

## **Flecha Limite para Pontes Estaiadas – Estudo de Caso**

**Joaquim E. Mota<sup>1</sup>, André L.M. Mourão Dias<sup>2</sup>, Alex S.C. de Souza<sup>3</sup>, Hugo C. Mota<sup>4</sup>**

<sup>1</sup>Universidade Federal do Ceará / Professor do DEECC / jemota@fortalnet.com.br

<sup>2</sup>Firme Estrutural / Eng. Civil / firmeestrutural@gmail.com

<sup>3</sup>Universidade Federal de São Carlos / Professor do DECiv / alex@ufscar.br

<sup>4</sup>Universidade de Fortaleza / Professor do Curso de Eng. Civil / hugocmota8@gmail.com

### **Resumo**

Não há no estágio atual um consenso internacional sobre o valor limite de flecha a ser adotado para o projeto de pontes estaiadas visando garantir o controle de vibrações desconfortáveis ao usuário. Este trabalho apresenta inicialmente uma substancial análise e interpretação dos valores limites de flecha em pontes constantes na literatura nacional e internacional. Verifica-se que no caso das pontes estaiadas um valor de flecha limite, para cargas móveis, estabelecido como uma fração do seu vão livre pode não ser o critério mais eficiente para o controle de vibrações desconfortáveis da estrutura. As características dinâmicas da ponte como as frequências próprias e as acelerações máximas são, atualmente, parâmetros mais indicados para avaliação de situações de vibrações excessivas. Por fim, um estudo de caso é desenvolvido fazendo-se uma análise numérica da Ponte Estaiada do Rio Moju construída em 2019/2020 restabelecendo a ligação rodoviária entre a região da grande Belém ao interior do estado do Pará. A obra tem 268m de extensão com mastro único central e dois vãos estaiados laterais de 134m com tabuleiro misto aço-concreto.



**Figura 1 – Fase de execução da ponte do Moju.**

### **Palavras-chave**

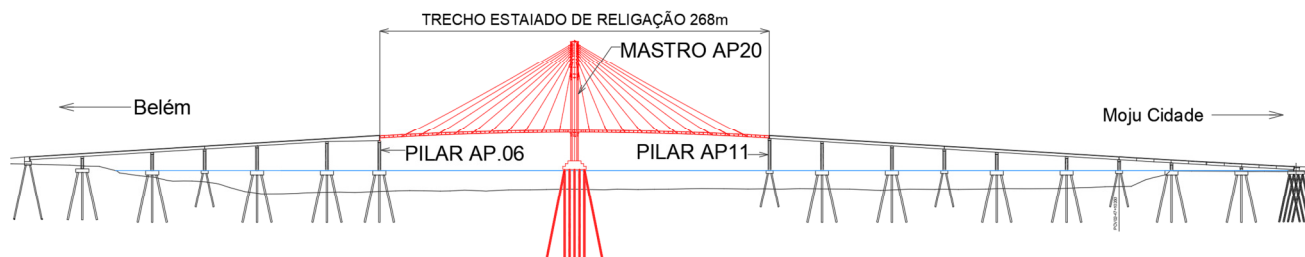
Ponte estaiada, flecha limite, vibração

### **Introdução**

Em decorrência do sinistro, ocorrido na madrugada de sábado 06 de abril de 2019, paralisando toda ligação terrestre entre a região da grande Belém ao interior do estado do Pará, o governo do estado adotou uma solução estaiada para o novo tabuleiro de ponte que além de resolver a religação da alça viária, permite o

tráfego mais seguro de embarcações sob o novo trecho. O colapso abrangeu cinco vãos da ponte sobre o Rio Moju, de um total de 20 vãos, ou 268m de um total de 860m.

Tendo-se em vista a importância desta ligação terrestre, bem como o grande fluxo fluvial no Rio Moju, optou-se por religar os trechos preservados da ponte, por vãos estaiados, ou seja, os cinco vãos sinistrados serão recompostos por apenas 2 vãos estaiados de 134m cada e com um único mastro central, permitindo vãos mais largos para navegação.



**Figura 2 – Sistema estrutural da ponte do Moju.**

Em virtude do tipo da superestrutura adotada ser composta por tabuleiro misto de aço e concreto, e também pela particularidade do sistema estrutural estaiado ainda está em consolidação na engenharia estrutural mundial, iniciando sua construção sistemática no Brasil apenas no início dos anos 2000, as normas brasileiras não explicitam claramente os critérios relativos aos estados limites de serviços ELS, tanto pela natureza mista da superestrutura quanto pela complexidade do sistema estrutural estaiado. Todavia, as normas americanas da AASHTO, apesar de apontar limites de ELS direcionados para estruturas de aço, não se aplicam a sistemas estruturais complexos, como é o caso de tabuleiros suspensos por estais.

Quando se comparam os critérios das normas brasileiras e as americanas da AASHTO, no estado limite de serviço ELS, principalmente ao limite de flecha admissível, existe uma diferença importante entre os valores especificados.

As premissas originais do projeto da ponte estaiada do Moju, utilizadas nas verificações de deformações limites de serviço, estão baseadas nas atuais normas brasileiras e nas pontes estaiadas em desenvolvimento no Brasil. Entretanto, surgiu um questionamento entre os projetistas e o contratante, o governo do estado do Pará, se neste caso não se deveria adotar os limites bem mais conservadores das normas americanas da AASHTO. Diante dessas diferenças de especificações entre normas brasileiras e as americanas da AASHTO inerentes da cultura técnica existente em ambas, bem como pela particularidade da estrutura estaiada, o governo do Pará nos solicitou parecer técnico para avaliar o desempenho estrutural da ponte diante dos critérios considerados.

Este trabalho apresenta de forma sucinta o parecer técnico apresentado que contempla uma substancial análise e interpretação dos critérios de projeto de pontes constantes na literatura nacional e internacional, e de uma etapa complementar, composta de uma modelagem numérica da estrutura analisada, desenvolvida no software MIDAS CIVIL, com o objetivo de avaliar a flecha máxima produzida pela passagem da carga móvel de projeto e de extrair os modos de vibração e frequências naturais.

### **Norma Brasileira – Pontes de Concreto**

A ABNT NBR 7187:2003 (Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido-Procedimento), no seu item 8.5.3, remete a verificação das flechas para a ABNT NBR 6118 (Projeto de estruturas de concreto-Procedimento), e estabelece que para o cálculo de deformações e deslocamentos, relacionados aos estados limites de serviço ELS, deve-se considerar a seção fissurada. Na ABNT NBR 6118 os limites para deslocamentos são apresentados no item 13.3. Para o caso do estado limite de aceitabilidade sensorial, caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável, é fixado o limite de  $L/350$  para as flechas devido às cargas acidentais, que no caso de ponte entende-se como a carga móvel considerada no projeto. O valor de  $L$ , segunda esta norma, corresponde ao comprimento do vão suportado em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Nossa interpretação, para o caso de pontes estaiadas, é a de que valor de  $L$  pode ser tomado como a extensão do tabuleiro entre mastros, ou na situação de mastro único vale a extensão entre o apoio extremo e o mastro central.

A ABNT NBR 6118 ainda esclarece que os deslocamentos devem ser obtidos a partir de combinações de ações características ponderadas pelos coeficientes definidos para o estado limite de serviço verificado. Entende-se que para a verificação do estado limite de deslocamento para aceitabilidade sensorial deve-se considerar uma combinação frequente de ações. Os coeficientes de ponderação para combinação frequente de ações estão definidos na ABNT NBR 8681 (Ações e segurança). No caso de pontes rodoviárias o valor do coeficiente de ponderação prescrito nesta norma é 0,50. Em outras palavras, a flecha a ser comparada com o valor limite é a metade da flecha máxima obtida pela passagem da carga móvel completa sobre a estrutura do tabuleiro.

### **Norma Brasileira – Pontes de Aço e Mistas**

Foi publicada em julho de 2020 a norma ABNT NBR 16694:2020 Projeto de pontes e viadutos rodoviários de aço e mistas de aço e concreto. Esta norma recomenda os valores dos deslocamentos limites para o caso de pontes dados a seguir:

- para apenas a carga móvel, o limite é de  $L/800$ , sendo  $L$  o vão entre eixos de apoios da ponte ou viaduto. Caso haja passagem de pedestres na ponte, este valor deve ser reduzido para o limite de  $L/1000$ .
- no caso de balanços, o valor é de  $L/300$  e com passagem de pedestres de  $L/375$ .

Como se pode perceber há uma discrepância importante nas recomendações da Comissão de Estudos com as normas nacionais vigentes. O projeto de norma de pontes de aço e mistas impõe uma limitação bastante severa de flechas devido às cargas móveis. Por outro lado, a norma de pontes de concreto estabelece um limite de flecha bem menos severo baseados em resultados que são praticados desde meados do século passado quando se iniciam as normalizações sistemáticas no Brasil.

### **Normas Internacionais**

Tradicionalmente as normas brasileiras têm como referência normas internacionais, sobretudo as normas europeias baseadas na DIN e EUROCODE e recentemente as Normas da América do Norte, em especial dos USA. Portanto, neste estudo tomou-se como referência a avaliação das principais normas dessas regiões com relação ao controle de flechas em pontes.

### **Norma Americana**

Na AASHTO LRFD-8, “Bridge design specifications, 8th Edition”, 2017 o limite da flecha apenas para carga móvel é de  $L/800$ . Recomendação adotada pelo projeto de norma NBR 16694:2018.

Verifica-se que as normas americanas da AASHTO têm bastante influência na normalização e no projeto de pontes em outros países e, principalmente no Brasil quando se trata de pontes metálicas e mistas de aço e concreto. Sendo, portanto, pertinente uma discussão sobre a origem dos limites de flecha exigidos nessas normas.

A origem dos limites de flechas nos códigos de projeto americanos remete ao início do século 20. O limite de flecha para cargas móveis de  $L/800$  está presente desde a década de 1930.

NASSIF et al. (2011) confirmam essas origens e reforçam que esses limites foram estabelecidos de forma empírica e derivados do uso de pontes em madeira, pontes em vigas e treliçadas simplesmente apoiadas. Reforça também a importância da limitação de flechas para o controle de vibrações justificando os limites da norma americana. Por outro lado, demonstra que esse parâmetro pode não ser eficiente para o controle de vibrações e pode tornar-se antieconômico.

Críticas semelhantes no sentido de se abolir a limitação de flecha e passar a analisar as questões das vibrações por critérios eficazes são explicitados por outros autores em diversas pesquisas: (FHWA, 2011), (STATE HIGHWAY ADMINISTRATION, 2015), (BAKHOUM, 2012), (ROEDER; BARTH; BERGMAN, 2002). Há, portanto, um consenso que este limite de flecha não é adequado para o controle das vibrações. Novos critérios baseados em análises das vibrações e dos efeitos dinâmicos foram propostos como alternativas ao atual limite de flecha imposto pela AASHTO. No entanto, esse limite tem se mantido desde a década de 1930. E, embora seja um limite opcional, a maioria dos estados americanos ainda o adota.

### **Normas Europeias**

O uso dos EUROCODIGOS é bastante difundido na Europa. No entanto, cada país Europeu pode estabelecer parâmetros particulares de acordo com a realidade local.

Para ponte em concreto tem-se o EN 1992-2 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 2 Concrete bridges. Já para pontes metálicas o EN 1993-2 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 2 Steel bridges e para pontes mistas de aço e concreto o EN 1994-2: Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures.

As verificações para os estados limites de serviço são remetidas para EN 1993-1-1 General rules and rules for bridges no item 7.3 que não estabelece um limite de flecha com base no vão. Por outro lado, introduz um conceito que pode ser novo em alguns países, que trata da distinção entre os estados limites reversíveis e irreversíveis. No caso de estados limites reversíveis, em algum momento o estado limite de deformação por flexão pode ser excedido, desde que a estrutura permaneça em regime elástico, ou seja, tenha sua forma restituída após cessado o carregamento. (POLJANSEK et al., 2012)

A referência a limite de flechas com base no vão aparece somente no EN 1990:2002 Anexo 1 (dezembro de 2005) Eurocode Basis of structural design que estabelece para pontes ferroviárias o limite de flecha devido a ação do tráfego em  $L/600$ .

Nos exemplos e discussões apresentados no Eurocode Handbook 4 (2005) limita-se a flecha em  $L/250$ . No entanto esse limite é aplicado para flechas calculadas para combinações frequentes particularmente para as situações de estados limites reversíveis. Portanto, apesar do limite de flecha ser elevado, ela é determinada para uma combinação de ações incluindo cargas permanentes e a carga móvel com seu valor frequente e não somente para a carga móvel com o seu valor nominal, sendo, portanto, similar aos limites da tabela 13.3 da NBR 6118:2014, demonstrando a qualidade da normalização nacional desenvolvida desde o século passado.

### **Norma Canadense**

No Canadá o projeto de pontes é regulado pela norma CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code (Canadian Standards Association – CSA, 2006). Com relação às flechas não são especificados limites na norma canadense. No entanto, segundo o Canadian Structural Manual (2016) devem ser utilizados os limites de flechas, baseados no Guia AASHTO de Projeto de Pontes com as seguintes modificações: A flecha máxima devido a carga móvel, em pontes com passagem de pedestres, não deve exceder  $L/600$  e no caso de balanços  $L/350$ .

Verifica-se então que os “canadenses” seguem o método americano (USA) para limitar a flecha em função do vão, mas aumentaram o deslocamento limite de  $L/800$  para  $L/600$ .

Segundo estudos conduzidos por MATAR, BAKHOUM, ISHAC (2012) um procedimento semelhante é adotado pela norma egípcia, ou seja, seguem os americanos-USA, porém, aumentando o limite de flecha para  $L/600$ .

### **Norma Australiana**

Segundo KIRKCALDIE AND WOOD (2008) a norma AS 5100.2 exige que os limites de flechas em pontes rodoviárias não devem ser maiores que  $L/600$  e  $L/300$  no caso de balanço.

(NECHVOGLOD; CPENG; RAPATTONI, [s.d.]) fazem um histórico da evolução dos limites de flecha para pontes nas normas australianas demonstrando que sua origem está na norma americana-USA e que inclusive na década de 1970 o limite de flecha para pontes em concreto que era de  $L/300$  passou a ser  $L/800$  e atualmente  $L/600$ .

### **Norma Coreana**

Na norma Coreana, o Código de projeto de ponte (estado limite – MLIT 2015), analisada e apresentada por PARK et al (2018), faz referência aos limites de flechas opcionais, para pontes de curto e médio porte em  $L/800$  e  $L/1200$ . Essas flechas devem ser calculadas para o valor padrão do veículo principal e 25% da pista padrão.

Nos comentários do código, é estabelecida uma flecha limite de  $L/400$  especificamente para pontes estaiadas,  $L/350$  para pontes penséis e  $L/600$  para outros tipos de pontes.

Para sistemas específicos de pontes penséis e estaiadas, a norma não faz referência se o tabuleiro suspenso é em aço, concreto ou misto.

## Resumo das Prescrições Normativas

Na Tabela 1 é apresentado um resumo sobre os limites de flechas para as cargas móveis especificados pelas principais normas internacionais e nacionais (ABNT).

**Tabela 1 – Limites de flecha para cargas móveis**

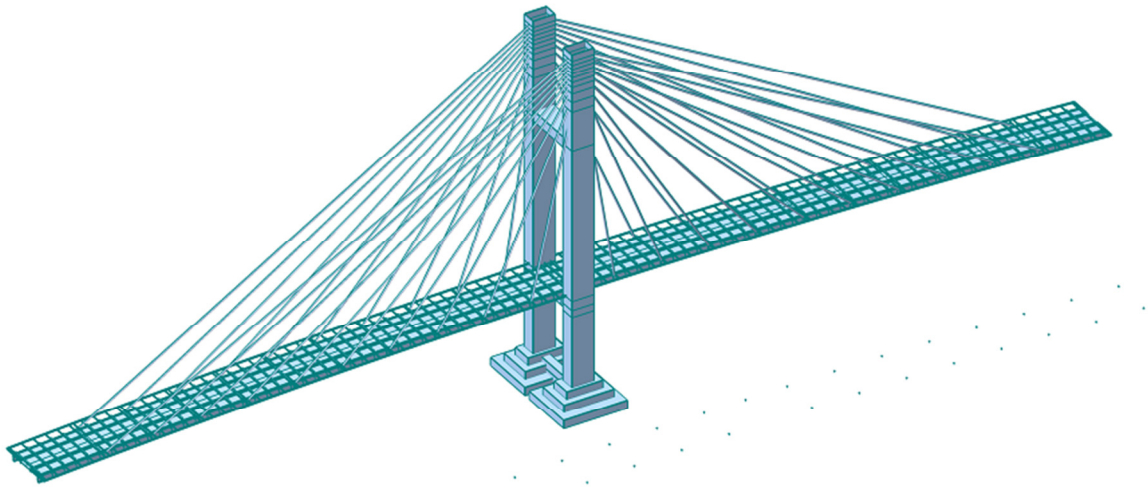
Norma	Limite de flecha carga móvel	comentário
ABNT NBR 7187:2003	L/350	Origens nos limites estabelecidos pela NBR 6118. Não explicita diretamente, na própria norma, quais carregamentos devem ser utilizados, embora possa se depreender que um valor frequente da carga móvel seria o mais consistente.
ABNT NBR 16694:2020	L/800	Norma publicada em julho de 2020.
AASHTO LRFD-8	L/800	Influenciou normas de vários outros países. Limite bastante criticado atualmente na comunidade científica, mas permanece desde a década de 30. Motivação: controle de vibrações pelo aumento da rigidez visando o conforto humano. Critérios mais modernos de avaliação do conforto humano baseiam-se em parâmetros de análise dinâmica como a banda de frequência e a amplitude da aceleração da estrutura, ver ISO 2632.
EUROCODIGOS	Não estabelece limites de flecha baseados no vão.	Para pontes ferroviárias estabelece L/600. Eurocode Handbook 4 (2005) limita-se a flecha em L/250 para combinações de ações frequentes.
CAN/CSA-S6-06 (Canadá)	L/600	Recomendado pelo Canadian Structural Manual (2016) com base na AASHTO.
AS 5100.2 (Austrália)	L/600	Origem na AASHTO.
Korean Bridge Design Code	L/400	Específico para pontes estaiadas.

Nesta sistematização parcial dos critérios de normalização para os limites de flechas das pontes, verifica-se que a norma americana da AASHTO é, sem dúvida, a que exerce maior influência na normalização de projeto de pontes em vários países, principalmente por sua importância econômica, mas sem um respaldo técnico adequado à otimização dos sistemas estruturais que contemple a rigidez diante das cargas dinâmicas e o conforto humano em casos de pontes urbanas.

Verifica-se também que o limite de flecha imposto pela AASHTO tem como um dos objetivos principais o controle das vibrações e permanece inalterado e influenciando normas de outros países desde década de 1930, mesmo a despeito de críticas recorrentes da comunidade técnica/científica sobre a eficiência do limite de flecha para o controle de vibrações. Vale destacar que existem outras exigências a serem obedecidas com relação às vibrações das pontes urbanas.

## Análise Numérica da Ponte do Moju

Complementando as interpretações dos textos normativos consultados, foi feita uma modelagem numérica da estrutura da ponte estaiada do Moju com o objetivo de se obter um valor para a flecha máxima do tabuleiro quando submetido a uma situação frequente de carga móvel. A modelação foi desenvolvida no software Midas Civil combinando elementos finitos de barra e de placa, ver figura 3.



**Figura 3 – Modelo numérico da ponte do Moju – Midas Civil**

Para a calibração do modelo comparou-se inicialmente as reações de cargas permanentes, obtidas pelo Midas, com o peso próprio calculado manualmente, tendo-se chegado a uma diferença de apenas 0,75%.

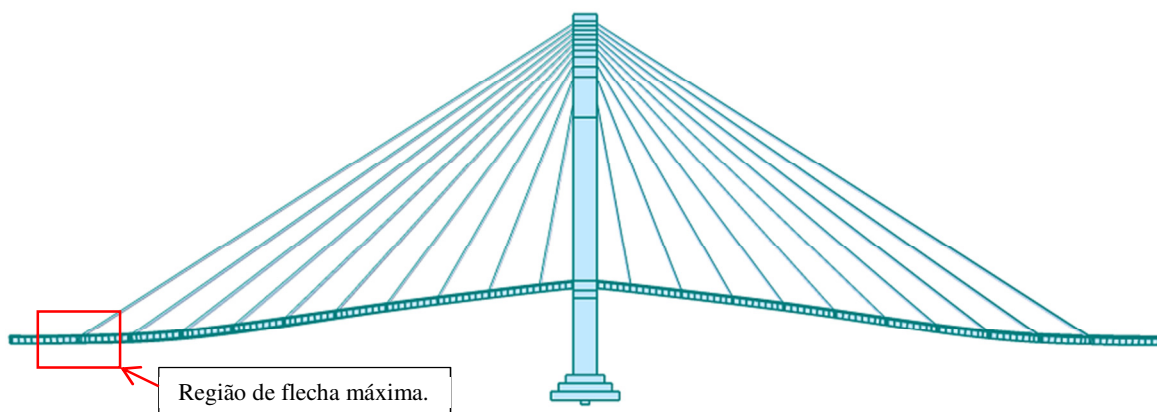
Outro controle foi feito pela determinação das forças finais nos estais após a montagem do tabuleiro. Estes valores foram fornecidos pelo projetista que utilizou uma análise mais completa contemplando toda sequência construtiva. Para determinar estes valores no modelo completo utilizou-se a ferramenta “Unknow Load Factor” disponível no Midas Civil que permite se chegar aos valores da força de protensão em cada estai de forma a impor simultaneamente o deslocamento nulo do tabuleiro, ou seja, manutenção do greide rodoviário, quando sujeito à carga permanente.

Os valores finais de forças nos estais, obtidos no modelo completo, diferiram em média de 7% dos valores fornecidos pelo projetista o que se considerou aceitável. Deve-se esclarecer que esta calibração é feita considerando-se uma resposta linear da estrutura e com os estais representados por elementos de treliça. Uma vez determinadas as forças de protensão dos estais, estes elementos são modificados para cabos que trabalham apenas tracionados introduzindo-se assim uma não linearidade no modelo.

Na sequência, submeteu-se o modelo à passagem de carga móvel correspondente à classe 45 da ABNT NBR 7188: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres (TB 45).

O valor máximo encontrado de flecha de carga móvel foi da ordem de 60cm.

Para uma avaliação do coeficiente de impacto ou de amplificação dinâmica com maior precisão, foi feita uma análise dinâmica considerando uma carga móvel constituída por uma única carga de 450kN percorrendo o tabuleiro com velocidades de 30km/h, 60km/h e 90km/h. A relação entre as flechas máximas estática e dinâmica foi de aproximadamente 1,1. O coeficiente de amplificação dinâmica encontrado na análise está quase idêntico ao coeficiente de impacto obtido pela expressão sugerida pela ABNT NBR 7188, considerando o vão teórico de 134m.



**Figura 4 – Elástica de flechas máximas para o TB 45.**

Desta forma, considerando um coeficiente de combinação frequente igual a 0,50 (NBR8681) e um coeficiente de amplificação dinâmica igual a 1,1 e a flecha devida às cargas permanentes anuladas pelos estais, tem-se:

$$flecha_{m\acute{a}x,freq\acute{u}ente} = 1,1 \times 0,5 \times 60 = 33,00cm \quad (1)$$

Flecha limite pelas normas brasileiras vigentes:

$$flecha_{limite,ABNT} = \frac{L}{350} = \frac{13400}{350} = 38,28cm \quad (2)$$

Flecha limite pela norma coreana:

$$flecha_{limite,Korean\ Code} = \frac{L}{400} = \frac{13400}{400} = 33,50cm \quad (3)$$

Verifica-se, por esta análise, que a flecha máxima prevista para a situação de carga móvel frequente atende aos critérios das normas brasileiras vigentes e também ao critério específico para pontes estaiadas da norma coreana.

Ainda neste modelo foi feita a extração do primeiro modo de vibração que está apresentado na figura 4 abaixo.

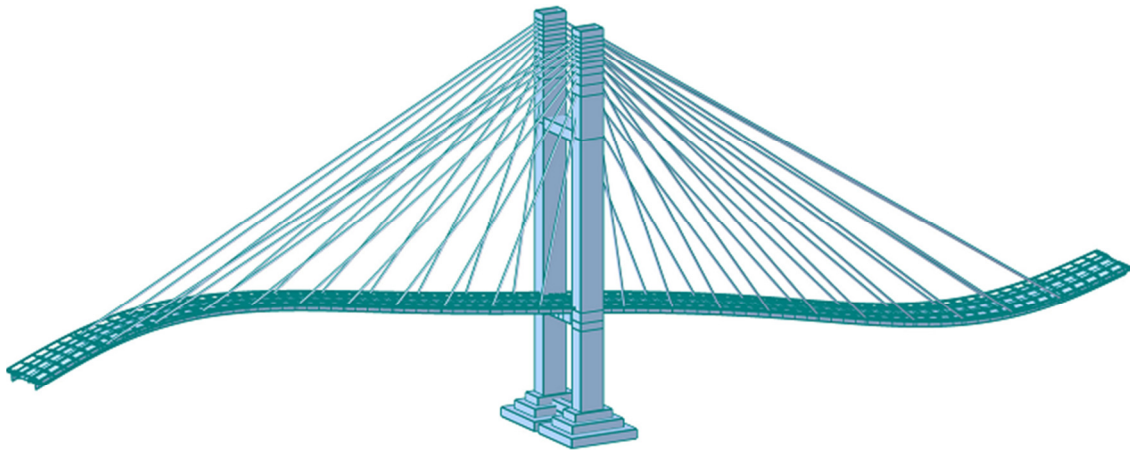


Figura 5 – 1º Modo de vibração, frequência  $f_1=0,41$  Hz.

BARKER, STAEBLER e BARTH sugerem as seguintes expressões para a limitação de flechas em pontes em função de sua primeira frequência natural.

Caso de pontes com eventual utilização de pedestres:

$$flecha_{limite} = \frac{165,10}{f_1^2} (mm) = \frac{165,10}{0,41^2} = 982mm = 98,2cm \quad (4)$$

Caso de pontes com utilização frequente por pedestres:

$$flecha_{limite} = \frac{66,0}{f_1^2} (mm) = \frac{66}{0,41^2} = 393mm = 39,3cm \quad (5)$$

## Conclusões

Verifica-se do estudo dos valores específicos para limitar as flechas das pontes que o limite de flecha  $L/800$  da AASHTO é conservador e não vem contemplando o avanço da otimização dos sistemas estruturais que ocorreram a partir do Século XX, principalmente, com a introdução dos sistemas estaiados na construção de pontes de médio e grandes vãos.

É possível perceber que não há uma tendência em se abandonar a limitação de flechas para cargas móveis com base no vão. Porém esse limite tende a ser maior que o  $L/800$  estabelecido pela AASHTO. Paralelamente têm sido estabelecidos critérios mais coerentes para o controle de vibrações e efeitos dinâmicos que podem gerar estados limites de serviço importantes, sobretudo em pontes com passagem de pedestres.

Em resumo, pode-se afirmar o seguinte:

- Não há no estágio atual um consenso internacional sobre o valor limite de flecha a ser adotado para o projeto de pontes visando garantir o controle de vibrações desconfortáveis ao usuário.
- A limitação de flecha para cargas móveis em pontes pode não ser o critério mais eficiente para o controle de vibrações desconfortáveis da estrutura. Características dinâmicas da estrutura como frequências próprias e acelerações máximas são, atualmente, parâmetros mais indicados para avaliação de situações de vibrações excessivas para o conforto humano.
- Pelo exposto nos itens, pode-se afirmar que a opção de não acatar o critério mais conservador da AASHTO, de limitação de flecha devido à carga móvel ao valor  $L/800$  no desenvolvimento do projeto de uma ponte, não significa obrigatoriamente a condenação do mesmo. O projetista, contudo, deve demonstrar no memorial de cálculo o atendimento a outros critérios de avaliação previstos em outras normas internacionais ou critérios consagrados em qualificada literatura técnica sempre com a anuência do contratante. Vale ressaltar que os limites estabelecidos pela AASTHO, além de ser de natureza empírica, não são obrigatórios nem mesmo em todos os Estados Unidos. No caso particular de vãos estaiados, já existem normas com limites específicos para este tipo de estrutura, como é o caso da coreana. Os limites da norma coreana, diferentemente da AASTHO, são baseados em análises dinâmicas, velocidade do tráfego, frequências naturais, vãos, tipos estruturais, análise experimental e estatística.
- As normas brasileiras em vigência contemplam apenas os casos de pontes de concreto, e estabelecem a limitação de flecha ao valor  $L/350$  para uma carga móvel frequente. No caso da ponte sobre o rio Moju em estudo, que trata da reconstrução de um trecho de 268m de uma ponte no Brasil, com o sistema estrutural estaiado e com um tabuleiro com seção transversal mista aço-concreto, pode-se dizer que a consideração de um limite de flecha de  $L/350$  no vão estaiado, para uma carga móvel frequente, está em conformidade com a atual normalização vigente da ABNT.
- A análise numérica apresentada neste trabalho para o caso específico da Ponte do Moju, chegou a um valor de flecha máxima para situação frequente de carga móvel que atende aos valores limites definidos pelas normas vigentes da ABNT e pela norma coreana. Verificou-se que a flecha máxima obtida também atende a limites estabelecidos na literatura baseados em seu comportamento dinâmico.

## Referências

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHTO). LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16694: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7187: Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- AUSTRALIAN STANDARD (AS). Bridge desing - Part 2: Design loads. AS 5100.2. Sydney, 2017.
- PARK, K. J.; KIM, D. Y.; HWANG, E. S. Investigation of Live Load Deflection Limit for Steel Cable Stayed and Suspension Bridges. International Journal of Steel Structures, v. 18, n. 4, p. 1252-1264, 2018.
- BARKER, M. G.; STAEBLER, J.; BARTH, K. E. Serviceability limits and economical steel bridge design. US Deptment of Transportation, Federal Highway Administration, 2011.



- EUROCODE HANDBOOK 4. Guide to basis of bridge desing related to Eurocodes supplemented by practical examples. Italy, 2005.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode - Basis of structural design. EN 1990-A1. Brussels. 2002.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules. EN 1992-2-2. Brussels. 2005.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges. EN 1993-2-2. Brussels. 2006.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1993-1-1. Brussels. 2005.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges. EN 1994-2-2. Brussels. 2005.
- EUROCODE HANDBOOK 4. Guide to basis of bridge desing related to Eurocodes supplemented by practical examples. Edited by SANPAOLESI, L. and CROCE, P. Italy, 2005.
- CANADIAN STRUCTURAL MANUAL. Ministry of Transportation – Bridge Office. Ontario, sept. 2016.
- KIRKCALDIE, D. K., and WOOD, J. H. 2008. Review of Australian standard AS 5100 Bridge design with a view to adoption. Volume 1. NZ Transport Agency Research Report 361. 130 pp.
- KIRKCALDIE, D. K., and WOOD, J. H. 2008. Review of Australian standard AS 5100 Bridge design with a view to adoption. Volume 2. NZ Transport Agency Research Report 361. 184 pp.
- BAKHOUM, M. M. Comparison of Serviceability Limit State Code Requirements for Short and Medium Span Composite Bridges. [s.l: s.n.]. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/263367715>>.
- FHWA. SERVICEABILITY LIMITS AND ECONOMICAL STEEL BRIDGE DESIGN. [s.l: s.n.].
- NASSIF, H. et al. Vibration versus deflection control for bridges with high-performance steel girders. Transportation Research Record, n. 2251, p. 24–33, 1 dez. 2011.
- NECHVOGLOD, V.; CPENG, M.; RAPATTONI, F. Live Load Deflection Limits for Australian Road Bridges. [s.l: s.n.].
- POLJANSEK, M. et al. Bridge design to Eurocodes worked examples. [s.l.] Publications Office, 2012.
- ROEDER, C. W.; BARTH, K.; BERGMAN, A. Improved Live Load Deflection Criteria for Steel Bridges. [s.l: s.n.].
- STATE HIGHWAY ADMINISTRATION, M. SERVICEABILITY-RELATED ISSUES FOR BRIDGE LIVE LOAD DEFLECTION AND CONSTRUCTION CLOSURE POURS Problem. [s.l: s.n.]. Disponível em: <[http://www.roads.maryland.gov/OPR\\_Research/MD-15-SP309B4M\\_Serviceability->](http://www.roads.maryland.gov/OPR_Research/MD-15-SP309B4M_Serviceability->)>.
- MATAR, H.B. ; BAKHOUM, M.M. ; ISHAC, I.I. Comparasion of serviceability limit state code requeriments for short and médium span composite bridges. GLOBAL THINKING IN ENGINEERING IABSE CONFERENCE, 2012.
- KI-JUNG PARK ; DO-YOUNG KIM ; EUI-SEUNG HWANG. Investigation of Live Load Deflection Limit for Steel Cable Stayed and Suspension Bridges
- BLESSON, THOMAS; SONAL, THAKKAR; Analysis and Design of Cables Stayed Bridge.
- WALTHER, RENÉ; HOURIET, BERNARD; ISLER, WALMAR; MOÏA, PIERRE; Ponts Haubanés.