



CARACTERIZAÇÃO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA POR SEUS PARÂMETROS MODAIS

Marcelo Fabiano Freitas Tavares

Flávio Renato de Góes Padula

Cláudio José Martins

mm.ludmila@gmail.com

padula@civil.cefetmg.br

cjmartins@civil.cefetmg.br

Departamento de Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais
Av. Amazonas, 7675, Nova Gameleira, 30.510-000, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

Resumo. *Este trabalho visa caracterizar a ponte ferroviária sobre o ribeirão Taioba constituída por superestrutura em aço com 315 metros de comprimento, mesoestrutura e infraestrutura em concreto armado. A caracterização foi efetuada considerando-se os parâmetros modais experimentais, segundo a metodologia baseada em técnicas de processamento de sinais estocásticos. Os parâmetros experimentais foram obtidos a partir de um ensaio de campo que consistiu na medição de vibrações geradas pelas ações operacionais como tráfego de composições e vento, em pontos pré-determinados na estrutura. A ponte foi analisada por meio de um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos (MEF) com alteração em sua rigidez inicial e condições de vínculos considerando-se os parâmetros modais experimentais adquiridos in loco e processados. O modelo numérico adaptado representou de forma satisfatória a estrutura existente e foi utilizado nas verificações estruturais das deformações, vibrações e fadiga originadas pelas ações normativas..*

Palavras-chave: *fadiga em pontes ferroviárias. Análise modal operacional. Vibrações em pontes ferroviárias.*

1 INTRODUÇÃO

Pontes são obras de arte especiais destinadas a estabelecer a ligação entre dois pontos de forma a permitir a continuidade de uma via. A diferença entre ponte e viaduto é que sob a ponte existe um curso de água ou superfície líquida e sob um viaduto apenas uma via ou um vale (Pinho & Bellei, 2007).

Um grande desafio para os engenheiros ao analisar uma estrutura de ponte, consiste em modelar a estrutura por meio de software comercial que represente fielmente a estrutura real. Os softwares baseados no método dos elementos finitos (MEF) representam satisfatoriamente o comportamento real da estrutura quando sujeitas a ações estáticas e dinâmicas.

Os modelos numéricos são suficientes para o dimensionamento de uma estrutura nova, mas para avaliação técnica de deterioração, da vida útil ou avaliação da integridade estrutural, Almeida & Hanai (2008) apontam a análise modal experimental como uma ferramenta utilizada para desenvolver modelos que representem com fidelidade a estrutura nas condições reais para uma melhor avaliação.

A análise modal experimental das estruturas é um processo para determinação das características dinâmicas de um sistema, ou conjunto de parâmetros, em formas de frequências naturais, fatores de amortecimento e modos naturais de vibração chamados de parâmetros modais (Jimin He & Zhi-Fang Fu, 2001).

Os parâmetros modais podem ser obtidos de diversas formas onde se destacam quatro técnicas, a primeira do tipo entrada única e resposta única SISO (*Single Input, Single Output*) e a segunda técnica do tipo entrada múltipla e resposta múltipla MIMO (*Multi Input, Multi Output*) a terceira do tipo entrada única e resposta múltipla SIMO (*Single Input, Multi Output*) e por fim a quarta técnica do tipo entrada múltipla e saída única MISO (*Multi Input, Single Output*).

Mesmo com a necessidade atual de verificação estrutural das pontes no Brasil, devido às modificações ao longo do tempo como alteração das cargas móveis, patologias, existem certos obstáculos que dificultam a execução destes trabalhos, sendo as principais: recursos financeiros, acesso de equipamentos, paralisação da operação das estruturas e vontade política. A falta de verificação estrutural destas estruturas geram impactos de grandes proporções na população, como foi o exemplo do colapso da ponte sobre o Rio das Velhas na rodovia BR381, Km 455 em Sabará, região metropolitana de Belo Horizonte. Esta paralisação implicou em um desvio de 6 quilômetros para veículos de passeio e um desvio de mais de 100 quilômetros aos motoristas de veículos de carga durante longo tempo nas viagens em direção ao estado do Espírito Santo (Folha, 2011).

Outro exemplo foi a queda da ponte ferroviária de propriedade da empresa Vale S.A. na Estrada de Ferro Carajás que provocou a interdição da via. O acidente impactou na operação da estrada por onde passam 150 milhões de toneladas de minério de ferro em direção à cidade de São Luís no estado do Maranhão. Não só as exportações foram impactadas, mas cerca de 1200 pessoas tiveram suas viagens interrompidas (Vale, 2012).

Nos últimos anos o cenário em relação às estruturas de pontes vem se alterando porque o interesse na verificação de pontes e viadutos tem aumentado devido as grandes mudanças nas cargas móveis atuantes e a crescente importância das estruturas no sistema logístico do país. A aplicação da análise modal experimental para o estudo destas estruturas tem-se mostrado uma boa técnica para caracterização e avaliação estrutural. O objetivo deste trabalho consiste em realizar a caracterização numérica de uma ponte ferroviária a partir de seus parâmetros

modais, apresentando os conceitos envolvidos na análise modal operacional de estrutura civil de grande porte. Objetiva-se verificar a estrutura frente as ações de carga móvel da Arema (2009), efeitos dinâmicos da NBR7187 (2003), vibrações frente a norma DIN4150-3 (1999) e à fadiga dos principais componentes conforme norma NBR8800 (2008), por meio de simulações numéricas realizados em modelos adaptados a partir dos parâmetros modais experimentais, obtidos das respostas de vibrações em 28 pontos da estrutura.

2 DESENVOLVIMENTO

2.1 Descrição da estrutura

O estudo de caso deste trabalho refere-se caracterização modal da ponte ferroviária sobre o ribeirão Taioba, de propriedade da Vale S.A. localizada no ramal ferroviário km 074+359 da estrada de ferro Vitória Minas, na cidade de Sabará no estado de Minas Gerais apresentada na Figura 1. A ponte foi projetada entre 1988 e 89 por duas empresas, EPC Engenharia Projetos e Consultora e SBE Sérgio Barcelos Engenharia sendo, a EPC responsável pela superestrutura e a SBE responsável pela mesoestrutura e infraestrutura.

A escolha dessa ponte para aplicação da análise modal se justificou por constituir em uma estrutura formada por superestrutura (tabuleiro) em aço, mesoestrutura (pilares e encontros) em concreto e infraestrutura (fundações) também em concreto e ainda uma ponte de grande porte e emblemática.

A estrutura é uma ponte em curva, com extensão de 315 metros, contendo 9 vãos de 35 metros cada e 8 pilares que variam de 13,8 a 36 metros de altura. A ponte possui uma junta de dilatação no pilar 4 que divide a viga metálica contínua em duas (Figura 2).

A superestrutura projetada pela EPC teve como solução estrutural uma viga caixão, composta por chapas metálicas aço ATSM A36 soldadas entre si formando uma seção transversal com aproximadamente 2,6 metros de largura e 2,2 metros de altura conforme apresentado na Figura 3.



Figura 1 - Ponte sobre o Ribeirão Taioba

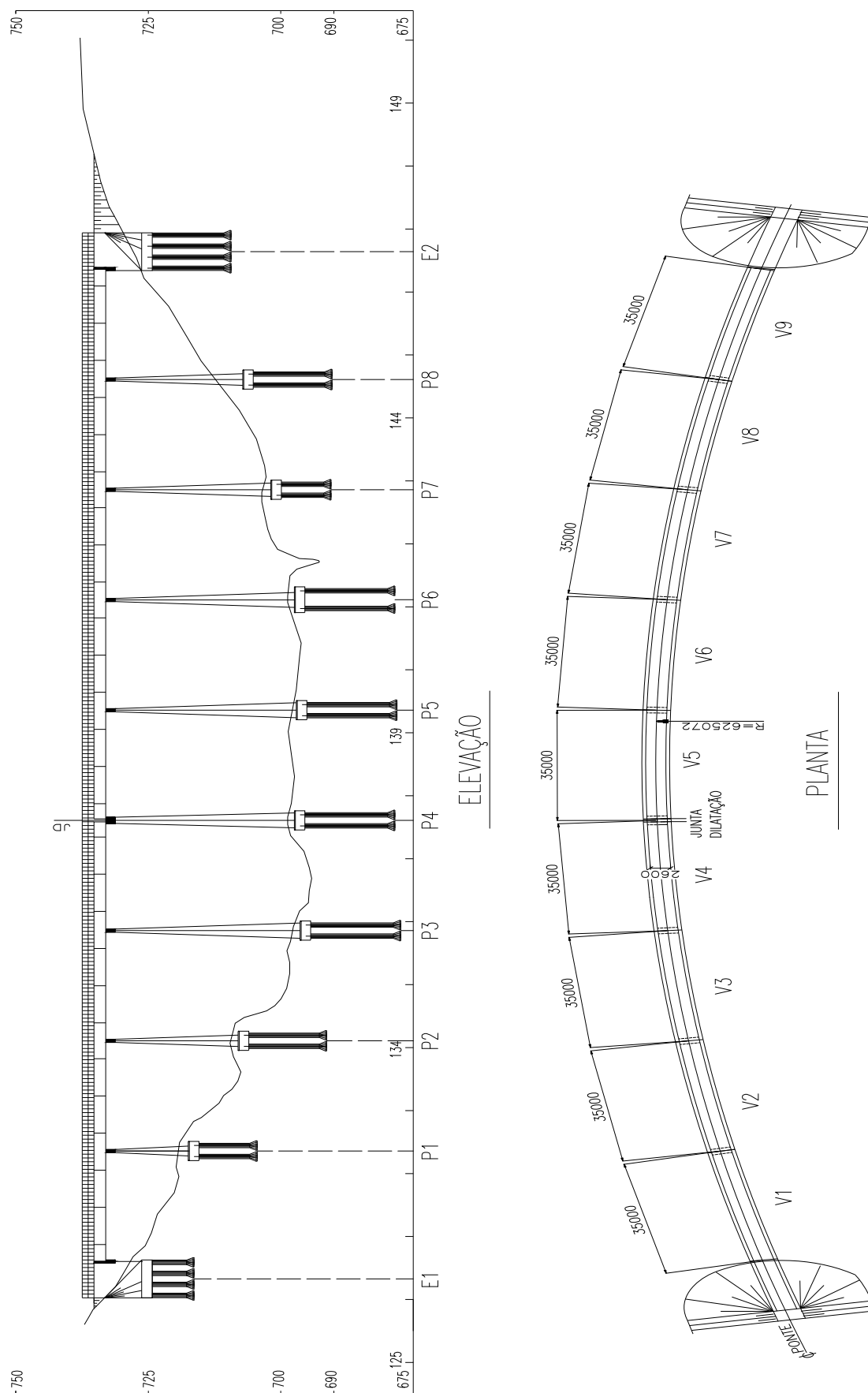


Figura 2 - Vista longitudinal e superior da ponte

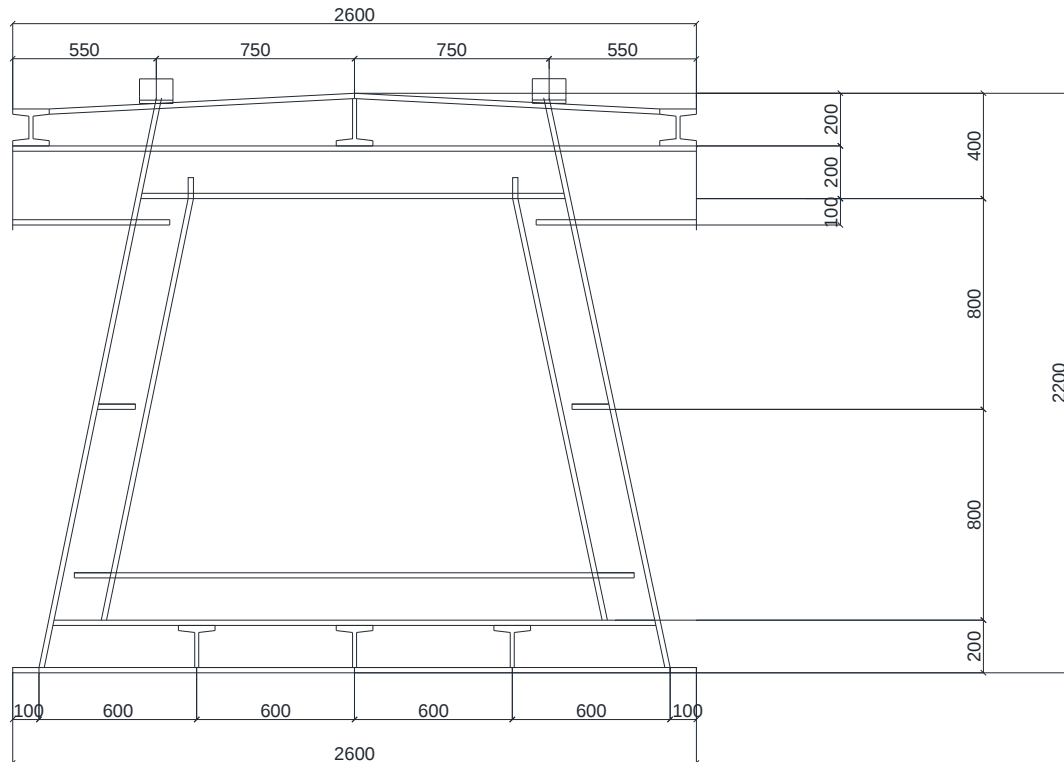


Figura 3 - Seção transversal normal

A ponte é composta por 7 seções transversais diferentes sendo elas, seção nos apoios extremos com braço (septos 1, 8 e 11), seção normal (septo 2), seção com braço (septo 3), seção contraventada (septo 4), seção contraventada com braço (septo 5), seção no apoio com braço (septo 10) e seção no apoio fixo com braço (septo 7).

A mesoestrutura projetada pela SBE teve como solução estrutural pilares em concreto armado com seção transversal retangular vazada e variável, de 2,5 x 3,4 metros a 2,5 x 6,3 metros com espessura de parede de 30 cm e altura que variam de 13,8 metros para o menor pilar até 36 metros para o maior pilar conforme apresentado nas Figuras 4 e 5 e em maiores detalhes. Os blocos possuem 6 metros de largura, 2 metros de altura e o comprimento variando de 6,5 metros a 9,3 metros conforme apresentado na Figura 6.

O f_{ck} do concreto adotado para os pilares foi de 18 MPa. A infraestrutura projetada pela SBE teve como solução tubulões em concreto armado de seção típica de 1,4 metros de diâmetro com base alargada de 3 metros de diâmetro por 1,4 de altura. O f_{ck} do concreto adotado para os tubulões foi de 15 MPa.

Os valores adotados para o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do aço ATSM A36 foram 200 GPa e 0,3 conforme estabelecido na norma *NBR8800 (1988)*. Para os concretos estruturais adotou-se coeficiente de Poisson 0,2 e módulo de elasticidade *NBR6118 (2013)*. Desta forma os módulos de elasticidade secante adotados para os concretos estruturais classes C15 e C18 foram 18 e 20 GPa, respectivamente.

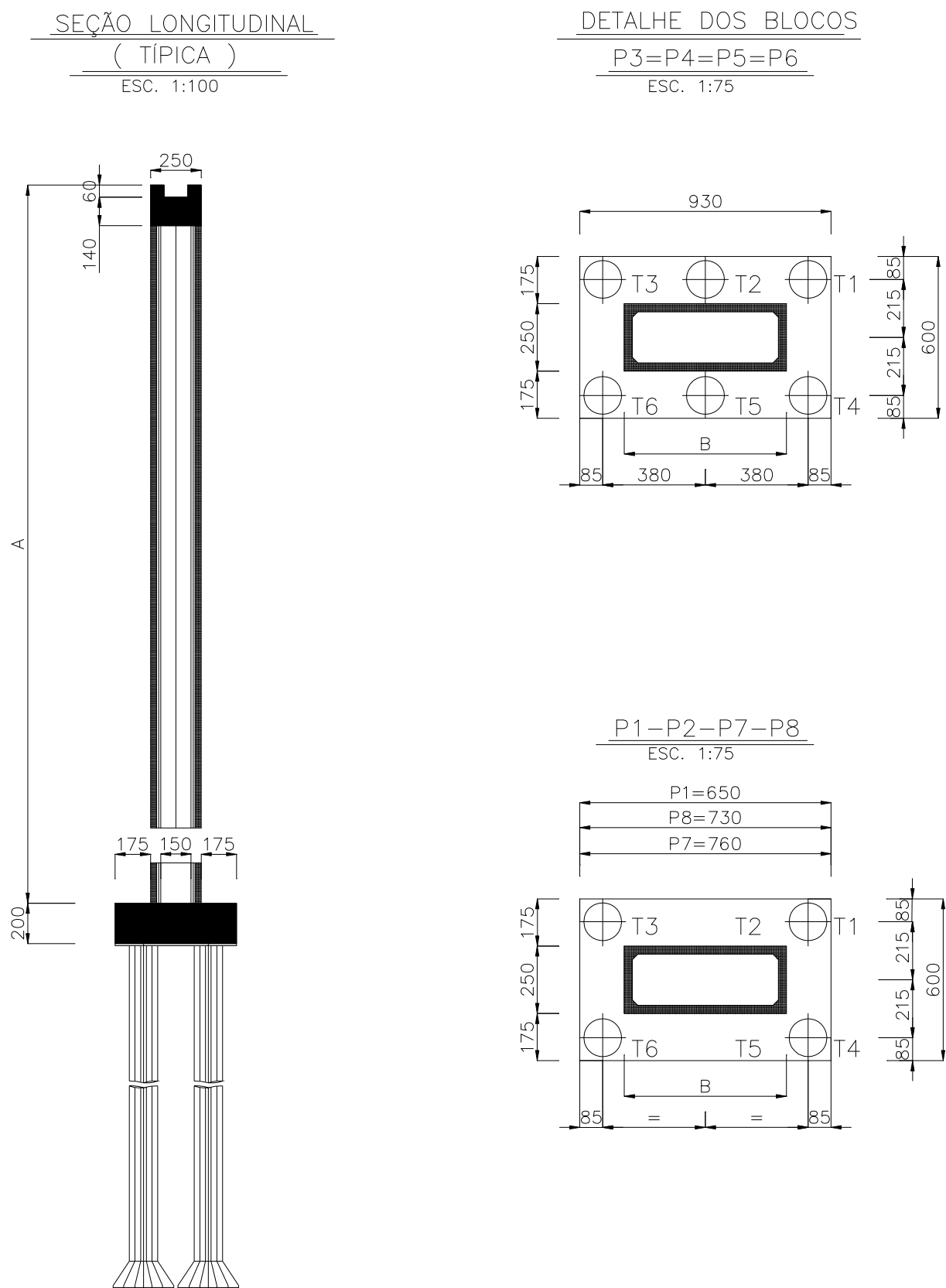


Figura 4 - Pilar e blocos

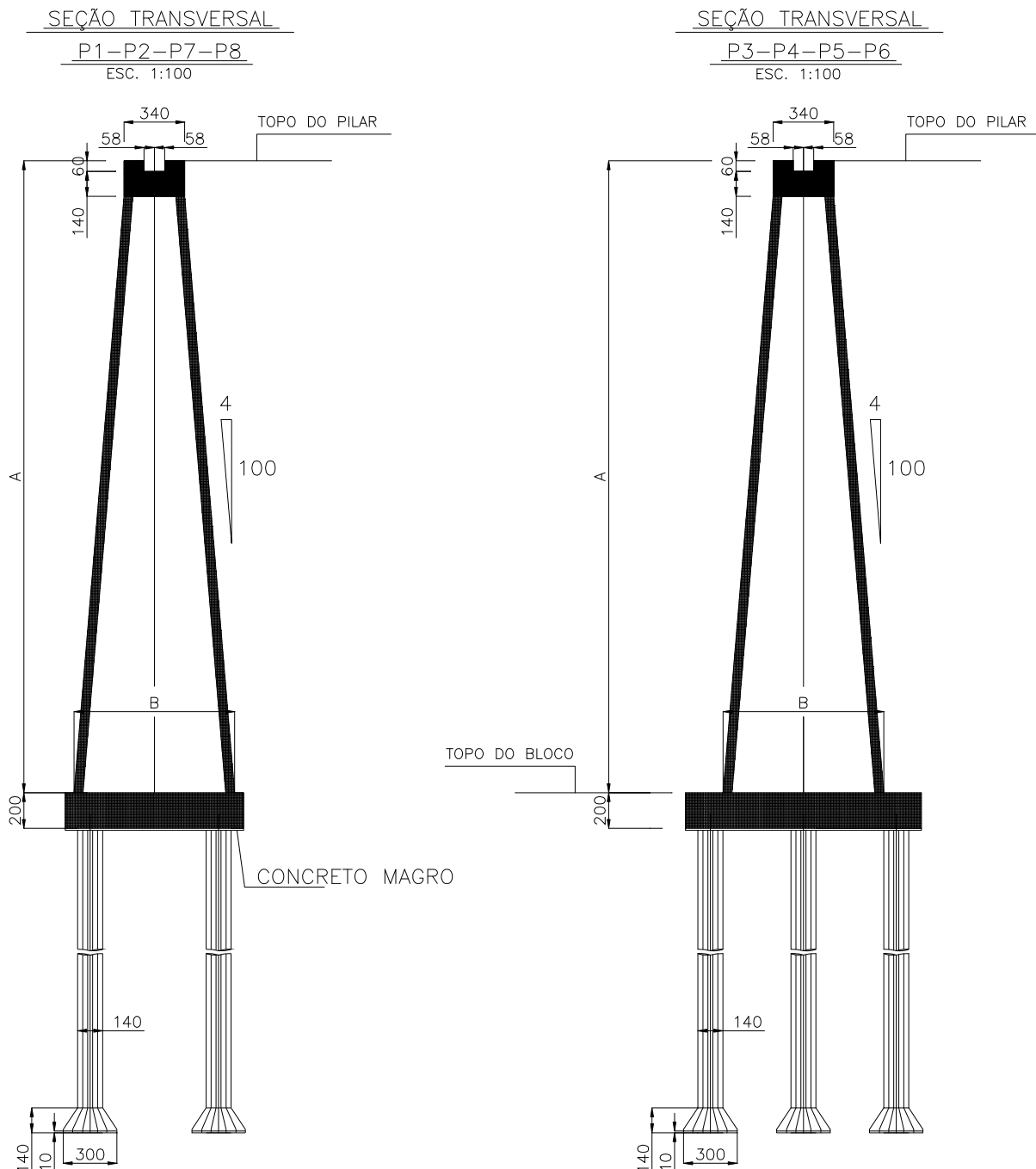


Figura 5 - Seção dos pilares

2.2 Testes modais

O experimento é composto pela modelagem numérica, onde é utilizado o software comercial de análise estrutural por elementos finitos SAP2000 (2009) desenvolvido pelo professor Edward L. Wilson da Universidade da Califórnia, Berkeley, EUA. Após a modelagem numérica é necessário realizar ensaios de campo onde são coletados dados para realizar a adaptação do modelo.

Para a aquisição de dados de aceleração foi adotado um equipamento com características de precisão e resolução que atende a necessidade do ensaio conforme descrito na seção anterior. O equipamento foi posicionado em pontos pré-determinados sobre a estrutura. Estes

pontos foram selecionados visando-se a captação do maior número de modos possíveis. Após intervalos de 20 minutos, duração previamente estabelecida como adequada para excitação dos principais modos de vibração, conforme sugere Rodrigues (2004). O aparelho é posicionado em um próximo ponto, até que cubra a totalidade dos 28 pontos definidos. Esta técnica foi utilizada com o equipamento, caracterizando em um ensaio modal do tipo SISO.

A Figura 6 apresenta a instalação e configuração do equipamento na estrutura da ponte sendo posicionados à 1/3 do vão, locados neste caso no lado esquerdo. A Figura 7 apresenta o equipamento instalado na posição de apoio, centralizados na estrutura da ponte.

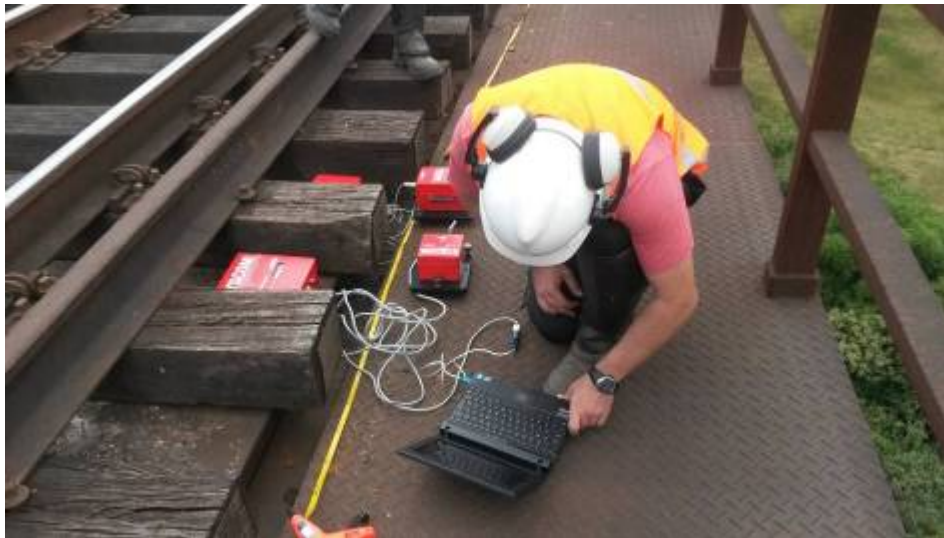


Figura 6 - Instalação do equipamento na posição 1/3 do vão



Figura 7 - Medição na posição do apoio

A definição dos locais de instalação do equipamento seguiu a orientação da NBR15307 (2006) onde determina que devam ser adotados 3 pontos em todos os vão onde: O primeiro ponto a 1/3 do vão no sentido longitudinal; O segundo ponto no meio do vão e; O terceiro ponto em cima do apoio. Com isto montou-se um plano de locação conforme Tabela 1 e Figuras 8 e 9.

Tabela 1 - Pontos de medição

Ponto	Posição	Lado	Vão
Pt1	1/3	Esquerdo	4
Pt2	1/2	Direito	
Pt3	Apoio	Meio	
Pt4	1/3	Direito	3
Pt5	1/2	Esquerdo	
Pt6	Apoio	Meio	
Pt7	1/3	Esquerdo	2
Pt8	1/2	Direito	
Pt9	Apoio	Meio	
Pt10	1/3	Direito	1
Pt11	1/2	Esquerdo	
Pt12	Apoio	Meio	
Pt13	Apoio	Meio	5
Pt14	1/3	Direito	
Pt15	1/2	Esquerdo	
Pt16	Apoio	Meio	6
Pt17	1/3	Esquerdo	
Pt18	1/2	Direito	
Pt19	Apoio	Meio	7
Pt20	1/3	Direito	
Pt21	1/2	Esquerdo	
Pt22	Apoio	Meio	8
Pt23	1/3	Esquerdo	
Pt24	1/2	Direito	
Pt25	Apoio	Meio	9
Pt26	1/3	Direito	
Pt27	1/2	Esquerdo	
Pt28	Apoio	Meio	

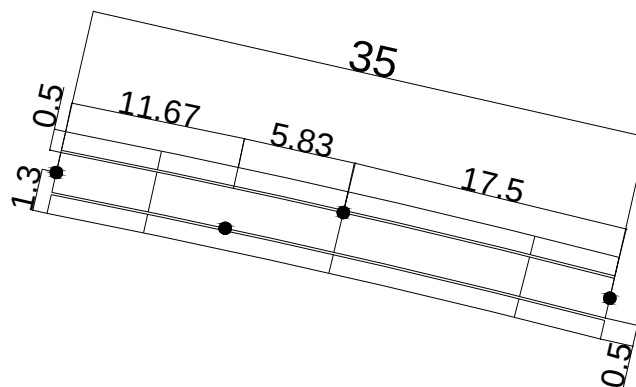


Figura 7 - Detalhe de locação dos pontos em um vão típico

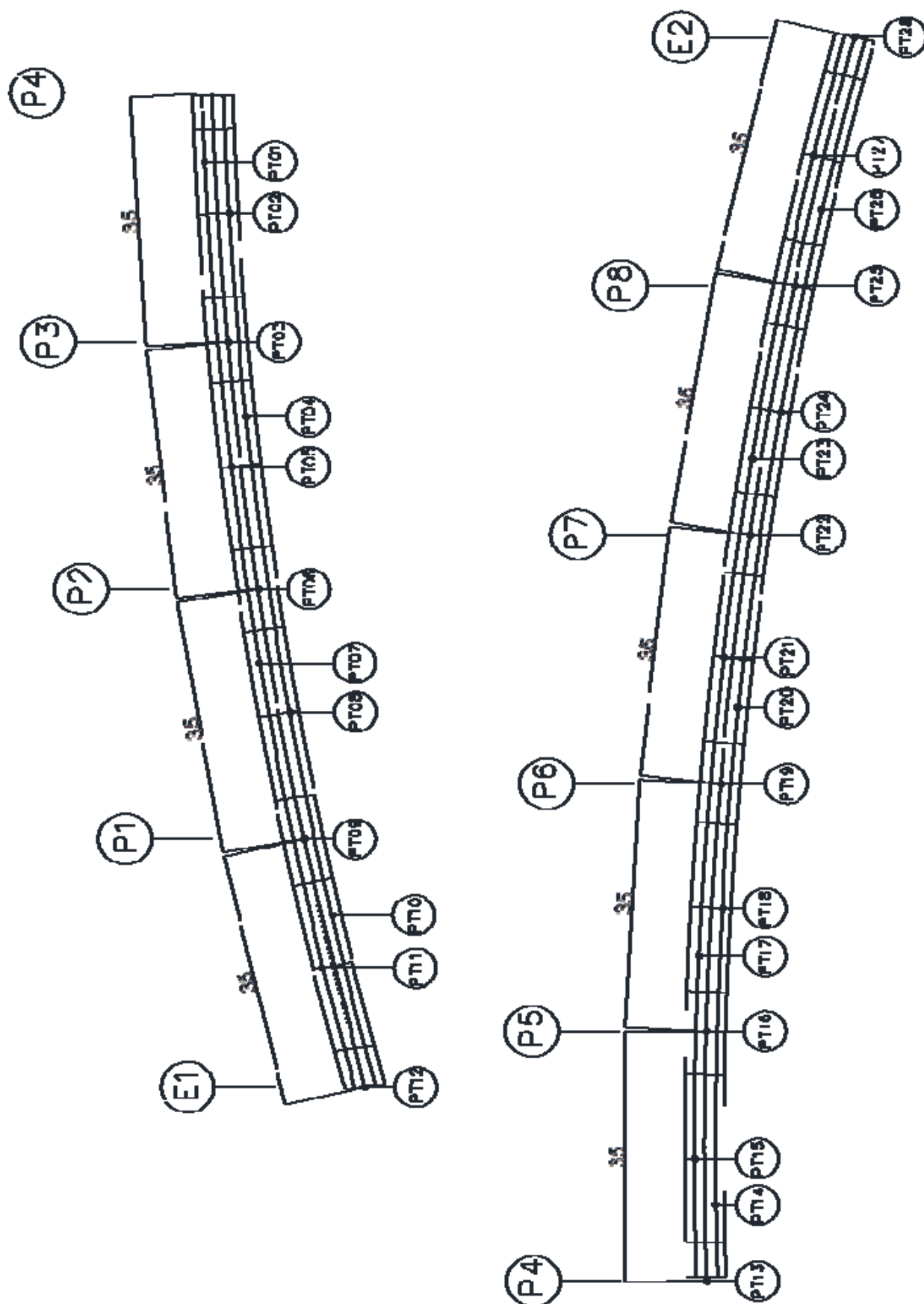


Figura 8 - Planta geral de localização dos pontos

2.3 Modelos Numéricos

A ponte foi modelada inicialmente a partir do projeto estrutural, no software SAP2000 (2009) baseado no MEF. O modelo tridimensional foi formado por nós, elementos de barras e elementos de casca. Para simular a estrutura foram criteriosamente posicionados todos os elementos obedecendo ao projeto estrutural.

Os tubulões foram modelados como molas lineares, conforme instrução Petrobrás N1848 (2008) com os valores das molas apresentados na Tabela 2. Os apoios da superestrutura sobre os pilares foram considerados apoios elásticos como molas conforme Guerreiro (2003) com os valores indicados na Tabela 3.

Tabela 2 – Valores das molas dos tubulões

Bloco	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8
L (m)	4,6	4	8	18,6	13,6	12,8	11,2	5,6
Kz (kN/m)	683951,9	693987,2	632152,2	511401,2	562042,1	571090,4	590090,0	667856,2
Kx=ky (kN/m)	126417,6	174715,0	28481,7	2360,6	6005,0	7189,7	10674,4	76657,2
K _θ (kN.m/rad)	1570513	1570513	1570513	1570513	1570513	1570513	1570512,8	1570513

Tabela 3 – Valores das molas dos apoios

Apoio	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Kz (kN/m)	1,57E+08	1,57E+08	1,57E+08	1,57E+08	1,57E+08	1,57E+08	1,57E+08	1,57E+08
Kx=ky kN/m)	1,01E+08	1,01E+08	1,01E+08	1,01E+08	1,01E+08	1,01E+08	1,01E+08	1,01E+08
K _θ (kN.m/rad)	2,71E+06	2,71E+06	2,71E+06	2,71E+06	2,71E+06	2,71E+06	2,71E+06	2,71E+06

Os materiais adotados seguiram as especificações de projeto sendo o aço ASTM A36 para a estrutura metálica e material homogêneo e isotrópico de comportamento elástico linear para a estrutura de concreto conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Valores das molas dos apoios

Propriedades	Aço - A36	Concreto
Peso	78,5 kN/m ³	2,5 tf/m ³
Coefficiente de Poisson	0,3	0,2
Módulo de elasticidade	205 GPa	23.800 MPa
Coefficiente de expansão térmica	1,2x10 ⁻⁵ /°C	1 x10 ⁻⁵ /°C
Limite de escoamento	250 MPa	
Limite de resistência	400 MPa	
Resistência característica dos pilares, encontros e blocos		18 MPa
Resistência característica dos tubulões		15 MPa

De acordo com a configuração dos materiais de entrada do modelo numérico, o programa SAP2000 (2009) realiza automaticamente o lançamento do peso próprio dos elementos estruturais. As ações consideradas como carga permanente foram os pesos dos trilhos, contratrilhos, dormentes e guarda corpos. A ponte estudada não possui lastro de brita, os dormentes são apoiados diretamente nas vigas metálicas.

O tipo de trilho usado na ponte foi o TR68, cujo peso próprio é de 0,068tf/m.

Foram considerados dois dormentes por metro com dimensões de 16 cm de altura, 22 cm de largura e 2,1 metros de comprimento cada, de madeira com a densidade de 0,95tf/m³.

Foram considerados dois guarda corpos metálicos com 50kgf/m cada um, instalado nas laterais da ponte como pode ser visto na Figura 9.



Figura 9 - Vista da ponte com destaque para o trilho, contratrilho, dormente e guarda corpos

Para manter a fidelidade do projeto estrutural e os critérios adotados pela empresa Vale S.A., proprietária da estrutura, a norma brasileira Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias NBR7189 (1983) foi substituída pela Arema (2009), onde o trem tipo adotado foi o Cooper E-80 (Figura 10).

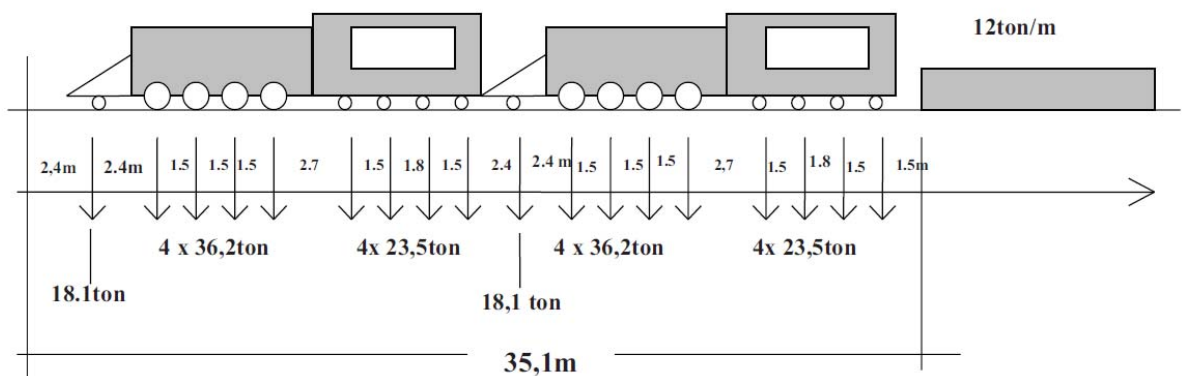


Figura 10 – Trem Tipo Cooper E-80

3 RESULTADOS

3.1 Parâmetros experimentais

As medidas de acelerações captadas ao longo da ponte nas direções X, Y e Z (longitudinal, transversal e vertical) foram processadas por meio de técnicas numéricas baseadas no domínio do tempo - Identificação Estocástica em Subespaço (SSI), Peeters, Roeck, e Andersen, (1999). O processamento considerou várias opções de parâmetros de processamento relacionados à resolução, desvio padrão, ordem do sistema, dentre outros, que foram omitidos devido a grande quantidade de processamentos realizados. Para esta atividade adotou-se o software ARTEMISv3.0 (2014).

A Tabela 5 apresenta os parâmetros modais obtidos do processamento numérico dos sinais coletados em campo. Nesta tabela, dentre vários valores extraídos do algoritmo SSI, são apresentados apenas os considerados modos de vibração reais da estrutura, identificados durante o processo iterativo de calibração apresentado no subitem seguir. Desta forma foram consideradas as frequências naturais associadas aos dezoito modos de vibração identificados com maior participação em massa, visto que estes mobilizaram maior quantidade de massa da estrutura sendo desta forma mais significativos para a análise global, estas frequências variaram de 0,749 Hz até 11,467 Hz e as taxas de amortecimento variaram de 0,4% até 6,5%.

Tabela 5 – Frequências e amortecimentos experimentais

Modos identificados	Frequência (Hz)	Desvio Padrão (Hz)	Amortecimento (%)	Desvio Padrão (%)
1º	0,749	0,013	1,546	0,782
2º	0,920	0,005	2,353	0,903
3º	1,021	0,007	3,714	0,552
4º	1,249	0,009	3,702	0,476
5º	1,539	0,008	2,677	0,285
6º	1,734	0,003	0,864	0,163
7º	2,067	0,005	1,366	0,196
8º	2,217	0,006	1,340	0,353
9º	2,569	0,003	1,721	0,182
10º	2,588	0,006	6,543	0,496
11º	3,842	0,020	4,644	0,168
12º	5,458	0,012	4,420	0,129
13º	6,877	0,011	1,093	0,166
14º	7,472	0,011	1,518	0,124
15º	7,640	0,019	1,634	0,269
16º	7,838	0,015	1,553	0,163
17º	8,682	0,023	1,715	0,374
18º	11,467	0,005	0,405	0,104

3.2 Adaptação do modelo numérico

Para a análise precisa da vida útil em fadiga, foi necessário efetuar a adaptação de um modelo numérico baseado no MEF, ajustando-o as respostas modais experimentais. Esta adaptação ocorreu de forma iterativa (observando-se simultaneamente para cada alteração no modelo numérico, os resultados do processamento dos sinais, dos modos de vibração, participações de massa e frequências naturais), na alteração de rigidez da estrutura (adaptação

dos parâmetros elásticos dos materiais e das vinculações dos elementos), para aproximar as frequências naturais dos modelos numéricos às respectivas frequências experimentais dos modos de vibração. Cabe ressaltar que os parâmetros modais apresentados na tabela 5 e o ajuste do modelo numérico MEF foram obtidos de forma empírica, baseando-se em inspeções visuais detalhadas da estrutura, conhecimento prévio do histórico de recuperações estruturais realizadas em pontes deste tipo e na experiência profissional dos envolvidos nas análises. As Figuras 11 e 12 apresentam os modos de vibração e frequências utilizados na calibração.

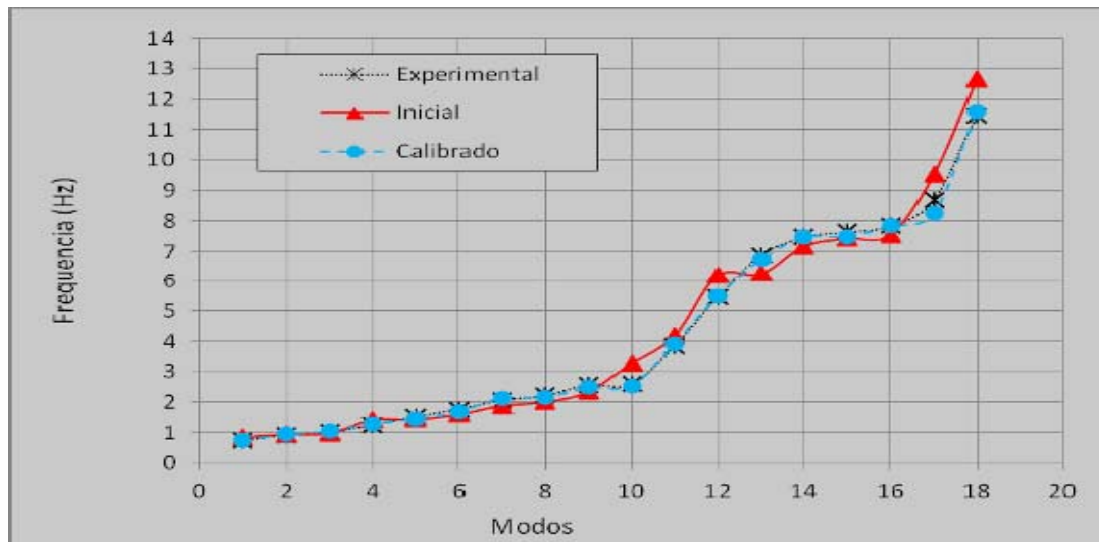


Figura 11 – Gráfico de calibração

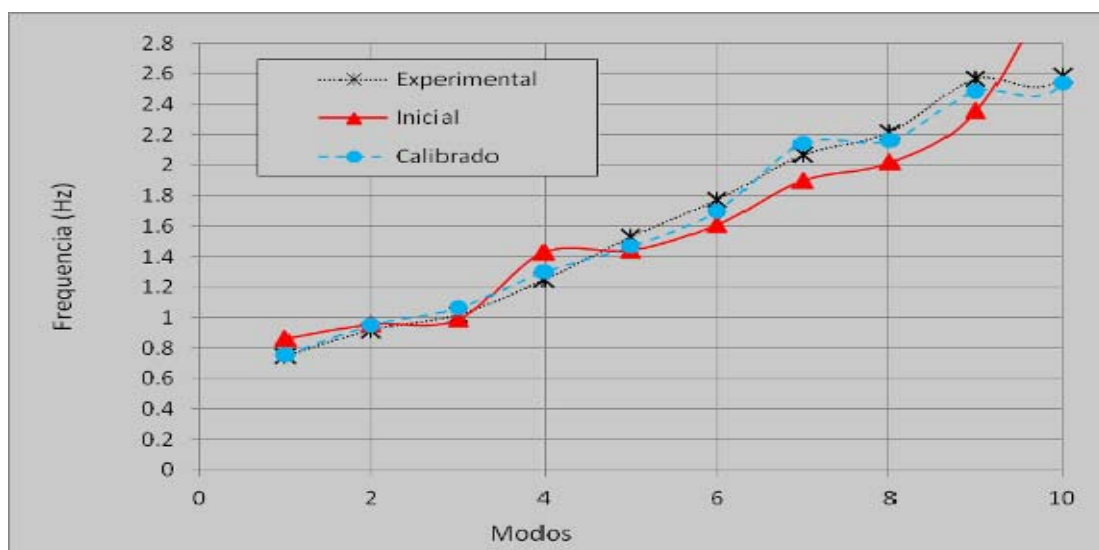


Figura 12 – Gráfico de detalhe com ω até 2,8 hz

3.3 Resultados de deslocamentos e vibrações

Os resultados desta análise foram obtidos por meio da verificação dos deslocamentos máximos e vibrações máximas em pontos localizados no meio dos vãos entre os pilares, local idêntico ao posicionamento do equipamento utilizado para obtenção dos dados experimentais.

A análise foi realizada após a calibração do modelo numérico, seguindo as instruções das normas NBR7187 (2003) e NBR8800 (2008). Com o conhecimento de que as normas

brasileiras não abordam de forma específica as condições em vibrações de estruturas foram adotados os limites de vibrações das normas DIN4150-3 (1999) como complemento. É importante destacar que a norma referida, apesar de utilizada em pontes e viadutos é direcionada para edifícios. Os limites de vibração são claramente conservadores. A Figura 13 e Tabela 6 apresentam os valores de deslocamento máximo. Observa-se que os valores estão dentro do limite da norma NBR8800 (2008).

Para a análise de vibração considerou-se atuando sobre a ponte as ações permanentes e comboio com velocidade máxima de 80km/h. A Figura 14 e Tabela 7 apresentam o resultado de velocidade horizontal. Observe que os valores superaram os limites da norma DIN4150-3 (1999) em cerca de 10%. É importante ressaltar que mesmo superando o limite de norma, necessariamente não representa um risco para a integridade da estrutura.

Tabela 6 – Deslocamentos máximos

Pontos	Deslocamentos Z (mm)	Limites (mm)
1	73,358	100
2	55,666	100
3	53,348	100
4	65,356	100
5	65,182	100
6	52,608	100
7	53,301	100
8	54,377	100
9	71,358	100

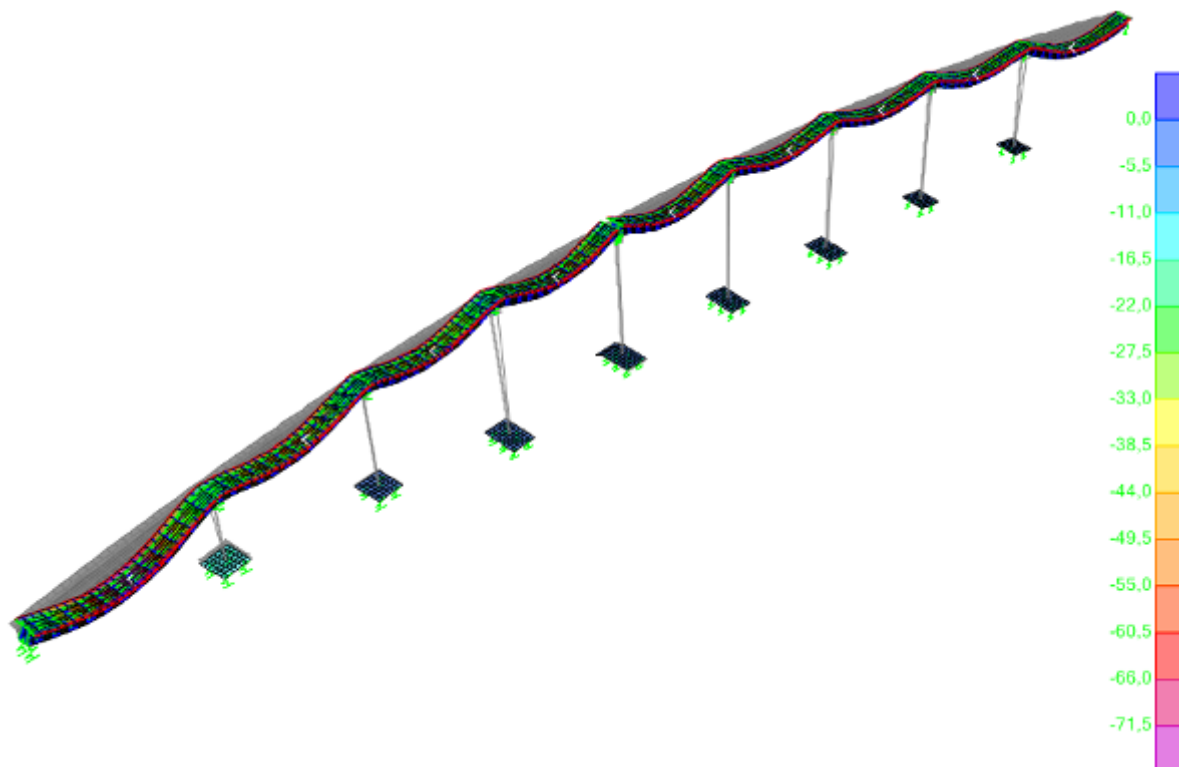


Figura 13 – Envoltória de deslocamento (mm)

Tabela 7 – Velocidades máximas		
Pontos	Velocidade (mm/s)	Limites (mm/s)
	$H = \sqrt{x^2 + y^2}$	
1	6,95	10
2	8,31	10
3	10,26	10
4	10,77	10
5	10,53	10
6	11,03	10
7	9,39	10
8	7,44	10
9	2,68	10

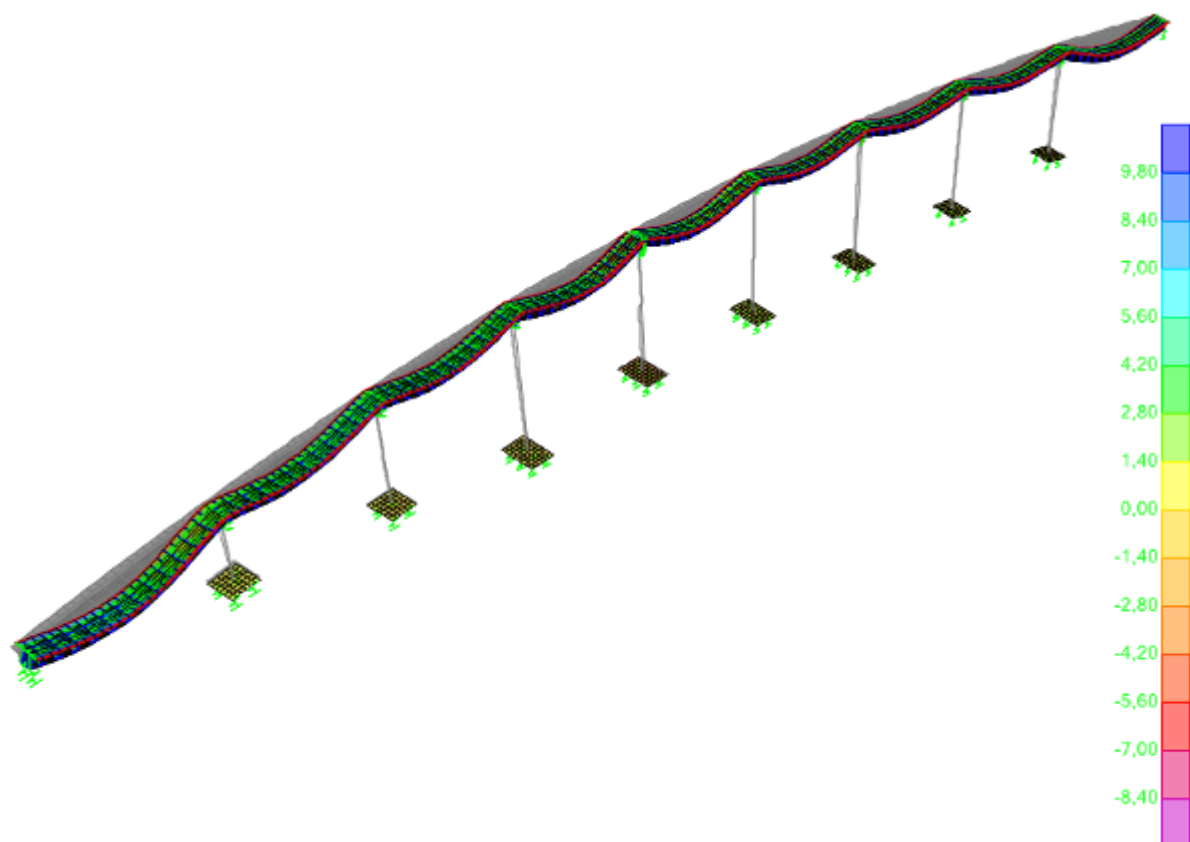


Figura 14 – Envoltória de vibrações na direção horizontal (mm/s)

3.4 Análise à fadiga

A fadiga em estruturas de pontes metálicas pode provocar a ruptura do material, devido aos ciclos repetidos de tensão ou deformação. Este comportamento é causado pelo carregamento de amplitude variável provocado principalmente pelo tráfego das composições. A análise da resistência à fadiga leva-se em consideração a vida útil da estrutura, a classificação dos diferentes detalhes e o cálculo das tensões presentes na região do detalhe (Afonso, 2007). A classificação dos detalhes depende da direção de aplicação da tensão conforme pode ser encontrado na norma brasileira NBR8800 (2008), em seu anexo K.

Mesmo a norma brasileira não abordando a análise de fadiga específica para pontes metálicas os critérios de dimensionamento adotados neste trabalho foram baseados no anexo K da referida norma. As considerações de ciclos para análise de fadiga não são apresentados na norma brasileira, mas podem ser encontradas uma boa referência na norma AASHTO (2005), específica para pontes.

Para a determinação das tensões presentes na região do detalhe é considerado uma faixa de tensão. Esta faixa de tensão considera a diferença entre tensões principais que ocorrem em planos principais num ciclo de carga. O cálculo é feito para cada ciclo de carga.

Inicialmente, foram escolhidos os elementos que apresentaram suscetibilidade à fadiga e os correspondentes detalhes estruturais que os respectivos históricos de tensão foram mais expressivos. Foram escolhidos 3 locais na estrutura para realização da verificação. Estes locais foram: a seção transversal com septo de vigas na posição de apoio; a seção transversal com septo de vigas no meio do vão; e por fim a seção transversal composta apenas por chapas, local onde se localiza a solda de emenda da ponte.

Para a verificação à fadiga primeiramente foi analisado se a estrutura se enquadrava nas seguintes condições (NBR8800, 2008): As tensões no metal-base calculadas adotando a combinação da equação 30 não ultrapasse $0,66 f_y$ para tensões normais ou $0,40 f_y$ para tensões de cisalhamento; Se o número de ciclos de aplicação das ações variáveis foi menor que 20000; Se a faixa de variação de tensões excede a faixa admissível;

A Figura 15 apresenta o diagrama de tensões máximas retirado no modelo numérico enquanto a Figura 16 apresenta o diagrama de tensões mínimas. A Figura 17 apresenta a imagem da estrutura real na posição de apoio, ponto escolhido para a verificação à fadiga (Tabela 8). Na Figura 18 pode ser visto a imagem da estrutura real na posição meio do vão, com destaque na emenda de chapa inferior e septo de vigas no lado esquerdo superior, considerada como pontos escolhidos para a verificação à fadiga (Tabela 8). A Figura 19 apresenta a imagem da estrutura real na posição de chapa lateral no meio do vão, onde foi considerada como o ponto escolhido para a verificação à fadiga conforme Tabela 8.

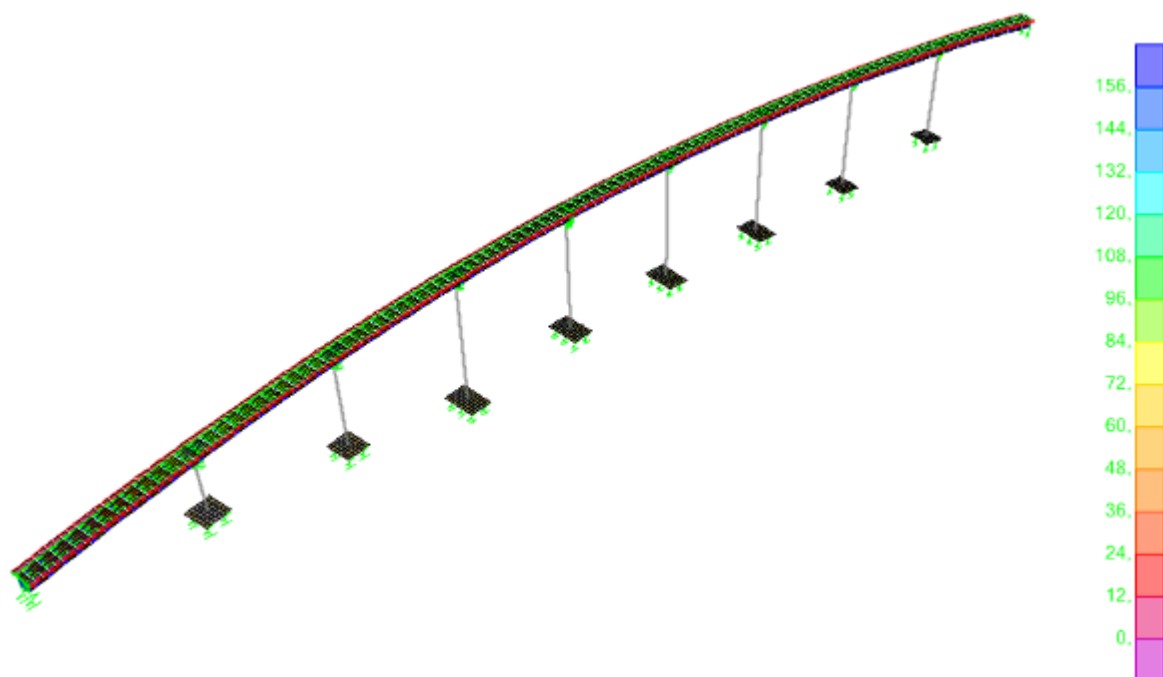


Figura 15 – Diagrama de tensões máximas (MPa)

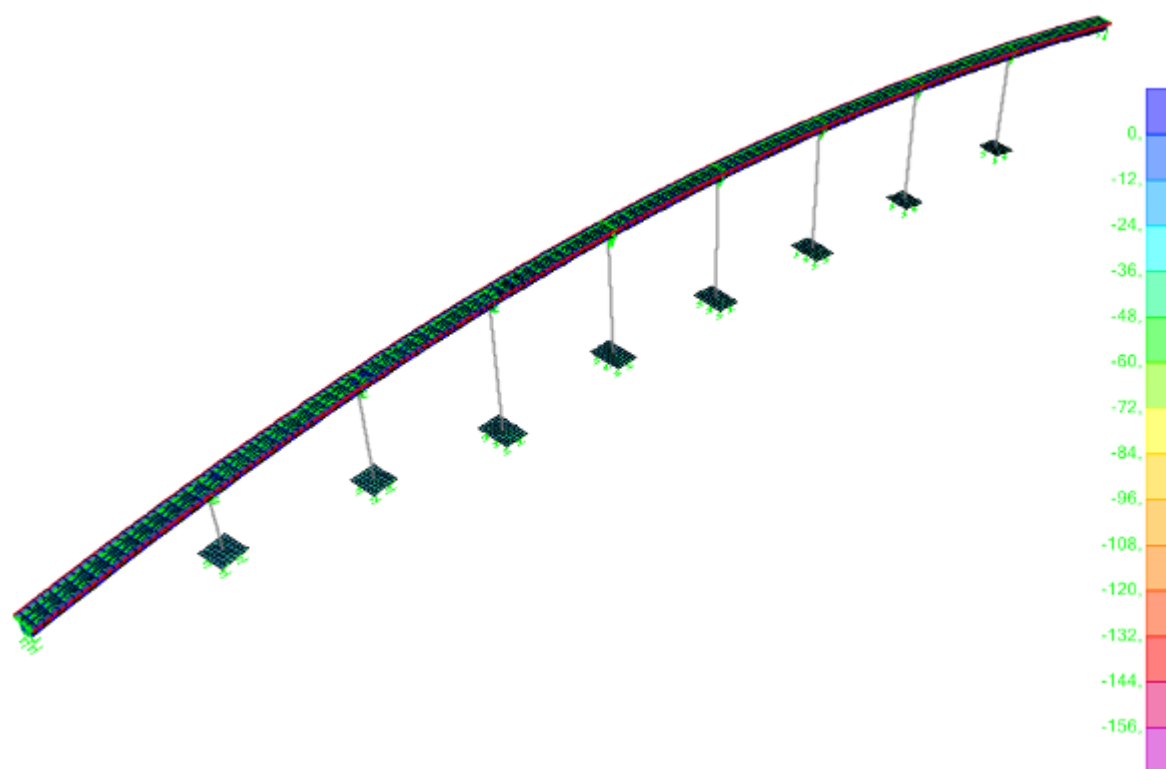


Figura 16 – Diagrama de tensões mínimas (MPa)

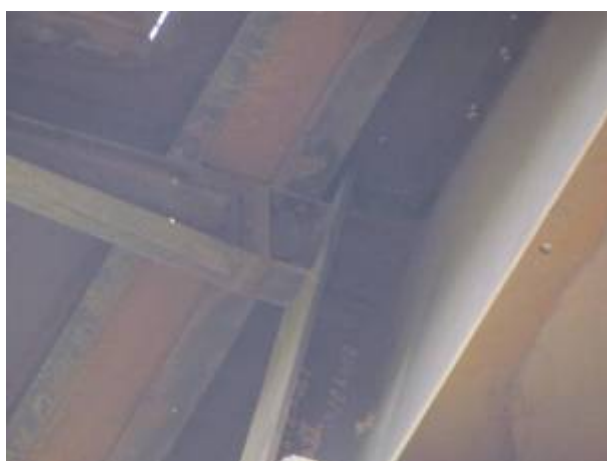


Figura 23 – Foto da seção de apoio

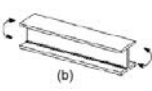
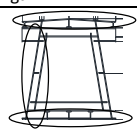
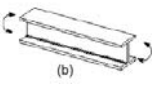
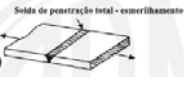


Figura 25 – Foto de emenda na lateral



Figura 24 – Foto de emenda na seção inferior

Tabela 8 – Verificação à fadiga

Detalhe		Viga		$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\max}$ (MPa)	cf	N	Vida útil	
1.2		viga	1		107,439	-118,268	225,707	1,20E+10	341266,701	17,06
		apoio	2		120,261	-113,134	233,395	1,20E+10	308641,524	15,43
			3		50,961	-54,587	105,548	1,20E+10	3337174,94	166,86
1.2		viga	1		82,706	-79,322	162,028	1,20E+10	922483,878	46,12
		meio vão	2		25,2	-10,347	35,547	1,20E+10	87361510,8	4368,08
			3		-2,645	-7,43	10,075	1,20E+10	3837017980	191851
5.1		CH	1		47,54	-124,943	172,483	1,20E+10	764698,269	38,23
		meio vão	2		155,814	-25,773	181,587	1,20E+10	655352,164	32,77
			3		136,179	-21,488	157,667	1,20E+10	1001167,14	50,06

4 CONCLUSÕES

O objetivo principal do trabalho foi o desenvolvimento de um modelo numérico adaptado. Todas as análises foram realizadas por meio de um modelo numérico modal equivalente que representa satisfatoriamente e fielmente a estrutura real, sendo consideradas as condições físicas, as patologias e a deterioração ao longo da sua vida. A análise de comportamento dinâmico da ponte considerou cargas móveis conforme norma Arema (2009), cargas de vento conforme NBR6123 (1988) e valores de limite de deslocamentos verticais estipulados pela norma NBR8800 (2008) e limites de vibrações horizontais estipulados pela DIN4150-3 (1999).

As análises de verificação dos deslocamentos máximos e vibrações máximas nos pontos localizados no meio dos vãos entre os pilares obtiveram resultados de deslocamento dentro dos limites sugeridos pela norma NBR8800 (2008), já os resultados de velocidade superaram os limites da norma pela DIN4150-3 (1999) em quatro casos. Cabe ressaltar que a norma DIN4150-3 (1999), apesar de largamente utilizada em pontes e viadutos é direcionada para edifícios. É sabido que os critérios de vibração relacionados a edifícios devem ser mais severos que para pontes e viadutos, além disto, os limites estabelecidos pela referida norma apenas garantem que não é necessária análise adicional de vibração, ou seja, o fato dos valores encontrados terem ultrapassado os limites estabelecidos, apenas aponta a necessidade de estudos mais aprofundados e que fogem ao escopo deste trabalho.

O procedimento adotado de analisar a estrutura quanto à fadiga por meio de um modelo numérico adaptado, calibrado com os resultados experimentais, forneceu resultados coerentes com o aspecto visual da estrutura. A análise à fadiga indica que a estrutura terá uma vida útil de 15 anos, se for considerado um ciclo de 20.000 repetições ao ano. A empresa proprietária da ponte adota critérios de segurança visando aumentar a vida útil da estrutura, reduzindo a velocidade e diminuindo o número de ciclos, além de realizar inspeções frequentes que sem dúvida prolongam a vida útil da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro concedido pelo CEFET/MG, FAPEMIG e CAPES.

REFERENCIAS

- AASHTO. *LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, DC, 2005.
- AFONSO, D. F. *Verificação à fadiga de pontes metálicas ferroviária*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil, 2007.
- ALMEIDA, S. F., & HANAI, J. B. *Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura*. São Carlos, 2008.
- AREMA. *Manual for Railway Engineering* Lanham. *American Railway Engineering and Maintenance of Way Association - AREMA*. 2009.
- ARTEMIS3.0. *Structural Vibration Solutions*. Fonte: <http://www.svibs.com/index.aspx>: Acesso em 15 de ABRIL de 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR6118 - Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido*. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR7189 - Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias*. Rio de Janeiro, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR15307 - Ensaio Não Destrutivos – Provas de Cargas Dinâmicas em Grandes Estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006.
- DIN4150-3. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Vibration in buildings, effect in structures*. Berlin, 1999.
- FOLHA. (2011). *Ponte cede e interdita BR-381 em MG, entre BH e Sabará*. Fonte: <http://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/905323-ponte-cede-e-interdita-br-381-em-mg-entre-bh-e-sabara.shtml>: Acesso em 28 de maio de 2013.
- GUERREIRO, L. *A Borracha na Concepção Anti-sísmica*. Universidade do Porto, Portugal, 2003.
- PEETERS, B., ROECK, G. & ANDERSEN, P. *Stochastic System Identification: Uncertainty of the Estimated Modal Parameters*, IMAC XVII. Kissimmee, USA, 1999.
- PETROBRÁS. *N-1848 - Projeto de Fundações de Máquinas*. Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- PINHO, F. O., & BELLEI, H. I. *Pontes e viadutos em vigas mistas*. Rio de Janeiro, 2007.
- RODRIGUES, J. *Stochastic Modal Identification. – Methods and Applications in Civil Eng. Structures*, Ph.D. Thesis, University of Porto, Portugal, 2004.
- SAP2000. COMPUTER AND STRUCTURES, Inc. SAP2000. *Introduction to SAP2000/Bridge. Version 14*. Berkeley, California, USA, 2009.
- VALE. (2012). *Vale sobre acidente em ponte ferroviária*. Fonte: <http://www.vale.com/brasil/PT/investors/home-press-releases/press-releases/Paginas/Vale-sobre-acidente-em-ponte-ferroviaria.aspx>: Acesso em 25 de maio de 2013.