do concreto, quando confrontados com os resultados do autor em

questão. Ao realizar a comparação com os valores obtidos com a redução da resistência do concreto, o que se observa é uma grande diferença, chegando a atingir 40,35%. Por fim, observando os valores da Tabela 2 é possível chegar à seguinte conclusão, para resistir a um esforço de 14,54 kN.m é preciso utilizar uma armadura com área equivalente à 1,575 cm² pelos cálculos de Mazzú (2020), além de 2,55 cm² e 1,45 cm² de acordo com a presente proposta, considerando e não considerando a redução na resistência do concreto, respectivamente.

Por outro lado, a partir dos resultados experimentais de Mazzú (2020), notou-se que para uma mesma área de armadura, uma resistência do concreto de 32,60 MPa e uma resistência da armadura de 1047,00 MPa, o momento fletor resistido foi de 20,87 kN.m, resultando em uma diferença de 43,53% quando comparado com o resultado teórico obtido pelo autor. E por conta disso pode-se notar que o dimensionamento acaba sendo mais conservador com relação à quanto a peça armada de fato irá suportar.

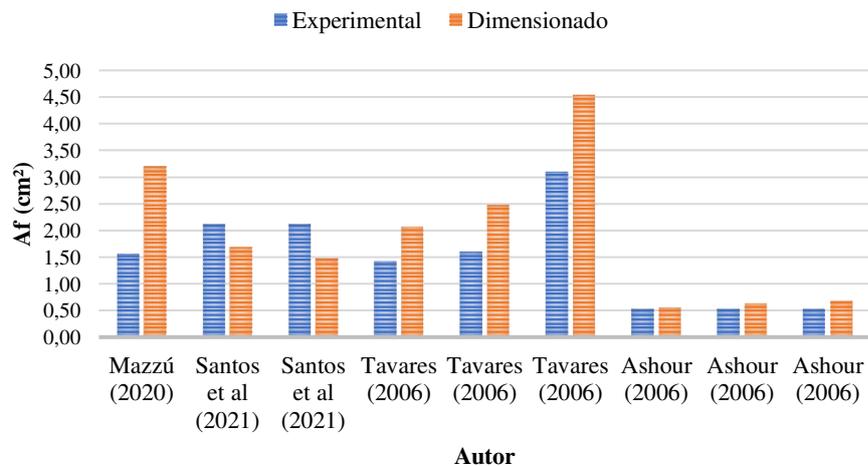
Utilizando o método de dimensionamento proposto nesse artigo para o momento fletor solicitante de 20,87 kN.m, seriam necessários 3,20 cm² de armadura para suportar tal esforço, isso equivale a um aumento de armadura na ordem de 103,17%. Partindo desse princípio também foram analisados os resultados de Santos *et al.* (2021), Tavares (2006) e Ashour (2006). Os resultados encontram-se na Tabela 3, assim como pode ser melhor observado no Gráfico 4. O resumo dos cálculos pode ser encontrado no Apêndice C.

Tabela 3 – Resultado da proposta de dimensionamento para outros autores.

Autor	M_d (kN.m)	A_{f,exp} (cm²)	A_{f,dim} (cm²)	A_{f,dim}/ A_{f,exp}
Mazzú (2020)	20,87	1,56	3,2	2,05
Santos et al (2021b)	51,00	2,12	1,69	0,80
	44,84		1,48	0,70
Tavares (2006)	2,76	1,42	2,07	1,46
	3,29	1,6	2,48	1,55
	5,80	3,09	4,54	1,47
Ashour (2006)	5,89	0,536	0,55	1,03
	10,79		0,631	1,18
	9,48		0,677	1,26

Fonte: Autoria própria, 2023.

Gráfico 4 – Comparação entre os resultados obtidos.



Fonte: Autoria própria, 2023.

Ao serem analisados os dados obtidos de área de armadura através dos cálculos propostos pela metodologia, pode-se notar que em sua grande maioria, os valores, em relação

as áreas determinadas pelos autores, foram maiores, como pôde ser observado no Gráfico 4, assim como também é notável nos valores obtidos da relação entre os valores experimentais e os valores dimensionados, onde resultou em valores maiores que 1, com exceção de Santos et al, e chegando a um valor médio da relação igual a 1,28.

A partir disso é possível dizer que o método proposto por esse artigo pode ser considerado seguro, pois a área de armadura obtida é ligeiramente maior do que a necessária para a maioria dos autores de referência, a partir dos dados experimentais.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o objetivo de aprofundar o estudo e melhorar os resultados desse trabalho, foram armadas duas vigas com as barras de PRFV para realização do ensaio de flexão de quatro pontos, porém as vigas tiveram o seu rompimento ao cisalhamento, comprometendo assim os resultados para que pudessem ser utilizados como dados para a comprovação da eficácia da metodologia de dimensionamento.

A partir dos resultados obtidos com os dados fornecidos pelos autores de referência, foi observado que o método acabou sendo mais conservador, onde os valores que foram calculados de armaduras resultaram em valores acima do necessário para resistir ao momento solicitante. Isso mostra que o método está a favor da segurança, obtendo sempre uma área de armadura ligeiramente maior que a necessária. Além disso, uma maior área de armadura favorece a diminuição das flechas, pois existe um aumento na rigidez da peça, diminuindo também a fissuração, apesar de incidir em maiores custos.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI COMMITTEE **440.1R-15**. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber- Reinforced Polymer (FRP) Bars. 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS-ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASHOUR, A. F. **Flexural and shear capacities of concrete beams reinforced with GFRP bars**. v. 20. Construction and Building Materials, 2006.
- COUTO, I. A. **Análise teórica experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero**. 2007. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: solicitações normais. Rio de Janeiro: Editora Guanabara Dois, 1981.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto**: solicitações tangenciais. São Paulo: Editora Pini, 2008.
- INEIA, A.; POL, W. O.; BRAUN, J. C. A.; LOPES JUNIOR, L. S. Barras de fibra de vidro, uma alternativa inovadora e suas potencialidades: revisão bibliográfica. **Revista Tecnológica**, Santa Cruz do Sul, v. 25, n. 2, p. 243-251, jul./dez. 2021.
- MAZZÚ, A. D. E. **Estudo sobre a substituição de armadura metálica por barras de GFRP em vigas de concreto armadas à flexão quando submetidas ao ataque acelerado de íons cloreto**. 2020. 190 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Geotecnia) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.
- DUARTE, I. O.; SANTOS, J. D.; FUGIYAMA, M. M.; FORTI, N. C. S. Caracterização do comportamento mecânico das barras de GFRP e BFRP. BRAZILIAN TECHNOLOGY SYMPOSIUM SMART INNOVATION, SYSTEMS AND TECHNOLOGIES, 7. 2021.
- SANTOS, J. D.; FUGIYAMA, M. M.; DUARTE, I. O.; FORTI, N. C. S. Estudo do comportamento à flexão de vigas de concreto armado com barras de GFRP e BFRP. BRAZILIAN TECHNOLOGY SYMPOSIUM SMART INNOVATION, SYSTEMS AND TECHNOLOGIES, 7. 2021.
- TAVARES, D. H. **Análise teórica experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de GFRP**. 2006. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

Apêndice A – Desenvolvimento da metodologia de dimensionamento

Para a realização do dimensionamento é preciso considerar as características dos materiais empregados. Aqui foram consideradas as características extraídas de Mazzú (2020), que estão presentes na Tabela 4. Nela é possível observar as características da armadura e do concreto.

Tabela 4 – Característica dos materiais.

Armadura		Concreto	
f_{tu} (MPa)	1047	E_{cs} (GPa)	26,99
f_{tud} (MPa)	872,5 ^a	f_{ck} (MPa)	30
E_f (GPa)	48	f_{cd} (MPa)	21,43 ^c
ϵ_{ufd}	0,0182 ^b		

a: $f_{tud} = f_{tu}/1,2$ (coeficiente proposto)

b: $\epsilon_{ufd} = f_{tud}/E_f$

c: $f_{cd} = f_{ck}/1,4$ (coeficiente proposto pela NBR 6118)

Fonte: Autoria própria, 2023.

As Tabelas 5 e 6 foram produzidas considerando as deformações dos materiais. Para cada par de deformações foi obtido um valor de KX. Com isso é possível calcular os valores de KMD e KZ, conforme as metodologias, considerando os diagramas triangular e retangular, Tabelas 4 e 5, respectivamente. Para esse caso, foi considerada a resistência da armadura $f_{tud} = 872,50$ MPa e para o concreto $f_{cd} = 21,43$ MPa. Nessas tabelas é perceptível que os valores adimensionais se diferenciam gradativamente com o aumento do valor de KX. Na Figura 9 as diferenças entre os valores obtidos pelas diferentes metodologias ficam clara.

Para contornar essa situação foi proposta uma correção utilizando uma equação do segundo grau. No caso da obtenção do KMD, os valores obtidos pela metodologia do diagrama triangular foi somado a um coeficiente, presente na Tabela 7, elevado ao quadrado, até o ponto onde a deformação do concreto atinge 3,5‰, depois disso o diagrama foi considerado sempre retangular. Os resultados dos valores de KMD estão presentes na Tabela 8.

No caso do KZ, também foi utilizado os valores obtidos pela metodologia do diagrama triangular, agora subtraindo o adimensional pelo quadrado do coeficiente presente na Tabela 7. Os resultados dos valores de KZ também estão presentes na Tabela 8.

Tabela 5 – Adimensionais considerando o diagrama triangular.

Adimensionais						
ϵ_f	ϵ_c	f_{tud}	f_c	KX	KMD	KZ
18,18	0,00	872,50	0,00	0,000	0,000	1,000
18,18	0,20	872,50	4,07	0,011	0,005	0,996
18,18	0,40	872,50	7,71	0,022	0,009	0,993
18,18	0,60	872,50	10,93	0,032	0,013	0,989
18,18	0,80	872,50	13,71	0,042	0,018	0,986
18,18	1,00	872,50	16,07	0,052	0,022	0,983
18,18	1,20	872,50	18,00	0,062	0,026	0,979
18,18	1,40	872,50	19,50	0,072	0,030	0,976
18,18	1,60	872,50	20,57	0,081	0,033	0,973
18,18	1,80	872,50	21,21	0,090	0,037	0,970
18,18	2,00	872,50	21,43	0,099	0,041	0,967
18,18	2,20	872,50	21,43	0,108	0,044	0,964
18,18	2,40	872,50	21,43	0,117	0,048	0,961
18,18	2,60	872,50	21,43	0,125	0,051	0,958
18,18	2,80	872,50	21,43	0,133	0,054	0,956
18,18	3,00	872,50	21,43	0,142	0,057	0,953
18,18	3,20	872,50	21,43	0,150	0,060	0,950
18,18	3,40	872,50	21,43	0,158	0,063	0,947
18,18	3,50	872,50	21,43	0,161	0,065	0,946

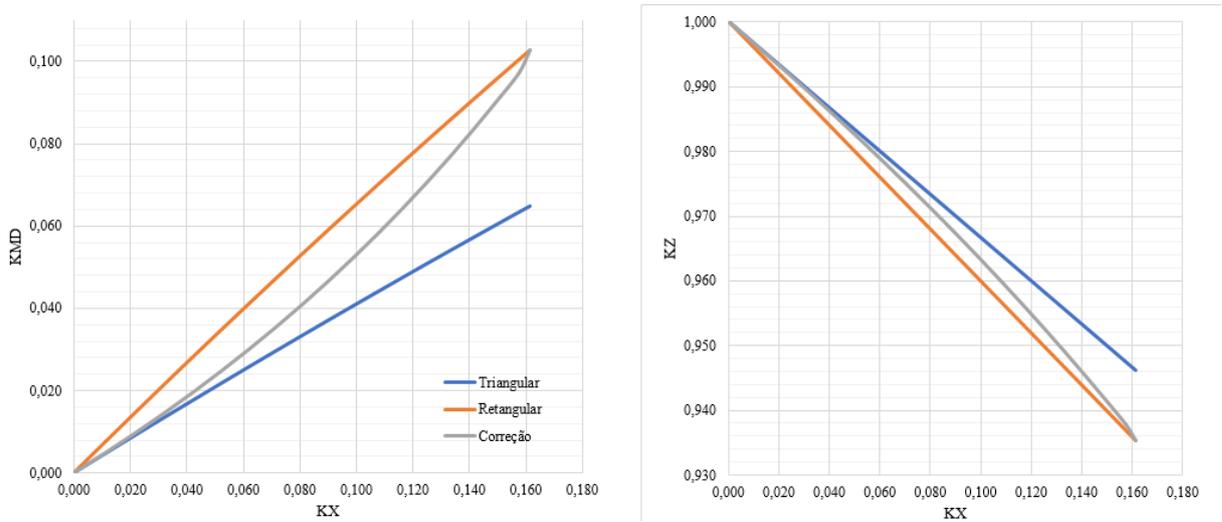
Fonte: Autoria própria, 2023.

Tabela 6 – Adimensionais considerando o diagrama retangular.

Adimensionais						
ϵ_f	ϵ_c	f_{tud}	f_c	KX	KMD	KZ
18,18	0,00	872,50	0,00	0,000	0,000	1,000
18,18	0,20	872,50	4,07	0,011	0,007	0,996
18,18	0,40	872,50	7,71	0,022	0,015	0,991
18,18	0,60	872,50	10,93	0,032	0,021	0,987
18,18	0,80	872,50	13,71	0,042	0,028	0,983
18,18	1,00	872,50	16,07	0,052	0,035	0,979
18,18	1,20	872,50	18,00	0,062	0,041	0,975
18,18	1,40	872,50	19,50	0,072	0,047	0,971
18,18	1,60	872,50	20,57	0,081	0,053	0,968
18,18	1,80	872,50	21,21	0,090	0,059	0,964
18,18	2,00	872,50	21,43	0,099	0,065	0,960
18,18	2,20	872,50	21,43	0,108	0,070	0,957
18,18	2,40	872,50	21,43	0,117	0,076	0,953
18,18	2,60	872,50	21,43	0,125	0,081	0,950
18,18	2,80	872,50	21,43	0,133	0,086	0,947
18,18	3,00	872,50	21,43	0,142	0,091	0,943
18,18	3,20	872,50	21,43	0,150	0,096	0,940
18,18	3,40	872,50	21,43	0,158	0,100	0,937
18,18	3,50	872,50	21,43	0,161	0,103	0,935

Fonte: Autoria própria, 2023.

Figura 9 – Variação dos valores adimensionais em função do KX considerando as duas metodologias.



Fonte: Autoria própria, 2023.

Tabela 7 – Coeficientes utilizados para a correção dos valores de KMD e KZ.

KMD		KZ	
Diferença	Coefficientes	Diferença	Coefficientes
0,000	0,0000	0,0000	0,0000
0,003	0,0108	0,0007	0,0058
0,005	0,0216	0,0014	0,0116
0,008	0,0324	0,0021	0,0174
0,011	0,0432	0,0028	0,0232
0,013	0,0540	0,0035	0,0290
0,015	0,0648	0,0041	0,0348
0,018	0,0756	0,0048	0,0406
0,020	0,0864	0,0054	0,0464
0,022	0,0972	0,0060	0,0522
0,024	0,1080	0,0066	0,0580
0,026	0,1188	0,0072	0,0638
0,028	0,1296	0,0078	0,0696
0,030	0,1404	0,0083	0,0754
0,032	0,1512	0,0089	0,0812
0,034	0,1620	0,0094	0,0870
0,035	0,1728	0,0100	0,0928
0,037	0,1836	0,0105	0,0986
0,038	0,1944	0,0108	0,1044

Fonte: Autoria própria, 2023.

Os coeficientes utilizados aqui resultam em um $KMD = 0,103$ para o par de deformações $\epsilon_{ufd} = 18,18\%$ e $\epsilon_{cd} = 3,5\%$ iguais para o diagrama retangular e o corrigido. Esses valores estão destacados nas Tabelas 6 e 8. O mesmo vale para o $KZ = 0,935$. Caso as características dos materiais mudem, novos coeficientes precisam ser utilizados.

Assim, para a realização do dimensionamento utilizando essas características basta calcular o valor de KMD. Com esse valor é possível obter o valor de KZ e f_{fud} para a realização do dimensionamento da armadura.

Para os casos onde a solicitação do concreto é baixa, a resistência utilizada é função da deformação do concreto, como preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 8 – Valores adimensionais corrigidos.

Adimensionais													
ϵf	ϵc	f_{tud}	fc	KX	KMD	KZ	ϵf	ϵc	f_{tud}	fc	KX	KMD	KZ
18,18	0,00	872,50	0,00	0,000	0,000	1,000	18,00	3,50	864,00	21,43	0,163	0,103	0,935
18,18	0,20	872,50	4,07	0,011	0,005	0,996	17,50	3,50	840,00	21,43	0,167	0,106	0,933
18,18	0,40	872,50	7,71	0,022	0,010	0,993	17,00	3,50	816,00	21,43	0,171	0,108	0,932
18,18	0,60	872,50	10,93	0,032	0,014	0,989	16,50	3,50	792,00	21,43	0,175	0,111	0,930
18,18	0,80	872,50	13,71	0,042	0,020	0,985	16,00	3,50	768,00	21,43	0,179	0,113	0,928
18,18	1,00	872,50	16,07	0,052	0,025	0,982	15,50	3,50	744,00	21,43	0,184	0,116	0,926
18,18	1,20	872,50	18,00	0,062	0,030	0,978	15,00	3,50	720,00	21,43	0,189	0,119	0,924
18,18	1,40	872,50	19,50	0,072	0,035	0,975	14,50	3,50	696,00	21,43	0,194	0,122	0,922
18,18	1,60	872,50	20,57	0,081	0,041	0,971	14,00	3,50	672,00	21,43	0,200	0,125	0,920
18,18	1,80	872,50	21,21	0,090	0,047	0,967	13,50	3,50	648,00	21,43	0,206	0,128	0,918
18,18	2,00	872,50	21,43	0,099	0,052	0,964	13,00	3,50	624,00	21,43	0,212	0,132	0,915
18,18	2,20	872,50	21,43	0,108	0,058	0,960	12,50	3,50	600,00	21,43	0,219	0,136	0,913
18,18	2,40	872,50	21,43	0,117	0,064	0,956	12,00	3,50	576,00	21,43	0,226	0,140	0,910
18,18	2,60	872,50	21,43	0,125	0,071	0,953	11,50	3,50	552,00	21,43	0,233	0,144	0,907
18,18	2,80	872,50	21,43	0,133	0,077	0,949	11,00	3,50	528,00	21,43	0,241	0,148	0,903
18,18	3,00	872,50	21,43	0,142	0,084	0,945	10,50	3,50	504,00	21,43	0,250	0,153	0,900
18,18	3,20	872,50	21,43	0,150	0,090	0,941	10,00	3,50	480,00	21,43	0,259	0,158	0,896
18,18	3,40	872,50	21,43	0,158	0,097	0,938	9,50	3,50	456,00	21,43	0,269	0,163	0,892
18,18	3,50	872,50	21,43	0,161	0,103	0,935	9,00	3,50	432,00	21,43	0,280	0,169	0,888
							8,50	3,50	408,00	21,43	0,292	0,175	0,883
							8,00	3,50	384,00	21,43	0,304	0,182	0,878
							7,50	3,50	360,00	21,43	0,318	0,189	0,873
							7,00	3,50	336,00	21,43	0,333	0,196	0,867
							6,50	3,50	312,00	21,43	0,350	0,205	0,860
							6,00	3,50	288,00	21,43	0,368	0,214	0,853
							5,50	3,50	264,00	21,43	0,389	0,223	0,844

Fonte: Autoria própria, 2023.

Apêndice B – Exemplo de utilização do método

O presente dimensionamento foi realizado utilizando os coeficientes da Tabela 8 que se encontra no Apêndice A. Na Tabela 9 está presente um resumo dos valores do dimensionamento com a redução da resistência do concreto. Na Tabela 10 estão presentes os valores do dimensionamento sem a redução da resistência do concreto.

Tabela 9 – Dimensionamento utilizando o concreto com a resistência reduzida.

M_d (kN.m)	b (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	KMD	f_f (MPa)	KZ	A_f (cm ²)
8,04	12	17,5	21,43	0,102	872,5	0,936	0,562
14,54				0,185	372	0,875	2,55
17,6				0,223	264	0,844	4,51

Fonte: Autoria própria, 2023.

Tabela 10 - Dimensionamento utilizando o concreto sem a resistência reduzida.

M_d (kN.m)	b (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	KMD	f_f (MPa)	KZ	A_f (cm ²)
8,04	12	17,5	30,00	0,073	872,5	0,951	0,553
14,54				0,915	624	0,915	1,45
17,6				0,159	475	0,895	2,36

Fonte: Autoria própria, 2023.

Apêndice C – Exemplo de utilização do método

A Tabela 11 apresenta as características dos materiais, geometria da peça e esforço resistido para cada autor. As áreas de armadura calculadas, juntamente com os seus respectivos valores adimensionais estão presentes na Tabela 12.

Tabela 11 – Características dos materiais utilizados no dimensionamento.

Autor	M_a (kN.m)	b (cm)	d (cm)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	A_r (cm²)
Mazzú (2020)	20,87	12,00	17,50	32,76	420,00	1,56
Santos et al (2021)	51,00	15,00	26,20	52,97	1218,07	2,12
	44,84					
Tavares (2006)	27,45	15,00	27,02	44,60	510,72	1,42
	32,89		27,18	45,20		1,60
	58,02		27,02	45,89		3,09
Ashour (2006)	5,89	15,00	17,00	31,26	650,00	0,536
	10,79		27,00	28,00		
	9,48		22,00	47,00		

Fonte: Autoria própria, 2023.

Tabela 12 – Valores adimensionais e armadura obtida.

Autor	ε_f (%)	ε_c (%)	KX	KMD	KZ	A_r (cm²)
Mazzú (2020)	8,70	3,50	0,2890	0,1733	0,8850	3,20
Santos et al (2021b)	20,07	3,45	0,1478	0,0935	0,9416	1,69
		3,10	0,1369	0,0822	0,9465	1,48
Tavares (2006)	13,38	1,68	0,115	0,056	0,9600	2,07
		1,92	0,117	0,065	0,9540	2,48
		3,20	0,190	0,115	0,9250	4,54
Ashour (2006)	17,11	1,60	0,0900	0,0403	0,9690	0,550
		1,32	0,076	0,035	0,9740	0,631
		1,10	0,066	0,028	0,9790	0,677

Fonte: Autoria própria, 2023.

YOHAN SILVA MOREIRA

**PEÇAS ARMADAS LONGITUDINALMENTE COM BARRAS POLIMÉRICAS
REFORÇADAS COM FIBRA DE VIDRO: UMA PROPOSTA DE
DIMENSIONAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso, sob forma de artigo, submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, *Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em ____ de _____ de ____.

BANCA EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente
 DANIEL TORRES FILHO
Data: 28/07/2023 15:48:48-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Daniel Torres Filho – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Orientador

Documento assinado digitalmente
 JOHN WILLIAMS FERREIRA DE SOUZA
Data: 29/07/2023 09:07:04-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

John Willians Ferreira de Souza – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 1

Documento assinado digitalmente
 FERNANDO CHAGAS DE FIGUEIREDO SOUS
Data: 31/07/2023 20:52:46-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Fernando Chagas Figueiredo Sousa – IFPB-*Campus* Cajazeiras
Examinador 2



Documento Digitalizado Ostensivo (Público)

Entrega de TCC

Assunto: Entrega de TCC
Assinado por: Yohan Moreira
Tipo do Documento: Anexo
Situação: Finalizado
Nível de Acesso: Ostensivo (Público)
Tipo do Conferência: Cópia Simples

Documento assinado eletronicamente por:

- Yohan Silva Moreira, ALUNO (201822200051) DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL - CAJAZEIRAS, em 17/08/2023 16:08:18.

Este documento foi armazenado no SUAP em 17/08/2023. Para comprovar sua integridade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse <https://suap.ifpb.edu.br/verificar-documento-externo/> e forneça os dados abaixo:

Código Verificador: 913142
Código de Autenticação: c006eb229a

