



## **Análise Modal e Dimensionamento de uma Passarela de Concreto com GFRP.** **Jon Karl Weibull<sup>1</sup>, Cristiane Cru xen Daemon d'Oliveira e Bastos<sup>2</sup>, Luiz Octavio de Souza Bueno Oliveira<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>Universidade Santa Úrsula / Faculdade de Engenharia Civil / [jon.weibull@souusu.com.br](mailto:jon.weibull@souusu.com.br)

<sup>2</sup>Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (CGP) e Universidade Santa Úrsula / [cristiane.daemon@usu.edu.br](mailto:cristiane.daemon@usu.edu.br)

<sup>3</sup>Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (CGP) e Uerj (FEN/DCCT) / [luizoctavio.uerj@gmail.com](mailto:luizoctavio.uerj@gmail.com)

### **Resumo**

O concreto armado se tornou uma técnica habitual pela sua praticidade, economia e pela robustez das estruturas construídas. Entretanto, o problema da corrosão das armaduras é tão grave quanto frequente, tornando a manutenção dessas estruturas cara, e dependendo do comprometimento alcançado, inviável. Uma alternativa tecnicamente viável para mitigar esse problema é a utilização de armadura não-metálica, já que este material não está sujeito aos efeitos da corrosão, como ocorre com o aço. Porém, o comportamento mecânico dessas barras, caracterizadas por serem lineares e elásticas até a ruptura e, somado a um baixo módulo de elasticidade, criam diferentes desafios para o dimensionamento estrutural. Este trabalho propõe o dimensionamento das longarinas, de seção transversal tipo duplo “T” de uma passarela de pedestre com vão livre de 29 metros considerando a utilização integral de concreto armado com barras de GFRP (“*Glass Fiber Reinforced Polymer*”). Para tanto foi desenvolvida uma planilha de cálculo que considera as recomendações da norma americana ACI 440.1R-15 (2015) (para estruturas de concreto armado com GFRP) e da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), além das características das barras produzidas no Brasil. Para realizar a análise modal dessa estrutura, foi desenvolvido um modelo numérico em elementos finitos, utilizando o programa de análise estrutural SAP2000. Através desse modelo foi possível fazer a avaliação das frequências naturais e modos de vibração da estrutura da passarela e posterior verificação do Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE). Nele, as almas das vigas da seção transversal em duplo “T” foram representadas como elementos de barra, e a mesa (laje) foi modelada com elementos de casca. A partir dos resultados obtidos para as frequências naturais, concluiu-se que, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), seria necessário realizar uma análise dinâmica mais aprofundada da estrutura para verificação do ELS-VE, porém, segundo as recomendações do Guia SÉTRA (SÉTRA, 2006), esta análise poderia ser dispensada.

### **Palavras-chave**

Elementos Finitos; Análise Modal; Passarela; Viga T; Estrutura de Concreto Armado; GFRP.

### **1. Introdução**

O envelhecimento da infraestrutura urbana existente, sua manutenção e ampliação, em contrapartida a limites orçamentários cada vez mais severos, impõe à engenharia civil moderna o estímulo a sair da zona de conforto para encontrar soluções mais modernas e criativas.

A técnica construtiva mais habitual no Brasil é o concreto armado, em que se utilizam armaduras de aço. A técnica é bem conhecida e requer pouca especialização, os materiais são relativamente baratos e fáceis de encontrar. Por outro lado, os efeitos deletérios do meio ambiente sobre o concreto e o aço são uma realidade sobre as estruturas, quer sejam eles devidos à maresia, ao gás carbônico ou a chuva ácida. Esses agentes causam efeitos indesejados - sendo o principal deles a corrosão da armadura, diminuindo desta forma, a durabilidade das estruturas de concreto. Quando a manutenção não é feita, ou não é feita de maneira correta, os efeitos se potencializam, resultando em intervenções onerosas.

Dentre as alternativas existentes para aumento da durabilidade e diminuição dos custos de manutenção, encontra-se a utilização de concreto com armadura não metálica. De acordo com OLIVEIRA, SOUZA E



TEIXEIRA (2018), Fiber Reinforced Polymers, conhecidos como FRPs, já são estudados como alternativa para armaduras em peças de concreto com exposição a alta agressividade como despejo de dejetos químicos, ou aplicações marítimas e aeroespaciais, desde os anos 70, mas a engenharia civil demorou até os anos 90 para começar a criar as primeiras normas construtivas e aplicações. Apesar de apresentar características mecânicas inferiores ao aço, são imunes à corrosão e possuem transparência magnética, característica secundária, mas que, em um mundo de crescente volume de sistemas operados através de radiofrequência, assume um papel cada vez mais importante. A disponibilidade de normas internacionais ampliou o espectro de utilização das armaduras de FRP nos países de origem, abrindo caminho para um número cada vez maior de novos projetos e aplicações diferentes.

Esse trabalho propõe a análise modal do projeto alternativo de uma passarela de pedestres de concreto, armada com barras de fibra de vidro, obtendo suas frequências naturais e seus modos de vibração. Adicionalmente, abordam-se os aspectos do dimensionamento da seção transversal considerando esse tipo de armadura, utilizando como referência a norma homologada americana ACI 440.1R-15 (2015), que considera o atual estágio de desenvolvimento dessa tecnologia, propondo limites mais seguros para sua utilização, ainda que conservadores.

## 2. Barras de GFRP como material estrutural

A barra de FRP (*Fiber Reinforced Polymer*, ou Polímero Reforçado com Fibra) é um material compósito produzido em uma forma estrutural longa e delgada, adequada para funcionar como armadura para concreto, constituída principalmente por fibras unidirecionais, longas e longitudinais, ligadas e moldadas por resina polimérica rígida (ACI, 2015). Para utilização como armadura, é importante a escolha da fibra e da resina que sejam mais resistentes frente ao ambiente alcalino do concreto, de forma a garantir uma maior durabilidade à estrutura (WEIBULL, BASTOS e OLIVEIRA, 2020). O tipo de fibra mais utilizado para fabricação de barras de FRP é a fibra de vidro e, nesse caso, o compósito formado tem o nome de GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*).

O comportamento das barras de GFRP no concreto é caracterizado como linear e elástico até sua ruptura – a qual ocorre com grandes deformações específicas (mais de 20%) – e, também, pelo seu baixo módulo de elasticidade (cerca de 25% do módulo de elasticidade do aço). Tais características configuram um material com propriedades mecânicas menos desejáveis do que as do aço. No entanto, as barras de GFRP são imunes à corrosão e, portanto, podem se tornar viáveis e interessantes em ambientes de alta agressividade. Não à toa, o uso inicial de compósitos de GFRP se deu como elemento de reforço estrutural.

## 3. Trabalhos realizados no Brasil

No Brasil, estudos em FRPs começaram a surgir lentamente, a partir de meados dos anos 2000. TAVARES (2006) estudou a flexão em vigas mistas, armadas longitudinalmente com GFRPs, importadas dos Estados Unidos, e transversalmente com aço CA-50. O projeto se baseou nos estados limites último e de serviço, fazendo uso das diversas normas internacionais disponíveis. Foram realizados experimentos seguindo essas mesmas normas e apresentando resultados compatíveis com as expectativas de projeto, produzindo assim, uma primeira validação para utilização confiável de armaduras GFRP no Brasil a partir das normas internacionais. Esse trabalho pioneiro abriu caminho para uma série de novas pesquisas que visaram a preencher as lacunas que se abriram com esse estudo. Estudos de aderência entre o concreto e as barras de GFRP em CUNHA (2019), ensaios de tração para barras GFRP por OLIVEIRA (2019), entre outros.

OLIVEIRA, SOUZA e TEIXEIRA (2018) realizaram estudo com GFRP de produção nacional, em que foram confeccionadas vigas de concreto armadas com barras, longitudinal e transversal, exclusivamente de GFRP. Como nas pesquisas que antecedem, foram utilizadas as normas internacionais americana, canadense e italiana para analisar as vigas quanto a flexão e cisalhamento. O estudo demonstra a fragilidade da armadura

transversal na região das dobras, a baixa resistência transversal das próprias barras e o grande deslocamento vertical, devido ao efeito negativo do baixo módulo de elasticidade das barras de GFRP, reforçando assim a necessidade conservadora e atenção no dimensionamento das amaduras, em especial a transversal. Por outro lado, comparando as taxas de armadura adotadas e as taxas sugeridas pelas normas, foi verificado que as rupturas ocorreram da forma relatada por estas normas para as configurações de projeto utilizadas, com a norma americana apresentando uma maior precisão para os esforços resistentes esperados.

LIMA (2020) estudou o comportamento de vigas totalmente armadas com barras de GFRP frente aos esforços cortantes concluindo que os limites propostos pela norma ACI são muito conservadores, subestimando a contribuição das amaduras transversais na resistência ao cisalhamento.

#### 4. Metodologia para o dimensionamento com armaduras de GFRP

##### 4.1) Estado Limite Último – ELU

Como as barras de GFRP não possuem a ductilidade do aço, quando seções de concreto com armadura não metálica sofrem ruptura à flexão, e ela se dá por falha da armadura tracionada, o mecanismo de ruína é dito “repentino” e “catastrófico”, como mencionado na norma americana ACI 440.1R-15 (2015). Por isso NANNI (1993), sugere em seu trabalho que a ruptura se dê por compressão excessiva do concreto, que apresenta comportamento plástico e certa ductilidade ao longo do processo de ruína.

A filosofia de dimensionamento à flexão de seções de concreto com armadura de GFRP considera válidas as mesmas hipóteses utilizadas nas seções de concreto com aço: equilíbrio dos esforços internos e compatibilidade de deformações. Entretanto, deve-se levar em conta os seguintes efeitos, oriundos das características desse tipo de barra:

- As barras de GFRP possuem excelente resistência à tração, mas não possuem resistência consistente à compressão. Dessa forma, barras comprimidas não devem ser consideradas como colaborantes no dimensionamento da seção estrutural;
- Pela falta de maiores investigações experimentais, deve-se ter cuidado com elementos de seções quaisquer ou barras dispostas em várias camadas (ACI, 2015).

A determinação do tipo de ruptura à flexão esperado é obtida através da comparação entre a taxa geométrica de armadura adotada,  $\rho_f$ , na seção e uma taxa geométrica dita balanceada,  $\rho_{fb}$ , valor limite em que a ruptura se dá ao mesmo tempo pelos dois materiais. Caso a taxa geométrica adotada seja inferior à taxa balanceada, espera-se que a ruptura se dê pela armadura. Caso contrário, pelo concreto. Dessa forma, a norma ACI 440.1R-15 (2015) define três possíveis zonas de dimensionamento em função da taxa balanceada de armadura, como pode ser observado na Figura 1.

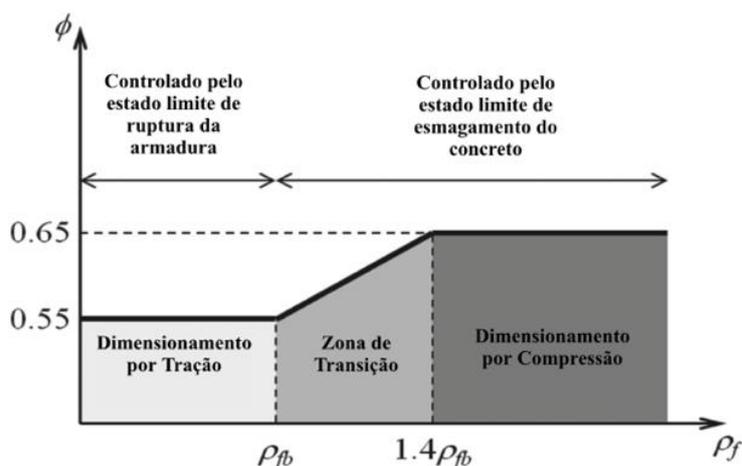


Figura 1 – Coeficiente  $\phi$  em função da taxa de armadura  $\rho_f$ . Adaptado de ACI 440.1R-15 (2015).

Com o valor de  $\phi$  extraído do gráfico na figura 1, o momento resistente pode então ser calculado através da equação 1 abaixo. O braço de alavanca,  $z$ , e o esforço resistente do concreto comprimido,  $R_c$ , podem ser estimados por quaisquer dos métodos usuais para concreto armado tradicional, uma vez que a distribuição de tensões no concreto no ELU pode ser considerada um diagrama parabólico-retangular como definido na NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$M_{R,d} = \phi(z R_c) \quad (1)$$

Além do coeficiente de segurança para a equação de equilíbrio de esforços no estado-limite último, mencionado acima, a ACI 440.1R-15 (2015) apresenta também um coeficiente de redução por exposição ambiental para as propriedades mecânicas das barras de GFRP, baseando-se na volatilidade dessas resistências mecânicas ao longo do tempo, dependendo do tipo de exposição ao ambiente. Dessa forma, tanto a tensão de ruptura,  $f_{fu}$ , quanto a deformação na ruptura,  $\varepsilon_{fu}$ , devem ser reduzidas pela multiplicação por um coeficiente  $C_E$ . A norma americana define os valores de  $C_E$  como 0,8 para utilização de barras de GFRP em estrutura sem exposição ao solo ou clima, ou igual a 0,7 para utilização de barras de GFRP com exposição a solo ou clima. No que tange o esforço cortante resistente (equação 2) de uma viga inteiramente armada com GFRP, este é consideravelmente menor que uma equivalente, armada com aço. Este efeito ocorre por três razões: (1) o módulo de elasticidade das barras de GFRP é relativamente baixo; (2) essas armaduras possuem baixa resistência ao cisalhamento transversal, o que prejudica o efeito de pino; e (3) após a fissuração, a profundidade da linha neutra decresce rapidamente, devido ao baixo módulo de elasticidade da barra e à compatibilidade de deformações. Com isso, a região comprimida da seção transversal é reduzida, a abertura das fissuras é maior e a resistência ao cisalhamento fornecida pela zona não fissurada é menor. O engrenamento dos agregados também é reduzido, já que a abertura das fissuras é maior. Não obstante, na região das dobras dos estribos de GFRP, nem todas as fibras encontram-se tracionadas, o que compromete a resistência nesse local. Embasados nestes efeitos, a norma ACI 440.1R-15 (ACI, 2015) sugere limitar em 4% a deformação máxima dos estribos na região das dobras (equações 3 e 4). Estudos experimentais recentes, entretanto, sugerem que esse valor é muito conservador, indicando deformações máximas nos estribos da ordem de 10% ((TEIXEIRA, 2018) e (LIMA, 2020)).

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2)$$

$$f_{fv} = \varepsilon_f E_f \leq f_{fb}, \text{ considerando } \varepsilon_f = 4 \text{ ‰} \quad (3)$$

$$f_{fb} = \left(0,05 + \frac{r_b}{d_b} + 0,3\right) \cdot f_{fu} < f_{fu} \quad (4)$$

Sendo,  $V_u$ : o esforço cortante calculado considerando as solicitações majoradas;  $V_n$ : o esforço cortante resistente nominal;  $\phi$ : o coeficiente de redução dos esforços resistentes ao cortante de acordo com as recomendações do ACI 318 (ACI, 2019);  $E_f$ : Módulo de elasticidade das barras de GFRP;  $f_{fb}$ : resistência à tração das barras de GFRP na região de dobras;  $r_b/d_b$ : razão entre o raio interno de curvatura das dobras e o diâmetro da barra.

#### 4.2) Estado Limite de Serviço – ELS

Em decorrência do baixo módulo de elasticidade apresentado pelas barras de GFRP, espera-se um aumento significativo das deformações após a fissuração de vigas de concreto armadas com esse material, ocorrendo rápida degradação da rigidez e diminuição da profundidade da porção comprimida da seção transversal. Dessa forma, ficam potencializados os deslocamentos verticais e as vibrações, o que faz com que as situações de serviço assumam um papel de maior destaque no dimensionamento de armaduras de GFRP para concreto armado.

#### 4.3) Estado-limite de deformações excessivas – ELS-DEF

A norma ACI 440.1R-15 (2015) sugere a determinação dos deslocamentos verticais através da adoção de um momento inércia equivalente que considere a existência de regiões fissuradas e não fissuradas no elemento, além da colaboração, em serviço, do concreto tracionado e do fenômeno *tension-stiffening*. Para calcular a inércia fissurada da seção (Estádio II puro) considera-se uma distribuição triangular de tensões no concreto comprimido (equações 5 e 6). Uma diferença importante prevista pela norma ACI 440.1R-15 (2015) é a adoção da equação (7), proposta de BISCHOFF e GROSS (2011), no lugar da equação de Branson ((ACI, 2019) e (ABNT, 2014)), para estimativa da inércia equivalente ( $I_e$ ), calibrada com dados experimentais específicos para armaduras de GFRP. A equação 7 relaciona o momento de fissuração,  $M_{cr}$ , com o maior momento atuante no elemento em serviço,  $M_a$ , através de um coeficiente  $\gamma$  (equação 8). Este coeficiente foi proposto por BISCHOFF e GROSS (2011) para determinação do momento de inércia equivalente através da integração das curvaturas ao longo do elemento, e levando em consideração as características do material, do tipo de carregamento e vinculação da estrutura. A forma mostrada na equação 8 é válida para uma viga bi apoiada, de seção retangular e com carregamento distribuído uniforme.

O cálculo do deslocamento vertical, ou flecha imediata, depende de uma análise estática da estrutura. Para o caso específico de uma viga biapoiada com carga uniformemente distribuída, é facilmente encontrado na literatura de resistência de materiais e teoria das estruturas. Para todos os efeitos, o deslocamento vertical máximo  $\delta$  permitido para um elemento estrutural, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) é de  $\ell/250$ , considerando o critério de aceitabilidade visual, e  $\ell/350$  considerando a sensibilidade a vibrações sob cargas acidentais (sendo  $\ell$  o vão da viga). É importante ressaltar que o atendimento ao limite de sensibilidade supracitado é necessário, mas não suficiente.

$$I_{cr} = \frac{bd^3}{3} \cdot k^3 + n A_f d^2 (1 - k)^2 \quad (5)$$

$$k = \sqrt{2 \rho_f n + (\rho_f n)^2} - \rho_f n \quad (6)$$

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left[1 - \frac{I_{cr}}{I}\right]} \leq I \quad (7)$$

$$\gamma = 1,72 - 0,72 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right) \quad (8)$$

Sendo,  $I_{cr}$ : momento de inércia da seção fissurada (Estádio II puro);  $I$ : momento de inércia da seção bruta (Estádio I);  $b$ : largura da seção transversal;  $d$ : altura útil;  $A_f$ : área de armadura longitudinal em FRP;  $\rho_f$ : taxa geométrica de armadura longitudinal em FRP;  $n$ : relação entre os módulos de elasticidade da armadura e do concreto;  $k$ : posição relativa da linha neutra, no Estádio II puro.

#### 4.4) Estado-limite de vibrações excessivas – ELS-VE

A NBR 6118 (ABNT, 2014), seção 23.3, permite uma avaliação inicial simplificada para vibrações. Contudo, é através da análise modal da estrutura que se pode estimar a frequência natural de vibração ou frequência própria da estrutura ( $f$ ), que deve ser, segundo a norma, pelo menos 1,2 vezes maior do que uma frequência crítica ( $f_{crit}$ ), determinada de acordo com a finalidade da estrutura. Para o caso de passarelas de pedestres, tal frequência crítica foi fixada como 4,5 Hz pela supracitada norma, de forma que a frequência natural da estrutura de uma passarela de pedestres deva ser de no mínimo 5,4 Hz. Para casos em que tal limite mínimo

de frequência não possa ser atendido, a mesma norma determina que uma análise dinâmica mais detalhada seja implementada, seguindo normas internacionais consolidadas.

Outras regulamentações, como o CEB Bulletin (FIB, 1991), são mais criteriosas no que tange às frequências críticas para passarelas de pedestres, determinando faixas mais específicas. MENDES (2014) apresenta uma tabela com os intervalos de frequência, considerados críticos, propostas por diversas normas e guias de projeto, onde se observa que a maioria das normas não contempla recomendações relacionadas às frequências críticas para os modos horizontais de vibração.

#### 4.5) Análise modal e limites de frequências de vibrações

A determinação de limites aceitáveis de vibrações em estruturas é uma tarefa complexa, já que as normas e guias de projeto não apresentam, como exemplificado por MENDES (2014), um consenso em suas recomendações referentes ao conforto humano. O guia SÉTRA (2006) classifica as passarelas segundo a intensidade do tráfego em quatro classes, sendo a classe I, a de uso mais intenso (multidões frequentes), descendo até a classe IV, de rara utilização. Classifica também as passarelas, segundo o nível de conforto, em 3 categorias, do conforto máximo, quase imperceptível ao usuário, até o conforto mínimo tolerável.

Segundo ele não são exigidas análises dinâmicas para passarelas que se enquadrem na classe IV, mas somente para os casos de passarelas enquadradas nas classes I a III. A frequência natural da estrutura da passarela deve ser determinada para as três direções: vertical, horizontal transversal e horizontal longitudinal, contabilizando a massa dos pedestres em circulação na passarela para o cálculo da frequência natural. A análise deve contemplar duas situações relacionadas à massa, em primeiro lugar, a passarela vazia e, em seguida, a passarela carregada em toda a sua área de tráfego de pedestres, utilizando-se como massa para os pedestres o valor de 70 kg/m<sup>2</sup>. As faixas em que as frequências da estrutura estão situadas para ambas as situações, tornam possível avaliar o risco de ressonância provocado pelo tráfego de pedestres, a fim de se verificar os critérios de conforto. O guia SÉTRA (2006) apresenta quatro faixas de frequências, tanto vertical, quanto horizontal, de risco máximo até desprezível.

As faixas de frequência para os modos de vibrações vertical e horizontal longitudinal estão representadas na Tabela 1 e, para o modo horizontal transversal, na Tabela 2.

**Tabela 1 – Frequências com riscos de ressonância para os modos de vibração vertical e horizontal longitudinal, adaptado de (SÉTRA, 2006)**

Faixa	Frequência (Hz)					
	0	1,0	1,7	2,1	2,6	5
Faixa 1			Máximo			
Faixa 2		Médio		Médio		
Faixa 3					Mínimo	
Faixa 4	Desprezível					Desprezível

**Tabela 2 – Frequências com riscos de ressonância para o modo de vibração horizontal transversal, adaptado de (SÉTRA, 2006)**

Faixa	Frequência (Hz)					
	0	0,3	0,5	1,1	1,3	2,5
Faixa 1			Máximo			
Faixa 2		Médio		Médio		
Faixa 3					Mínimo	
Faixa 4	Desprezível					Desprezível

Embora o intervalo de frequência de 2,6 a 5 Hz indique um risco de ressonância mínimo para vibrações verticais e longitudinais, segundo a Tabela 1, estruturas com frequências naturais neste intervalo ainda podem ser excitadas por meio do segundo harmônico da carga.

## 5. Dimensionamento de uma passarela com armaduras de GFRP (exemplo numérico)

A passarela real, objeto de estudo desse trabalho, localiza-se no Jardim de Alah, no bairro da Lagoa – Rio de Janeiro – RJ e foi construída em estrutura metálica treliçada. A largura do tabuleiro é de 2,45 metros e o vão que ela deve vencer é de 29 metros.

Como pode ser visto na Figura 2, ela se apresenta com um nível acentuado de corrosão, com deformações de torção e com deslocamento vertical excessivo, e, por estas patologias que se apresentam, é necessário que ela seja substituída.



**Figura 2 – Passarela localizada no Jardim de Alah.**

O canal em que ela se insere é via de tráfego de balsas e, portanto, uma nova estrutura não poderá contar com apoios centrais. Pelo mesmo motivo, a altura das vigas deve, também, ser limitada.

Buscando otimizar a geometria e atender aos requisitos geométricos da passarela, optou-se por utilizar uma seção transversal duplo T, concretada *in loco*.

### 5.1) Análise estática

Conforme a recomendação da norma ACI 440.1R-15 (2015), a nova passarela deve ter as dimensões de sua seção transversal escolhidas de tal forma que a ruptura se dê pelo esmagamento do concreto, obedecendo também a uma altura máxima total de 1,85 metros. Assim, a geometria da seção transversal escolhida tem a configuração apresentada na Figura 4a.

A carga variável de  $5\text{kN/m}^2$  foi determinada segundo os preceitos da NBR 7188 (ABNT, 2013) e as combinações de carregamentos para os estados-limites segundo a NBR 8681 (ABNT, 2004). A largura colaborante da mesa foi determinada conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014). A Tabela 3 apresenta os valores utilizados para o dimensionamento da estrutura.

A literatura técnica informa que na maioria das vezes é o Estado-limite de serviço a condição dimensionante para vigas de concreto com armadura não metálica ((ACI, 2015), (NANNI, 1993) e (ZOGHI, 2013)). Por isso, foi necessário considerar uma seção transversal de geometria robusta que atendesse aos requisitos do Estado limite de serviço.

A Tabela 4 apresenta os principais resultados do dimensionamento da passarela. A Figura 4b ilustra a geometria da seção transversal e suas armaduras. Foi necessário utilizar feixes de barras, que foram considerados conforme as recomendações da NBR 6118 (ACI COMMITTEE 318, 2019), o que permitiu otimizar a largura da mesa inferior da viga.



XII CONGRESSO BRASILEIRO  
de PONTES e ESTRUTURAS  
7 a 11 de junho de 2021 - Congresso Virtual

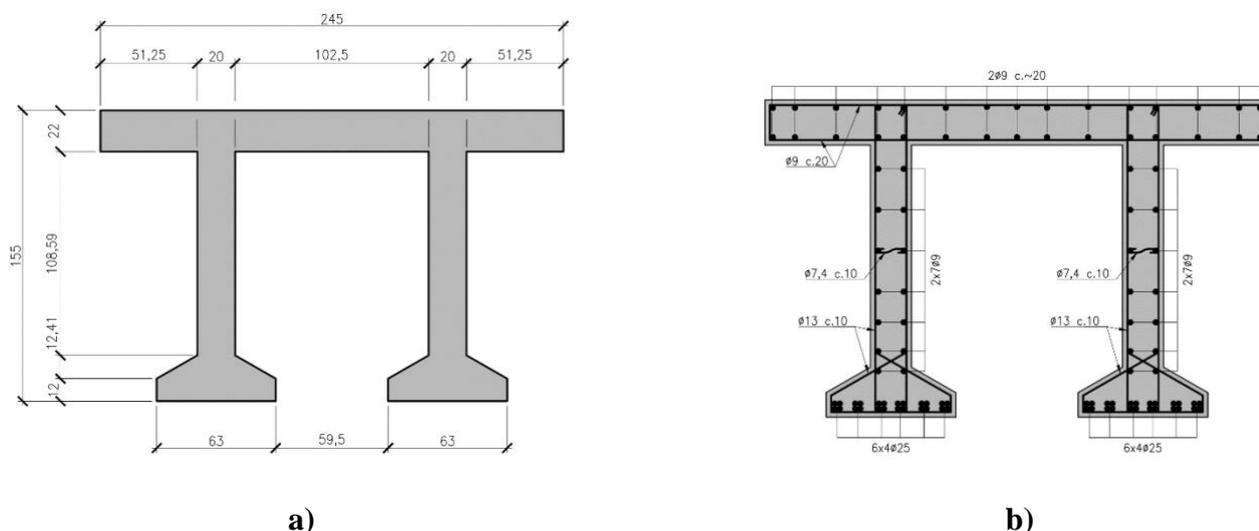


Figura 4 – a) Geometria da seção transversal. b) Detalhamento da armadura de GFRP.

Tabela 3 – Características do projeto.

Vão livre	Larg. colab. por viga	Res. carac. à comp. $F_{ck}$	Along. arm. rupt., $\varepsilon_{f,ult}$	Mód. elast. arm., $E_f$	Coefficiente amb. $C_e$
29,0 m	1,225 m	30 MPa	24 ‰	48.000 MPa	0,7

Tabela 4 – Resultados da análise estática da estrutura.

Momento solicitante de projeto	Momento resistente de projeto	Esf. cort. de projeto	Esf. cort. resistente de projeto	Limite para desloc. Vertical ( $l/250$ )	Desloc. Vertical s/contraflecha
3.274 kNm	5.675 kNm	452 kN	637 kN	115 mm	140 mm

A taxa geométrica balanceada da armadura obtida ( $\rho_{fb}$ ) foi de 0,436%, e a taxa geométrica adotada para a seção ( $\rho_f$ ) foi de 0,647. Observa-se que  $\rho_f$  é 48% maior, o que garante que a ruptura se dê por compressão excessiva do concreto e, portanto, foi possível utilizar o coeficiente  $\phi = 0,65$ , que é menos conservador. Como consequência, o momento fletor resistente obtido é 76% maior do que o solicitante. Contudo, o deslocamento vertical obtido para a combinação quase permanente de serviço (verificação do ELS-DEF) foi de 140 mm, 25 mm além do limite apresentado pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Portanto foi necessário aplicar uma contraflecha, até o limite de  $l/350$  (82 mm), para atender aos requisitos da norma. Para a combinação frequente de serviço (verificação do ELS-VE), o deslocamento vertical foi de 12 mm, um valor cerca de 15% do limite apresentado pela Norma.

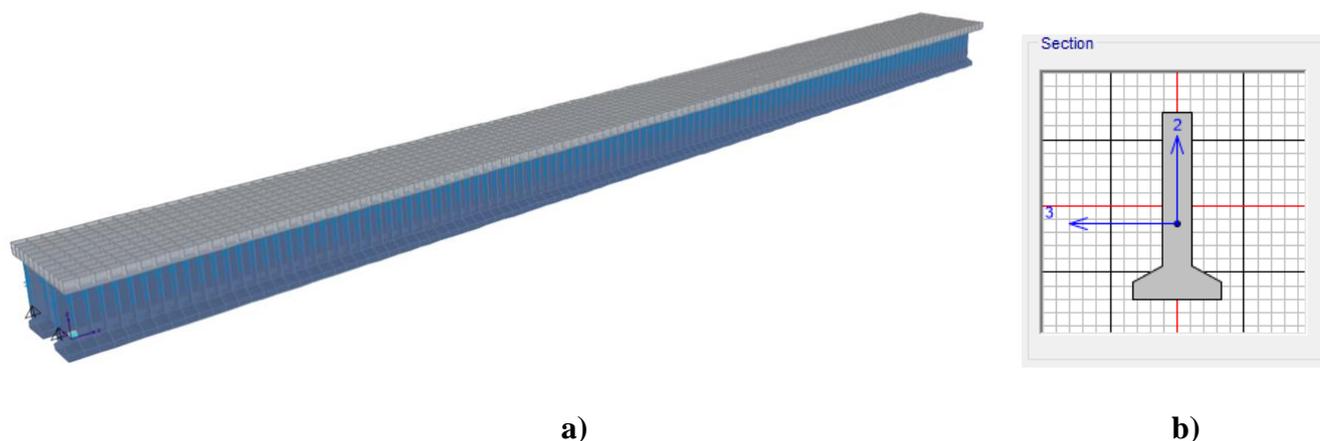
## 5.2) Análise modal

Para a avaliação das frequências naturais da estrutura da passarela foi elaborado um modelo tridimensional em elementos finitos utilizando o programa de análise estrutural SAP2000 (figura 5a). O modelo tem as almas das vigas da seção transversal em duplo T representadas como elementos de barra (a figura 5b ilustra a seção transversal dos elementos de barra). A mesa (laje) foi modelada como elementos de casca (elemento *shell*, tipo *thin*) com espessura de 12 cm. Os elementos que formam a laje foram modelados de tal forma que o seu centroide coincide, geometricamente, com o centroide real da laje. Por isso, a ligação entre os elementos de barra e os de *shell* se deu através de *links* rígidos.

A estrutura da passarela foi considerada simplesmente apoiada nos encontros, através da utilização de um par de apoios por longarina, com um total de quatro pontos. Em uma das extremidades da passarela foi considerado um apoio que impede os deslocamentos nas três direções. Na outra extremidade, considerou-se um apoio que impede somente os deslocamentos verticais. Foi adotado comportamento elástico e linear para os materiais e, também, linearidade geométrica para os elementos.

O programa SAP2000 infere a massa da estrutura a partir das propriedades definidas para cada material dos elementos. Neste caso, foi adotado o concreto armado com peso específico de  $25\text{kN/m}^3$  e módulo de elasticidade secante de  $26.072\text{ MPa}$ , calculado de acordo com os preceitos da NBR 6118 (ABNT, 2014), considerando uma resistência à compressão característica de  $30\text{MPa}$ .

A partir do modelo foi realizada a análise modal para determinar as frequências naturais da estrutura e os respectivos modos de vibração (figura 6). Conforme recomendado no GUIA SÉTRA (2006), foram efetuadas duas análises: uma considerando apenas a massa da estrutura e outra adicionando a massa dos pedestres ao modelo ( $1\text{ pedestre/m}^2 = 70\text{ kg/m}^2$ ). Os resultados das frequências naturais e períodos da estrutura, considerando a passarela vazia e carregada, estão mostrados na Tabela 5.



**Figura 5 – a) Modelo em elementos finitos; b) Seção transversal dos elementos de barra no modelo.**

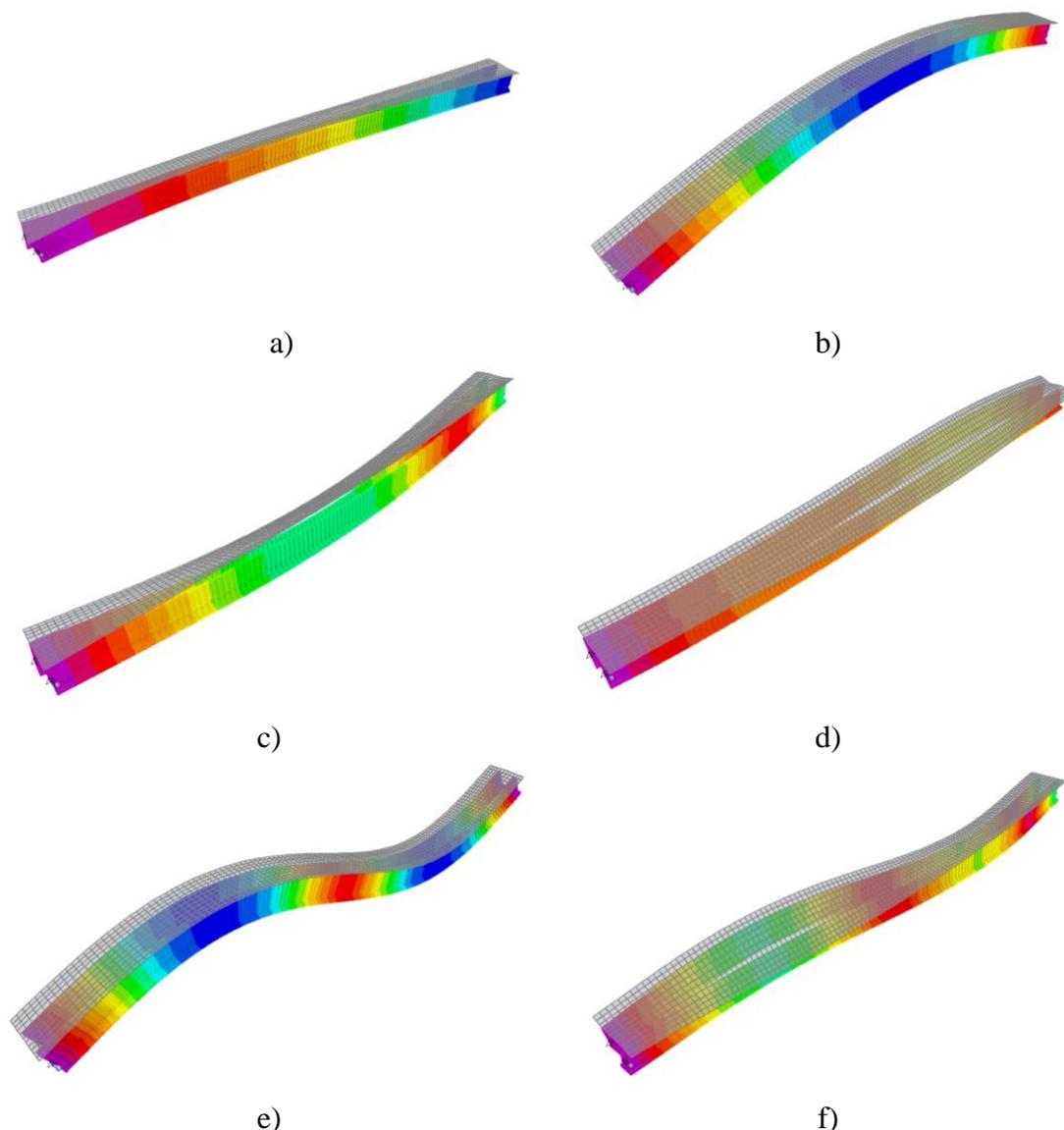
Quanto aos modos de vibração apresentados na **Error! Reference source not found.**, observa-se que o primeiro modo é transversal, correspondente à flexão lateral (excitado, portanto, por cargas horizontais, como o vento, por exemplo). O segundo e quinto modos de vibração são verticais, correspondentes à flexão vertical (excitado pelas cargas devidas ao peso da estrutura e dos pedestres). Já o terceiro, quarto e sexto modos se referem a modos de torção em torno do eixo longitudinal.

**Tabela 5 – Frequências naturais e períodos dos modos de vibração da passarela.**

Modo	Característica do modo	Passarela vazia		Passarela carregada	
		Freq. (Hz)	Período (s)	Freq. (Hz)	Período (s)
1	Horizontal/transv.	1,039	0,963	1,013	0,988
2	Vertical, 1 onda	2,622	0,381	2,553	0,392
3	Torção	4,697	0,213	4,609	0,217
4	Torção	9,025	0,111	8,703	0,115
5	Vertical, 2 ondas	10,149	0,099	9,880	0,101
6	Torção	11,793	0,085	11,556	0,087

Analisando-se os resultados (tabela 5), nota-se que para o modo vertical (modo 2), a frequência obtida, próxima de  $2,6\text{ Hz}$ , não atende à recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014), que preconiza que a frequência

natural da estrutura seja ao menos 20% superior à frequência considerada crítica (5,4 Hz para passarelas de pedestres). As normas CEB, HIVOSS e o Guia Sétra não consideram este valor como frequência crítica, em contrapartida, outras normas recomendam que seja realizada uma análise dinâmica mais detalhada, como pode ser visto em MENDES (2014). A estrutura da passarela enquadra-se na Classe III do Guia SÉTRA (2006). Assim, a frequência natural referente ao modo 2 encontra-se na faixa 3, o que corresponde à um risco mínimo de ressonância (vide tabela 1), e a verificação dinâmica pode ser dispensada segundo este guia. Com relação ao modo transversal (modo 1), apesar da frequência natural obtida ser considerada crítica, a passarela objeto deste estudo encontra-se abrigada contra a carga de vento e, portanto, não foi considerada neste estudo.



**Figura 6 – Modos de vibração da passarela: a) Primeiro modo, horizontal transversal; b) Segundo modo, vertical com uma onda; c) Terceiro modo, torção; d) Quarto modo, torção; e) Quinto modo, vertical com duas ondas; f) Sexto modo, torção.**

## 6. Considerações finais

O detalhamento aqui apresentado buscou colaborar com a difusão de projetos utilizando armaduras não metálicas, campo ainda muito pouco explorado no Brasil. Para isso, foi apresentado um exemplo prático do



uso dessa tecnologia empregado no cálculo de um projeto real, enfatizando suas peculiaridades. Buscou-se utilizar mais do que apenas os recursos básicos para problemas simples.

O estudo realizado mostrou a viabilidade da solução em concreto com armadura não metálica, ao mesmo tempo que ressaltou a importância e a necessidade das verificações dos Estados-limites de serviço, os quais podem ser condicionantes para o dimensionamento.

A análise modal da estrutura para determinação das frequências naturais expõe a falta de consenso das diversas normas existentes. As exigências normativas para análise dinâmica, especialmente para a frequência natural em estudo (cerca de 2,6 Hz), oscilam muito de norma para norma, impondo ao engenheiro o uso do bom senso na escolha. A classificação coerente, utilizando um guia bem consolidado como base, e a análise modal rigorosa se mostraram aqui eficazes. Sem os quais, inevitavelmente, não seria possível definir a segurança e o conforto da passarela para os pedestres.

## Referências

- ABNT, NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento (Versão Corrigida: 2004). Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.
- ABNT, ABNT NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.
- ABNT, ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.
- ACI, ACI 440.1R-15: Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber Reinforced Polymer (FRP) Bars. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2015.
- ACI, ACI 318R-19: Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills: American Concrete Institute, 2019.
- CUNHA, D. R., Estudo da aderência de barras poliméricas reforçadas com fibra de vidro (GFRP) ao concreto. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2019.
- BISCHOFF, P. H.; GROSS, S. P., Equivalent Moment of Inertia Based on Integration of Curvature. *Journal of Composites for Construction*, Maio/Junho 2011. 263-273.
- FIB, CEB Bulletin 209: Vibration Problems in Structures - Practical Guidelines. Lausanne: Fédération Internationale du Béton, 1991.
- LIMA, M. B., Análise ao Cisalhamento de Vigas Armadas com Polímero Reforçado com Fibra de Vidro. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2020.
- MENDES, J. P., Análise Dinâmica e Controle de Vibrações de Passarelas de Pedestres Submetidas ao Caminhar Humano: Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2014.
- NANNI, A., Flexural Behavior and Design of RC Members Using FRP Reinforcement. *Journal of structural engineering*, v. 119, 1993. 3344-3359.
- OLIVEIRA, L. O. S. B., Ensaio de Tração em Armaduras de GFRP: Relatório Técnico. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 21. 2019.
- OLIVEIRA, L. O. S. B.; SOUZA, R. H. F.; TEIXEIRA, B. A. C., Utilização de Armaduras Não Metálicas no Brasil. X Congresso Nacional de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 18 maio 2018.
- ORTENZI JUNIOR, A., A Fibra de Vidro em Matrizes Poliméricas e Cimentícias e seu Uso Estrutural em Construção Civil: O Estado-da-Arte. Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, p. 205. 2007.
- SÉTRA., Assessment of Vibration Behavior of Footbridges under Pedestrian Loading. France: Association Française de Génie Civil (AFGC) – Service d'étude des transports, des routes et de leurs aménagement, 2006.
- TEIXEIRA, B. A. C., Avaliação do Comportamento de Vigas de Concreto Armadas com Barras de Fibra de Vidro - Um Estudo Experimental. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2018.
- WEIBULL, J. K.; BASTOS, C. C. D. O.; OLIVEIRA, L. O. S. B., Dimensionamento de uma Passarela Utilizando Concreto com Armadura Não Metálica: Trabalho de Conclusão De Curso. Rio de Janeiro: Universidade Santa Úrsula, 2020.
- ZOGHI, M., *The International Handbook of FRP Composites in Civil Engineering*. [S.l.]: CRC-Press, 2013.