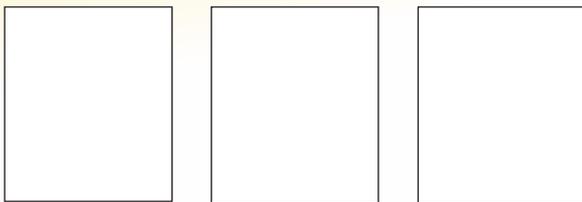


# Comparison and calibration of numerical models from monitoring data of a reinforced concrete highway bridge

## *Comparativo e calibração de modelos numéricos a partir de dados de monitoramento de uma ponte rodoviária curva de concreto armado*



R. G. M. DE ANDRADE <sup>a</sup>  
rodolfogma@gmail.com

L. M. TRAUTWEIN <sup>b</sup>  
leandromt@gmail.com

T. N. BITTENCOURT <sup>c</sup>  
tulio.bittencourt@poli.usp.br

### Abstract

The last four decades were important for the Brazilian highway system. Financial investments were made so it could expand and many structural solutions for bridges and viaducts were developed. In parallel, there was a significant raise of pathologies in these structures, due to lack of maintenance procedures. Thus, this paper main purpose is to create a short-term monitoring plan in order to check the structural behavior of a curved highway concrete bridge in current use. A bridge was chosen as a case study. A hierarchy of six numerical models is shown, so it can validate the bridge's structural behaviour. The acquired data from the monitoring was compared with the finest models so a calibration could be made.

**Keywords:** short-term monitoring, SAP2000, Midas FX+, DIANA, numerical modelling.

### Resumo

As últimas quatro décadas foram importantes para o desenvolvimento da malha rodoviária brasileira. O país recebeu incentivos financeiros à sua expansão e diversas soluções estruturais para pontes e viadutos foram criadas. Em paralelo a este desenvolvimento, houve nos últimos anos um crescimento significativo dessas estruturas em estágio avançado de deterioração devido à ausência de programas de manutenção preventiva. Dessa maneira, este trabalho propõe um plano de monitoramento de curta duração para acompanhar o comportamento estrutural de uma ponte rodoviária curva de concreto armado já em serviço. Uma ponte situada na divisa SP-MG foi escolhida para a implantação do plano proposto. Uma hierarquia de seis modelos numéricos foi apresentada, a fim de avaliar estruturalmente o comportamento da ponte. Por fim, os dados obtidos no monitoramento foram avaliados e confrontados com os resultados do modelo numérico mais refinado a título de calibração.

**Palavras-chave:** monitoramento de curta-duração, SAP2000, Midas FX+, DIANA, modelagem numérica

<sup>a</sup> Rodolfo Giacomim Mendes de Andrade, Master Student of Polytechnical School of the University of São Paulo, rodolfogma@gmail.com, São Paulo, Brasil;

<sup>b</sup> Leandro Mouta Trautwein, Professor at Structures Department of Civil Engineering, Architecture and Urbanism of State University of Campinas, leandromt@gmail.com, Campus Zeferino Vaz - Av. Albert Einstein, 951 - Campinas-SP - Brasil.

<sup>c</sup> Túlio Nogueira Bittencourt, Professor Professor at Structural Engineering and Foundations Department of Polytechnical School of University of São Paulo, tulio.bittencourt@poli.usp.br, Av. Prof. Almeida Prado, trav. 2, 271, 05508-900, São Paulo, São Paulo, Brasil.

## 1. Introdução

Houve nos últimos anos no Brasil um crescimento significativo de obras de arte especiais que apresentaram deterioração precoce causada pela ausência de programas de manutenção preventiva dessas estruturas. Embora o Brasil apresente órgãos regulamentadores que fornecem todo o procedimento para a inspeção e garantia da integridade de OAEs, em grande parte dos casos, as patologias são detectadas e as providências são tomadas apenas quando a deterioração da estrutura atinge um estado crítico ou quando oferece risco aos usuários (Oliveira [1]), (Lencioni [2]).

Um estudo feito pelo SINAENCO (Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva), intitulado “Infra-Estrutura da Cidade: Prazo de Validade Vencido”, mostra a necessidade de uma política permanente de manutenção de estruturas e administração dos recursos. Em relação às obras de arte especiais na cidade de São Paulo, o estudo mostra que há 240 pontes e viadutos em estado de deterioração, apresentando diversas patologias, e oferecendo risco aos usuários. Um dos principais fatores em destaque para a deterioração é dado ao investimento ínfimo em manutenção nos últimos anos, correspondente a 0,38% do custo final das obras (SINAENCO [3]).

Contrária à realidade mostrada por este estudo, podem-se destacar alguns exemplos de iniciativas que se preocupam com o comportamento da estrutura. A ponte estaiada sobre o rio Pinheiros, na qual funciona uma estação da linha 5 do sistema metroviário da cidade, recebeu monitoramento de temperatura, deformações e acelerações, da sua fase construtiva até o início da sua operação. Dada a complexidade da solução estrutural adotada junto ao método construtivo, a ponte Bernardo Goldfarb, situada no bairro de Pinheiros, São Paulo, recebeu monitoramento de deformações durante a sua construção e em anos posteriores. A ponte estaiada Construtor João Alves, situada em Aracaju-SE, é um exemplo de obra de arte especial que vem sendo monitorada de forma contínua (ASSIS [4]).

Dessa maneira, este trabalho objetiva propor um plano de monitoramento de curta duração para uma ponte rodoviária curva de concreto armado já em serviço. Uma ponte situada na divisa entre os Estados de São Paulo e Minas Gerais foi escolhida como estudo de caso para a implantação do plano proposto. Para avaliar estruturalmente o comportamento da ponte, será apresentada uma hierarquia de seis modelos numéricos. Por fim, pretende-se avaliar os dados obtidos no monitoramento e confrontá-los com os resultados do modelo numérico.

## 2. A ponte

A ponte sobre o rio Jaguari é uma obra de arte especial de concreto armado moldado in loco construída em 1999, situada na Rodovia Fernão Dias (BR 381), km 946+300, divisa entre os estados de São Paulo e Minas Gerais. A Figura 1 registra uma vista inferior, na qual é possível observar parte da superestrutura, da mesoestrutura e da infraestrutura.

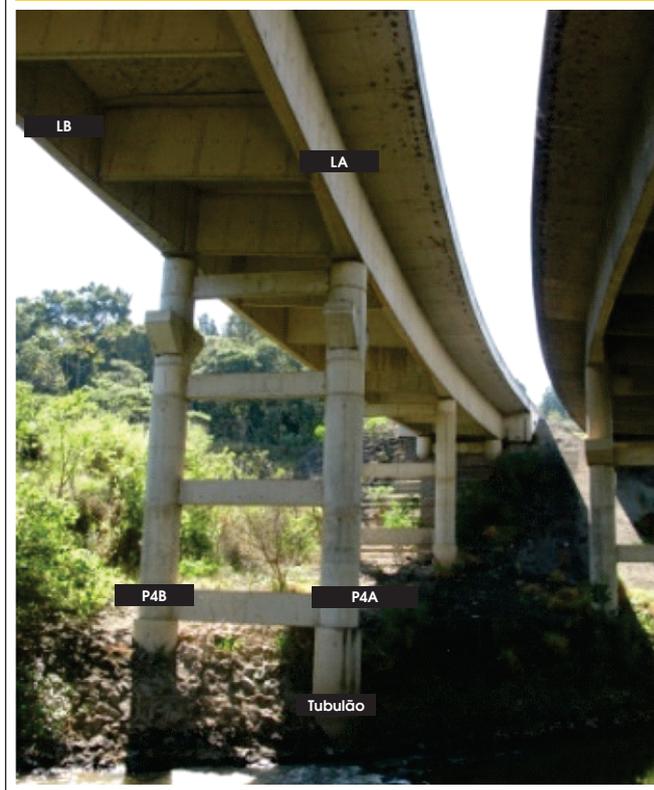
A ponte é constituída de cinco vãos (20m, 26m, 30m, 26m e 20m), com a superestrutura simplesmente apoiada em 6 pares de pilares. Sua superestrutura é contínua, sem juntas de dilatação, apresentando em cada extremidade um encontro com a laje de transição em concreto armado, dando continuidade à via.

O eixo longitudinal da ponte possui declividade de 5,9% no sentido Belo Horizonte – São Paulo, superelevação constante de 8% para o tabuleiro e raio de curvatura em planta de 305,50m. Por conta desta superelevação, as duas longarinas (LB – maior raio e LA – menor raio) e os pares de pilares estão defasados a uma altura de aproximadamente 50cm. A transferência de esforços do tabuleiro para os pilares é feita por meio de aparelhos de apoio em elastômero fretado. A resistência característica de projeto do concreto à compressão,  $f_{ck}$ , é de 25 MPa para a superestrutura e 20 MPa para a meso e infraestrutura.

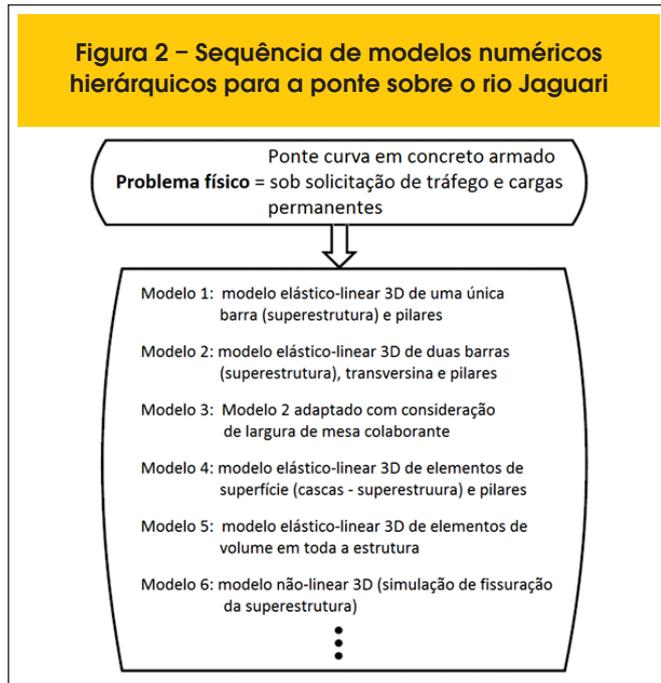
O tabuleiro apresenta largura total de 11,70m, sendo 10,90m divididos em duas faixas de pista de rolamento e uma faixa de acostamento, e 0,40m para cada guarda-rodas do tipo New-Jersey, em concreto armado. Com seção transversal do tipo  $\pi$ , as longarinas do tabuleiro distam 6,40m (centro a centro), e possuem largura de 40cm e altura total de 2,80m. Ligada monoliticamente às longarinas, a laje do tabuleiro apresenta espessura variável, sendo de 15 cm na extremidade dos balanços de 2,65m, de 24 cm no centro da pista, e de 40 cm sobre as longarinas. Além da curvatura no plano e declividade longitudinal, as longarinas apresentam variação prismática da seção transversal ao se aproximarem dos apoios nos pilares.

Exercendo o travamento entre as duas longarinas, a superestrutura dispõe de vinte transversinas em concreto armado, com espaçamentos longitudinais variando de 6,00m a 6,70m. Deste total, as transversinas coincidentes com o encontro das longarinas com os

Figura 1 – Vista inferior da ponte sobre o rio Jaguari



**Figura 2 – Sequência de modelos numéricos hierárquicos para a ponte sobre o rio Jaguari**



pilares apresentam dimensões 25 x 220 cm, enquanto as restantes, 20 x 220 cm. As transversinas são ligadas apenas às longarinas, fazendo com que a laje trabalhe com uma direção principal, transferindo a carga exclusivamente para as longarinas. A mesoestrutura consiste de seis pares de pilares com seção circular constante, com diâmetro de 120 cm, travados entre si por meio de vigas travessas (seção transversal 30 x 80 cm). A infraestrutura da obra de arte é composta de tubulões de concreto armado, que apresentam diâmetro de 140cm e altura variável, para se adequar ao desnível do terreno.

### 3. Hierarquia de modelos numéricos

Um dos questionamentos mais comuns que se tem ao tratar de modelagem numérica diz respeito à exatidão e qualidade dos resultados obtidos. Os dados a serem inseridos para a concepção do modelo (geometria, propriedades materiais, carregamentos e condições de contorno) são de extrema importância, a fim de criar uma representação da estrutura na qual é possível obter seu comportamento estrutural (deformadas, tensões, deformações). A essência da modelagem hierárquica está na composição e solução de modelos adicionais (e mais refinados) da estrutura considerada. Atrrelados ao refinamento estão os equacionamentos matemáticos representativos que, quanto mais complexos forem os modelos, mais difícil será a convergência para a solução. Assim, ao passar para um próximo modelo, novas hipóteses para o problema são levantadas até chegar ao modelo final, considerado satisfatório em termos de exatidão e resposta (Bucalem [5]). Dessa maneira, pode-se afirmar que o problema físico em estudo é uma ponte curva em concreto armado sob solicitação de tráfego e cargas permanentes. Portanto, são levantados os possíveis modelos numéricos a serem descritos neste item, apresentados na Figura 2. A análise estrutural da ponte sobre o rio Jaguari foi realizada por meio de modelos numéricos baseados no Método dos Elementos

Finitos. Foram estudados e criados cinco modelos elástico-lineares e um modelo não-linear utilizando-se os softwares SAP2000® V14 (modelos 1 ao 4) e Midas Fx+ for DIANA® (modelos 5 e 6). Tais modelos, ilustrados na Figura 3, serão, confrontados a título de interpretação e validação dos resultados.

#### 3.1 Modelo 1

O Modelo 1 apresenta vantagens como simplicidade, agilidade na criação e no processamento de dados bem como informações mais sucintas em termos de esforços internos. Para sua modelagem, foram utilizados elementos de barra do tipo pórtico espacial, retilíneos, para os pilares e o tabuleiro.

A seção transversal da ponte, composta de laje sobre longarinas, foi representada como única barra ao longo de toda a ponte. A respeito da variação prismática linear da seção transversal das longarinas, foram criadas três seções transversais para representar toda a superestrutura.

Nesse modelo, toda a seção transversal permanece plana e indeformável, mas com liberdade para translações e rotações. A superestrutura se comporta como elemento de viga e, neste sentido, as transversinas entram apenas como carga, não sendo necessária sua modelagem geométrica. Para a criação da seção transversal, a superelevação do tabuleiro de 8% foi levada em consideração, assim como a declividade da pista e o raio de curvatura.

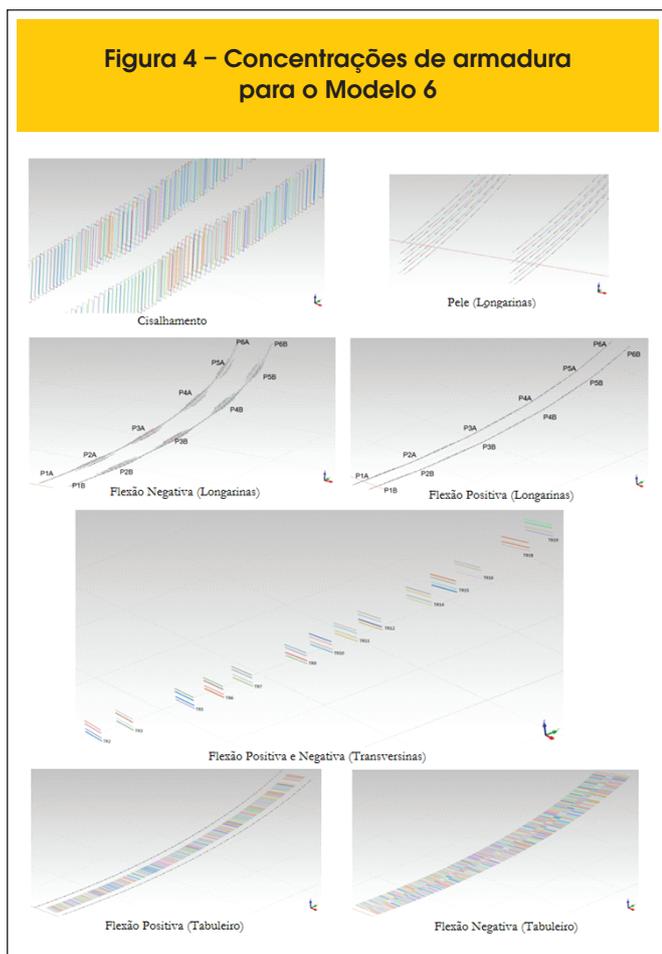
#### 3.2 Modelo 2

O Modelo 2 apresenta os mesmos critérios geométricos e propriedades dos materiais adotados na modelagem do modelo 1, diferindo

**Figura 3 – Hierarquia de modelos numéricos (1 ao 6)**



**Figura 4 – Concentrações de armadura para o Modelo 6**



pela substituição do único elemento de barra que representava a seção transversal do tabuleiro por dois elementos (longarinas em seção T). A solidarização entre os dois elementos de barra é feita por meio das vinte transversinas, com dimensões fornecidas em projeto.

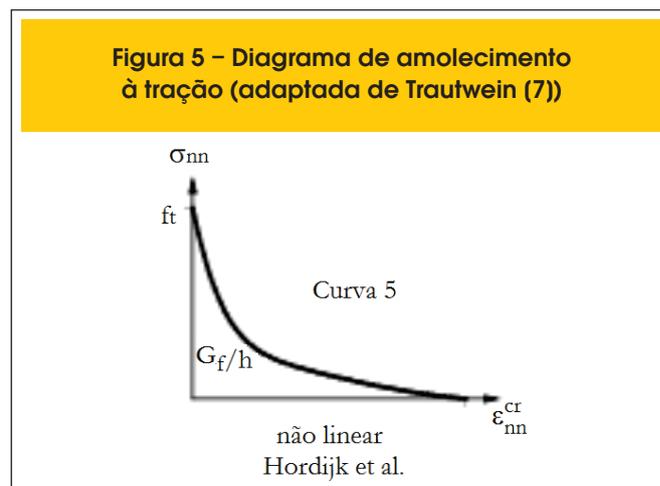
### 3.3 Modelo 3

Enquanto o Modelo 2 apresenta integralmente a largura da mesa da seção transversal da longarina, contribuindo na sua totalidade à compressão, o Modelo 3 apresenta os mesmos critérios geométricos e propriedades adotados na modelagem, diferindo pela consideração da largura de mesa colaborante da seção T, com redução e contribuição parcial à compressão, conforme considerações feitas de acordo com norma NBR 6118:2007 (ABNT, [6]).

### 3.4 Modelo 4

Este modelo é uma versão aprimorada dos modelos simplificados descritos anteriormente, e utiliza elementos finitos de superfície para representação da superestrutura. Entretanto, a mesoestrutura permanece conforme os modelos anteriores, com os pilares e vigas-travessa modelados por elementos de barra, tipo pórtico espacial. O modelo permite que se façam novas considerações em relação ao anterior, tais como: distribuição do carregamento do trem-tipo sobre a laje do tabuleiro; deslocamento relativo entre

**Figura 5 – Diagrama de amolecimento à tração (adaptada de Trautwein (7))**



longarinas; modelagem geométrica das transversinas exercendo o seu travamento transversal; flexão das lajes em relação às longarinas; modelagem do conjunto completo de pilares (pares de pilares transversais à ponte com seus respectivos travamentos); obtenção das distribuições de tensões nos elementos da superestrutura. As propriedades do concreto e toda a geometria da estrutura utilizada para a criação do Modelo 1 foram mantidas.

### 3.5 Modelo 5

Após a utilização de elementos de superfície no modelo hierárquico 4, optou-se por elementos volumétricos na criação do Modelo 5, também de comportamento elástico-linear, considerado o mais completo dentre os cinco modelos apresentados até o momento. Criado no software MIDAS Fx+, a geometria foi desenvolvida a partir de inserção de pontos individuais criados em planilhas Excel. A partir da inserção dos pontos, foram desenhadas linhas, posteriormente inseridas superfícies e, por fim, com o fechamento de superfícies, gerou-se, automaticamente, o volume. Testes de geração de volume foram feitos a fim obter um resultado mais exato; volumes com 50cm de aresta foram inicialmente gerados, passando por 40cm até chegar no modelo final, de volumes de 15cm de aresta e adaptação geométrica em regiões nas quais esta dimensão não fosse possível.

Para este modelo, todas as peças constituintes da estrutura foram modeladas em elementos de volume, dos pilares ao tabuleiro.

### 3.6 Modelo 6

O Modelo 6 apresenta a mesma descrição geométrica apresentada para o Modelo 5, diferindo pela consideração de parâmetros materiais de comportamento não linear físico para o concreto da superestrutura, e pela inserção de concentrações de armadura – elementos de barras de 2 nós – incorporadas à malha de concreto por aderência perfeita (conexão do tipo embedded reinforcement). A Figura 4 ilustra todas as concentrações de armadura inseridas no modelo numérico; cada concentração foi inserida no centro de gravidade do conjunto a ser representado. Para que fossem representados de maneira satisfatória os efeitos da não-linearidade física do concreto e a propagação de fissuração ao longo das seções, foram inseridas no modelo as armaduras, conforme projeto, consideradas principais para atender a tais imposições.

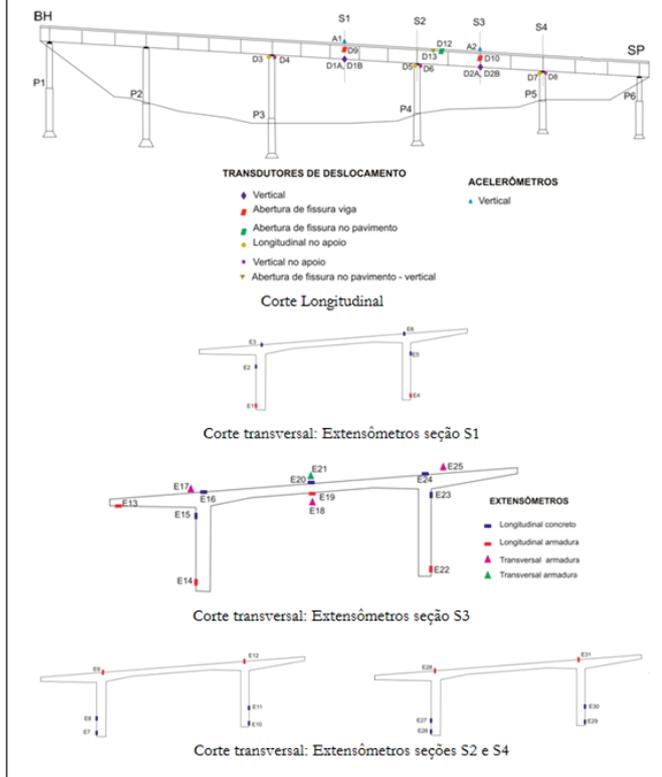
Tabela 1 – Propriedades e equações para simulação de fissuração do concreto

Módulo de elasticidade secante	$E_{cs} = 0.85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}}$ [MPa]
Resistência característica à compressão	$f_{ck}$ [MPa]
Parâmetro intermediário	$f_{ck0}$ [MPa]
Parâmetro intermediário	$\Delta_f$ [MPa]
Resistência mínima à tração	$f_{ctk,min} = f_{ctk0,min} \left( \frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}$ [MPa]
Parâmetro intermediário	$f_{ctk0,min}$ [MPa]
Resistência máxima à tração	$f_{ctk,max} = f_{ctk0,max} \left( \frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}$ [MPa]
Parâmetro intermediário	$f_{ctk,max}$ [MPa]
Parâmetro intermediário	$f_{ctk,m}$ [MPa]
Resistência média à tração	$f_{ctk,m} = f_{ctk0,m} \left( \frac{f_{ck}}{f_{ck0}} \right)^{2/3}$ [MPa]
Resistência média à compressão	$f_{cm} = f_{ck} + \Delta_f$ [MPa]
Parâmetro intermediário	$f_{cm0}$ [MPa]
Energia de fratura	$G_F = G_{F0} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7}$ [Nmm/mm <sup>2</sup> ]

Tabela 2 – Rigidezes dos aparelhos de apoio em elastômero fretado (Modelos 1 ao 4)

Pilares extremos		Pilares intermediários		Pilares centrais	
À translação	(kN/m)	À translação	(kN/m)	À translação	(kN/m)
Axial (direção Z)	$8,25 \times 10^6$	Axial (direção Z)	$1,15 \times 10^7$	Axial (direção Z)	$1,45 \times 10^7$
Cisalhamento (direção X)	$3,20 \times 10^3$	Cisalhamento (direção X)	$4,90 \times 10^3$	Cisalhamento (direção X)	$5,30 \times 10^3$
Cisalhamento (direção Y)	$3,20 \times 10^3$	Cisalhamento (direção Y)	$4,90 \times 10^3$	Cisalhamento (direção Y)	$5,30 \times 10^3$
À rotação	(kN.m/rad)	À rotação	(kN.m/rad)	À rotação	(kN.m/rad)
Flexão em Y (em torno de X)	$2,25 \times 10^4$	Flexão em Y (em torno de X)	$5,40 \times 10^4$	Flexão em Y (em torno de X)	$8,05 \times 10^4$
Flexão em X (em torno de Y)	$2,40 \times 10^7$	Flexão em X (em torno de Y)	$3,30 \times 10^7$	Flexão em X (em torno de Y)	$4,15 \times 10^7$
Torção (em torno de Z)	$9,25 \times 10^3$	Torção (em torno de Z)	$1,45 \times 10^4$	Torção (em torno de Z)	$1,55 \times 10^4$

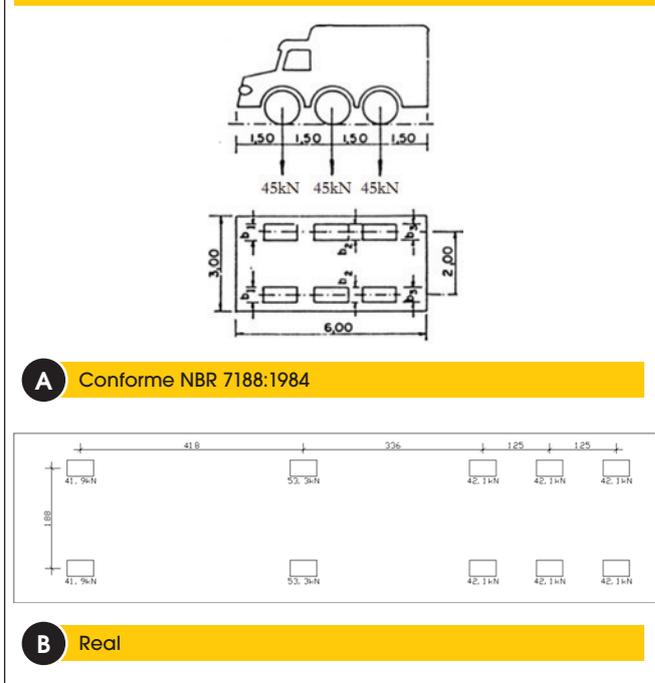
**Figura 6 – Sensores inseridos no monitoramento da ponte sobre o rio Jaguari**



### 3.7 Propriedades dos materiais

As propriedades materiais para os dados de entrada nos modelos numéricos foram de comportamento elástico-linear (Modelos 1 ao 5) e não-linear físico (Modelo 6). A propriedade material necessária para os programas de análise

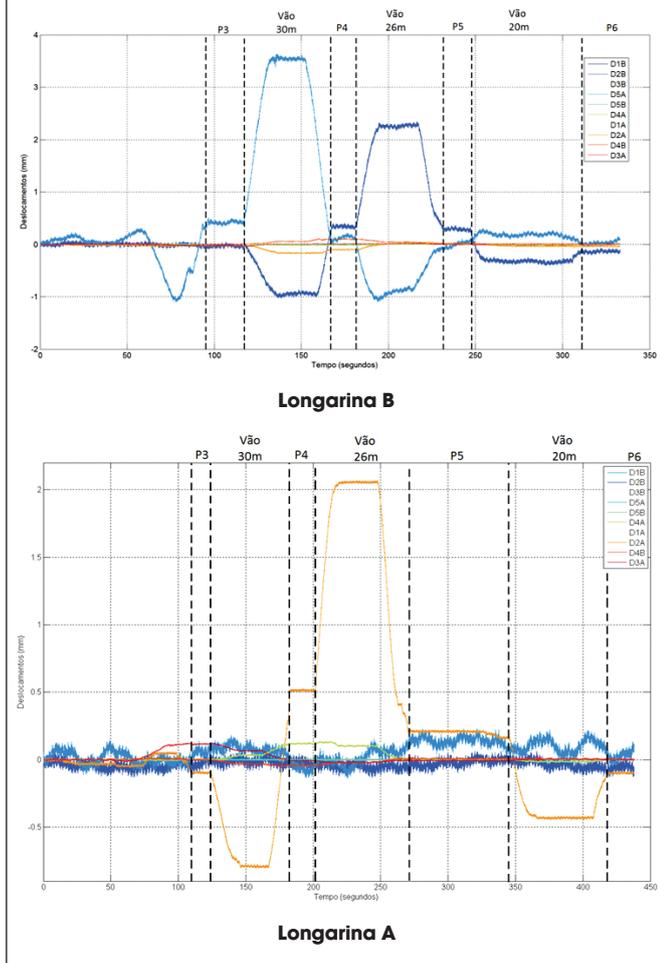
**Figura 7 – Trens-tipo: cargas por roda e dimensões entre eixos e entre rodas**



**Tabela 3 – Erros relativos para deslocamentos verticais comparados ao Modelo 4**

Carregamento	Erro relativo (%) em vão = 20m							
	Modelo 1	Modelo 2		Modelo 3		Modelo 5		
		LB	LA	LB	LA	LB	LA	
Peso próprio	-	3,59	10,96	2,24	7,02	7,74	4,83	
Trem-tipo	7,80	2,78	1,45	13,89	0,00	-	-	
Carregamento	Erro relativo (%) em vão = 26m							
	Modelo 1	Modelo 2		Modelo 3		Modelo 5		
		LB	LA	LB	LA	LB	LA	
Peso próprio	6,67	0,00	6,31	4,68	9,97	4,29	10,91	
Trem-tipo	8,11	0,87	1,87	12,17	0,00	-	-	
Carregamento	Erro relativo (%) em vão = 30m							
	Modelo 1	Modelo 2		Modelo 3		Modelo 5		
		LB	LA	LB	LA	LB	LA	
Peso próprio	5,71	0,45	0,98	2,11	3,33	7,15	7,91	
Trem-tipo	5,71	0,60	4,61	10,24	0,00	-	-	

Figura 8 – Sinais tratados do ensaio estático sobre longarinas LB e LA



estrutural elástico-linear é apenas o módulo de elasticidade, E, dependente da resistência característica do concreto,  $f_{ck}$ . Foi adotada a equação do módulo de elasticidade secante para os modelos de 1 a 5, de acordo com a norma brasileira NBR 6118:2007 [6], mostrada na Tabela 1.

As propriedades e equações utilizadas como entrada de dados para as simulações de fissuração do concreto no programa DIANA, apresentadas na Tabela 1, são consideradas de boa representatividade para os efeitos não-lineares físicos (Trautwein [7]), (Schereppers [8]). Também é apresentada nesta tabela a equação da energia de fratura do concreto, utilizada na ausência de dados experimentais (CEB, [9]). Esta equação da energia da fratura é função do  $f_{ck}$  do concreto e do diâmetro máximo do agregado (classificado por pequeno, médio e grande). Encontrado na biblioteca do DIANA, o modelo constitutivo de amolecimento à tração do concreto é apresentado em cinco tipos de curvas Tensão-Deformação. De boa representatividade, adotou-se para o Modelo 6 a Curva 5, de comportamento não-linear, conforme Figura 5 (Trautwein [7]).

3.8 Condições de contorno

Para o cálculo das rigidezes do aparelho de apoio em elastômero fretado, condição de contorno na interação superestrutura – mesoestrutura, considerou-se o módulo de elasticidade transversal  $G = 1,0$  MPa, coeficiente de Poisson  $\nu = 0,5$ , e dureza Shore A 60.

As rigidezes obtidas para os coeficientes de mola dos modelos 1 ao 4 estão listadas na Tabela 2 (Braga [10]). Os aparelhos de apoio para os modelos 5 e 6 foram inseridos em elementos de volume, com as dimensões respectivas aos seus pilares. Para os dois modelos, um módulo de elasticidade fictício foi adotado (Braga [10]), com a Equação 1, a seguir:

$$E_{fic} = \frac{3G \times \left[ 1 + 0.5 \times \nu \times \left( \frac{L}{e} \right)^2 \right]}{1 - \nu^2} \quad (1)$$

A condição de contorno para o apoio dos pilares ao solo em todos os seis modelos é a de engastamento perfeito (restrição aos seis graus de liberdade).

3.9 Carregamentos

Em todos os casos de carregamento, foram considerados o peso próprio da estrutura, considerado automaticamente pelos programas computacionais a partir das propriedades dos materiais fornecidas. Para os modelos 1 ao 4, o trem-tipo utilizado foi o TT45, conforme a NBR 6118:2007 (ABNT, [11]) e para os modelos 5 e 6, um trem-tipo real (caminhão carregado com brita). As dimensões e cargas de ambos os trens-tipo são apresentados na Figura 6. Para os seis modelos, as cargas dos trens-tipos foram inseridas como carregamento nodal estático.

4. Plano de monitoramento e efetivação

Para o monitoramento da ponte sobre o rio Jaguari empregaram-se técnicas para medição de deformação da estrutura, suas acelerações e deslocamentos, causados pelo tráfego de veículos. As grandezas foram medidas por meio de extensômetros elétricos de resistência, acelerômetros e transdutores de deslocamento, instalados em pontos críticos da estrutura.

Dados os resultados de esforços e deslocamentos obtidos nos modelos 1 a 5, foram definidas cinco seções transversais críticas a serem monitoradas (Figura 7): S1 e S3, correspondentes aos vãos centrais de 30m e 26m, respectivamente, e S2 e S4, regiões de apoios sobre os pilares P4 e P5. As seções S1 e S3 apresentaram, nos modelos numéricos, momento fletor positivo e deslocamentos máximos, enquanto que S2 e S4, elevados esforços de tração da fibra superior devido ao momento fletor negativo. Assim, constatou-se que o deslocamento vertical estático de ambas as longarinas deveria ser medido por meio de transdutores de deslocamento. Ainda, foram monitorados deslocamentos longitudinais e transversais de dois aparelhos de apoio situados sobre os pilares P4 e P6. Por fim, transdutores de deslocamentos foram utilizados para monitoramento de aberturas de fissuras nas longarinas e no tabuleiro.

Três acelerômetros foram instalados em regiões correspondentes a um dos primeiros modos de vibração obtidos no Modelo 4: centro dos vãos central (S1) e intermediário (S3).

Este artigo abordará exclusivamente os resultados referentes a deslocamentos. Os resultados dinâmicos e de deformações são parte de outros estudos deste monitoramento.

5. Resultados e discussões

Para que fosse possível uma comparação dos resultados obtidos em campo com o modelo numérico mais complexo linear 5, e não-linear, 6, uma validação intermediária foi realizada entre os modelos de 1 ao 5. Por simples convenção, o Modelo 4 foi considerado Modelo Mestre e os modelos 1 ao 3 foram comparados a ele. Após conside-

rada satisfatória a comparação de deslocamentos verticais entre os quatro primeiros modelos da hierarquia [12], seguiu-se para a segunda etapa, que consistiu em validar o Modelos 5, de maior

complexidade representativa. A comparação, mostrada na Tabela 3, se deu por meio de deslocamentos da estrutura e os resultados foram considerados suficientes para avançar na representatividade

**Tabela 4 – Erros relativos para deslocamentos verticais Modelo 5 – dados de campo**

Longarina LB – vão 30m			
Módulo de elasticidade (GPa)	Deslocamento (mm)		Erro relativo (%)
	Modelo numérico (NM)	Veículo real (VR)	
24,68	2,933	3,55	17,37
23,80	3,047		14,16
Longarina LB – vão 26m			
Módulo de elasticidade (GPa)	Deslocamento (mm)		Erro relativo (%)
	Modelo numérico (NM)	Veículo real (VR)	
24,68	2,138	2,26	5,39
23,80	2,221		1,73
Longarina LA – vão 26m			
Módulo de elasticidade (GPa)	Deslocamento (mm)		Erro relativo (%)
	Modelo numérico (NM)	Veículo real (VR)	
24,68	1,838	2,05	10,32
23,80	1,910		6,83

**Tabela 5 – Erros relativos para deslocamentos verticais Modelo 6 – dados de campo**

Longarina LB – vão 30m					
Energia de Fratura (Nm/m <sup>2</sup> )	Peso próprio (PP)	Deslocamento (mm)		Veículo real	Erro relativo (%)
		Modelo numérico (MN)	MN-PP		
144,20	5,701	8,487	2,786	3,55	21,52
120,14	5,701	8,513	2,812		20,79
Longarina LB – vão 26m					
Energia de Fratura (Nm/m <sup>2</sup> )	Peso próprio (PP)	Deslocamento (mm)		Veículo real	Erro relativo (%)
		Modelo numérico (MN)	MN-PP		
144,20	2,763	4,668	1,905	2,26	15,71
120,14	2,763	4,669	1,906		15,66
Longarina LA – vão 26m					
Energia de Fratura (Nm/m <sup>2</sup> )	Peso próprio (PP)	Deslocamento (mm)		Veículo real	Erro relativo (%)
		Modelo numérico (MN)	MN-PP		
144,20	2,611	4,223	1,612	2,05	21,37
120,14	2,611	4,223	1,612		21,37

de do modelo e criar o mais complexo dentre todos, o Modelo 6, de comportamento não-linear.

Pode-se perceber um decréscimo do erro relativo à medida em que se avança para o centro da estrutura. O efeito de corpo rígido das longarinas dos modelos 1 ao 3, aliados à ausência de uma representação do tabuleiro para uma distribuição transversal de esforços, contribuiu para a discrepância de deslocamentos entre o Modelos 4 e os modelos 1 ao 3. Além disso, percebe-se que a condição de contorno dos apoios ao avançar para o vão central é mais representativa que nos extremos, onde nota-se o maior erro relativo. Dessa maneira, dentre as diferentes representações da estrutura, o Modelo 4 foi considerado satisfatório para ser comparado com o modelo seguinte, devido a maior representatividade do comportamento estrutural da ponte perante os outros modelos. O Modelo 5 apresenta, em sua maioria, uma rigidez maior que o Modelo 4, o que culminou em diferenças de flecha de até 11%. Uma maior rigidez do Modelo 5 em relação ao 4 era esperada por conta da distribuição de esforços dentro do volume e uma maior contribuição da largura colaborante da mesa comprimida. Na modelagem dos elementos de volume foi possível representar efetivamente o aumento de espessura da longarina ao se aproximar dos apoios, enquanto que o Modelo 4 apresenta restrições devido à sua modelagem por elementos de superfície. Assim, o Modelo 5 representa satisfatoriamente o comportamento estrutural e foi usado como base para gerar o Modelo 6.

A seguir, será feito um comparativo dos resultados obtidos em campo, ilustrados na Figura 8, com o modelo numérico de comportamento linear 5 e o de comportamento não-linear, 6.

O Modelo 5 necessitou de aproximadamente 10 horas de processamento (Processador Intel(R) Core (TM) i7 CPU 960 @ 3.20GHz, 16BG RAM) para cada caso de carga. Apresentado na Tabela 4, o resultado do modelo numérico para a longarina, vão de 30m, foi 17,37% menor que o apresentado na aquisição de dados, ou seja, apresentou maior rigidez que a estrutura real. Já os resultados para o vão de 26m, longarinas A e B apresentaram, respectivamente, 10,32% e 5,39% a menos que o deslocamento vertical de campo. Um  $f_{ck}$  sugerido de 25 MPa foi utilizado a título de calibração e convergência da resposta. A redução em 3,57% no valor do módulo de elasticidade culminou na diminuição do erro em aproximadamente 3,40%.

O Modelo 6 necessitou de aproximadamente 120 horas de processamento para os casos de carga referentes ao vão de 30m, enquanto aproximadamente 40 horas foram necessárias para os casos de carga do vão de 26m. Segundo a Tabela 5, para o módulo de elasticidade obtido em laboratório, o Modelo 6 apresentou um erro de 21,52% para a longarina B, vão de 30m, enquanto as longarinas A e B, no vão de 26m, apresentaram, respectivamente, 21,37% e 15,71%. Para este modelo, a calibração ficou a cargo da energia de fratura; o decréscimo de 16,69% em seu valor gerou uma redução de até 0,73% para o vão de 30m, enquanto para a longarina A não houve alteração. Com a diminuição dos vãos, e consequente diminuição das tensões de tração, a energia de fratura teve pouca influência na alteração dos resultados.

## 6. Conclusões

O refinamento da modelagem numérica por meio de uma hierarquia é importante para aumentar a representatividade do comportamento estrutural do objeto em estudo. Ao aumentar o número de graus de liberdade do modelo numérico e adicionar novos parâmetros

inerentes à estrutura, cada ascensão a hierarquia deve ser passível de interpretação e calibração, a fim de que se convirja à resposta experimental que se tem como base. Ressalta-se, ainda, a importância do conhecimento de cada novo parâmetro a ser inserido, pois quanto mais complexo for o modelo, mais propensa à divergência a resposta estará, dificultando assim, a validação dos resultados.

## 7. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer à Concessionária OHL pela apoio logístico durante o monitoramento da ponte sobre o rio Jaguari.

## 8. Referências bibliográficas

- [01] OLIVEIRA M.Q. et al.. Verificação de Deterioração em Pontes de Concreto: Estudo de Caso de uma ponte sobre o rio Piauí.. Congresso Brasileiro do Concreto, 51º, Curitiba, 2009, Anais, Paraná, 2009.
- [02] LENCIONI, J.W., LIMA, M.G. Análise da Importância da Consideração de Fatores Ambientais na Degradação de Obras de Arte. Congresso Brasileiro do Concreto, 46º, Florianópolis, 2004, Anais, Santa Catarina, 2004.
- [03] SINDICATO DA ARQUITETURA E DA ENGENHARIA. Infra-Estrutura da Cidade de São Paulo: Prazo de Validade Vencido, São Paulo, 2007.
- [04] ASSIS, W.S., Sistemas Computacionais de Apoio à Monitoração de Estruturas de Engenharia Civil, São Paulo, 2007, Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [05] BUCALEM, M.L., BATHE, K.J., The Mechanics of Solids and Structures – Hierarchical Modeling and the Finite Element Solution, Cambridge, 2011.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2007.
- [07] TRAUTWEIN, L.M., Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado: Análise Experimental e Numérica, São Paulo, 2006, Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [08] SCHREPPERS, G.J., FRISSEN, C., KANG, H.J., Prediction of Crack-Width and Crack-Pattern. TNO DIANA BV, Netherlands, 2011.
- [09] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, CEB-FIP Modelo Code 1990 – Design Code, Lausanne, 1991.
- [10] BRAGA, W.A. Aparelhos de Apoio das Estruturas, São Paulo, 1986.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre - NBR 7188, Rio de Janeiro, 1984.
- [12] ANDRADE, R.G.M., TEIXEIRA, R.M., MENEGHETTI, L.C., BITTENCOURT, T.N., Aplicação de Hierarquia de Modelos Numéricos para uma Ponte Curva em Concreto Armado. Congresso Brasileiro do Concreto, 53º, Florianópolis, 2011, Anais, Santa Catarina, 2011.