

CORROSÃO ATENUADA

PROCEDIMENTOS PARA O DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO E AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADAS COM BARRAS DE FRP (*FIBER REINFORCED POLYMER*) SEGUNDO O ACI 440.1R (2015)

POR
AMANDA DUARTE ESCOBAL MAZZU *
GLÁUCIA MARIA DALFRÉ **
GUILHERME ARIS PARSEKIAN ***



GLÁUCIA MARIA
DALFRÉ



AMANDA DUARTE
ESCOBAL MAZZU



GUILHERME ARIS
PARSEKIAN

RESUMO

Problemas com corrosão das armaduras de aço de estruturas de concreto armado não são incomuns. Nesse contexto, inserem-se os Polímeros Reforçados com Fibras (*Fiber Reinforced Polymer – FRP*), materiais com potencial para serem utilizados como armadura em elementos de concreto. No presente trabalho são apresentados os procedimentos de dimensionamento do ACI 440.1R (2015) para seções armadas à flexão e ao cisalhamento com barras de FRP.

1. INTRODUÇÃO

A maior parte da deterioração observada em estruturas de concreto é provocada pela corrosão da armadura de aço, resultando em grandes perdas econômicas com manutenção e reparo (JIA *et al.*, 2020) e em perda do desempenho estrutural dos elementos (SHEIKH e LÉGERON, 2014).

De acordo com Head *et al.* (2015), foram gastos nos Estados Unidos, em 1997, o montante de 2,5 bilhões de dólares com o *Highway Bridge Replacement Program*, sendo a maioria do investimento para a substituição e reabilitação de tabuleiros de pontes deteriorados por corrosão das armaduras. No Brasil, um levantamento realizado pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes) identificou que 66% dos danos observados nas 4725 pontes registradas são associados à corrosão das armaduras de aço e à degradação do concreto (OLIVEIRA, GRECO e BITTENCOURT, 2019).

Assim, materiais e técnicas alternativas começaram a ser estudadas visando melhorar o desempenho das estruturas, com destaque para os Polímeros Reforçados com Fibras (*Fiber Reinforced Polymer – FRP*), materiais que apresentam grande potencial de utilização uma vez que não sofrem corrosão (BANK, 2006) e apresentam elevada relação resistência/peso, resistência à fadiga e neutralidade magnética (YAN *et al.*, 2017).

* Doutoranda – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar)

** Professora Doutora – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFSCar

*** Professor Doutor – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFSCar

2. CARACTERÍSTICAS DOS POLÍMEROS REFORÇADOS COM FIBRAS

O FRP é um material compósito formado pela combinação de fibras, que são responsáveis pela resistência e rigidez, e uma matriz polimérica, responsável por unir as fibras, protegendo-as contra agentes agressivos, e garantindo a transferência de tensões (MACHADO e MACHADO, 2015). A matriz polimérica normalmente é composta por resinas termoendurecíveis do tipo epóxi, podendo também serem utilizados o poliéster e a resina éster vinílica (SAWPAN *et al.*, 2014). Os Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (CFRP), Vidro (GFRP), Aramida (AFRP) e Basalto (BFRP) são os mais utilizados. A Figura 1 apresenta um esquema da composição de um FRP.

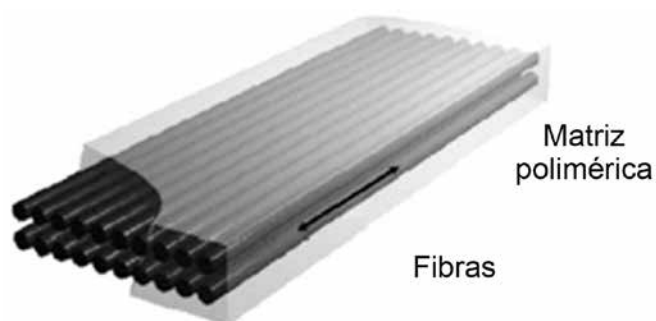


FIG. 1 – COMPOSIÇÃO DO FRP – FONTE: ADAPTADO DE ISIS (2006)

Diferentemente do aço para concreto armado, de acordo com o ACI 440.1R (2015), as barras de FRP não apresentam patamar de escoamento, e sim comportamento elástico linear até a ruptura, conforme apresentado na Figura 2. Esse comportamento influencia o dimensionamento com este tipo de material.

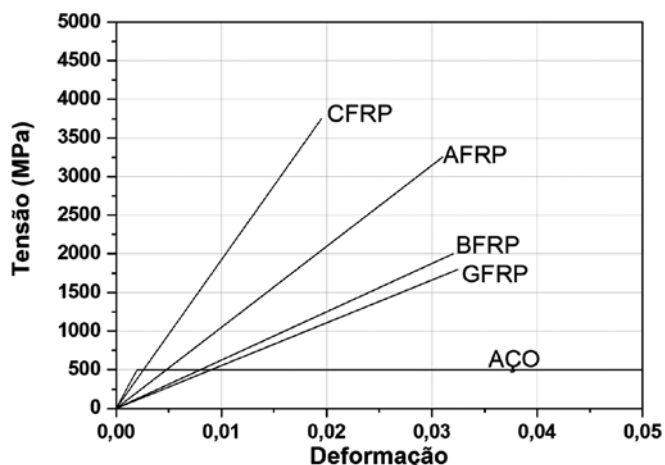


FIG. 2 – DIAGRAMA TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DO AÇO E PRINCIPAIS TIPOS DE FRP – FONTE: ADAPTADO DE FIB BULLETIN 90 (2019)

Tal como o realizado com o uso de barras de aço convencional, o dimensionamento de estruturas armadas com barras de FRP é realizado com base no Estado Limite Último (ELU). Entretanto, apesar de apresentar resistência à tração superior ao aço, o FRP pode ser mais deformável dependendo do tipo de fibra (PILAKOUTAS *et al.*, 2011). Assim, sabendo-se que a deformação é influenciada pelo menor módulo de elasticidade do FRP, o Estado Limite de Serviço (ELS) é o

condicionante do dimensionamento com barras não-metálicas (CAMACHO, 2011).

Devido às diferenças de comportamento mecânico do aço e do FRP, os procedimentos de dimensionamento devem ser adaptados às propriedades da armadura de FRP. Já foram desenvolvidas normas para o dimensionamento de estruturas armadas com FRP no Japão, Rússia, Canadá, Europa e Estados Unidos. No Brasil, existe o Comitê IBRACON/ABECE 303: *Uso de Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras*, o qual desenvolveu uma Prática Recomendada para Projeto de Estruturas de Concreto Armado com Barras de FRP.

Os procedimentos para dimensionamento à flexão e à força cortante de estruturas armadas com barras de FRP do ACI 440.1R (2015), apresentados neste trabalho, são baseados nos procedimentos para dimensionamento de estruturas armadas com barras de aço de ACI 318 (2019), os quais são semelhantes aos procedimentos apresentados na ABNT NBR 6118 (2014), resguardadas as diferenças no comportamento dos materiais.

3. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SEGUNDO O ACI 440.1R (2015)

Apesar de não sofrer corrosão como o aço convencional, a presença de umidade (abrangendo a presença de água ou soluções salinas), o contato com soluções químicas, ambientes alcalinos, temperaturas extremas ou ciclos térmicos, ciclos de gelo e degelo e radiação ultravioleta são condições que afetam a durabilidade do FRP. As propriedades das barras de FRP fornecidas pelo fabricante devem ser consideradas como iniciais, sendo necessário degradá-las por um fator de redução (C_e) que leva em conta o tipo de exposição ambiental ao qual estará sujeito o elemento estrutural, uma vez que a ação do ambiente a longo prazo pode afetar as propriedades do FRP. Na Tabela 1 são apresentados os fatores ambientais de redução para cada tipo de fibra e condição de exposição.

TABELA 1 – FATOR AMBIENTAL DE REDUÇÃO

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

FONTE: ADAPTADO DE ACI 440.1R (2015)

Tal como apresenta Tavares (2006), como o FRP não apresenta patamar de escoamento, a situação de dimensionamento de um elemento armado com este material é a ruína por esmagamento do concreto na fibra mais comprimida. A ruína do tipo balanceada, ou seja, quando ocorre a deformação limite da armadura e o esmagamento do concreto, é a forma mais econômica de dimensionamento, uma vez que os materiais são bem aproveitados (TAVARES, 2006). O limite de deformação na armadura é uma imposição de dimensionamento. A ABNT NBR 6118 impõe o limite de deformação por tração a 10‰ para limi-

tar fissuras excessivas no concreto (usualmente as armaduras, seja de aço ou FRP, rompem com deformação superior). O ACI 440.1R (2015) não impõe esse limite, e admite maiores aberturas de fissuras do que as admitidas para armadura em aço. A explicação para admitir maiores fissuras no concreto é o fato das armaduras em FRP não serem suscetíveis à corrosão. Porém é indicada a necessidade de uma armadura mínima para impedir que a barra rompa antes do limite de tração do concreto. Desta forma, são três os tipos de ruína: ruptura da barra de FRP, esmagamento do concreto e ruína balanceada.

O ACI 440.1R (2015) apresenta hipóteses que devem ser consideradas para a simplificação do comportamento real dos elementos armados com FRP, sendo:

- Seções planas permanecem planas após a deformação do elemento;
- A deformação máxima do concreto na ruína (ϵ_{cu}) é de 3‰;
- A capacidade resistente do concreto à tração não é considerada na resistência do elemento estrutural;
- O comportamento das barras de FRP é elástico linear até a ruptura;
- Existe aderência perfeita entre o concreto e as barras de FRP.

A capacidade última de resistência, minorada pelo fator ϕ , não será menor que as solicitações majoradas. Na Equação 1, M_n é o momento resistente do elemento (podendo ser considerado como o valor característico, M_{Rk}), M_u é o momento solicitante já majorado (o valor de projeto, M_{sd}) e ϕ é um coeficiente que depende do tipo de ruína que governa o comportamento do elemento (aproximadamente o inverso de γ_m ponderado ainda por outros fatores ambientais).

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad (1)$$

Para a determinação do tipo de ruína é necessário calcular a taxa de armadura de FRP presente no elemento (ρ_f) e a taxa de armadura balanceada (ρ_{fb}), conforme apresentado nas Equações 2 e 3. A taxa de armadura balanceada é a taxa para a qual ocorreriam, simultaneamente, a ruptura da barra de FRP e o esmagamento do concreto.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad (2)$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \cdot \epsilon_{cu}}{E_f \cdot \epsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (3)$$

Na Equação 2, A_f é a área das barras de FRP, b é a largura da viga e d é a altura útil de concreto, enquanto na Equação 3 β_1 é um fator de redução, f'_c é a resistência à compressão do concreto, E_f é o módulo de elasticidade de projeto da barra de FRP dado pelo fabricante, f_{fu} é a resistência à tração de projeto da barra de FRP e ϵ_{cu} é a deformação última no concreto. O fator de redução β_1 possui valor de 0,85 para concretos com resistência à compressão menor ou igual a 28 MPa e sofre reduções de 0,05 para cada 6,7 MPa que ultrapasse o limite de 28 MPa, mas nunca deve ser tomado menor que 0,65.

A Equação 4 apresenta o cálculo da resistência à tração fornecida pelo fabricante ou o valor médio obtido experimentalmen-

te (f_{fu}^*), na qual $f_{u,ave}$ é a resistência média à tração das amostras e σ é o desvio padrão. A resistência à tração de projeto da barra de FRP pode ser calculada pela Equação 5.

$$f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3 \cdot \sigma \quad (4)$$

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad (5)$$

As Equações 6 e 7 apresentam o cálculo da deformação de ruptura da barra de FRP fornecida pelo fabricante ou o valor médio obtido experimentalmente (ϵ_{fu}^*), sendo $\epsilon_{u,ave}$ a deformação média de tração das amostras e σ o desvio padrão, e o cálculo da deformação de ruptura de projeto da barra de FRP (ϵ_{fu}).

$$\epsilon_{fu}^* = \epsilon_{u,ave} - 3 \cdot \sigma \quad (6)$$

$$\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon_{fu}^* \quad (7)$$

O fator de redução da resistência (ϕ), utilizado na Equação 1, depende da razão entre ρ_f e ρ_{fb} , de acordo com a Equação 8.

$$\phi = \begin{cases} 0,55 & \text{se } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0,3 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \text{se } \rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \cdot \rho_{fb} \\ 0,65 & \text{se } \rho_f \geq 1,4 \cdot \rho_{fb} \end{cases} \quad (8)$$

Assim, se $\rho_f \leq \rho_{fb}$, a ruína é controlada pela ruptura da barra (tração), se $\rho_{fb} < \rho_f < 1,4 \rho_{fb}$ observa-se a zona de transição com a ruptura balanceada, e, se $\rho_f \geq 1,4 \rho_{fb}$ a ruína é governada pelo esmagamento do concreto (compressão). É previsto uma armadura mínima nos casos em que $\rho_f \leq \rho_{fb}$.

São apresentados a seguir os procedimentos de dimensionamento para cada tipo observado de ruína.

3.1. RUPTURA GOVERNADA PELO ESMAGAMENTO DO CONCRETO

Caso $\rho_f \geq 1,4 \rho_{fb}$, a ruptura do elemento estrutural é governada pelo esmagamento do concreto comprimido e o diagrama de tensões no concreto pode ser aproximado para a forma retangular apresentada na Figura 3.

A força resultante na barra de FRP (R_f) pode ser calculada pela Equação 9, na qual f_f é a tensão na armadura de FRP e Z é o braço de alavanca, calculado pela Equação 10.

$$R_f = A_f \cdot f_f \quad (9)$$

$$z = d - \frac{a}{2} = d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \quad (10)$$

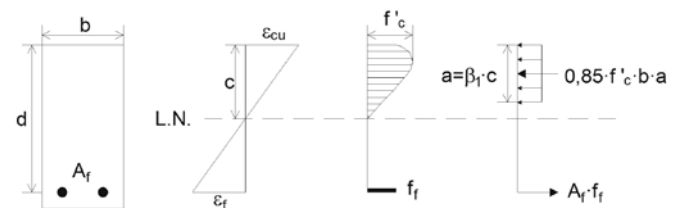


FIG. 3 – DIAGRAMA RETANGULAR APROXIMADO PARA ESMAGAMENTO DO CONCRETO – FONTE: ADAPTADO DE ACI 440.1R (2015)

A resistência nominal à flexão (M_n) pode ser obtida pela multiplicação de R_f e Z , tal como apresentado na Equação 11.

$$M_n = R_f \cdot z = A_f \cdot f_f \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (11)$$

Assim, do equilíbrio de forças é definido o valor da altura do diagrama retangular equivalente (a), tal como apresentado nas Equações 12 e 13:

$$R_f = R_c \rightarrow A_f \cdot f_f = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \quad (12)$$

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (13)$$

Para o cálculo de f_f , como o diagrama tensão *versus* deformação das barras de FRP é elástico linear até a ruptura, pode ser aplicada a Lei de Hooke (Equação 14). Por meio da compatibilidade de deformações determina-se a deformação instalada na armadura de FRP (ϵ_f), tal como demonstrado nas Equações 15 e 16:

$$f_f = E_f \cdot \epsilon_f \quad (14)$$

$$\frac{\epsilon_f}{d - c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} \rightarrow \epsilon_f = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - c}{c}\right) \quad (15)$$

$$\epsilon_f = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d - \frac{a}{\beta_1}}{\frac{a}{\beta_1}}\right) \rightarrow \epsilon_f = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot d - a}{a}\right) \quad (16)$$

Desta forma, substituindo-se a Equação 16 na Equação 14, tem-se a Equação 17. Com a substituição da Equação 13 na Equação 17 e isolando-se f_f , obtém-se a Equação 18.

$$f_f = E_f \cdot \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{\beta_1 \cdot d - a}{a}\right) \quad (17)$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \epsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \epsilon_{cu}} - 0,5 \cdot E_f \cdot \epsilon_{cu}\right) \leq f_{fu} \quad (18)$$

Por fim, é possível calcular M_n em termos da taxa de armadura e da taxa de armadura balanceada, tal como mostra a Equação 19.

$$M_n = \rho_f \cdot f_f \cdot \left(1 - 0,59 \cdot \frac{\rho_f \cdot f_f}{f_c'}\right) \cdot b \cdot d^2 \quad (19)$$

3.2. RUPTURA GOVERNADA PELA RUPTURA DA BARRA DE FRP

Caso $\rho_f \leq \rho_{fb}$, a ruptura do elemento estrutural é governada pela ruptura da armadura de FRP tracionada e o diagrama de tensões no concreto não pode ser aproximado para a forma retangular uma vez que a deformação máxima do concreto não é

atingida. Desta maneira, deve ser utilizado um diagrama equivalente que apresenta como incógnitas a deformação no concreto quando o FRP rompe e a distância da fibra mais comprimida à linha neutra, assim como apresentado na Figura 4.

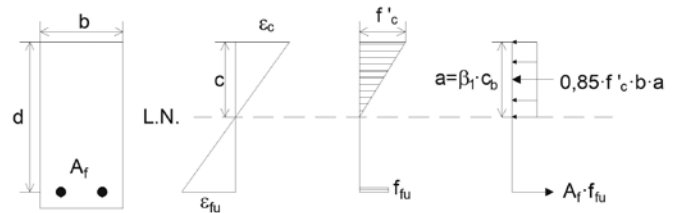


FIG. 4 – DIAGRAMA EQUIVALENTE PARA RUPTURA DA ARMADURA DE FRP – FONTE: ADAPTADO DE ACI 440.1R (2015)

Tendo em vista que a análise do diagrama é bastante complexa, a resistência nominal à flexão pode ser calculada simplificada pela Equação 20. Em uma seção controlada pela ruptura da barra de FRP, considerando que o concreto atinge sua deformação máxima e o produto $\beta_1 \cdot c_b$, consequentemente atinge seu valor máximo, conforme a Equação 21.

$$M_n = A_f \cdot f_{fu} \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2}\right) \quad (20)$$

$$c_b = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fu}}\right) \cdot d \quad (21)$$

3.3. RUPTURA BALANCEADA

Caso $\rho_f < \rho_f < 1,4 \rho_{fb}$, a ruptura é governada pelo esmagamento do concreto e ruptura da barra de FRP atuando simultaneamente, conforme apresentado na Figura 5.

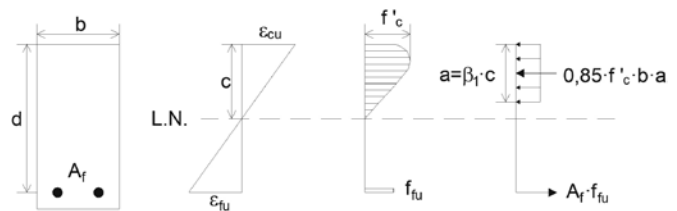


FIG. 5 – DIAGRAMA EQUIVALENTE PARA RUPTURA BALANCEADA – FONTE: ADAPTADO DE ACI 440.1R (2015)

Assim, pela compatibilidade de deformações calcula-se a profundidade da linha neutra (c), de acordo com a Equação 22. O momento resistente nominal deve ser tomado como o menor valor entre os calculados pela análise do bloco tracionado e o bloco comprimido, tal qual apresenta a Equação 23.

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

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

3.4. ARMADURA MÍNIMA

A armadura mínima deve ser calculada apenas para o caso de ruína governada pela ruptura da barra de FRP ($\rho_f \leq \rho_f$) e é utilizada com o objetivo de evitar a ruptura por fissuração excessiva do concreto, de acordo com a Equação 24. Esse limite é determinado de maneira que o momento último da seção seja maior que o momento de fissuração ($\phi \cdot M_n \geq M_u$), com o fator de redução da resistência $\phi = 0,55$ uma vez que a ruptura é controlada pela região tracionada.

$$A_{f,min} = \frac{0,41 \cdot \sqrt{f_c'}}{f_{fu}} \cdot b \cdot d \geq \frac{2,3}{f_{fu}} \cdot b \cdot d \quad (24)$$

3.5. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

3.5.1 – ACI 440.1R (2015)

Neste exemplo é utilizado o resultado do ensaio de duas vigas de concreto armado confeccionadas com dimensões de 12cm x 20cm x 250cm, vão livre entre os apoios de 230 cm e concreto com resistência à compressão de 32,8 MPa (valor determinado experimentalmente). Essas vigas foram ensaiadas no Laboratório de Sistemas Estruturais da UFSCar (LSE).

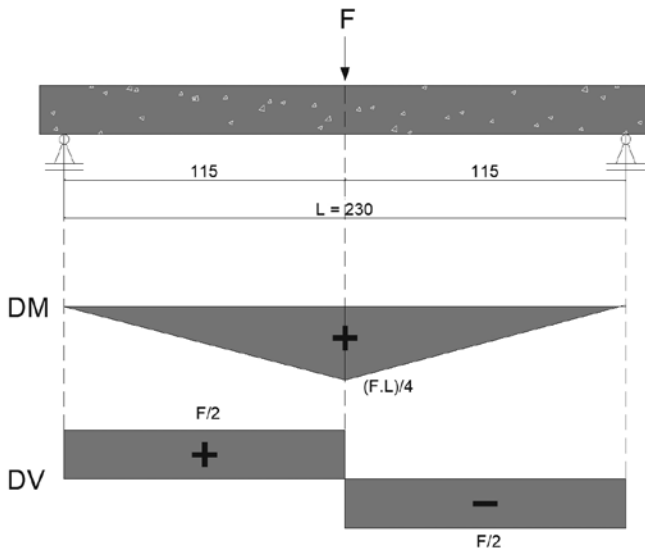


FIG. 6 – CARREGAMENTO E DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR (DM) E ESFORÇO CORTANTE (DV). – FONTE: DALFRÉ, MAZZÚ E FERREIRA (2021)

A armadura longitudinal é composta por 2 barras de fibra de vidro (GFRP) com diâmetro de 10 mm, f_{fu}^* de 1047 MPa e E_f de 48 GPa, segundo o fabricante, com ϵ_{fu} estimada em 21,8‰. As vigas foram construídas com cobrimento de 15 mm e estribos de aço CA-60 com diâmetro de 5 mm, espaçados a cada 10 cm.

O dimensionamento das vigas foi realizado considerando-as não expostas à água e intempéries, resultando em C_E igual a 0,8.

Um estudo analítico do comportamento das vigas biapoia-das de concreto armado foi realizado (DALFRÉ, MAZZÚ e FERREIRA, 2021). Posteriormente, os resultados analíticos foram comparados aos ensaios realizados por Mazzú (2020). A Figura 6 apresenta o esquema do ensaio de flexão em três pontos e os diagramas de momento fletor e esforço cortante. As características geométricas e as armaduras longitudinais das vigas encontram-se representadas na Figura 7.

Assim, conforme especificações do ACI 440.1R (2015), com as Equações 5 e 7 foram determinados f_{fu} e ϵ_{fu} .

$$f_{fu} = f_{fu}^* \cdot C_E = 1047 \cdot 0,8 = 837,60 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{fu} = \epsilon_{fu}^* \cdot C_E = 21,8 \cdot 0,8 = 17,44\%$$

Posteriormente, com as Equações 2 e 3 foi determinado o tipo de ruína.

$$A_f = 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 1,0^2}{4} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$d = h - c - \phi_t - \frac{\phi}{2} = 20 - 1,5 - 0,5 - \frac{1,0}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} = \frac{1,57}{12 \cdot 17,5} = 0,0075$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(f_c' - 27,6)}{6,9} = 0,85 - 0,05 \cdot \frac{(32,8 - 27,6)}{6,9} = 0,812$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \cdot \epsilon_{cu}}{E_f \cdot \epsilon_{cu} + f_{fu}}$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot 0,812 \cdot \frac{32,8}{837,60} \cdot \frac{48000 \cdot 0,003}{48000 \cdot 0,003 + 837,60} = 0,0039$$

Para $\rho_{fb} > 1,4 \rho_f$, a ruína é baseada no esmagamento do concreto. Assim, f_f pode ser calculado pela Equação 18.

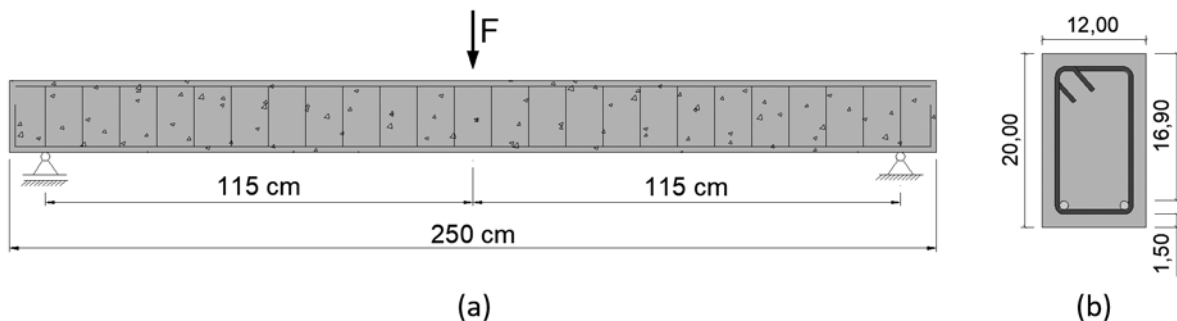


FIG. 7 – (A) ESQUEMA ESTÁTICO E (B) SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZADAS NO PROGRAMA EXPERIMENTAL. DIMENSÕES EM CM. – FONTE: MAZZÚ (2020)

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

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(48000 \cdot 0,003)^2}{4} + \frac{0,85 \cdot 0,812 \cdot 32,8}{0,0075} \cdot 48000 \cdot 0,003 - 0,5 \cdot 48000 \cdot 0,003} \right)$$

$$f_f = 591,21 \text{ MPa}$$

A profundidade da linha neutra pode ser encontrada com o uso da Equação 13.

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1,57 \cdot 59,121}{0,85 \cdot 3,28 \cdot 12} = 2,77 \text{ cm}$$

Por fim, calcula-se M_n pela Equação 11.

$$M_n = A_f \cdot f_f \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,57 \cdot 59,121 \cdot \left(17,5 - \frac{2,77}{2} \right) = 1495,77 = 14,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tendo em vista a configuração de carregamento utilizada, este momento não minorado corresponde a uma carga concentrada, aplicada a meio vão, de 26,01 kN.

Como $\rho_{fb} > 1,4 \rho_{fv}$, de acordo com a Equação 8, $\phi = 0,65$. Deste modo, é possível calcular M_u com a Equação 1.

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \rightarrow 0,65 \cdot 14,96 \geq M_u \rightarrow M_u = 9,72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tendo em vista a configuração de carregamento utilizada, este momento corresponde a uma carga concentrada, aplicada a meio vão, de 16,91 kN.

3.5.2 - COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS ANALÍTICOS E EXPERIMENTAIS

Os resultados obtidos por Mazzú (2020) no programa de ensaios são apresentados e discutidos. Na Figura 8 apresenta-se a curva força versus deslocamento vertical na seção solicitada para as vigas com armadura de GFRP.

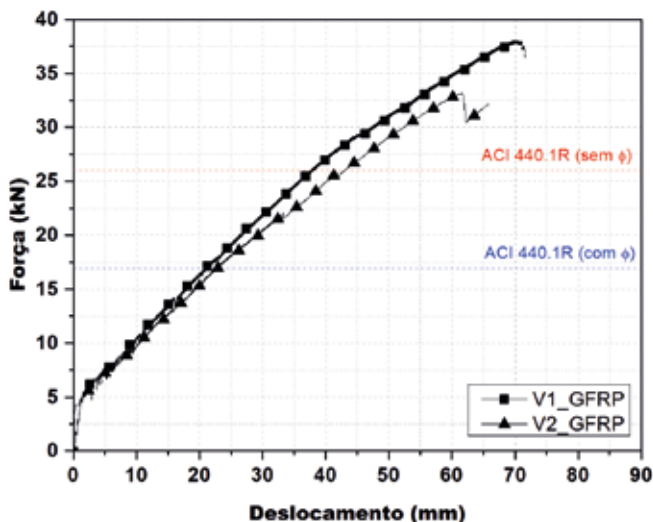


FIG. 8 – FORÇA VERSUS DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS ENSAIADAS. – FONTE: ADAPTADO DE MAZZÚ (2020)

Pela análise da Figura 8, observa-se que as vigas com armadura de GFRP apresentaram dois estágios de comportamento bem definidos, sendo o primeiro caracterizado pelo concreto não fissurado e o segundo correspondente ao concreto fissurado com armadura no regime linear, apresentando ruptura frágil ao atingir a força máxima.

Com relação ao modelo de dimensionamento, observa-se que, mesmo sem o uso do coeficiente de redução da resistência (ϕ), a capacidade resistente calculada é inferior à capacidade obtida experimentalmente, indicando que o modelo é seguro.

4. DIMENSIONAMENTO À FORÇA CORTANTE SEGUNDO O ACI 440.1R (2015)

Analogamente à flexão, o dimensionamento de um elemento submetido a forças cortantes também é baseado na majoração das ações solicitantes e minoração da capacidade resistente (Equação 25). Assim, a força cortante resistente resistência nominal (aproximadamente V_k) do elemento (V_n) é multiplicada pelo coeficiente de redução da resistência (ϕ), obtendo-se a força cortante resistente de projeto (aproximadamente V_{Rd}) ao na seção analisada (V_u). Para o uso de estribos de FRP, a ACI 440.1R (2015) recomenda que ϕ seja tomado igual a 0,75.

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (25)$$

V_n é a soma das parcelas de força cortante resistidas pelo concreto (V_c) e pela armadura transversal de FRP (V_f), tal como apresentado na Equação 26.

$$V_n = V_c + V_f \rightarrow V_u = \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_f \quad (26)$$

Em elementos com armadura transversal de FRP, V_c é calculado com o uso da Equação 27.

$$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot (k \cdot d) \quad (27)$$

O parâmetro k pode ser calculado por meio da Equação 28, na qual n_f corresponde à razão entre o módulo de elasticidade das barras de FRP e o módulo de elasticidade do concreto.

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot n_f + (\rho_f \cdot n_f)^2} - \rho_f \cdot n_f \quad (28)$$

Com relação à V_f , para estribos de FRP posicionados perpendicularmente ao eixo do elemento, este pode ser calculado pela Equação 29, na qual A_{fv} é a área de armadura transversal, f_{fv} é a tensão de tração no estribo de FRP e S é o espaçamento entre estribos.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d}{S} \quad (29)$$

O ACI 440.1R (2015) recomenda que f_{fv} seja limitado para controlar a abertura de fissuras de cisalhamento, visando manter a integridade do concreto e evitar a falha da região de dobra dos estribos de FRP. Assim, f_{fv} pode ser calculado com as Equações

30 e 31, nas quais r_b é o raio de curvatura da dobra do estribo, d_b é o diâmetro da barra e f_{fb} é a tensão de tração na região dobrada dos estribos de FRP.

$$f_{fv} = 0,004 \cdot E_f \leq f_{fb} \quad (30)$$

$$f_{fb} = \left(0,05 \cdot \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fu} \leq f_{fu} \quad (31)$$

Quando os estribos de FRP são dimensionados para serem utilizados com posicionamento perpendicular ao eixo do elemento, S e A_{fv} podem ser determinados por meio da Equação 34.

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi \cdot f_{fv} \cdot d} \quad (32)$$

Caso os estribos de FRP sejam posicionados inclinados com ângulo θ (medido a partir da posição perpendicular ao eixo do elemento), V_f pode ser calculado com a Equação 33.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d}{s} \cdot (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta) \quad (33)$$

Outra possibilidade é a utilização de estribos espirais contínuos (Figura 9), e, neste caso, a Equação 34 deve ser utilizada para o cálculo de V_f , sendo S o passo adotado e θ o ângulo de inclinação do espiral.

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fv} \cdot d}{s} \cdot (\text{sen}\theta) \quad (34)$$

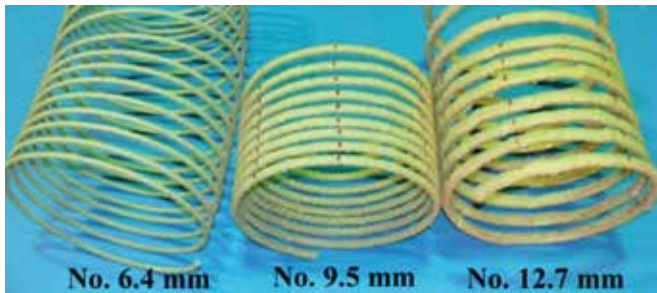


FIG. 9 – ESTRIBOS ESPIRAIS – FONTE: AFIFI ET AL. (2014)

Para elementos de concreto transversalmente armados com estribos de FRP, o ACI 440.1R (2015) indica dois modos distintos de ruptura, sendo o primeiro baseado em cisalhamento-tração, quando é verificada a ruptura do estribo de FRP, e o segundo baseado em cisalhamento-compressão, quando é verificado o esmagamento do concreto nas bielas comprimidas.

Segundo o ACI 440.1R (2015), para que os procedimentos apresentados possam ser aplicados, a deformação na armadura de FRP deve ser limitada. Assim, a deformação na armadura transversal de FRP não deve ultrapassar o valor de 4%.

Para prevenir ou restringir a formação repentina de fissuras que possam levar o elemento transversalmente armado com FRP à ruptura por cisalhamento, o ACI 440.1R (2015) recomenda a garantia de uma área de armadura transversal mínima ($A_{fv,min}$), a qual pode ser calculada por meio da Equação 35.

$$A_{fv,min} = \frac{b \cdot s}{f_{fv}} \quad (35)$$

Com relação ao espaçamento entre estribos, para garantir que cada fissura de cisalhamento seja interceptada por, pelo menos, um estribo, o ACI 440.1R (2015) recomenda que esse espaçamento seja menor que $d/2$ ou 600 mm. Ainda, segundo o ACI 440.1R (2015), se $V_u \leq V_c/2$, não é necessária a utilização de armadura transversal.

Embora seja possível fabricar estribos de FRP com curvas acentuadas, esses tipos de detalhes devem ser evitados, uma vez que as barras de FRP apresentam ruptura por cisalhamento em níveis de carregamento muito baixos na região de dobras para relações r_b/d_b mais próximas de zero. Desta maneira, o ACI 440.1R (2015) recomenda uma razão r_b/d_b mínima igual a três. Além disso, os estribos de FRP devem ser fabricados com ganchos a 90°.

4.1. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

Para a aplicação do procedimento de dimensionamento do ACI 440.1R (2015), tomou-se a viga biapoiada apresentada na Figura 10, para a qual foram determinados o diâmetro e o espaçamento dos estribos de GFRP. Esta viga se localiza no interior de uma edificação e tem seção transversal com largura de 30 cm, altura útil de 50 cm, taxa de armadura longitudinal de 0,0272, concreto com resistência à compressão de 25 MPa e está submetida a um carregamento uniformemente distribuído de 70,8 kN/m (já considerando o peso próprio). Os estribos de GFRP possuem f_{fu}^* de 700 MPa, E_f de 40 GPa e relação r_b/d_b igual a 4. Tendo em vista o esquema estático e o carregamento apresentado, a viga possui os diagramas de esforços solicitantes apresentados na Figura 11.

O dimensionamento deve ser iniciado com a obtenção das propriedades de projeto das barras de GFRP, o que é feito utilizando-se a Equação 5. Assim, considerando que a viga está localizada no interior de uma edificação e uso de barras de GFRP, o C_E utilizado é igual a 0,8.

$$f_{fu} = f_{fu}^* \cdot C_E = 700 \cdot 0,8 = 560 \text{ MPa}$$

Desta maneira, a partir do diagrama de esforços cortantes da Figura 11 tem-se, força cortante máxima igual a 194,7 kN. Entretanto, para um carregamento baseado em cargas retangulares uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de um elemento não protendido, o ACI 440.1R (2015) permite que seja considerado no dimensionamento V_u localizado a uma distância d dos apoios, tal como apresentado na Figura 12.

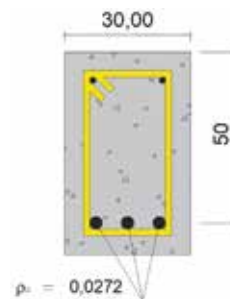


FIG. 10 – SEÇÃO TRANSVERSAL ANALISADA. DIMENSÕES EM CM. – FONTE: ADAPTADO DE ACI 440.1R (2015)

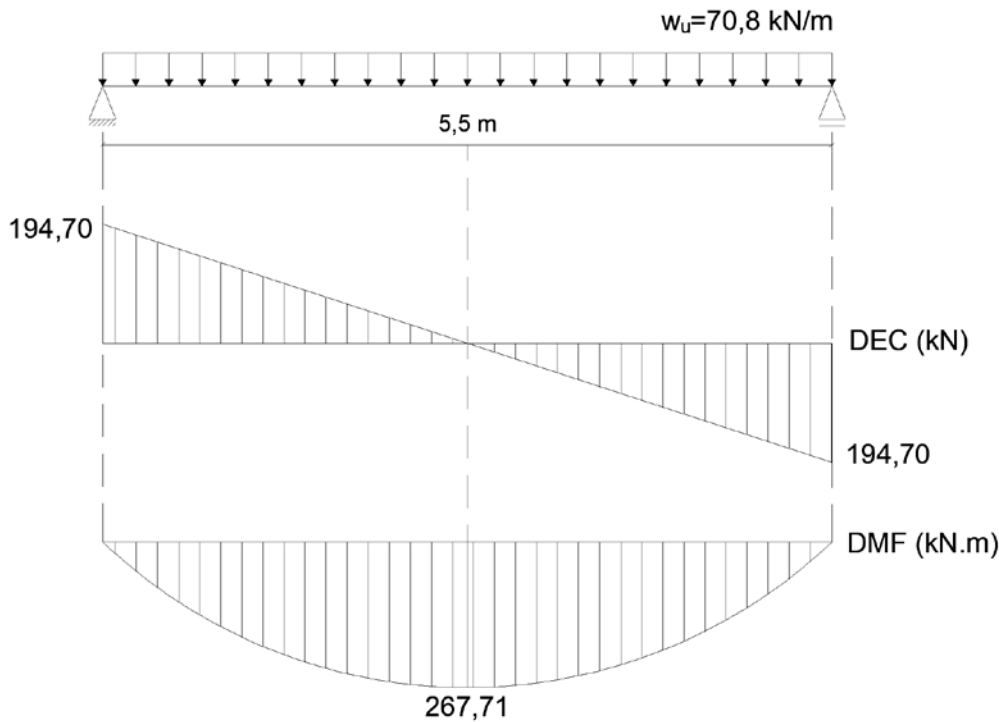


FIG. 11 – ESQUEMA DE CARREGAMENTO E DIAGRAMAS DE ESFORÇO CORTANTE (DEC) E MOMENTO FLETOR (DEM) – FONTE: PRÓPRIO AUTOR

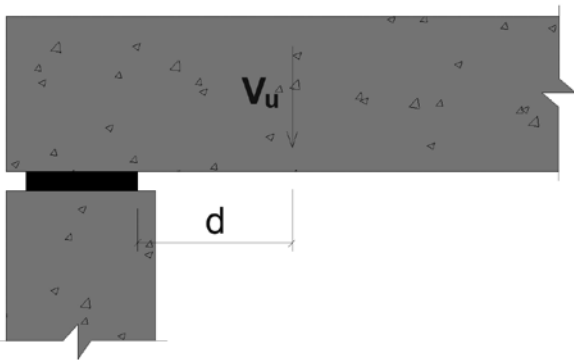


FIG. 12 – SITUAÇÃO TÍPICA PARA A DETERMINAÇÃO DE V_u – FONTE: PRÓPRIO AUTOR

Desta forma, V_u pode ser calculado como apresentado na Equação 36.

$$V_u = V_{u,máx} - q \cdot d = 194,7 - 70,8 \cdot 0,5 = 159,3 \text{ kN} \quad (36)$$

Para o cálculo de V_c , conforme a Equação 27, determina-se o parâmetro k pela Equação 28 e n_f pela Equação 37, sendo E_c determinado em função da resistência à compressão do concreto.

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = \frac{40000}{4700 \cdot \sqrt{25}} = 1,702 \quad (37)$$

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

$$k = \sqrt{2 \cdot 0,0272 \cdot 1,702 + (0,0272 \cdot 1,702)^2} - 0,0272 \cdot 1,702 = 0,261$$

$$V_c = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot (k \cdot d) = \frac{2}{5} \cdot \sqrt{25} \cdot 300 \cdot (0,261 \cdot 500) = 78300 = 78,3 \text{ kN}$$

Por meio da Equação 26 é possível determinar V_f com a aplicação do coeficiente de redução ϕ .

$$\begin{aligned} V_u &= \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_f \rightarrow \phi \cdot V_f = V_u - \phi \cdot V_c \\ &= 159,3 - 0,75 \cdot 78,3 = 100,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

De acordo com o ACI 440.1R (2015), a utilização de estribos é dispensada caso $V_u \leq V_c/2$. Neste caso, como $V_u > V_c/2$ o uso de estribos é obrigatório. Assim, a tensão de tração nos estribos (f_{fv}) deve ser calculada com as Equações 30 e 31.

$$f_{fb} = \left(0,05 \cdot \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fu} \leq f_{fu}$$

$$f_{fb} = (0,05 \cdot 4 + 0,3) \cdot 560 = 280 \text{ MPa} < 560 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} f_{fv} &= 0,004 \cdot E_f \leq f_{fb} \rightarrow f_{fv} = 0,004 \cdot 40000 = 160 \text{ MPa} \\ &\leq 280 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Utilizando-se estribos de GFRP posicionados ao eixo do elemento, a relação entre A_{fv} e S deve ser determinada pela Equação 32.

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{\phi \cdot V_f}{\phi \cdot f_{fv} \cdot d} = \frac{100570}{0,75 \cdot 160 \cdot 500} = 1,67 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Considerando-se o uso de estribos simples de GFRP com diâmetro de 12,7 mm, obtém-se A_{fv} de 253,35 mm². Assim, o espaçamento pode ser determinado.

$$\frac{A_{fv}}{s} = 1,67 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \rightarrow s = \frac{253,35}{1,67} = 151,70 = 15,17 \text{ cm}$$

A armadura mínima pode ser calculada por meio da Equação 35. Como $A_{fv} > A_{fv,min}$, o dimensionamento pode ser considerado como adequado.

$$A_{fv,min} = 0,35 \cdot \frac{b \cdot s}{f_{fv}} = 0,35 \cdot \frac{300 \cdot 151,70}{160} = 99,55 \text{ mm}^2$$

É necessário também verificar se o espaçamento determinado obedece aos limites máximos recomendados pelo ACI 440.1R (2015).

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 25 \text{ cm}$$

Como $s < s_{m\acute{a}x}$, pode ser utilizado qualquer valor de espaçamento inferior a 15,17 cm. Assim, adotou-se um espaçamento de 15 cm de modo a se facilitar a execução. Assim, para a viga em questão são utilizados estribos simples de GFRP, com diâmetro de 12,7 mm, espaçados a cada 15 cm e posicionados perpendicularmente ao eixo da viga, tal como apresentado na Figura 13.

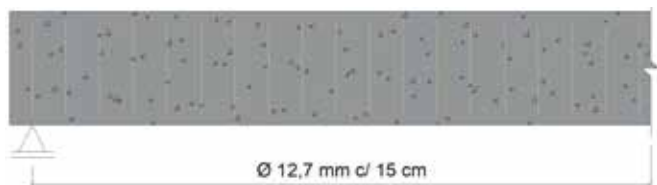


FIG. 13 – POSICIONAMENTO DOS ESTRIBOS DE GFRP – FONTE: PRÓPRIO AUTOR

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como este tipo de estrutura ainda não é muito utilizado, principalmente quando comparado ao uso das armaduras de aço convencional, os procedimentos de dimensionamento ainda são bastante conservadores e divergentes dependendo do local de aplicação, uma vez que se baseiam em normas de concreto armado convencional e cada país tem uma forma diferente de proceder. Neste artigo apresentou-se o procedimento adotado pelo ACI para dimensionamento à flexão (com resultados comparados a ensaio realizado no Brasil) e para dimensionamento à força cortante.

REFERÊNCIAS

- AFIFI, M. Z.; MOHAMED, H. M.; BENMOKRANE, B. Axial Capacity of Circular Concrete Columns Reinforced with GFRP Bars and Spirals. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 18, Issue 1, 2014.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 - Building code requirements for reinforced concrete. Detroit, USA. 2019.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI COMMITTEE 440.1R. Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars. 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, 2014.
- BANK, L. C. Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials. John Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey, 2006.
- CAMACHO, L. F. C. A utilização de varões de GFRP nas estruturas de betão armado. Funchal, 2011. 189p. Dissertação de Mestrado, Universidade da Madeira.
- DALFRÉ, G. M.; MAZZÚ, A. D. E.; FERREIRA, F. G. Discussões sobre o dimensionamento de vigas de concreto armadas à flexão com barras de GFRP. *CONCRETO & Construções*, ed. 101, Jan-Mar. 2021. DOI: <http://dx.doi.org/10.4322/1809-7197.2021.101.0008>.
- FIB BULLETIN 90. Externally applied FRP reinforcement for concrete structures – Technical report. 2019.
- HEAD, M.; ASHBY-BEY, E.; EDMONDS, K.; EFE, S.; GROSE, S.; MASON, I. (2015). *Stainless Steel Prestressing Strands and Bars for use in Prestressed Concrete Girders and Slabs*. Maryland State Highway Administration / Morgan State University, Baltimore, p. 121.
- ISIS. Durability of FRP composites for construction: educational module nº.8 – The canadian network of centers of excellence on intelligent sensing for innovative structures, ISIS Canada Corporation, Manitoba, Canada, 2006.
- JIA, D.; GUO, Q.; MAO, J.; LV, J.; YANG, Z. Durability of glass fibre-reinforced polymer (GFRP) bars embedded in concrete under various environments. I: Experiments and analysis. *Composite Structures*, v. 234, 2020.
- MACHADO, A. P.; MACHADO, B.A. Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP, Editora Pini, 2015.
- MAZZÚ, A. D. E. (2020). 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. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020.
- OLIVEIRA, C. B. L.; GRECO, M.; BITTENCOURT, T. N. (2019). Analysis of the brazilian federal bridge inventory. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 12, n. 1, Jan./Fev. 2019.
- PILAKOUTAS, K.; NEOCLEOUS, K.; GUADAGNINI, M.; MATTHYS, S. Design guidelines for FRP reinforced concrete structures. *Structures and buildings*, v. 164, p. 255 - 263, Agosto/2011.
- SAWPAN, M. A.; MAMUN, A. A.; HOLDSWORTH, P. G. (2014). Long term durability of pultruded polymer composite rebar in concrete environment. *Materials and Design*, v. 57, pp. 616-624.
- SHEIKH, M. N.; LÉGERON, F. Performance based seismic assessment of bridges designed according to Canadian Highway Bridge Design Code. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 41, n. 9, pp. 777-787, 2014.
- TAVARES, D. H. Análise teórica e experimental de vigas de concreto armadas com barras não metálicas de GFRP. São Carlos, 2006. 128p. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo.
- YAN, F.; LIN, Z.; ZHANG, D.; GAO, Z.; LI, M. Experimental study on bond durability of glass fiber reinforced polymer bars in concrete exposed to harsh environmental agents: freeze-thaw cycles and alkaline-saline solution. *Composites Part B: Engineering*, v. 116, pp. 406-421, 2017.