

## **Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação à uma ponte rodoviária com longarinas protendidas**

**Anselmo Leal Carneiro<sup>1</sup>, Enson de Lima Portela<sup>2</sup>, Túlio Nogueira Bittencourt<sup>3</sup>, André Teófilo Beck<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé / [anselmo.lc@hotmail.com](mailto:anselmo.lc@hotmail.com)

<sup>2</sup> Instituto Federal do Ceará / [ensondelima@gmail.com](mailto:ensondelima@gmail.com)

<sup>3</sup> Universidade de São Paulo - Escola Politécnica / [tbitten@gmail.com](mailto:tbitten@gmail.com)

<sup>4</sup> Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos / [atbeck@sc.usp.br](mailto:atbeck@sc.usp.br)

### **Resumo**

As pontes rodoviárias, por receberem um carregamento variável proveniente do tráfego de veículos, são suscetíveis ao fenômeno de fadiga. O nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras, porém, ainda é desconhecido, especialmente em relação às pontes com longarinas protendidas. Este trabalho avalia o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras de projeto proporcionam para uma ponte rodoviária de concreto, utilizando dados de pesagem em movimento (*weigh-in-motion* – WIM) de uma importante rodovia federal brasileira, a BR-381 (Rodovia Fernão Dias). Mediante a regra de Palmgren-Miner, avalia-se a vida útil e os índices de confiabilidade, sob o aspecto da fadiga, das longarinas protendidas dimensionadas conforme as normas brasileiras. Verifica-se que os níveis de segurança à fadiga das armaduras longitudinais e transversais são maiores que aqueles recomendados pela literatura internacional.

### **Palavras-chave**

Pontes rodoviárias; longarinas protendidas; fadiga; vida útil; confiabilidade; pesagem em movimento.

### **Introdução**

A fadiga ocorre devido às oscilações de tensões provenientes de cargas variáveis em serviço que geram microfissuras e, após um determinado número de ciclos, podem levar à fratura completa do material. Do ponto de vista de projeto, a verificação de fadiga é realizada de acordo com os modelos normativos de carga móvel. O nível de segurança à fadiga das normas brasileiras, porém, ainda é desconhecido, especialmente em relação aos projetos com longarinas protendidas.

Este trabalho avalia a vida útil e os índices de confiabilidade à fadiga das longarinas protendidas de uma concepção de ponte, quanto às armaduras longitudinais e transversais, utilizando dados de pesagem em movimento (*weigh-in-motion* – WIM) da BR-381 (Rodovia Fernão Dias). A estrutura, projetada de acordo com as normas brasileiras, é avaliada quanto às solicitações de momento fletor, força cortante e momento torçor. Considera-se o método do dano linear acumulado, também conhecido como regra de Palmgren-Miner, onde os ciclos de tensão são determinados com o procedimento de contagem *Rainflow*.

### **Resistência à fadiga das armaduras**

Para a determinação da resistência à fadiga das armaduras, são utilizadas curvas S-N que relacionam a amplitude de variação de tensão (S) com o número de ciclos (N) necessário à ruptura. O formato geral das curvas S-N é dado pela equação (1), onde “m” e “K” são constantes associadas a determinado intervalo da curva, “N” é o número de ciclos para a falha e “ $\Delta\sigma$ ” é a variação de tensão aplicada. Os parâmetros de algumas curvas S-N para as armaduras, conforme o código modelo *fib* (2010), estão indicados na Tabela 1.

$$N \cdot \Delta\sigma^m = K \quad (1)$$



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

**Tabela 1 – Parâmetros de algumas curvas S-N (características) de acordo com o código modelo *fib* (2010)**

Caso	$m_1$	$m_2$	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para $N^* = 10^6$ ciclos	$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para $10^8$ ciclos	$K_1 = N \cdot \Delta\sigma^{m_1}$	$K_2 = N \cdot \Delta\sigma^{m_2}$
Armadura passiva (barras retas $\phi_s \leq 16$ mm)	5	9	210	125	$4,08 \times 10^{17}$	$7,45 \times 10^{26}$
Armadura ativa (pós- tração e cabos curvos)	3	7	120	65	$1,73 \times 10^{12}$	$4,90 \times 10^{20}$

Nota:  $\Delta\sigma_{Rsk}$  é a variação de tensão característica.

No caso de barras dobradas, a *fib* (2010) e o EN 1992-1-1 (2004) indicam que os valores de tensão correspondentes à barra reta devem ser multiplicados pelo fator de redução  $\xi = 0,35 + 0,026D/\phi_s$ , onde “D” é o diâmetro do pino de dobramento ( $D < 25\phi_s$ ) e “ $\phi_s$ ” o diâmetro da barra. De acordo com Plos et al. (2007), as barras dobradas possuem valores reduzidos para a resistência à fadiga, visto que o aço sofre deformação plástica com o dobramento, o que gera tensões residuais locais e microfissuras. A referência acrescenta, porém, que a redução não se aplica aos estribos, uma vez que ensaios mostram que, na maioria dos casos, a ruptura dos estribos ocorre na parte reta e, portanto, fora do trecho dobrado. No entanto, o fator de redução  $\xi$  é empregado na ABNT NBR 6118 (2014) para a determinação da resistência de projeto à fadiga dos estribos. A *fib* (2010) e o EN 1992-1-1 (2004) não indicam valores específicos para os estribos.

Neste trabalho, o dimensionamento dos estribos das longarinas das pontes obedece a resistência de projeto à fadiga indicada pela ABNT NBR 6118 (2014). No entanto, para a estimativa de vida útil e o cálculo dos índices de confiabilidade utilizam-se as curvas S-N de barras retas, visto que a ruptura dos estribos ocorre na parte reta (mais detalhes podem ser verificados em Carneiro, 2021).

### Regra de Palmgren-Miner

Para um determinado espectro de cargas, a verificação de fadiga pode ser realizada de acordo com a regra de Palmgren-Miner. Essa regra considera que os danos de fadiga se acumulam linearmente com o número de ciclos aplicado a certo nível de tensões, conforme se indica na Equação (2). A falha ocorre quando o dano total devido ao espectro de cargas (Dano) atinge um valor-limite chamado dano de Miner na falha (DM).

$$Dano = \sum_i \frac{q_i}{N_i} \leq DM \quad (2)$$

onde

$q_i$  é o número de ciclos obtido do espectro de cargas para cada amplitude de variação de tensão;

$N_i$  é o número de ciclos correspondente à falha para cada amplitude de variação de tensão (obtido da curva S-N).

Em teoria, o dano de Miner na falha (DM) deveria ser unitário. No entanto, por se tratar de uma regra empírica, verifica-se na prática que o dano crítico é uma variável aleatória. Em análises determinísticas, geralmente se considera  $DM = 1$ .

### Estimativa da vida útil à fadiga

Para estimativa da vida útil à fadiga, considera-se  $DM=1$  na equação (2). Levando-se em conta o dano de fadiga referente ao espectro de cargas de um ano, a vida útil à fadiga, em anos, pode ser estimada de acordo com a expressão (3).

$$VU_{fad} = \frac{1}{Dano_{(1ano)}} \quad (3)$$



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

## Análise probabilística para vida de fadiga

Para se avaliar a segurança à fadiga com base na regra de Palmgren-Miner, a função de estado-limite, de acordo com Crespo-Minguillón e Casas (1998), é dada pela equação (4).

$$G(\mathbf{X}) = DM - \sum_i \frac{1}{N_i} \quad (4)$$

onde

$\mathbf{X}$  é o vetor das variáveis aleatórias envolvidas (Tabela 4);

$DM$  é o Dano de Miner na falha, que representa a variável de resistência;

$1/N_i$  é o dano elementar devido a cada ciclo de tensão do espectro de cargas;

$\sum(1/N_i)$  é o dano devido ao espectro de cargas para o período de referência considerado (50 anos ou 100 anos, normalmente, para a vida útil de projeto das pontes), que representa a variável de sollicitação.

Crespo-Minguillón e Casas (1998) consideram a distribuição de Weibull para representar a variabilidade da resistência à fadiga (número de ciclos para a falha). Com base nessa distribuição, Crespo-Minguillón e Casas (1998) apresentam curvas S-N para o nível de confiança de 50%, conforme se verifica na Tabela 2.

Para indicar a variabilidade do Dano de Miner em ensaios, Crespo-Minguillón e Casas (1998) apresentam a variável  $DM_i$ . Os parâmetros de  $DM_i$ , obtidos de ensaios sob a variação de tensão constante, para os diferentes intervalos das curvas S-N, estão indicados na Tabela 2. Para um espectro de cargas com variações de tensões referentes a um único intervalo da curva S-N, os parâmetros da variável dependente  $DM$  podem ser obtidos diretamente da Tabela 2. Entretanto, para variações de tensões referentes a diferentes intervalos da curva S-N, os parâmetros de  $DM$  podem ser obtidos mediante a ponderação de  $DM_i$  correspondente ao dano do espectro referente a cada intervalo de tensão. Mais detalhes sobre esse procedimento podem ser verificados em Carneiro (2021) e Carneiro et al. (2021).

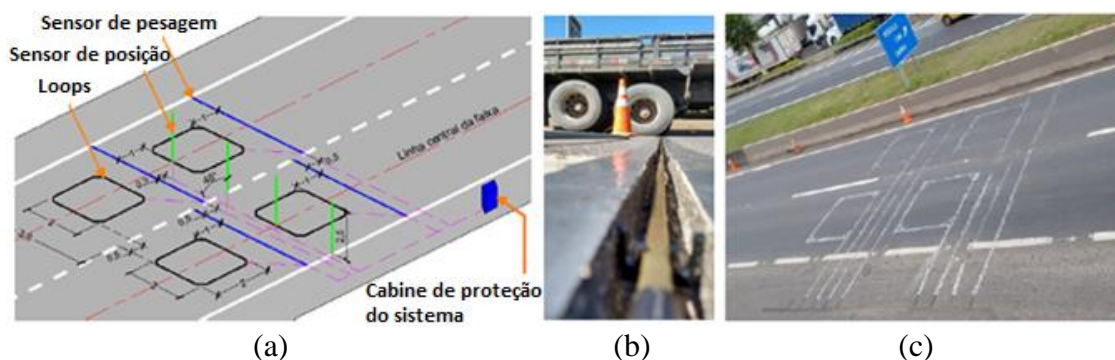
**Tabela 2 – Parâmetros das curvas S-N considerando nível de confiança de 50% e parâmetros da variável  $DM_i$  (Crespo-Minguillón e Casas, 1998)**

Caso	$\Delta\sigma$ (MPa)	Curvas S-N para o nível de confiança de 50%			Parâmetros da variável $DM_i$	
		N	$m$	$K = N \cdot \Delta\sigma^m$	Média	Desvio-padrão
Armadura passiva reta	$\geq 245$	$\leq 2 \times 10^6$	6	$4,33 \times 10^{20}$	1,104	0,463
	$< 245$ $> 205$	$> 2 \times 10^6$ $< 10^7$	9	$6,39 \times 10^{27}$	1,154	0,556
	$\leq 205$	$> 10^7$	11	$2,69 \times 10^{32}$	1,169	0,618
Armadura ativa (pós-tração e cabos curvos)	$\geq 165$	$\leq 10^6$	3	$165^3 \times 10^6$	1,041	0,274
	$< 165$	$> 10^6$	7	$165^7 \times 10^6$	1,072	0,367

## Estação de pesagem em movimento (*weigh-in-motion* – WIM)

No que concerne à consideração do tráfego real, este trabalho utiliza registros de veículos obtidos de estação de pesagem em movimento de alta velocidade (*high speed weigh-in-motion* - HS-WIM), conforme se ilustra na Figura 1. O sistema é instalado nas faixas rodoviárias, e os veículos são registrados em tráfego livre, ou seja, não precisam parar ou trafegar em baixa velocidade. Em geral, o sistema é composto por linhas de sensores piezoelétricos, laços indutivos (loops), sensor de temperatura e um dispositivo para coletar e analisar os registros. Os laços indutivos detectam os veículos, medem a distância entre os eixos e a velocidade, enquanto os sensores piezoelétricos são responsáveis pelo peso.

Neste trabalho, são utilizados os dados da estação da BR-381 (Fernão Dias, SP-MG), conforme se ilustra na Figura 1. O sistema foi instalado em julho de 2015, em duas faixas rodoviárias de mesmo sentido (Minas Gerais para São Paulo), e a estação permaneceu em operação até 2019.



**Figura 1 – (a) Layout do sistema HS-WIM na BR-381 (MG-SP), (b) detalhe do sensor de pesagem antes do preenchimento e (c) disposição final na rodovia (os sensores de posição não foram instalados)**

Para cada veículo que passa sobre os sensores o sistema fornece informações, como dia, hora, faixa, velocidade, comprimento total, peso total, distância entre eixos e peso de cada eixo. Neste trabalho, os registros são analisados por meio de planilhas do *Microsoft Excel*. De acordo com Portela (2018), o erro do sistema da BR-381, em relação ao peso total dos caminhões, está em torno de 10% (após as calibrações).

### Filtragem dos dados WIM

Mesmo com as calibrações, o sistema pode apresentar dados que aparentemente são incorretos. Além disso, diversos dados são desnecessários para o estudo da carga móvel em pontes. Veículos de passageiros e caminhões leves, por exemplo, podem ser desprezados, na maioria das análises, tendo em vista as solicitações irrelevantes que provocam.

A listagem seguinte apresenta, em ordem, os filtros aplicados. Os critérios foram selecionados mediante a consulta às resoluções do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e catálogos de fabricantes. Veículos que se enquadram em qualquer um dos filtros foram excluídos.

- 1-  $PBT \leq 62 \text{ kN}$ , onde “PBT” é o peso bruto total do veículo;
- 2-  $P_i \leq 22 \text{ kN}$ , onde “ $P_i$ ” é o peso por eixo;
- 3-  $P_d > 320 \text{ kN}$ , onde “ $P_d$ ” é o peso referente ao tandem duplo;
- 4-  $d_i \leq 0,92 \text{ m}$ , onde “ $d_i$ ” é a distância entre eixos;
- 5-  $C > 36 \text{ m}$ , onde “ $C$ ” é o comprimento total do veículo;
- 6-  $C > 15,4 \text{ m}$  e  $PBT \leq 104,3 \text{ kN}$ ;
- 7-  $P_i > 180 \text{ kN}$ ;
- 8-  $PBT \geq 1,1 \cdot \sum P_i$  ou  $PBT \leq 0,9 \cdot \sum P_i$ , onde “ $\sum P_i$ ” representa a soma dos pesos dos eixos;
- 9-  $\sum d_i > C$ , onde “ $\sum d_i$ ” representa a soma das distâncias entre eixos;
- 10-  $C < 5 \text{ m}$ ;
- 11-  $V > 170 \text{ Km/h}$ , onde “ $V$ ” é a velocidade do veículo;
- 12-  $P_1 > 100 \text{ kN}$ , onde “ $P_1$ ” é o peso do primeiro eixo (dianteiro);
- 13-  $PBT > 1500 \text{ kN}$ .

Os filtros 1 e 2 eliminam caminhões leves e carros de passeio, sendo aqueles que mais eliminam dados (excluem 71,5 % dos registros). Os demais filtros, que excluem juntos 1,5% dos registros, eliminam possíveis erros relativos a dados incoerentes, em que alguns estão relacionados com os limites dos fabricantes. A quantidade média de veículos diários registrados é de 13.292 antes e 3.632 depois da filtragem. Mais



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

informações sobre os dados WIM e as estatísticas de tráfego podem ser verificados em Carneiro (2021), Carneiro et al. (2021) e Portela (2018).

Para se avaliar a segurança da ponte considerada, consideram-se os registros da estação WIM de setembro de 2016 a maio de 2017 (273 dias). Tendo em vista a possibilidade de crescimento do tráfego, o volume diário médio de caminhões (VDMC) para duas faixas é aumentado para 5.000 veículos. A correção no volume de tráfego, portanto, é feita multiplicando-se o dano calculado para o tráfego do WIM pela razão 5000/3632.

### Ponte considerada

Este trabalho avalia a segurança à fadiga das longarinas da ponte ilustrada na Figura 2. A estrutura, que apresenta dimensões obtidas de um projeto real, conforme indicado na Figura 3, possui vão biapoiado de 28 metros e transversinas apenas nos apoios. Considera-se o concreto C40 ( $f_{ck} = 40$  MPa).

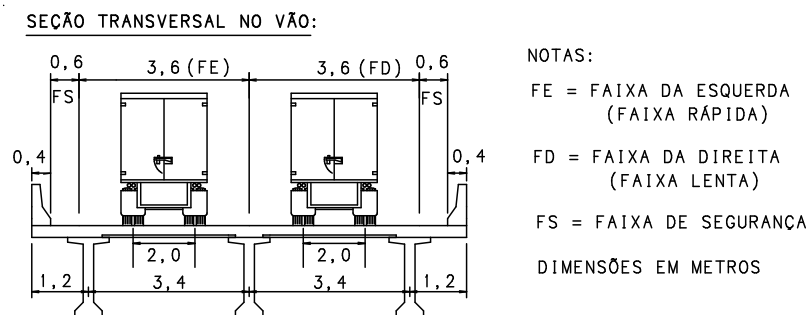


Figura 2 – Seção transversal da ponte (dimensões em metros)

As longarinas foram dimensionadas de acordo com as normas brasileiras de projeto (ABNT NBR 6118, 2014; NBR 8681, 2003; NBR 7188, 2013; NBR 7187, 2003), considerando os estados-limites último, de serviço e fadiga. Foi considerado nível de protensão limitada e as perdas de protensão foram consideradas em 25%. A distribuição transversal das cargas foi realizada de acordo com método de Fauchart, conforme apresentado em Stucchi e Skaf (2006), com auxílio do programa *Ftool* (2018). As maiores áreas de aço (longitudinal e transversal) foram obtidas para as longarinas de extremidade. Estas áreas, que estão apresentadas na Tabela 3, também foram consideradas para a longarina central. Foi utilizado o modelo de treliça II para o dimensionamento dos estribos. Próximo do apoio, a seção indicada na Figura 3 (sem engrossamento na alma) apresentou a maior variação de tensão para a verificação de fadiga dos estribos.

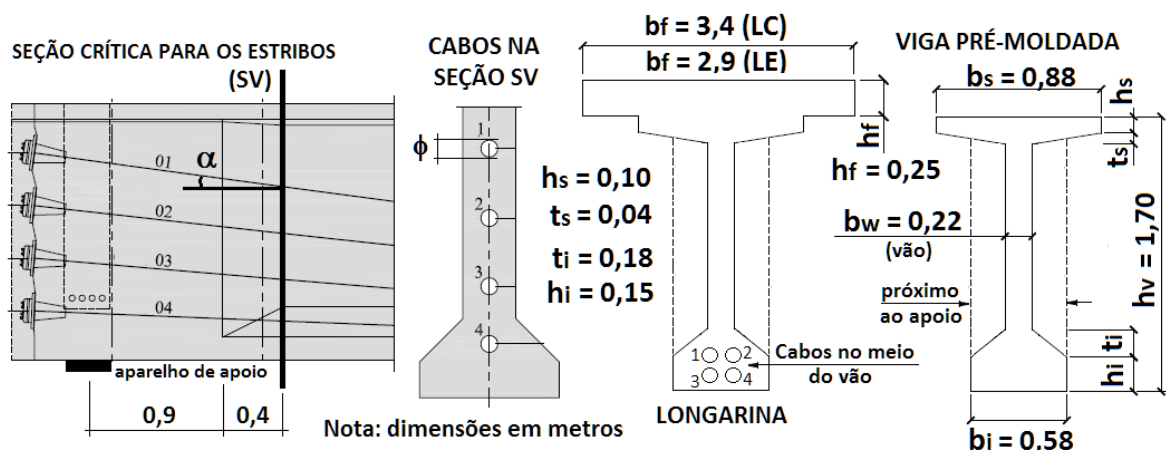


Figura 3 – Seção crítica para dimensionamento dos estribos, posicionamento dos cabos e seção transversal da viga pré-moldada (LC refere-se à longarina central e LE refere-se à longarina de extremidade)





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

**Tabela 3 – Áreas de aço para as armaduras das longarinas**

Armadura ativa ( $A_p$ )	Armadura passiva longitudinal ( $A_s$ )	Estribos ( $A_{sw}/s$ )
40 cm <sup>2</sup>	24,13 cm <sup>2</sup>	14,02 cm <sup>2</sup> /m
(40 cordoalhas)	(12 barras; $\phi_s = 16$ mm)	( $\phi_s = 12,5$ mm; $s = 17,5$ cm; 2 ramos)

Nota: “ $A_{sw}$ ” refere-se à área da seção transversal e “s” ao espaçamento longitudinal dos estribos

### Determinação das solicitações provocadas pelo tráfego

Para a distribuição transversal das cargas nas vigas longarinas, utiliza-se o método de Fauchart, conforme apresentado em Stucchi e Skaf (2006), com auxílio do programa *Ftool* (2018). Os veículos são considerados centralizados nas faixas de tráfego e adota-se o valor de 2 metros para a distância transversal entre rodas, conforme ilustrado na Figura 2.

Para a análise longitudinal, calcula-se o momento fletor no meio do vão e a força cortante e o momento torçor adjacentes ao apoio, onde as linhas de influência foram implementadas no *Microsoft Excel*. Para a determinação da força cortante e do momento torçor na seção crítica (indicada na Figura 3), as solicitações obtidas pela linha de influência foram linearmente reduzidas.

Para considerar a amplificação dinâmica, utiliza-se o fator apresentado em Almeida *et al.* (2010). Utilizando carretas de cinco e seis eixos com peso total de 450 kN, os autores realizaram monitoração dinâmica em pontes brasileiras com vãos entre 7,5 m e 45 m e apresentaram a equação (5) para o fator de amplificação dinâmica (FAD).

$$FAD = 1,099 + 1,439.S_v \quad (5)$$

onde

$S_v$ : parâmetro de velocidade adimensional;  $S_v = \pi.v/(L.\omega)$

v: velocidade do veículo, em m/s;

L: comprimento do vão, em metros;

$\omega$ : frequência angular natural da ponte, em rad/s;  $\omega = 2.\pi.95,4/L^{0,933}$ .

A passagem do tráfego ao longo do vão gera ciclos de solicitações irregulares, com frequências e amplitudes variáveis, que não possibilitam o emprego direto da regra de Palmgren-Miner. Para tanto, este trabalho utiliza o método de contagem *Rainflow*, mediante a função disponível no *Matlab*, que possibilita a obtenção dos ciclos individuais. Antes da aplicação do *Rainflow*, implementou-se uma rotina, em *Microsoft Excel*, para a obtenção do registro das solicitações, nas seções indicadas (seção do meio do vão para o momento fletor e seção adjacente ao apoio para a força cortante e o momento torçor), devido à passagem do tráfego ao longo do vão da estrutura. O registro é obtido tanto para passagem de veículos isolados quanto para múltiplas presenças. Para identificar as situações de veículos isolados e múltiplas presenças, foi implementada uma rotina aos dados do WIM, em *Microsoft Excel*, que utiliza as seguintes informações: faixa de tráfego do veículo, velocidade do veículo, horário em que o veículo passa no sensor, comprimento total do grupo de eixos do veículo e comprimento do vão da ponte. Mais detalhes podem ser verificados em Carneiro (2021) e Carneiro *et al.* (2021).

Com as solicitações do tráfego, calcula-se a variação de tensão nas armaduras e o dano gerado para cada longarina da ponte. De modo geral, a variação de tensão nas armaduras  $\Delta\sigma$  é calculada de acordo com  $\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}$ , onde  $\sigma_{m\acute{a}x}$  e  $\sigma_{m\acute{i}n}$  são as tensões máxima e mínima, respectivamente.

### Variação de tensão na armadura ativa

Para o cálculo da tensão na armadura longitudinal, a *fib* (2010) recomenda que se considere a seção fissurada se, para qualquer combinação de ação em serviço, ocorrer fissuração. Para as longarinas da ponte estudada, verifica-se que ocorre fissuração devido ao tráfego. Aplicando-se  $\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}$ , a variação de tensão na armadura ativa  $\Delta\sigma_{(A_p)}$ , no estádio 2, para a seção do meio do vão, é dada pela equação (6).



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

$$\Delta\sigma_{(A_p)} = \frac{M_q \cdot x_2}{I_e} \cdot \frac{(d_p - x_2)}{x_2} \cdot \frac{E_p}{E_{cs}} \quad (6)$$

onde

$M_q$ : momento fletor no meio do vão devido a cada ciclo do tráfego;

$x_2$ : posição da linha neutra da seção no estádio 2, medida a partir da face comprimida da seção;

$d_p$ : altura útil referente à armadura ativa (distância do centro de gravidade da armadura ativa à face comprimida da seção);

$E_p$ : módulo de elasticidade do aço da armadura ativa;

$E_{cs}$ : módulo de elasticidade secante do concreto;

$I_e$ : momento de inércia efetivo da seção fissurada (inércia de Branson) para o meio do vão.

### Variação de tensão na armadura passiva longitudinal

De acordo com a *fib* (2010), o efeito da diferença de aderência entre o aço de protensão e o aço da armadura passiva deve ser considerado multiplicando-se a tensão na armadura passiva pelo fator  $\eta_s$ . Assim, o cálculo da variação de tensão na armadura passiva longitudinal  $\Delta\sigma_{(A_s)}$ , no estádio 2, para a seção do meio do vão, é dado pela equação (7).

$$\Delta\sigma_{(A_s)} = \frac{M_q \cdot x_2}{I_e} \cdot \frac{(d_s - x_2)}{x_2} \cdot \frac{E_s}{E_{cs}} \cdot \eta_s, \text{ onde } \eta_s = \frac{1 + \frac{A_p}{A_s}}{1 + \frac{A_p}{A_s} \cdot \sqrt{\xi_p \frac{\phi_s}{\phi_p}}} \geq 1 \quad (7)$$

onde

$A_s$ : Área da armadura passiva;

$A_p$ : Área da armadura ativa;

$\eta_s$ : fator que leva em conta o efeito da diferença de aderência entre o aço de protensão e o aço da armadura passiva,

$d_s$ : altura útil referente à armadura passiva (distância do centro de gravidade da armadura passiva longitudinal à face comprimida da seção);

$E_s$ : módulo de elasticidade do aço da armadura passiva.

$\phi_s$ : menor diâmetro do aço da armadura passiva na seção considerada;

$\phi_p$ : diâmetro do aço de protensão (para feixes, considera-se o diâmetro equivalente  $\phi_{eq} = 1,6\sqrt{A_{p,f}}$ , onde  $A_{p,f}$  é a área da seção transversal do feixe);

$\xi_p$ : relação entre as resistências de aderência do aço de protensão e do aço da armadura passiva (alta aderência); para cordoalhas na pós-tração,  $\xi_p$  é dado por 0,4.

### Variação de tensão nos estribos

Aplicando-se  $\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}$ , o cálculo da variação de tensão nos estribos das longarinas  $\Delta\sigma_{(A_{sw/s})}$ , para a seção crítica (indicada na Figura 3), é dado pela equação (8). Como a ponte possui transversinas apenas nos apoios, deve-se considerar, além da força cortante, também o momento torçor.

$$\Delta\sigma_{(A_{sw/s})} = \left( \frac{|V_1 - V_2|}{0,9d_s \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)} + \frac{\Delta T}{2A_e \left(\frac{A_{90}}{s}\right)} \right) \sqrt{tg\theta} \quad (8)$$

onde



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

$A_{sw}$ : área da seção transversal dos estribos na seção considerada;

$s$ : espaçamento longitudinal entre estribos na seção considerada;

$d_s$ : altura útil referente à armadura passiva (distância do centro de gravidade da armadura passiva longitudinal à face comprimida da seção);

$\theta$ : ângulo de inclinação das diagonais de compressão (bielas) em relação ao eixo longitudinal da longarina (sem correção, visto que o termo  $\sqrt{tg\theta}$  efetua o ajuste na inclinação para a análise de fadiga). Este ângulo vale 45 graus para o modelo I e pode variar entre 30 e 45 graus para o modelo II. Neste trabalho, considera-se modelo II com  $\theta = 30^\circ$ .

$V_1 = V_g + V_q - V_p - 0,5.V_c \geq 0$ , se  $(V_g + V_q - V_p) \geq 0$

$V_1 = V_g + V_q - V_p + 0,5.V_c \leq 0$ , se  $(V_g + V_q - V_p) < 0$

$V_2 = V_g - V_p - 0,5.V_c \geq 0$ , se  $(V_g - V_p) \geq 0$

$V_2 = V_g - V_p + 0,5.V_c \leq 0$ , se  $(V_g - V_p) < 0$

$V_g$ : valor absoluto da força cortante na seção considerada devido às cargas permanentes;

$V_q$ : valor absoluto da força cortante na seção considerada devido a cada ciclo do trafego;

$V_p$ : valor absoluto da força cortante na seção considerada devido à protensão;

$V_c$ : parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça.

No que diz respeito à torção, a variação no momento torçor ( $\Delta T$ ) assume o valor absoluto de  $T_q$ , desde que não ocorra inversão no sentido entre  $(T_g + T_q)$  e  $T_g$ . No caso de inversão,  $\Delta T$  é dado pelo maior valor absoluto entre  $(T_g + T_q)$  e  $T_g$ .

$T_q$ : momento torçor na seção considerada proveniente do trafego, concomitante com  $V_q$ ;

$T_g$ : momento torçor na seção considerada devido às cargas permanentes;

$A_e$ : área limitada pela linha média da parede da seção vazada equivalente, incluindo a parte vazada (seção composta por retângulos indicada em Stucchi e Skaf, 2006). Nesse caso, considera-se  $h_e = 10,5$  cm, onde  $h_e$  é a espessura da parede da seção vazada equivalente;

$A_{90}$ : área de aço, perpendicular ao eixo viga, contida na parede equivalente. Para a seção considerada, tem-se que  $A_{90} = A_{sw}/2$  (estribos de dois ramos).

### Estimativa da vida útil à fadiga

Para o cálculo do dano, mediante a expressão (2), utilizam-se as curvas S-N da Tabela 1, onde todas as variáveis são consideradas com os valores determinísticos. A resistência do concreto em relação à força cortante é considerada com  $f_{ct} = f_{ctd}$ , onde  $f_{ctd} = 0,15f_{ck}^{2/3}$ . O dano calculado é extrapolado para o período de um ano considerando VDMC=5000 e, com a expressão (3), estima-se a vida útil à fadiga das longarinas.

Verifica-se que as armaduras longitudinais (ativa e passiva) e os estribos para todas as longarinas da ponte analisada apresentam estimativas superiores a 1.000 anos, o que indica vida útil ilimitada à fadiga.

### Índices de confiabilidade

Na literatura, verifica-se uma considerável variação para o valor do índice de confiabilidade desejável à fadiga ( $\beta_{alvo}$ ). Para um período de referência de 50 anos, o código modelo *fib* (2012) considera  $\beta_{alvo} = 3,1$  para calibração dos coeficientes parciais de segurança à fadiga.

Os índices de confiabilidade são calculados mediante a avaliação da equação de estado-limite (4) para o período de vida útil de projeto de 50 anos (compatível com o  $\beta_{alvo}$  da *fib*, 2012), para as armaduras longitudinal e transversal. Os índices de confiabilidade são calculados para a longarina que apresentou o maior dano devido ao espectro de cargas, em relação à armadura longitudinal e transversal.

As variáveis aleatórias estão apresentadas na Tabela 4 (as variáveis que não estão apresentadas nesta Tabela são consideradas como determinísticas). Para cada variável aleatória, referente à análise da armadura longitudinal ou transversal, geram-se 50 valores mediante a técnica de simulação LHS, com o auxílio do





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

MATLAB. Para cada simulação, calculam-se as variações de tensão nas armaduras considerando os dados do sistema WIM. Assim, o valor de  $\sum(1/N_i)$ , que representa o dano devido ao espectro de cargas, também é calculado para cada simulação, mediante as curvas S-N correspondentes ao nível de confiança de 50% (Tabela 2), e extrapolado para o período de referência desejado (50 anos), considerando a correção no VDMC. Com os valores do dano devido ao espectro de cargas, obtêm-se a distribuição de probabilidade e os parâmetros da variável dependente  $\sum(1/N_i)$ , que representa variável de solicitação na equação de estado-limite (4). A variação de tensão nas armaduras e o dano devido ao espectro de cargas, representado por  $\sum(1/N_i)$ , são calculados mediante as planilhas desenvolvidas no Microsoft Excel, enquanto as simulações e a obtenção dos parâmetros são realizadas no MATLAB.

**Tabela 4 – Variáveis aleatórias**

<b>Categoria</b>	<b>Variável</b>	<b>Distribuição</b>	<b>Média / nominal</b>	<b>CV</b>	<b>Fonte</b>
<b>Características dos materiais</b>	$f_c$ para $f_{ck} = 40$ MPa	Normal	1,16	0,11	Santiago (2019)
	$E_{cs}$	Normal	1,04	0,04	Santiago (2017)
	$E_p$	Normal	1,03	0,02	Santiago (2017)
	$E_s$	Normal	1,03	0,02	$E_p$
	$A_p, A_{p,f}$	Log-normal	1,03	0,01	Santiago (2019)
	$A_s, A_{sw}$	Log-normal	1,03	0,01	$A_p$
	$\sigma_{op}$ (tensão inicial de protensão)	Normal	0,97	0,08	Wassef et al. (2014)
	$\Delta\sigma_p$ (perdas de protensão)	Normal	1,05	0,10	Wassef et al. (2014)
<b>Dados geométricos das longarinas</b>	$b_s, b_w, b_i, b_f$	Normal	1,00	0,04	Wassef et al. (2014)
	$h_v, h_f, h_s, h_i$	Normal	1,00	0,025	Wassef et al. (2014)
	$t_s, t_i$	Normal	1,00	0,025	$h_s, h_i$
	$d_p, d_s$	Normal	1,00	0,04	Wassef et al. (2014)
<b>Solicitação para as cargas permanentes</b>	$M_{g1}, V_{g1}, T_{g1}$ (peso próprio)	Normal	1,03	0,08	Nowak (1999)
	$M_{g2}, V_{g2}, T_{g2}$ (laje e barreira)	Normal	1,05	0,10	Nowak (1999)
	$M_{g3}, V_{g3}, T_{g3}$ (revestimento)	Normal	1,10	0,25	Nowak (1999)

Nota: CV é o coeficiente de variação (desvio-padrão/média).

Após as simulações, verifica-se que a maioria das variações de tensão para a armadura passiva (longitudinal e estribos) são menores que 205 MPa e todas as variações de tensão para a armadura ativa são menores que 165 MPa. Assim, os parâmetros da variável dependente DM podem ser obtidos diretamente da Tabela 2. Na Tabela 5, apresentam-se as distribuições de probabilidades, os momentos (média e desvio-padrão) das variáveis DM e  $\sum(1/N_i)$  e os respectivos índices de confiabilidade (calculados mediante o método FORM, com o auxílio do programa StRAnD – Beck, 2008).

**Tabela 5 – Momentos das variáveis dependentes e índices de confiabilidade ( $\beta$ )**

Armadura	$\sum(1/N_i)$ – Log-normal		DM – Weibull		$\beta$
	Média	Desvio-padrão	Média	Desvio-padrão	
Ativa	$1,260 \times 10^{-2}$	$3,031 \times 10^{-2}$	1,072	0,367	3,7
Passiva longitudinal	$2,494 \times 10^{-3}$	$2,544 \times 10^{-2}$	1,169	0,618	3,7
Estribos	$1,224 \times 10^{-4}$	$1,379 \times 10^{-2}$	1,169	0,618	4,4



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

## Conclusão

Este trabalho avaliou o nível de segurança à fadiga que as normas brasileiras de projeto proporcionam em relação à uma ponte rodoviária de concreto, utilizando dados de pesagem em movimento (weigh-in-motion – WIM) da rodovia federal brasileira BR-381 (Rodovia Fernão Dias). Verifica-se que, para a ponte considerada, o dimensionamento das armaduras longitudinais (ativa e passiva) e estribos de acordo com as normas brasileiras assegura estimativas de vida útil e índices de confiabilidade à fadiga além dos valores recomendados na literatura. As estimativas de vida útil à fadiga excederam 1.000 anos e os índices de confiabilidade à fadiga apresentaram valores maiores do que o recomendado pela *fib* (2012).

## Referências

- ALMEIDA, P. A. O; RODRIGUES, J. F. S; LIMA, A. B. Critérios de otimização de projetos de pontes a partir de espectros de aceleração induzidas por veículos nos tabuleiros, LSE, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas. – Procedimento. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas - NBR 7188, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto. – Procedimento. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento. - NBR 7187, Rio de Janeiro, 2003.
- BECK, A.T. StRAnD – Structural Reliability Analysis and Design: manual do usuário. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- CARNEIRO, A. L. Avaliação do nível de segurança à fadiga proporcionado pelas normas brasileiras de projeto em relação às longarinas de pontes rodoviárias de concreto. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2021.
- CARNEIRO, A. L.; PORTELA, E. L.; BITTENCOURT, T. N; BECK, A. T. Fatigue safety level provided by Brazilian design standards for a prestressed girder highway bridge, Rev. IBRACON Estrut. Mater. (em publicação).
- CRESPO-MINGUILLÓN, C.; CASAS, J. R. Fatigue reliability analysis of prestressed concrete bridges. Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, 1458-1466, 1998.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, 2004.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). Model Code 2010 - Volume 1, 2012.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). Model Code 2010 - Volume 2, 2010.
- FTOOL – Two-dimensional Frame Analysis Tool: versão 4.00 (básica). Luiz Fernando Martha, 2018. Disponível em <http://www.ftool.com.br>
- NOWAK, A.S. Calibration of the LRFD Bridge Design Code. NCHRP Report 368, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, 1999.
- PLOS, M. et al. Non-Linear Analysis and Remaining Fatigue Life of Reinforced Concrete Bridges (Background document D4.5), Sustainable Bridges - Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives, 2007.
- PORTELA, E. L. Analysis and development of a live load model for Brazilian concrete bridges based on WIM data. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.
- SANTIAGO, W. C. Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das principais normas brasileiras de projeto estrutural. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.
- SANTIAGO, W. C. Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural. Texto do exame de qualificação, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.
- STUCCHI, F. R.; SKAF, K. J. Pontes e grandes estruturas: projeto de superestrutura em concreto protendido, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- WASSEF, W. G.; NASSIF, H.; MERTZ, D.; NOWAK, A. S. Calibration of AASHTO LRFD Concrete Bridge Design Specifications for Serviceability. NCHRP Project 12-83, 2014.