



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Estudo da Confiabilidade Estrutural de Pontes Protendidas de Madeira Considerando o Tráfego Real

Andrés Batista Cheung¹, Ricardo de Mello Scaliante², Malton Lindquist³, Carlito Calil Junior⁴

¹ Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS) / FAENG / andres.cheung@ufms.br

² Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) / ricscaliante@yahoo.com.br

^{3,4} Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP) / Departamento de Engenharia de Estruturas / calil@sc.usp.br

Resumo

Pontes protendidas de Madeira tem sido construídas desde de 1970s. Desde então, este sistema estrutural tem aumentado significativamente em muitos países. No Brasil, a primeira ponte protendida de madeira foi projetada e construída sobre o rio Monjolinho em São Carlos-SP e desde então, a dúvida sobre a confiabilidade estrutural sempre foi um dos maiores questionamentos técnicos. Sabe-se que a confiabilidade deste tipo de estrutura é um dos pontos de maior preocupação, em sistemas inovadores, embora este tipo de avaliação ainda não seja empregada em projetos de pontes de madeira. Desta forma, o objetivo deste trabalho é estudar a confiabilidade estrutural do sistema laminado protendido de madeira, com foco especial na resistência a flexão e na perda de protensão do sistema. Pesquisas tem demonstrado que este sistema pode ser modelado como uma placa ortotrópica com rigidez obtida de valores obtidos experimentalmente, em função da força de protensão. Desta forma, o tabuleiro foi avaliado como uma viga equivalente baseado no comportamento de placa ortotrópica e, para verificar a segurança da ponte, um estudo de confiabilidade foi conduzido considerando ações reais obtidas por meio dos dados da Concessionária Centrovias. Foi demonstrado no trabalho que alguns tipos de caminhões podem ser perigosos para as pontes de madeira e o efeito destes caminhões são fundamentais nos novos procedimentos de projeto, principalmente, no caso de pequenos vãos. Como avaliação final do sistema, pode-se afirmar que as pontes protendidas de madeira apresentam índice de confiabilidade compatível para a maioria dos carregamentos simulados do tráfego, embora alguns tipos de caminhões demonstrem que a ponte apresenta índices de confiabilidade abaixo do recomendado pelas normas internacionais.

Palavras-chave: pontes; protendidas; madeira; confiabilidade.



1. Introdução

No Brasil, pequenas pontes de estradas vicinais são essenciais para o transporte de produtos agrícolas e, desta forma, uma boa alternativa é o sistema em pontes protendidas de madeira que são mais leves do que pontes tradicionais e apresentam grande rigidez e portabilidade. Este tipo de ponte de madeira foi originalmente desenvolvido em Ontário, no Canadá, na década de 1970 como forma de reabilitação de tabuleiros laminados pregados de pontes antigas. A Madeira Laminada Protendida consiste de uma série de lâminas de madeira serrada dispostas lado a lado e comprimidas transversalmente por barras de protensão de alta resistência. A força de compressão transversal aplicada pelas barras de protensão atua solidarizando as lâminas, Figura 1.

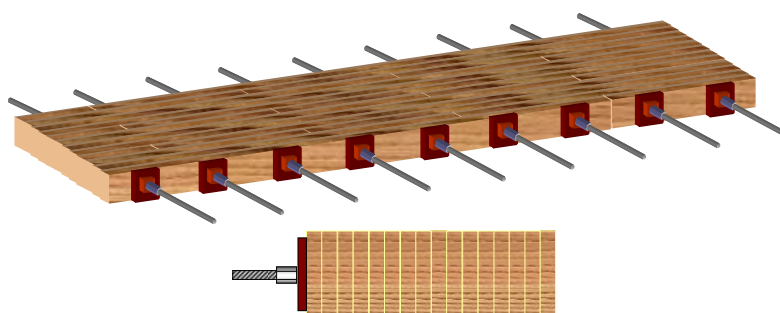


Figura 1 – Arranjo básico de tabuleiros laminados protendidos.

Como vantagem dos sistema, pode-se enumerar:

- facilidade de pré-fabricação;
- peso próprio reduzido quando comparado a outros materiais;
- comportamento de placa.

Pesquisas recentes conduzidas por diversos pesquisadores demonstram que os tabuleiros laminados protendidos podem ser analisados como placa ortotrópica, conforme (RITTER, 1990; TAYLOR et al., 1982; OLIVA e DIMAKIS, 1988; OKIMOTO, 1997; CHEUNG, 2003). Alguns métodos utilizam a transformação do problema de placa ortotrópica, para uma viga com largura efetiva representativa, referente a distribuição de carregamento. Para a aplicação desta metodologia é necessária a obtenção dos parâmetros elásticos equivalentes E_x , E_y , G_{xy} (módulo de elasticidade longitudinal, módulo de elasticidade transversal e módulo de torção no plano longitudinal-transversal, respectivamente). Nesse modelo, a complexidade do tabuleiro da ponte é reduzida para uma largura efetiva representativa. Devido à simplicidade de análise e razoável aproximação, este modelo ainda é apresentado pelas normas nacionais e internacionais como um possível modelo de cálculo. Muito são os fatores que influenciam a determinação da largura efetiva, são eles: nível de protensão, propriedades ortotrópicas da madeira, deformação lenta da madeira, variação de umidade e tipo de sistema de protensão, segundo Cheung (2003).



2. Metodologia numérica

Existem na literatura vários tipos pontes protendida de madeira, segundo Góes (2005), e este trabalho apresenta o estudo da primeira ponte protendida de madeira executada no Brasil. O objetivo deste trabalho foi avaliar a confiabilidade estrutural deste sistema estrutural, com especial enfoque na resistência à flexão e perda de protensão do sistema.

2.1 Disposição da ponte sobre o rio Monjolinho-SP

A ponte Mojolinho é uma placa biapoiada, com uma via de tráfego, de 8m de comprimento, 4,5 m de largura, e 25 cm de espessura. Esta estrutura foi construída em 2003, pelo Programa Emergencial das Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo, financiado pela FAPESP, com madeira serrada de reflorestamento (*Eucalyptus citriodora*). As peças foram tratadas com CCA e o sistema de protensão utilizado foi o Dywidag com diâmetro das barras de 15 mm (ST 85/105). Esta ponte foi a primeira estrutura de madeira protendida construída na América do Sul (Figura 2 e 3).



Figura 2 – Ponte sobre o Rio Monjolinho-SP.

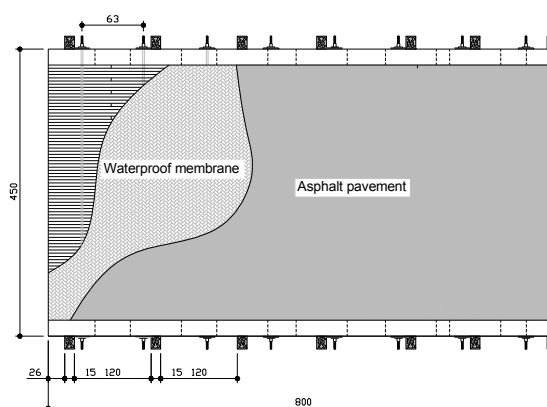


Figura 3 – Configuração do tabuleiro protendido de madeira.

2.2 Modelo estrutural e modos de ruptura do sistema

Dois modos de ruptura têm sido relatados na literatura (RITTER, 1990). A Figura 4a, b mostra os dois principais tipos de falha: (Figura 4a) de flexão transversal produzindo tendência para a abertura entre as lâminas na parte inferior da placa e o cisalhamento produzindo uma tendência para lâminas deslizarem verticalmente (Figura 4b). Os aspectos mais importantes de ruptura do sistema estão relacionados com as resistências das lâminas de madeira, elementos de protensão, ancoragens, e perdas de protensão com o tempo. Recomenda-se portanto, manter um nível mínimo de protensão como um dos principais aspectos de construção e manutenção destas pontes.

Neste trabalho, o tabuleiro foi analisado como uma viga, assumindo que uma linha roda do veículo é distribuída por uma largura efetiva, representado por D_w (ver Figura 4d). O valor é baseado no comportamento ortotrópico da placa e é um pouco maior para placas sem juntas de topo (butt-joints) O efeito das juntas de topo na distribuição de carga dependerá da frequência das juntas (Figura 4-C) e é expressa por um fator junta de topo (C_{bj}) de acordo com Ritter (1990). Os esforços de flexão longitudinal da placa e os deslocamentos controlam a espessura necessária.

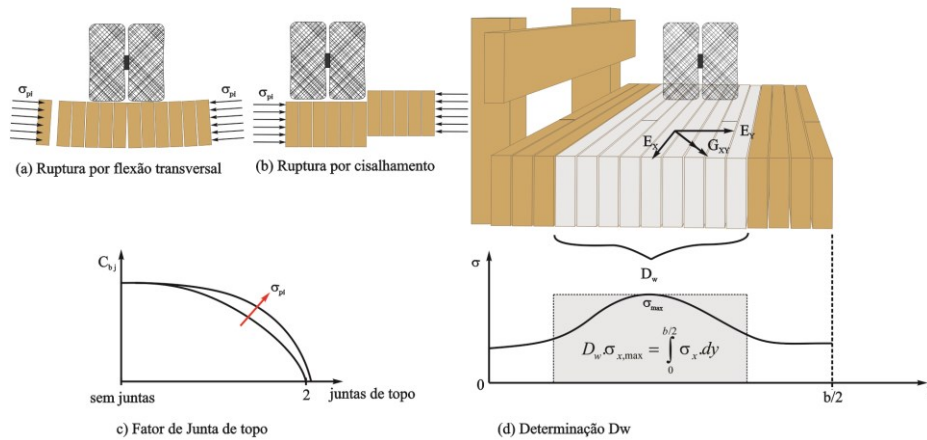


Figura 4 – Falhas típicas, função C_{bj} e determinação de D_w .

Neste trabalho é apresentada uma expressão analítica, equação 4, para a determinação da largura efetiva D_w , baseada na teoria de placa ortotópica (Figura 4d). A expressão foi obtida pela regressão múltipla dos resultados teóricos obtidos analiticamente (ver Figura 6) com os parâmetros α e θ , determinadas pela equação (1) e (2). Os resultados obtidos pela expressão ajustada apresentam boa concordância com os dados e são mostrados na Figura 5,

$$\alpha = \frac{D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2}{2 \cdot (D_x \cdot D_y)^{0.5}} = \frac{D_{xy} + D_{yx}}{2 \cdot \sqrt{D_x \cdot D_y}} = \frac{D_{xy}}{\sqrt{D_x \cdot D_y}} = \frac{2 \cdot G_{xy}}{\sqrt{E_x \cdot C_{bj} \cdot E_y}} \quad (1)$$

$$\theta = \frac{b}{2 \cdot L} \left(\frac{D_x}{D_y} \right)^{0.25} = \frac{b}{2 \cdot L} \left[\frac{E_x \cdot C_{bj}}{E_y} \right]^{0.25} \quad (2)$$

$$D_x = \frac{C_{bj} \cdot E_x \cdot t^3}{12}, \quad D_y = \frac{E_y \cdot t^3}{12}, \quad D_{xy} = D_{yx} = \frac{G_{xy} \cdot t^3}{6} \quad \text{and} \quad D_1 = D_2 = 0 \quad (3)$$

onde E_x é o módulo de elasticidade longitudinal, E_y é o módulo de elasticidade transversal, G_{xy} é o módulo de cisalhamento, b é a largura, t espessura da tabuleiro e L é o vão livre do tabuleiro.

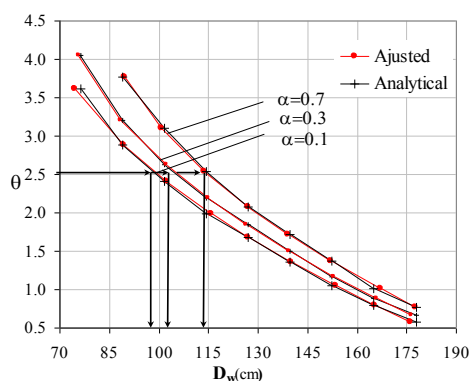


Figura 5 – Expressão ajustada.

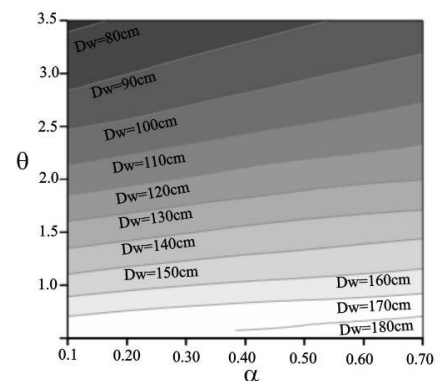


Figura 6 – Largura efetiva obtida por meio da teoria de placa ortotópica.



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



A equação (4) mostra que a largura efetiva (D_w) pode ser obtida por meio dos parâmetros α e θ (Figure 6), onde D_w é dado em cm. Embora, o valor da largura efetiva necessita somente dos parâmetros θ e α , outras variáveis são necessárias para a avaliação tais como: módulo de elasticidade longitudinal, módulo de elasticidade transversal, módulo de cisalhamento transversal, fator de junta de topos e nível de protensão.

Comparação entre os resultados numéricos e experimentais realizados por Dahl (2006) com diferentes tipos de metodologias de projeto, mostraram que a metodologia de Ritter (1990), fornece boa concordância com o comportamento estrutural das placas protendidas de madeira. A ponte pode ser representada por uma viga simplesmente apoiada e as tensões normais devido à flexão obtidas pela equação (5). As rodas são posicionadas no meio do vão da viga com a largura efetiva calculada por meio da equação (4) para a avaliação do Estado Limite Último e Estado Limite de Deformação excessiva. (RITTER, 1990; DAHL, 2006; FONTE, 2004).

$$D_w(\alpha, \theta) = 27.131 \times \alpha - 57.295 \times \theta + 3.463 \times \alpha \times \theta + 5.621 \times \theta^2 - 13.277 \times \alpha^2 + 204.224 \quad (4)$$

$$\sigma_x = \frac{M}{I} \cdot z \quad (5)$$

O nível de protensão no sistema protendido de madeira influencia os parâmetros elásticos conforme os estudos conduzidos por Okimoto (1997). Além disso o autor indica funções que relacionam os parâmetros elásticos com a tensão de protensão expressos na equação (6).

$$\frac{E_y}{E_x} = 28.78 \times 10^{-5} \times \phi \times \sigma_N - 0.001008 \quad \frac{G_{xy}}{E_x} = 3.8 \times 10^{-6} \times \phi \times \sigma_N + 0.010364 \quad (6)$$

onde ϕ é o fator da perda de protensão, o qual é uma simplificação do efeito real, e σ_N é o nível de protensão inicial em kN/m^2 .

As perdas de protensão causadas pela deformação lenta da madeira, o qual alivia as tensões nas barras, neste trabalho foram consideradas como variável aleatória baseada em testes experimentais conduzidos por Fonte (2004) no primeiro ano da ponte.

A equação de estado limite último considerada foi definida como o momento devido aos carregamentos móveis e permanentes que excede o módulo de ruptura (MOR), analogamente aos estudos conduzidos por Eamon et al. (2000).

Foram analisados três tipos de geometria de eixos, de acordo com Lindquist (2006), e estão ilustrados na Figura 7. Foi adotado somente o eixo traseiro de um veículo sobre a ponte em razão do pequeno comprimento e a mesma possuir somente uma faixa de tráfego.

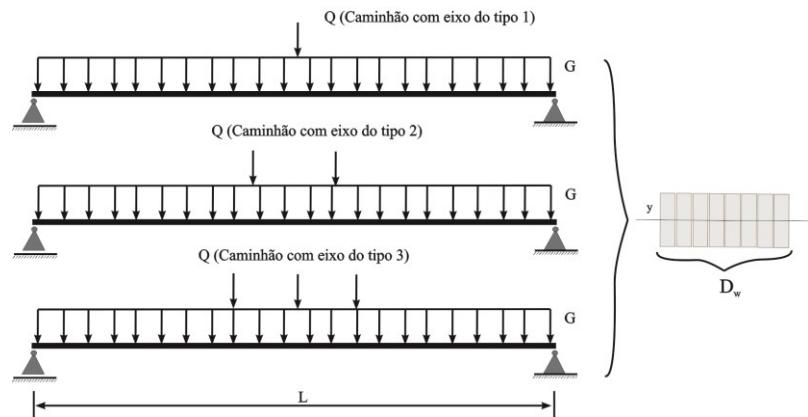


Figura 7 – Modelo estrutural ajustado para três diferentes tipos de eixo.

2.3 Modelo de carregamento móvel

O aumento do limite dos pesos dos caminhões podem acelerar a deterioração do revestimento da ponte e a sua segurança estrutural. Desta forma, este trabalho representou o tráfego real com um modelo de carregamento móvel desenvolvido a partir das medidas de peso realizados em estações de pesagem (balanças de pesagem) localizadas na rodovia Washington Luiz. O estudo forneceu dados estatísticos sobre os pesos brutos dos veículos (GVW) e carga por eixo. Os caminhões foram separados por geometria dos eixos, como ilustrado na tabela 1 e o número total de veículos medidos, em 2000, foi de 118662.

A partir das frequências obtidas dos dados experimentais foi diagnosticado que os carregamentos seguem distribuições unimodal, bimodal e trimodal. Com isso foram estimadas as distribuições de probabilidade dos caminhões na condição vazia e totalmente carregado utilizando para isso, o método da composição, equação (7).

Suponha que $f(x)$ é representada pela função densidade de probabilidade mista:

$$f(x) = \sum_{i=1}^m p_i \cdot f_i(x) \quad (7)$$

onde $f_i(x), i = 1, 2, \dots$, são funções densidade de probabilidade de variáveis aleatórias onde

$$\sum_{i=1}^m p_i = 1.$$

A Figura (8a) ilustra o histograma das cargas do eixo traseiro do caminhão do tipo. Os resultados, os quais foram analisados com os dados fornecidos pela Centrovias, mostraram que as distribuições unimodal, bimodal e trimodal representaram bem os dados experimentais e foram obtidos por meio do método dos mínimos quadrados (ver Figura 8b)



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

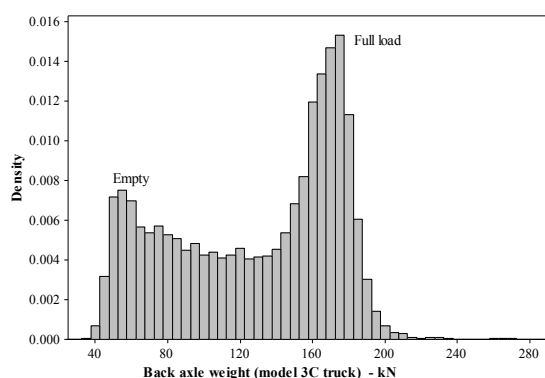
Realização:



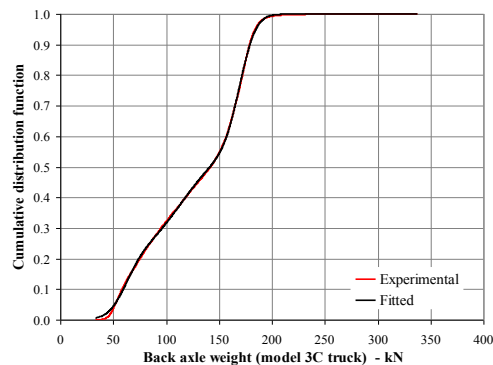
COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Tabela 1 – Modelos de caminhões medidos em 2000.

Cód.	Modelo de caminhão	Cód.	Modelo de caminhão	cód.	Tipo de eixos	Número de caminhões
2C		2S2		2C	1-1	27950
2C3		2S3		2C3	1-1-1-2	260
3C		3S2		3C	1-2	38910
3C3		3S3		3C3	1-2-1-2	20
4C		2I3		4C	1-3	38
2S1		3I3		2S1	1-1-1	994
				2S2	1-1-2	4752
				2S3	1-1-3	36831
				3S2	1-2-2	318
				3S3	1-2-3	6030
				2I3	1-1-1-1-1	2532
				3I3	1-2-1-1-1	27
				None	indefinido	1287



(a)



(b)

Figura 8 – (a) Histograma das cargas do eixo traseiro do caminhão do tipo 3C no ano 2000. (b) Função de probabilidade acumulada.

O histograma mostrado, representando o eixo traseiro do caminhão tipo 3C, aponta para dois tipos mais prováveis de pesos neste tipo de veículo. O primeiro pico no histograma, com valores ao redor de 5 toneladas, provavelmente indica a carga com o caminhão vazio, sendo o peso nos eixos traseiros de um caminhão tipo 3C sem a carroceria aproximadamente 4 toneladas de acordo com as especificações encontradas nos manuais do fabricante.

O segundo pico indica a procura por se utilizar toda a capacidade prevista na legislação, que é de 17 toneladas para o eixo tandem duplo. A solução encontrada para analisar estatisticamente os dados foi encaixá-los em três distribuições normais, conforme LINDQUIST et al (2005).

A Tabela 2 mostra os parâmetros ajustados com os dados experimentais coletados para cada modelo de caminhão (Tabela 1) estudado. Os resultados mostraram, Figura 10, que a distribuição Gaussiana pode ser utilizada para representar os dados experimentais. Os parâmetros das distribuições de probabilidades foram obtidos utilizando mínimos quadrados para as diferenças entre os valores estimados e os observados.

Como pode ser observado na Tabela 2, cada caminhão tem diferentes parâmetros de interação e em quase todos os veículos o parâmetro principal é para o caminhão completamente



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



carregado. Este método pode ser usado para estimar os possíveis impactos para pontes de madeira, como resultado de mudanças dos carregamentos dos caminhões, no desenvolvimento de políticas racionais para o transporte agrícola.

Para pontes curtas, como no caso de pontes de madeira, os eixos tandem, ou triexos governam o momento máximo e desta forma a diferença entre as configurações tornam-se pequenas, para vão menores que 18 m, como mostrado por HARRY (2003). Fica evidente que em função da pequena dimensão longitudinal da ponte, alguns caminhões não posicionam todos os eixos sobre a ponte em um único instante, como no caso do caminhão do tipo 3S3, ou pode não ter todos os eixos contribuindo para o momento máximo como no caso do caminhão do tipo 2S1.

Tabela 2 Parâmetros da distribuição encontrados pelo procedimento de otimização.

Class	Axle	p ₁	μ ₁ kN	σ ₁ kN	p ₂	μ ₂ kN	σ ₂ kN	p ₃	μ ₃ kN	σ ₃ kN	Class	Axle	p ₁	μ ₁ kN	σ ₁ kN	p ₂	μ ₂ kN	σ ₂ kN	p ₃	μ ₃ kN	σ ₃ kN		
2C	1	0.162	17.5	2.6	0.303	26.3	4.8	0.535	32.4	9.5	2S3	1	0.071	40.6	4.2	0.811	51.6	2.2	0.118	59.1	2.2		
	2	0.080	21.0	1.7	0.435	34.0	8.7	0.485	61.9	22.0		2	0.047	45.8	5.0	0.059	75.7	5.9	0.894	106.7	8.1		
2C3	1	0.064	43.6	2.8	0.936	55.8	4.2				3S2	1	0.944	50.6	5.2	0.056	53.7	3.8					
	2	0.028	43.6	11.4	0.972	104.8	10.2					2+3	0.522	92.6	20.7	0.478	155.7	17.5					
	3	0.092	38.8	9.4	0.908	91.3	12.7					4+5	0.376	117.6	27.2	0.624	210.1	36.9					
	4+5	1.000	184.5	14.6																			
3C	1	0.134	30.3	4.2	0.726	41.2	8.3	0.139	48.5	6.3	3S3	1	0.878	49.6	3.8	0.122	57.2	2.2					
	2+3	0.184	61.6	12.6	0.396	114.5	33.4	0.420	169.9	11.8		2+3	0.253	129.1	32.2	0.747	160.2	9.9					
3C3	1	1.000	51.8	2.3							2I3	1	0.254	51.8	1.6	0.208	53.7	2.3	0.538	60.0	1.6		
	2+3	1.000	132.3	13.3								2	0.284	97.5	4.1	0.606	104.6	7.5	0.109	112.6	20.4		
	4	1.000	73.3	18.1								3	0.066	65.3	7.0	0.220	83.8	5.1	0.714	99.5	4.6		
	5+6	1.000	180.9	27.9								4	0.045	61.2	2.7	0.955	100.6	4.3					
4C	1	1.000	75.9	24.0							3I3	1	1.000	47.1	6.6								
	2+3+4	1.000	234.2	61.7								2+3	1.000	132.6	33.5								
2S1	1	0.122	31.6	2.3	0.878	41.4	8.9				3I3	4	1.000	83.3	25.8								
	2	0.172	40.6	2.2	0.445	48.3	9.3	0.384	66.9	20.0		5	1.000	100.8	17.3								
	3	0.304	38.0	4.5	0.696	68.6	12.7					6	1.000	95.7	20.7								
2S2	1	0.250	40.1	2.7	0.239	46.6	1.5	0.511	50.0	3.7	3I3	4+5+6	1.000	279.860	37.3								
	2	0.606	50.0	8.3	0.394	90.5	14.0																
	3+4	0.433	63.1	8.3	0.540	108.1	35.8	0.027	349.5	1.7													

2.4 Equações de Estado Limite e variáveis aleatórias

Neste trabalho, a equação de estado limite último é definida quando tensão normal, na fibra inferior, atinge o valor da resistência à flexão da madeira obtida em ensaios em peças estruturais de grandes dimensões. O principal parâmetro para avaliar a resistência a flexão é o módulo de ruptura (MOR) e as estatísticas deste parâmetros foram baseadas em ensaios realizados no Brasil por Fonte (2004). A equação 8 apresenta a equação de estado limite utilizada neste trabalho. A distância entre eixos foi considerada, de forma simplificada, constante em 122cm.

$$G(.) = \theta_R \cdot M_R(.) - \theta_E \cdot M_E(.) \quad (8)$$

$$M_E = \begin{cases} \frac{Q \cdot L^2}{8} + \left(\frac{P \cdot L}{4}\right) \cdot \varphi \rightarrow \text{um eixo} \\ \frac{Q \cdot L^2}{8} + \left(\frac{P \cdot L}{2} - \frac{1,22 \cdot P}{2}\right) \cdot \varphi \rightarrow \text{dois eixos} \\ \frac{Q \cdot L^2}{8} + \left(\frac{3P \cdot L}{4} - 1,22 \cdot P\right) \cdot \varphi \rightarrow \text{três eixos} \end{cases} \quad (9)$$

$$Q = (t \cdot D_w \cdot \gamma_w + e \cdot D_w \cdot \gamma_r + \text{Connections}) \rightarrow \text{Dead load} \quad (10)$$



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO

Realização:



COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

$$W = \frac{C_{bj} \cdot D_w \cdot t^2}{6} \rightarrow \text{Momento resistente} \quad (11)$$

$$M_R = W \cdot k_{\text{mod}} \cdot f_M \quad (12)$$

onde φ é fator de impacto vertical ($\varphi = 1,25$), γ_a é o peso específico do asfalto, γ_w é o peso específico da madeira, P é o peso da metade do eixo, k_{mod} o coeficiente de modificação ($k_{\text{mod}} = 0,70$) e f_M a resistência a flexão obtida por ensaios em peças com dimensões estruturais. Os coeficientes dos modelos de incerteza θ_E e θ_R são descritos como variáveis aleatórias com coeficiente de variação de 0,10. Foi utilizada uma correlação entre E_x e f_M de 0,70. A Tabela 2 apresenta as distribuições de probabilidades e os parâmetros utilizados no trabalho.

Tabela 2 – Variáveis aleatórias e determinística para a análise de confiabilidade.

Nome da variável aleatória	Símbolo X	Unidades	Distribuição de Probabilidade	μ_x	σ_x	Ref. [.]
1 Módulo de elasticidade longitudinal	E_x	kN/cm ²	Log-normal	1709,00	596,53	Fonte (2004)
2 Nível de protensão inicial	σ_N	kN/cm ²	Normal	0,06	0,01	Fonte (2004)
3 Fator perda de protensão	ϕ	-	Normal	0,67	0,06	Fonte (2004) Cheung (2003)
4 Fator junta de topo	C_{bj}	-	Normal	0,84	0,04	Okimoto (2001)
5 Espessura da placa	t	cm	Uniform	24,75	0,36	Fonte (2004)
6 Peso específico da madeira	γ_w	kN/m ³	Normal	9,63	0,69	Fonte (2004)
7 Peso específico do asfalto	γ_a	kN/m ³	Normal	24,01	2,25	Ritter (1990)
8 Carregamento do eixo	P	kN	Normal	Table 2		Lindquist (2006)
9 Resistência à flexão	f_M	kN/cm ²	Log-normal	8,90	17,22	Lindquist (2006) Fonte (2004)
10 Modelo de incerteza para o efeito das ações	θ_E	-	Lognormal	1,00	0,10	JCSS(2001)
11 Modelo de incerteza para as resistência	θ_R	-	Normal	1,00	0,10	JCSS(2001)
12 Vão livre da ponte	L	cm	Deterministic	596,00		Fonte (2004)
13 Largura da ponte	b	cm	Deterministic	405,00		Fonte (2004)
14 Espessura do asfalto	e	cm	Deterministic	7,50		Fonte (2004)

2.5 Avaliação da confiabilidade estrutural

A análise de confiabilidade foi realizada por meio da simulação de Monte Carlo para avaliar a probabilidade de falha independente do tempo, a qual foi também medida em termos de índice de confiabilidade. Para representar as variáveis aleatórias não-gaussianas foi utilizada a transformação de Nataf, conforme recomendado por Hasofer e Lind (1974) e Hasofer (1974). Cada caminhão foi simulado independentemente, para o cálculo da probabilidade de falha, e a equação (13) foi utilizada para a obtenção da probabilidade dos sistema.

$$P_{f,sys} = \sum_{i=1}^{\text{number of the trucks}} P[G < 0 | Truck_i] \cdot P[Truck_i] \quad (13)$$



3. Resultados e discussões

A Figura 9 mostra os resultados da análise para a confiabilidade da ponte para caminhões diferentes, considerando a carga estática com fator dinâmico. Os resultados apresentam diferença entre o índice de confiabilidade alvo ($\beta_t = 4,7$) (JCSS, 2001) e os obtidos com caminhões 2S3 ($\beta_{2S3} = 4,68$). O índice de confiabilidade do sistema ($\beta_{sys} = 4,64$) demonstrou um valor abaixo dos valores recomendados pelo JCSS (2001). Por outro lado, é importante lembrar que alguns caminhões têm sido observados com sobrecargas ilegais. O número de multas por violação de peso tem aumentado, conforme citado por Harry (2003). A Figura 9 indica que esta ponte atende aos requisitos de segurança propostos pela a JCSS (2001) apesar de apresentar uma pequena diferença para o caminhão 2S3. Contudo, é necessária a análise de um modelo teórico para avaliar as perdas de protensão que seja mais representativo. É importante lembrar que a probabilidade de falha depende do modelo estrutural e neste trabalho, utilizou-se um modelo simplificado para representar este problema, que é, em geral, usado nas pontes protendidas de madeira.

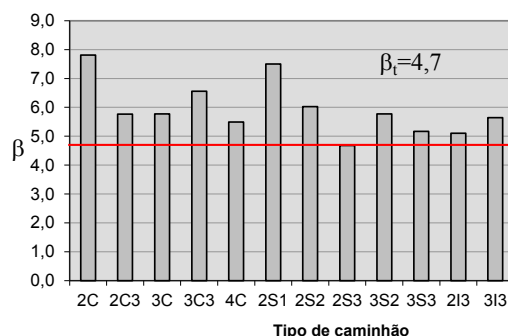


Figura 9 – Índice de confiabilidade para os caminhões analisados neste trabalho.

4. Conclusões

Foi demonstrado que alguns tipos de caminhões podem ser perigosos para as pontes de madeira e para isso caminhões reais devem ser considerados em procedimentos de projeto. No entanto, o sistema mostra um bom índice de confiabilidade (β), sugerindo uma boa segurança, quando comparado com o nível de segurança sugerido pelo JCSS (2001). Perdas de protensão foram consideradas como variável aleatória no tempo inicial, o qual é um modelo simplificado. Desta forma, é necessário avaliar a confiabilidade dependente do tempo para considerar corretamente as perdas de protensão com um modelo que incorpore um comportamento viscoelástico do material. Diferenças mais significativas podem ser esperadas quando modelos teóricos mais refinados forem aplicados para as perdas de protensão, o que dependerá de trabalhos experimentais sobre o assunto.

A análise apresentada da ponte confirma os resultados do estudo anterior de Lindquist (2006) que a confiabilidade do do tabuleiro protendido, concebido de acordo com o procedimento da largura efetiva (RITTER, 1990) estão de acordo com (JCSS, 2001), em termos de segurança. A Ponte sobre o rio Monjolinho apresenta uma boa segurança estrutural para o modelo de carregamento implementado desenvolvido por Lindquist (2006). O método aqui apresentado pode ser usado para estimar os possíveis impactos nas pontes de madeira, como resultado de mudanças dos carregamentos dos caminhões em função do avanço tecnológico da indústria automobilística e sobrecargas ilegais em rodovias. Pode ser aplicado no planejamento de



VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas

21, 22 e 23 de
maio de 2014
RIO DE JANEIRO

COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI

Realização:



reprotensão e inspeção de pontes de madeira com base no método de confiabilidade invariante no tempo, porém com medidas elásticas avaliadas em campo.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPESP (Fundação de Amparo e Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo financiamento deste trabalho e pela CAPES pela concessão de bolsas de estágio de Doutorado no exterior.

6. Referências Bibliográficas

CHEUNG, A. B. Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira. São Carlos, 2003. 167p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DAHL K.; BOVIM N. I.; MALO K. A. Evaluation of Stress Laminated Bridge Decks Based on Full Scale Tests. 10th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2006. Oregon 2006.

EAMON C.; NOWAK A. S, RITTER, M. A, MURPHY, J. Reliability-Based Criteria for Load and Resistance Factor Design Code for Wood Bridges. Journal of the Transportation Research Board. 2000 April 3-5, 2000;1(1696).

FONTE T. F. The First Stress-Laminated Timber Bridge in Brazil. 9th World Conference on Timber Engineering, WCTE 2006. LAHTI FINLAND 2004.

FONTE, T. F. (2004). Pontes protendidas de Eucalipto Citriodora. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

HARRY C.; GONGKANG F.; WASSEM D., FRED M. Predicting Truck Load Spectra under Weight Limit Changes and Its Application to Steel Bridge Fatigue Assessment. Journal of Bridge Engineering. 2003;8(5):312-22.

HASOFER, A. M.; LIND, N. An Exact and Invariant First-Order Reliability Format. Journal of Engineering Mechanics, v.100, n. EM1, , p.111-121, 1974.

HASOFER, A. M.; Reliability Index and Failure Probability. Journal of Structural Mechanics, v.3, p.25-27, 1974.

JCSS. Probabilistic model code: The Joint Committee on Structural Safety; 2001.

LINDQUIST, M. Confiabilidade estrutural de pontes laminadas protendidas de madeira. São Carlos, 2006. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

OKIMOTO, F.S. Pontes Protendidas de Madeira: Parâmetros de Projeto. São Carlos, 1997. 180p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

OLIVA M. G; DIMAKIS A. Behavior of stress-laminated timber highway bridges. Journal of Structural Engineering. 1988; 114(8):1850-69.

RITTER M. A. Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance. Washington, DC: United States Department of Agriculture Forest Service 1990.

TAYLOR, R. J. Field applications of prestressed laminated wood bridge decks. Canadian Journal of Civil Engineering. 1988;15(3):477-85.

TAYLOR, R. J; BATCHELOR, B. D; VAN DALEN K. Prestressed wood bridges. 1982; Toronto, Ont, Can: Canadian Soc for Civil Engineering, Montreal, Que, Can; 1982. p. 203-18.