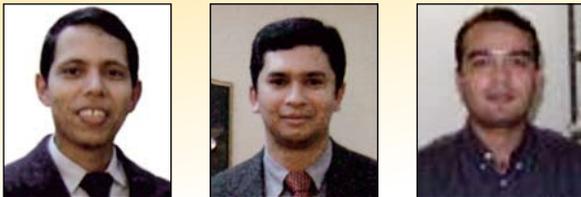


Static and dynamic analysis of a reinforced concrete rail bridge located in the Carajas Railroad

Análise estática e dinâmica de uma ponte ferroviária em concreto armado localizada na Estrada de Ferro Carajás



R. M. TEIXEIRA ^a
ritermayer@yahoo.com.br

S. D. R. AMADOR ^b
diord@ufpa.br

D. R. C. OLIVEIRA ^c
denio@ufpa.br

Abstract

This work presents results of static and dynamic analysis carried out on 593 m length bridge along Carajás railroad in Maranhão state. The bridge's behavior became important due to some changes over the static and dynamic loads once the future train will be heavier. Thus, a mathematic model was developed using the finite element method basis to evaluate its behavior and "in loco" structural monitoring to get data as strains and vibrations when the trains go through. Several high precision accelerometers and strains gauges were placed along the slab, beams and columns. Numerical and experimental results are shown and the main conclusions validating the applied methodology are presented as well.

Keywords: bridge, monitoring, vibration, finite element.

Resumo

Neste trabalho são apresentados os resultados de análises estáticas e dinâmicas realizadas na Obra de Arte Especial número 40 (OAE 40), localizada na Estrada de Ferro Carajás. A obra consiste em uma ponte de concreto armado com 593 m de comprimento, no km 510 da ferrovia, estado do Maranhão. O estudo do comportamento da estrutura veio a assumir importância crescente frente às perspectivas de alterações das ações dinâmicas, que passarão a considerar trens-tipo operacionais com carregamento superior aos atuais. Assim, fez-se uso de um modelo matemático utilizando o método dos Elementos Finitos para avaliar seu desempenho e do monitoramento estrutural "in loco" das deformações e vibrações produzidas quando da passagem dos trens. Foram realizados diversos arranjos com acelerômetros piezoelétricos no tabuleiro, além de extensômetros elétricos de resistência no tabuleiro, longarinas e pilares. São apresentados os resultados numéricos e experimentais, bem como as conclusões relevantes que corroboram a metodologia empregada.

Palavras-chave: ponte, monitoramento, vibração, elemento finito.

^a Federal University of Para, PPGEC, ritermayer@yahoo.com.br, Augusto Correa Street, nº 01, district Guama, Belem, Brazil.

^b Federal University of Para, PPGEC, diord@ufpa.br, Augusto Correa Street, nº 01, district Guama, Belem, Brazil.

^c Federal University of Para, PPGEC, denio@ufpa.br, Augusto Correa Street, nº 01, district Guama, Belem, Brazil.

1. Introdução

Situada no norte do Brasil, a Estrada de Ferro Carajás (EFC) é utilizada para o transporte de minério de ferro da cidade de Carajás no estado do Pará até o Porto de Itaqui em São Luís, no estado do Maranhão. Futuramente, passará a ser submetida a cargas rolantes superiores às atuais, o que vem despertando a necessidade da realização de estudos criteriosos das pontes existentes ao longo de sua extensão.

1.1 Cargas rolantes

O transporte na EFC é realizado por composições que, em sua grande maioria, utilizam locomotivas DASH9 e vagões GDT. Atualmente, são aplicados basicamente dois tipos de composições, sendo uma composta por 2 locomotivas frontais seguidas 104 vagões, mais 1 locomotiva intermediária e mais 104 vagões posteriores, o que corresponde a 80% da frota em operação. Há situações onde a posição da locomotiva intermediária varia sendo disposta no final da composição. A outra composição utiliza as 3 locomotivas dispostas frontalmente e os 208 vagões posicionados posteriormente. As Figuras 1 e 2 mostram as distâncias longitudinais consideradas para estes tipos de vagões e locomotivas respectivamente.

No futuro, a EFC passará a ser solicitada por novos trens-tipos com ações mais elevadas. Um número maior de vagões com carga individual superior à atual será posto em operação. Pretende-se trabalhar com duas composições, onde o diferencial básico é o número de locomotivas entre os vagões. Na primeira situação tem-se: 2 Locomotivas + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões. Na segunda, a configuração é a seguinte: 2 locomotivas + 110 vagões + 2 locomotivas + 220 vagões. A Tabela 1 apresenta as cargas dos elementos para os trens-tipos operacionais atual e futuro considerando vagões GDT e locomotivas DASH9.

1.2 Descrição geral da obra de arte

A obra de arte estudada é uma ponte em concreto armado, localizada na Estrada de Ferro Carajás (EFC), Estado do Maranhão, na altura do km 510+815 da ferrovia, transpondo o rio Cajuapara, identificada como OAE nº 40. Apresenta um traçado retilíneo, executada em concreto moldado *in loco*, constituída por vinte e dois (22) vãos hiperestáticos, totalizando 593,10 metros de extensão com inclinação altimétrica de 0,4%.

A estrutura se divide em dois segmentos aporticados unidos por uma junta de dilatação existente no pilar número 11 (P11) no sentido São Luís-Carajás, onde está situado um aparelho de apoio em neoprene fretado. Cada segmento é constituído por onze vãos de 25.000

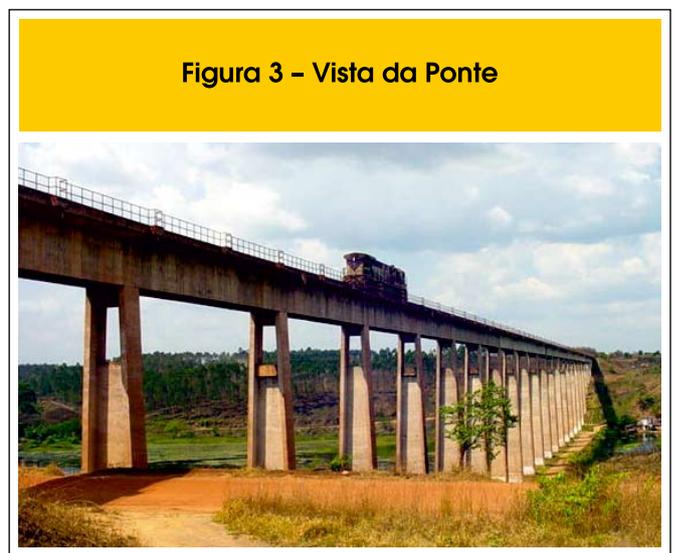
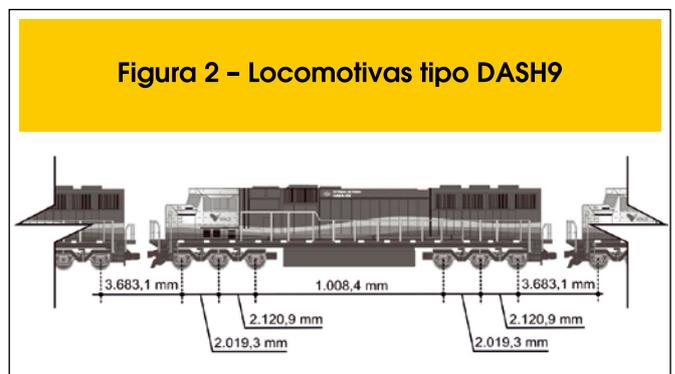
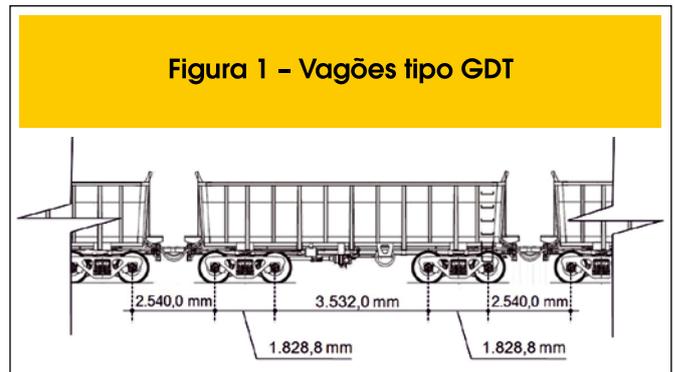
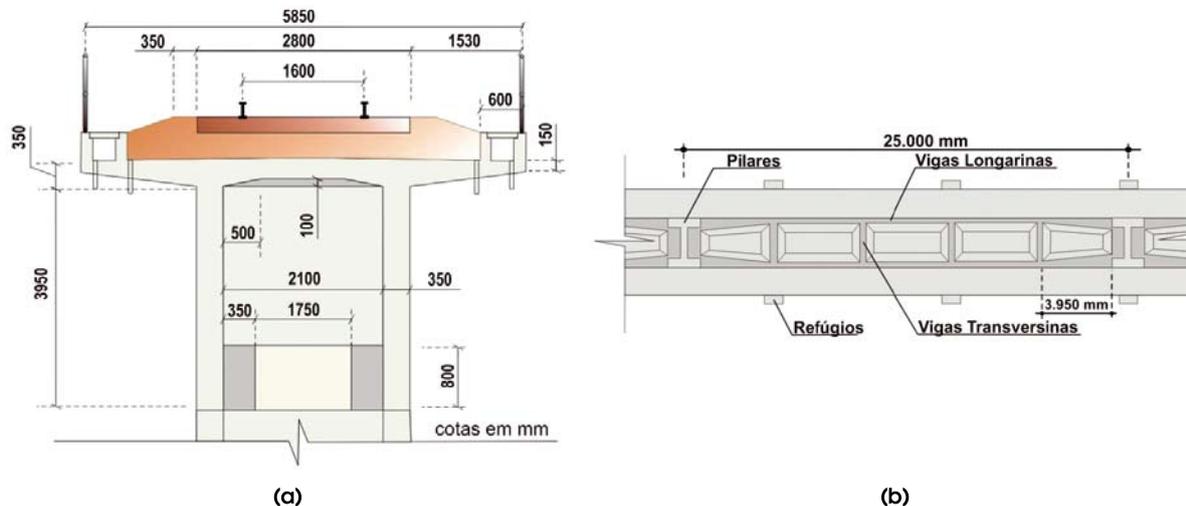


Tabela 1 - Cargas das locomotivas e vagões

Situação	Locomotiva DASH9	Vagão GDT carregado	Vagão GDT descarregado
Atual	300 kN/eixo (1800 kN)	325 kN/eixo (1300 kN)	52,5 kN/eixo (210 kN)
Futura	300 kN/eixo (1800 kN)	400 kN/eixo (1600 kN)	52,5 kN/eixo (210 kN)

Figura 4 - (a) Seção transversal do tabuleiro; (b) Vão típico da ponte



mm de comprimento, onde há duas vigas longarinas paralelas que apoiam a laje do tabuleiro enrijecidas por vigas transversinas de largura igual a 300 mm e 500 mm para as posições intermediárias e nos apoios respectivamente. A super-estrutura possui largura total de 585 cm nas seções onde não existem refúgios e 6.500 mm nas seções onde estes elementos estão presentes. As vigas longarinas apresentam seções transversais com almas retangulares de largura igual a 350 mm nos três segmentos centrais de cada vão e nos demais segmentos (tramos adjacentes aos apoios) tem-se uma variação linear da espessura da alma de 350 mm para 700 mm ao longo do comprimento de 3.950 mm. A Figura 3 mostra uma vista da ponte e a Figura 4 mostra respectivamente os elementos que constituem a seção transversal do tabuleiro e de um vão típico da estrutura.

Os pilares possuem seção transversal em “H” iguais no topo sendo a alma da seção variável na maior dimensão em 4% de inclinação até à base do pilar que se liga monoliticamente com blocos de transição de espessura de 2.000 mm parcialmente enterrados. O pilar número 05 (sentido São Luís – Carajás) é o de maior esbelteza, com altura de 34.600 mm. Em todos os pilares existem trechos próximo ao topo onde as almas das seções são ausentes. Os encontros da ponte são formados por quatro paredes transversais e outras duas paredes de fechamento lateral formando silos preenchidos com brita. A maior dimensão dos encontros é 21.500 mm. A Figura 5 mostra, respectivamente, as dimensões das seções do topo e vistas parciais de alguns pilares e do encontro E2 do lado Carajás.

Figura 5 - (a) Seção transversal do topo dos pilares; (b) Vista de alguns pilares; (c) Vista parcial do encontro E2

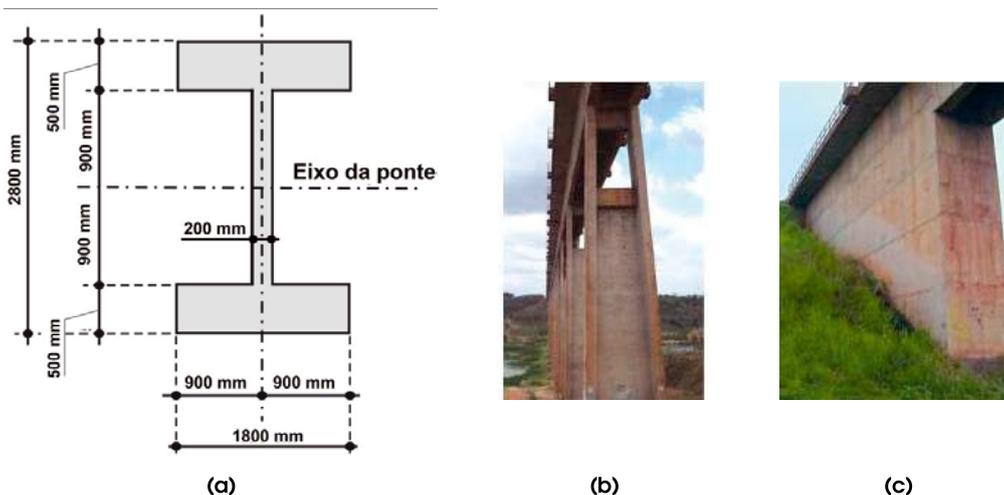


Figura 6 – Modelo computacional em elementos finitos

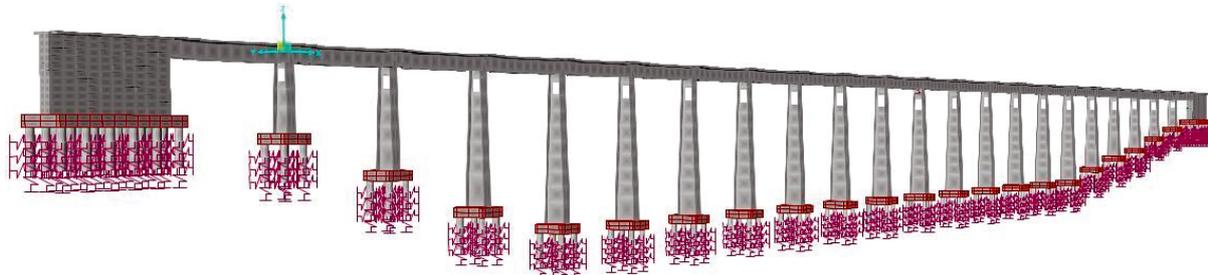


Figura 7 – Sistema de aquisição de dados utilizado nas monitorações



2. Modelo matemático da estrutura

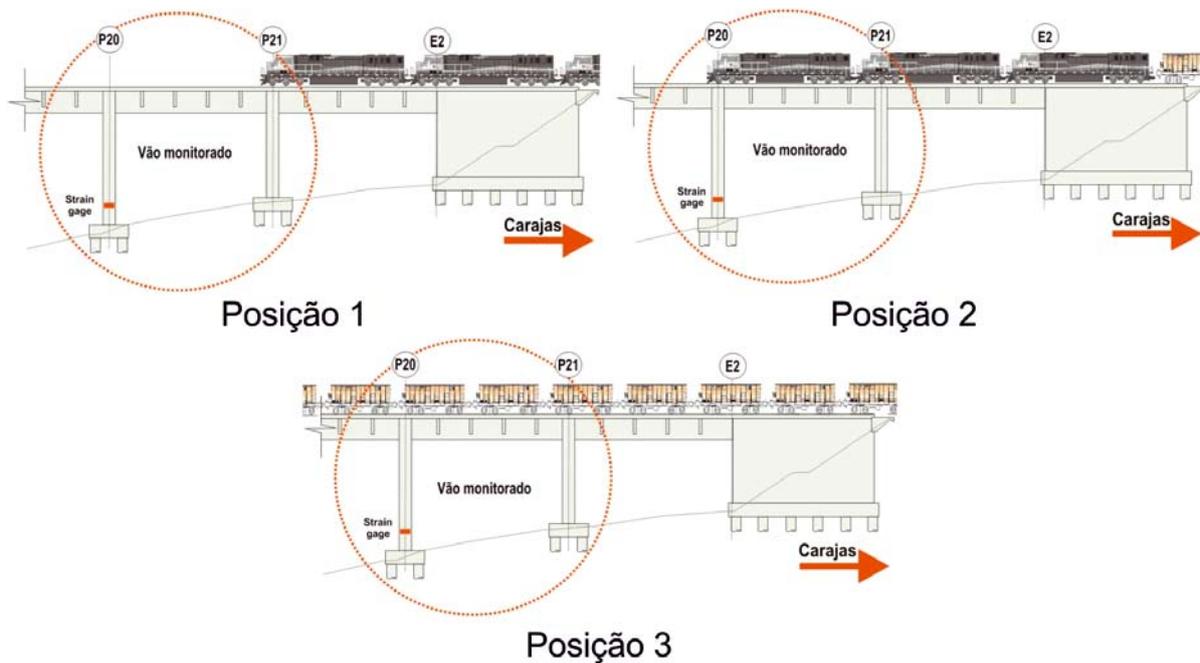
A representação computacional da OAE nº 40 foi conduzida por recursos envolvendo a utilização encadeada de modelos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF). A estrutura foi lançada no software SAP2000® [1], com dados que respeitavam as hipóteses admitidas no memorial descritivo de cálculo da estrutura e posteriormente foram introduzidas implementações na tentativa de simular os encontros, as fundações e as novas propriedades dos materiais oriundas de análises experimentais com as amostras coletadas quando das visitas à ponte. O tabuleiro e os pilares foram modelados em elementos de pórtico espacial (tipo frames). Considerou-se as bases dos pilares engastados na superestrutura e nos blocos de fundação, os quais foram modelados em elementos sólidos. Os encontros foram representados por elementos de superfícies (*shells*) e os aparelhos de apoio por elementos de molas desacopladas cujas rigidezes aos esforços normais, tangenciais e rotacionais foram calculadas de acordo com formulações apresentadas por Pfeil [2]. Para respaldar as comparações com os resultados experimentais, utilizou-se o concreto com $f_c = 46,0$ MPa e $E_c = 37.900,0$ MPa para o tabuleiro e pilares, $f_c = 48,3$ MPa e $E_c = 41.000,00$ MPa para os encontros e $f_c = 38,3$ MPa e $E_c = 34.000$ MPa para os blocos de fundação, onde f_c e E_c representam respectivamente as resistências médias à compressão cilíndrica

e o módulo de elasticidade secante do concreto obtidos segundo recomendações da NBR 5739: 1994 [3] e da NBR 8522: 2003 [4] em ensaios realizados com as amostras retiradas da ponte.

Devido a reduzida interferência do solo nas camadas de maior profundidade, foi adotada uma cota de 45.000 mm, a partir da face inferior do bloco, onde se pôde considerar engastamento perfeito [5]. Neste comprimento e também na face inferior do bloco foram dispostos elementos de molas nas três direções ortogonais, com diferentes rigidezes axiais para representar a interferência mecânica do solo obtidas a partir de um relatório técnico desenvolvido por Anjos [6], onde determinam-se os módulos de reações do solo a partir da estratigrafia e com base no teste de penetração SPT para o caso de três pontes da Estrada de Ferro Carajás sendo uma delas objeto de estudo deste trabalho. Tal procedimento foi baseado nas Hipóteses de Winkler [7], que considera a resposta do solo caracterizado por um conjunto de mecanismos discretos independentes entre si, e o solo, simplificado, é considerado um meio elástico linear.

Ajustes e implementações foram feitos nas massas e inércias rotacionais para fins de análise modal, uma vez que o elemento de pórtico não leva em consideração a distribuição transversal da massa por concentrá-la ao longo de seu eixo. A Figura 6 ilustra o modelo criado no programa SAP2000®, utilizando-se o MEF para simulação do comportamento estático e modal da estrutura.

Figura 8 – Situações de carregamento para os ensaios estáticos



As cargas móveis verticais e horizontais consideradas na modelagem em elementos finitos foram as concebidas a partir das características dos trens operacionais na situação atual. O efeito da carga móvel vertical sobre a ponte pôde ser avaliado a partir de um coeficiente de majoração que amplifica o efeito puramente estático para levar em conta o caráter dinâmico da solicitação. Segundo Pfeil [2], este efeito geralmente denominado de efeito de impacto, é originado nas pontes ferroviárias, pela ação dinâmica do deslocamento das cargas que impõem acelerações na estrutura; pelas irregularidades na via-férrea e nas rodas; inclinação lateral variável das locomotivas e vagões e forças de inércia das rodas motoras. De acordo com a NBR 7187: 2003 [8], o coeficiente de impacto para pontes ferroviárias pode ser calculado com a utilização da Equação (1). Verifica-se que este coeficiente, segundo a equação, é função unicamente do vão teórico (l), em metros, entre os apoios.

Considerou-se também os esforços horizontais originados a partir dos movimentos da composição tais como frenagem e/ou aceleração e impacto lateral contínuo, ambos aplicados no topo dos trilhos conforme as recomendações da NBR7187:2003 [8]. Esses esforços dependem somente das características da carga móvel longitudinal que solicita a ponte sem considerar o coeficiente de impacto vertical.

3. Monitoração das deformações e vibrações

Para obter experimentalmente as variáveis de interesse, foram utilizados subsistemas responsáveis pelas etapas de medição, aquisição, comunicação, tratamento e avaliação de resultados conforme as recomendações propostas por Mufti [9]. Por intermê-

Figura 9 – (a) Vista lateral do pilar monitorado; (b) Seção transversal do pilar monitorado

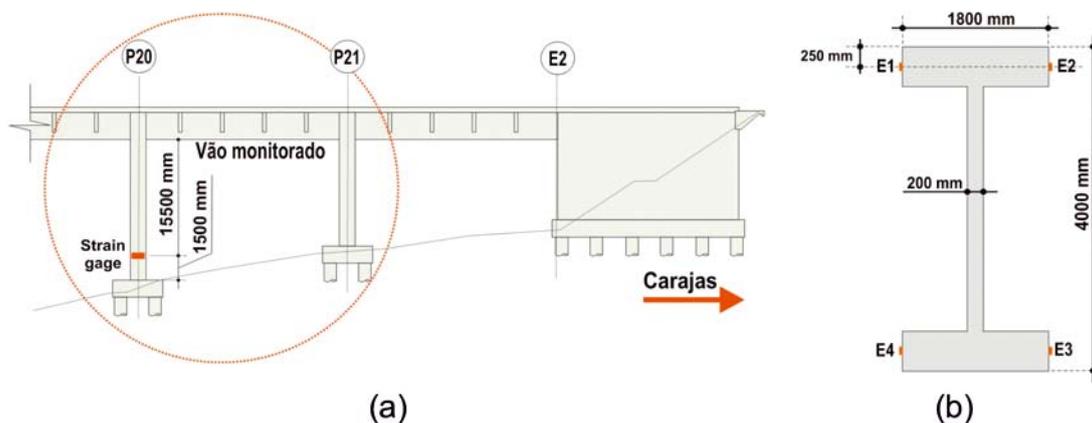


Figura 10 - (a) Posição dos extensômetros no tabuleiro e longarina; b) Sensor LA já instalado

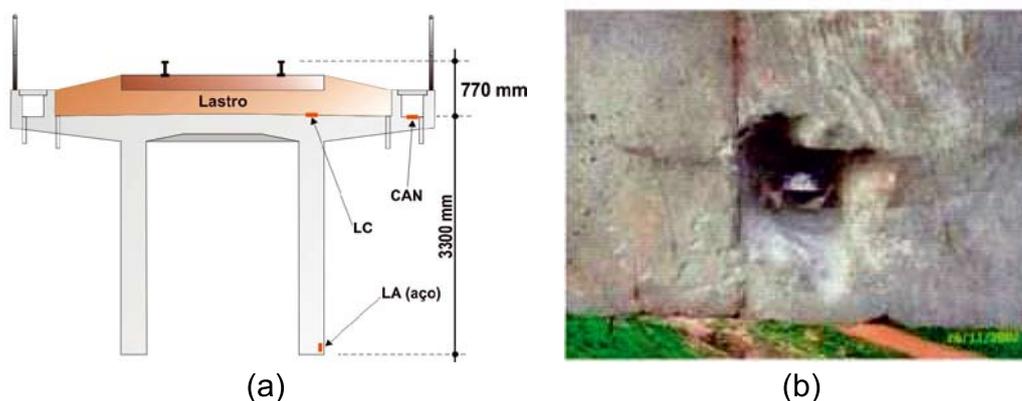
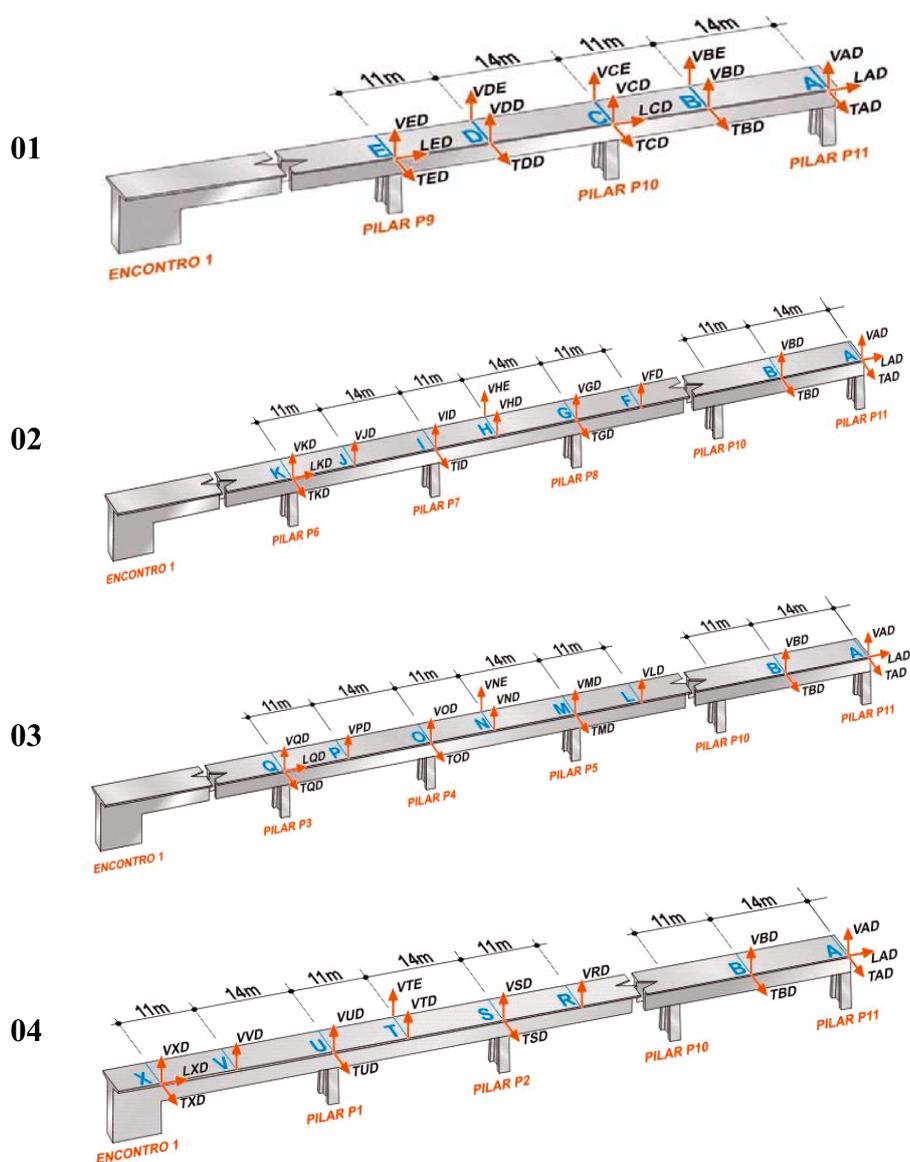


Figura 11 - Posicionamentos dos acelerômetros nos arranjos 01, 02, 03 e 04



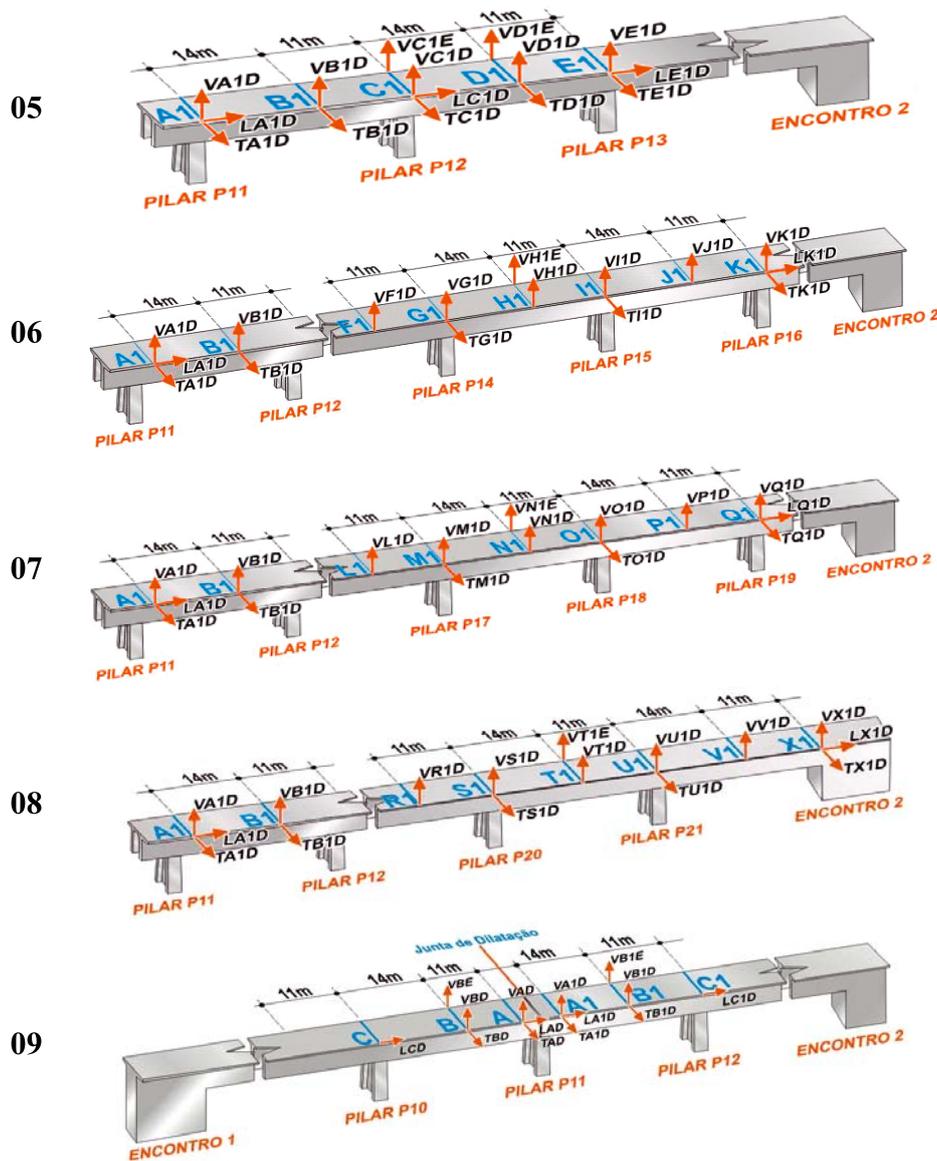
dio da montagem de uma rede *in loco* foi possível obter informações a partir da medição das deformações e das acelerações de pontos estratégicos da estrutura. Em ambos os casos, os dados foram adquiridos utilizando o sistema ADS2000 AC2122. A diferença foi que para monitoração das acelerações foram utilizados simultaneamente dois módulos de expansão para condicionamento dos sinais de entrada analógica e conversão para saída digital, enquanto que na monitoração das deformações apenas um foi utilizado. Quando dois módulos ADS precisavam ser usados simultaneamente para uma mesma aquisição, a sincronização era realizada com o uso de cabos e, no caso onde a distância limitava este procedimento, a transmissão era realizada com um sistema “wireless” para estabelecer a conexão sem fio. A Figura 7 mostra o sistema de aquisição utilizado nos ensaios. Foram realizados ensaios estáticos onde o carregamento foi aplicado em posições previamente definidas, como mostrado na Figura 8, com o trem carregado, proveniente de Carajás. Na primeira situação o trem parou com a primeira locomotiva sobre o pilar P21.

Na segunda situação a primeira locomotiva ficou sobre o pilar P20 e na terceira situação as duas primeiras locomotivas passaram da junta de dilatação e apenas os vagões ficaram sobre o vão monitorado. Já os ensaios dinâmicos foram feitos adotando-se ora a velocidade normal de serviço (100% V), ora a velocidade reduzida em aproximadamente 50% (50% V).

3.1 Extensometria no pilar P20

Foi monitorado o pilar P20 (número 20 no sentido São Luís-Carajás) a 1500 mm da superfície superior do bloco de fundação, como mostrado na Figura 9. Nesta seção transversal foram posicionados 4 extensômetros elétricos de resistência para medir as deformações do pilar sob diversas situações de carregamento. A seção transversal recebeu os extensômetros (E1, E2, E3 e E4) na superfície do concreto, nas posições indicadas na Figura 9. As deformações medidas foram utilizadas para estimar os esforços no pilar, de acordo com o carregamento no tabuleiro.

Figura 12 – Posicionamentos dos acelerômetros nos arranjos 05, 06, 07, 08 e 09



3.2 Extensometria no tabuleiro e longarina

O tabuleiro foi monitorado em dois pontos na superfície superior de concreto, na mesma seção transversal e no meio do vão entre os pilares P20 e P21. Um dos extensômetros foi posicionado no concreto sobre a longarina esquerda (LC), sentido São Luis-Carajás, e o segundo na canaleta (CAN), para verificação da compatibilidade das deformações. A longarina direita, recebeu além do extensômetro em sua superfície superior, um extensômetro em uma das barras de sua armadura de flexão (LA), que foi localizada com o uso de um pacômetro portátil. As deformações medidas foram utilizadas para estimar os esforços na longarina, de acordo com o carregamento no tabuleiro. A Figura 10 mostra o posicionamento dos sensores e o sensor da longarina já instalado em uma de suas barras de aço longitudinais.

3.3 Vibração do tabuleiro

Foram utilizados dezesseis acelerômetros piezoelétricos ICP (*integrated circuit piezoelectric*) de baixa frequência. No total foram organizados nove arranjos, mostrados nas Figuras 11 e 12 e ensaiado um por vez de maneira a abranger todo o comprimento do tabuleiro. A identificação dos sensores mostrada nestas figuras foi realizada obedecendo o seguinte critério: o primeiro caractere designa as direções vertical, longitudinal ou transversal (V, L ou T) para medição do movimento; o segundo representa a seção transversal onde o sensor se encontra (seções de A a X para o segmento do lado São Luis e de A1 a X1 para as seções existentes no segmento do lado Carajás); e o terceiro caractere refere-se à margem direita ou esquerda (D ou E) da ponte no sentido São Luis – carajás.

Em cada arranjo foram realizadas leituras visando obter a resposta da estrutura quando solicitada pelos trens como fontes de excitação. Os sensores foram dispostos de maneira a obter as séries temporais das acelerações na direção longitudinal ou vertical ou transversal à ponte dependendo de onde se localizavam no arranjo predeterminado (ver Figura 11 e 12, onde os sentidos positivos das acelerações são representados pelas setas em destaque). O objetivo foi acoplar as respostas fornecidas em cada arranjo, como se todos estivessem atuando simultaneamente para dada fonte de excitação. As etapas de instalação compreendem à regularização das superfícies, fixação das placas diretoras, acoplamento dos sensores em suas direções, conexão dos fios identificados.

Posteriormente, utilizando o conceito dos acelerômetros de referência, de acordo com Peeters et al. [10] e Amador [11], as formas modais parciais obtidas em cada um desses arranjos foram agrupadas para determinar a forma modal completa da estrutura. Nesses nove arranjos os acelerômetros foram dispostos de modo a determinar os primeiros modos de vibração. Foram adotados como sensores de referência cinco acelerômetros posicionados nas seções A e B para os arranjos distribuídos no segmento adjacente ao lado de São Luis, e nas seções A1 e B1 para os arranjos realizados no segmento adjacente ao lado de Carajás. Em todos os ensaios realizados na estrutura foi utilizado o próprio trem trafegando ao longo da ponte como fonte de excitação, não sendo realizados testes com vibração ambiente.

4. Resultados

4.1 Deformações no pilar P20

Para viabilizar a precisa determinação dos esforços a partir das

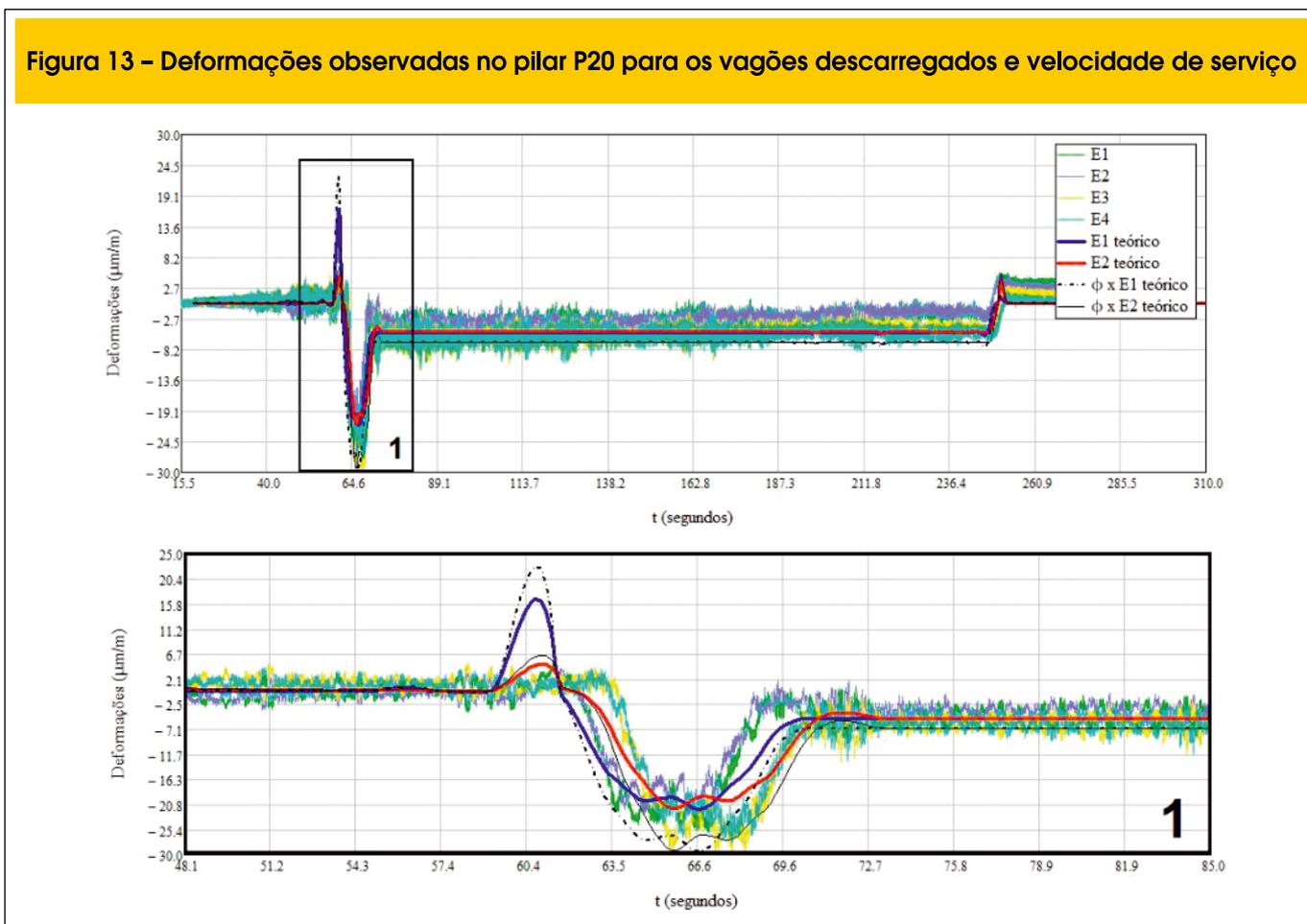


Figura 14 – Deformações observadas no pilar P20 para os vagões carregados e velocidade de serviço

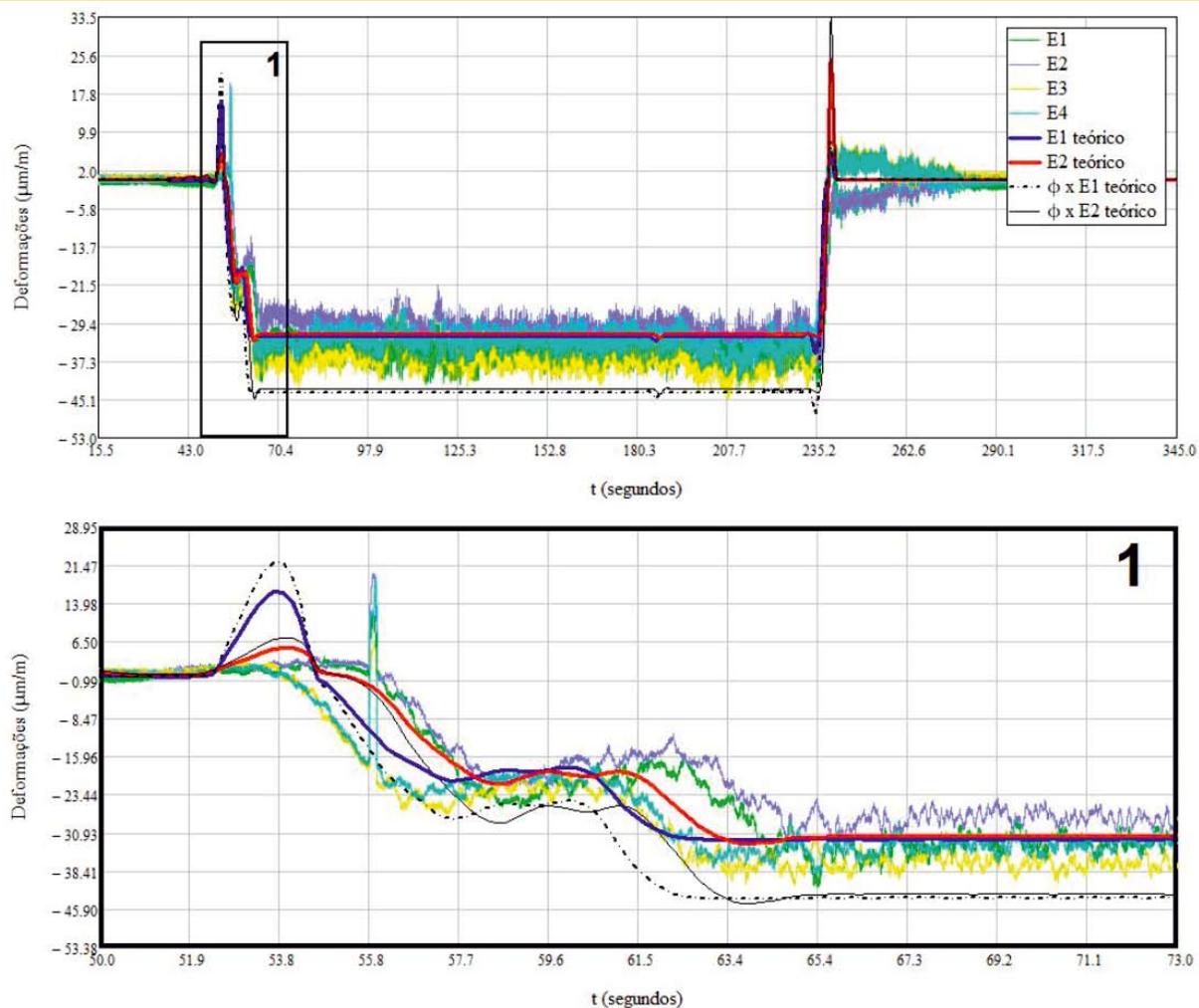


Tabela 2 – Principais características do pilar monitorado

Pilar	A_c (mm ²)	Armadura	A_s (mm ²)	E_s (MPa)	f_c (MPa)
P20	2.400.000,0	84Ø25,0 + 58Ø12,5	48.349,6	210.000,0	46,0

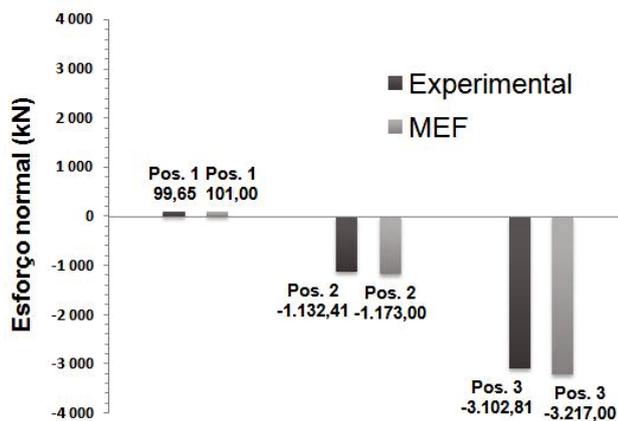
Tabela 3 – Deformações máximas no pilar P20

Trem-tipo operacional carregado			
Ensaio Estático			
Sensor	Deformação (‰)		
(EER)	Posição 1	Posição 2	Posição 3
E1	+0,0012	-0,0180	-0,0350
E2	+0,0010	-0,0120	-0,0320
E3	+0,0012	-0,0100	-0,0350
E4	+0,0010	-0,0100	-0,0350

Tabela 4 – Esforços Normais calculados a partir das deformações experimentais no pilar P20

Trem-tipo operacional carregado			
Ensaio Estático			
Pilar	Força (kN)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
P20	100,0	-1132,0	-3103,0

Figura 15 – Resultados dos ensaios estáticos no pilar P20



deformações observadas nos elementos estruturais foi necessário o conhecimento prévio das propriedades dos aços e dos concretos utilizados. Para o aço foi satisfatório estimar sua tensão de escoamento em 500 MPa com comportamento elasto-plástico perfeito como indicado pela NBR 6118:2003 [12] para aços com patamar de escoamento, mas para os concretos foram empregados os resultados obtidos em laboratório a partir dos ensaios dos testemunhos aplicados no modelo constitutivo simplificado da NBR 6118: 2003 (relação tensão versus deformação representada

Tabela 5 – Deformações máximas na longarina monitorada

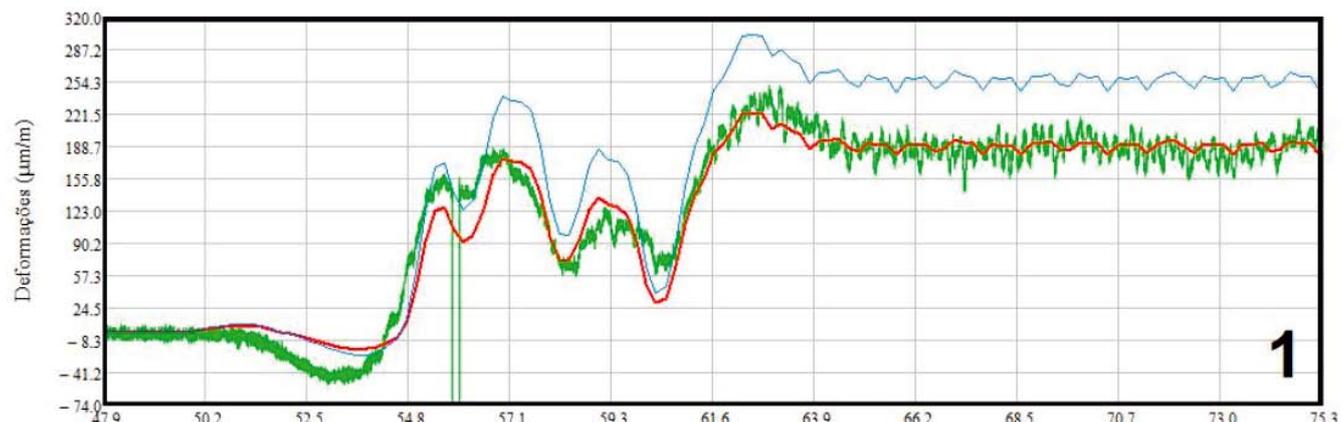
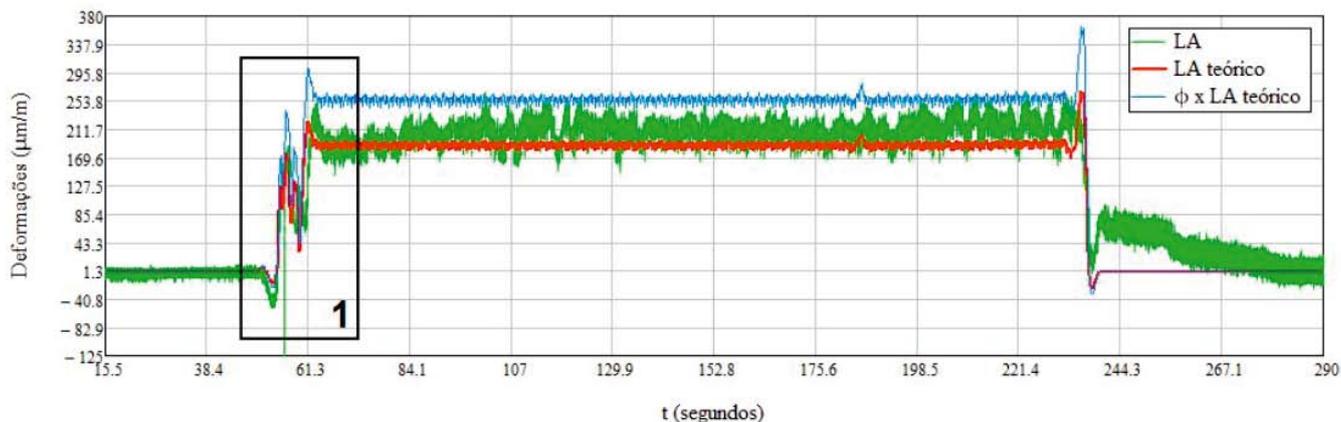
Trem-tipo operacional carregado			
Ensaio Estático			
Sensor (EER)	Deformação (‰)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
LC	+0,0100	-0,0150	-0,0200
LA	-0,0350	+0,1200	+0,2100
CAN	+0,0100	-0,0120	-0,0200

Tabela 6 – Momentos fletores calculados a partir das deformações experimentais na longarina monitorada

Trem-tipo operacional carregado			
Ensaio Estático			
Longarina	Momento (kN.m)		
	Posição 1	Posição 2	Posição 3
P20-P21	-237,0	1013,0	1458,0

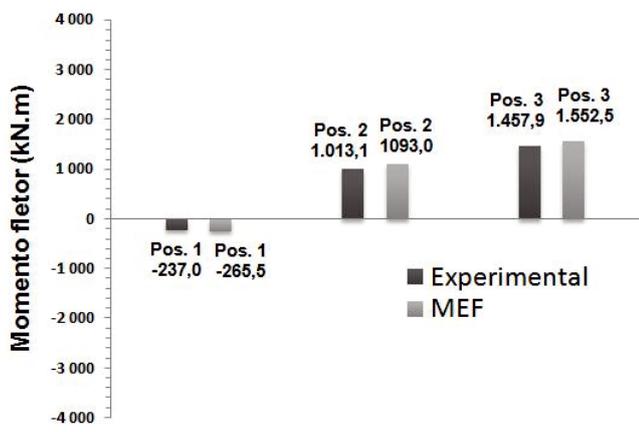
pelos diagrama parábola-retângulo) sem consideração da resistência à tração. Para as deformações teóricas, utilizou-se rotinas

Figura 16 – Deformações observadas na armadura de flexão para os vagões carregados e velocidade de serviço



desenvolvidas na plataforma Matlab® [13] que utilizam, para resolução do problema de flexão simples e/ou composta, um método de discretização da seção transversal em camadas, resolvendo um sistema não linear via processo iterativo para equilibrar os esforços internos na seção obtidos a partir das análises numéricas

Figura 17 - Resultados dos ensaio estáticos na seção central do vão P20-P21



realizadas no software SAP2000®. Este método, conhecido como "método das lamelas", é largamente utilizado na literatura como é o caso dos trabalhos de Stramandinoli [14] Khouri [15], Rêgo [16], sendo possível representar a fissuração do concreto e plasticidade da armadura.

A Figura 13 mostra as deformações experimentais obtidas nos extensômetros localizados no pilar P20 e as deformações teóricas em dois desses sensores, calculadas conforme já mencionado, considerando a composição atual com os vagões descarregados e velocidade de serviço. Mostra-se também nesta figura as envoltórias geradas quando se aplica o fator de impacto \square que neste caso é de 1,356. Já a Figura 14 mostra os mesmos resultados para o trem com vagões carregados em velocidade de cruzeiro. A área da seção transversal existente no nível da instrumentação no pilar P20 foi igual a 2.400.000 mm². A Tabela 2 apresenta as principais características do pilar monitorado.

As respostas da estrutura com o uso do MEF que seriam comparadas com os resultados dos ensaios dinâmicos foram determinadas no software SAP2000® por intermédio de uma análise pseudo-estática considerando apenas o coeficiente de impacto vertical para levar em conta os efeitos de inércia devido ao movimento

Figura 18 - Comparação entre os ensaios dinâmicos em um sensor do pilar P20 no trecho correspondente à passagem das locomotivas frontais

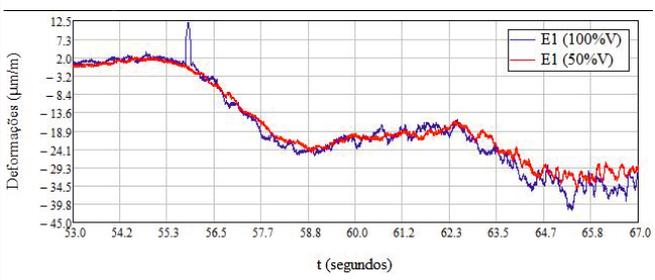


Figura 20 - Diagrama de estabilidade criado para identificação de parâmetros do arranjo A1

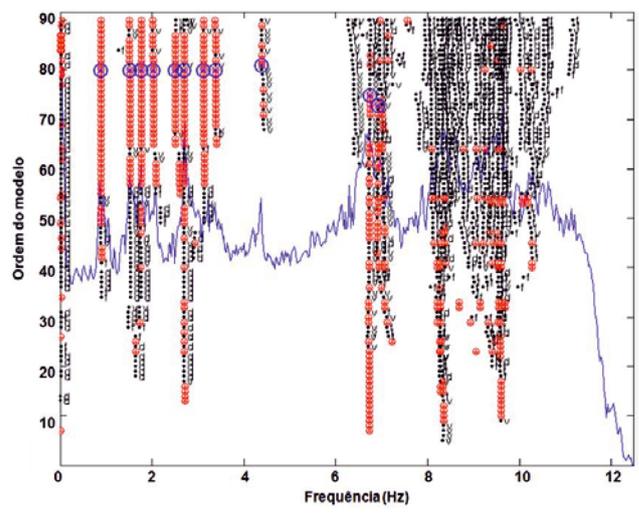


Figura 19 - Série temporal e espectro obtidos a partir do acelerômetro VAD do Arranjo 01

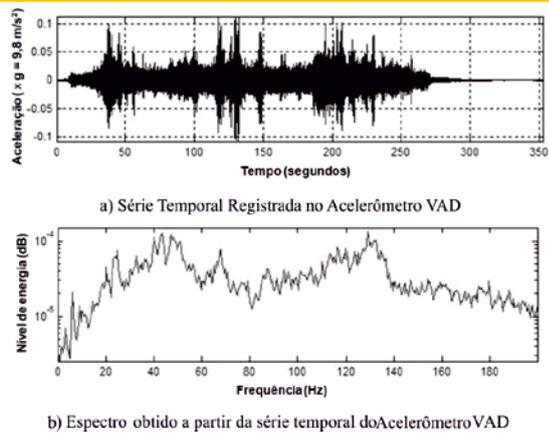
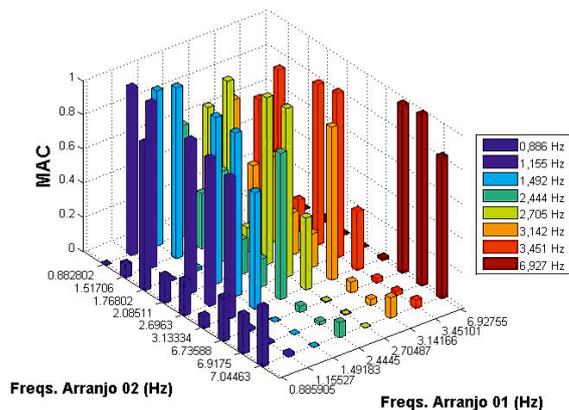


Figura 21 - Comparação entre as formas modais obtidas nos arranjos A1 e A2



das cargas. Este é um tipo de análise onde o software calcula estaticamente a estrutura a cada reposicionamento da carga que se desloca, sendo os resultados armazenados a cada passo. As deformações tomadas para avaliar os esforços no pilar nos ensaios estáticos são apresentadas na Tabela 3. Já a Tabela 4 apresenta os esforços atuantes e calculados a partir das deformações experimentais, advindos da passagem do comboio carregado. A Figura 15 mostra graficamente os resultados apresentados na Tabela 4 e aqueles fornecidos pelo MEF para a mesma situação de carregamento.

4.2 Deformações no tabuleiro e longarina

A longarina esquerda (sentido São Luis-Carajás) foi monitorada no meio do vão entre os pilares P20 e P21. As deformações observadas no tabuleiro indicaram o baixo nível de sollicitação ao longo do bloco comprimido da seção. A Figura 16 mostra as deformações experimentais e teóricas devido a passagem do trem carregado com velocidade de serviço para o sensor instalado na armadura de flexão. A altura útil adotada foi de 3100 mm e a resistência à compressão experimental do concreto foi de 46,0 MPa. A Tabela 5 apresenta as deformações obtidas durante o repouso do trem-tipo operacional carregado sobre as posições definidas no ensaio estático e a Tabela 6 traz os esforços sollicitantes calculados, sem a consideração do carregamento permanente quando da instalação dos sensores. A comparação dos resultados é mostrada graficamente na Figura 17.

4.3 Comparação entre ensaios dinâmicos com velocidades diferentes

De maneira geral não foram notadas grandes diferenças mesmo reduzindo em 50% a velocidade de serviço. Como pode ser observado na Figura 18, que mostra a deformação registrada em um sensor do pilar P20 durante a passagem das locomotivas frontais, a velocidade reduzida acarretou numa ligeira redução nas magnitudes das deformações em determinados intervalos de tempo durante a passagem da carga. Há também intervalos onde o comportamento se inverte de forma atenuada.

4.4 Vibração do tabuleiro

Os registros das acelerações foram obtidos no domínio do tempo com frequência de amostragem de 400 Hz e com duração média de 2,5 minutos por ensaio. Em cada arranjo os sinais foram pré-processados para remoção de tendência (ganho de magnitude das medidas) que podem influenciar negativamente no pro-

Tabela 7 – Comparação entre os resultados computacionais e experimentais

Modo	Modos Experimentais		Numerical modes (FEM)
	Frequência natural (Hz)	Fatores de Amortecimento (%)	Frequência natural (Hz)
A	1,562	4,631	1,541
B	2,704	2,999	2,883
C	6,904	1,426	7,893

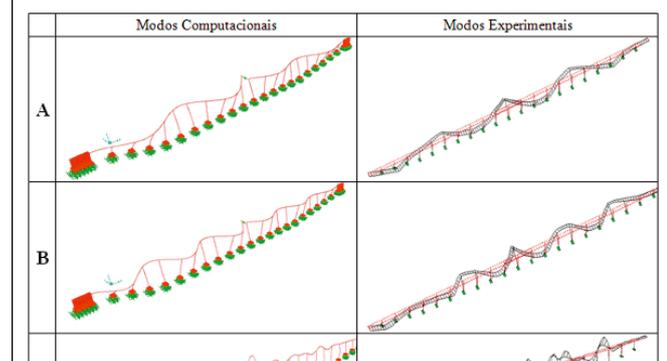
cesso de identificação de parâmetros. Em seguida esses sinais foram filtrados com utilização do filtro passa-baixa Chebyshev tipo I com uma frequência de corte de 10 Hz. Após o tratamento, os sinais passaram pela etapa de identificação de parâmetros com emprego do método de Identificação por Subespaços Estocásticos baseado nas covariâncias das respostas de referência – SSI-COV (*Covariance-driven Stochastic Subspace Identification*) – implementado em um programa com interface gráfica denominado SISMEC desenvolvido na plataforma Matlab®, cujos os algoritmos constam no trabalho elaborado por Amador [11]. Estudos apresentados por Peeters [17] mostram a aplicabilidade prática dos métodos de identificação estocástica de parâmetros modais para o caso de obras civis. Essa adequação relaciona-se ao fato de que estes métodos obtêm os parâmetros de interesse a partir dos dados de resposta apenas (para o caso específico em estudo, a partir das séries temporais das acelerações), não sendo necessário o conhecimento das forças de excitação que são em geral de difícil determinação, a exemplo dos procedimentos tradicionais.

Embora as séries temporais obtidas nos ensaios sejam curtas, foi possível identificar vários modos de vibração da estrutura em cada arranjo. A Figura 19 mostra um exemplo de série temporal, registrada com comboio descarregado, e o espectro correspondente obtido no acelerômetro disposto na seção A do Arranjo 01. A transformação do domínio temporal para o domínio da frequência é realizada no programa SISMEC com uso de ferramentas matemáticas a exemplo da Transformada de Fourier, o que torna possível obter um panorama das frequências e do nível de energia correspondente a cada uma delas no sinal analisado. Este resultado é obtido para cada sensor individualmente.

A Figura 20 mostra o diagrama de estabilidade, de acordo com Allemang [18], criado com aplicação do método SSI-COV sobre as séries temporais já tratadas. Tal diagrama é uma maneira prática de se obter os parâmetros modais variando-se a ordem do modelo estocástico. Em cada valor de ordenada no diagrama são calculados as frequências naturais, amortecimento e modo de vibração comparando-os com os obtidos na ordem anterior e verificando se as diferenças situam-se dentro das faixas pré-estabelecidas pelo usuário para os critérios de estabilidade [11]. Nesta figura, quando é alcançada a estabilidade simultânea de todos parâmetros (frequência, amortecimento e vetor modal), o software marca com o símbolo \oplus , o que implica que as colunas com os maiores números deste símbolo associam-se à maior probabilidade da frequência referida ser uma frequência natural e o modo associado representar uma real assinatura dinâmica da estrutura. Os nós em destaque com o círculo azul referem-se à escolha da ordem por parte do usuário.

Após a identificação dos parâmetros em cada um dos nove arranjos, seguindo um procedimento análogo para cada um, foi possível acoplar os modos de vibração que ocorreram simultaneamente em todos esses arranjos. A estratégia consistiu em localizar

Figura 22 – Comparação entre as formas modais



o mesmo modo em arranjos distintos e, através das amplitudes modais dos acelerômetros de referência, estabelecer uma correlação entre os vetores modais utilizando regressão por mínimos quadrados. É uma maneira de se obter um fator de escala (caso seja diferente de 1, significa possível mudança na excitação) entre os valores das amplitudes de referência e normalizar todo vetor. A comparação entre as formas modais foi feita com o uso do Critério de Confiança Modal (*Modal Assurance Criterion-MAC*) de acordo com as formulações apresentadas por Allemang [18], as quais fornecem como resultado um índice que, quanto mais próximo da unidade, aponta identidade entre os modos analisados. A Figura 21 mostra uma comparação entre as formas modais obtidas com os Arranjos 01 e 02. Observa-se, pelos valores de MAC mais próximos de 1, quais foram os modos de vibração que se repetiram nestes dois arranjos e a frequência associada. Uma situação idealizada seria aquela onde o valor de MAC 1 estivesse associado à mesma frequência nos dois arranjos. A Tabela 7 apresenta os resultados obtidos nas análises experimentais e computacionais para três modos de vibração após o acoplamento dos modos obtidos em cada arranjo. Comparando esses resultados verifica-se que os modos de vibração estudados são semelhantes. A Figura 21 mostra semelhança entre as formas encontradas. Ressalta-se que as formas modais são obtidas a partir de auto-vetores não sendo possível comparar os valores das amplitudes dos deslocamentos nas deformadas.

5. Conclusões

5.1 Pilar monitorado

Os valores de deformações e esforços condizentes com os resultados dos modelos de comportamento permitem concluir que a estrutura ainda se comporta elasticamente, o que se reflete nos baixos níveis de sollicitação. O coeficiente de impacto de 1,356 é um valor aparentemente conservador pois quando são comparados os ensaios experimentais estáticos com os dinâmicos verifica-se amplificação tênue. No entanto quando se usa este coeficiente para multiplicar os valores de deformações teóricas verifica-se como resultado uma curva representativa que envolve os valores experimentais, sendo portanto de uso satisfatório para considerar os efeitos de amplificação dinâmica para o estudo de caso, uma vez que consegue contornar as incertezas e hipóteses simplificadas do modelo numérico. Em relação ao ensaio estático, verificou-se que o maior valor do esforço axial foi observado para o carregamento na posição 3, com apenas os vagões sobre o vão. As deformações experimentais obtidas nos sensores avaliadas para o trem-tipo descarregado foram em média 65% daquelas observadas com a composição carregada quando comparavam-se apenas registros advindos dos ensaios dinâmicos em velocidades de serviço.

5.2 Longarina monitorada

Os baixos níveis de deformação tanto na superfície de concreto mais comprimida quanto na armadura de flexão mais tracionada indicam que a longarina analisada atende às recomendações normativas nacionais, uma vez que os valores obtidos são bem inferiores aos fixados para o esmagamento do concreto ou alongamento excessivo da armadura de tração [12]. Assim, os efeitos dinâmicos tiveram respostas muito próximas nos ensaios com velocidades distintas e as pequenas diferenças observadas estão associadas às peculiaridades de cada composição (peso desiguais de vagões, irregularidades, etc), uma vez que os ensaios dinâmicos não foram realizados exatamente com o mesmo trem. O incremento dinâmico, comparando os registros dos ensaios

com o trem em movimento e em repouso, chegou a ser praticamente desprezível.

5.3 Análise modal experimental

Em relação a análise modal verificou-se que, dependendo da velocidade e também das irregularidades nos rodeiros, a ponte pode ser excitada de maneira distinta a cada passagem de comboio. Outro aspecto observado a partir das análises modais realizadas foi que, em geral, os primeiros modos de vibração com frequências naturais abaixo de 6 Hz são pouco excitados com a passagem do comboio na velocidade de cruzeiro, tendo-se dificuldade em analisar todos os modos na faixa 0 a 10 Hz. A adoção de um auto-de-linha com mecanismo de massa desbalanceada seria uma alternativa para verificação mais precisa das frequências na banda de interesse. Verificou-se também que as primeiras frequências naturais da estrutura correspondem a formas modais de flexão lateral (no plano horizontal) devido à flexibilidade dos pilares.

5.4 Modelo computacional em elementos finitos

O modelo computacional criado é capaz de reproduzir o comportamento estático principalmente, e também o dinâmico para os primeiros modos de vibração da estrutura. Pode ser utilizado para as análises com os carregamentos futuros, mas sugere-se que seja criado outro modelo numérico para fins de análise modal da estrutura com utilização de elementos de sólido e de superfícies (tipo shell) para modelar tanto o tabuleiro como os pilares. E também, devido à notória interferência da massa do trem no comportamento modal, levar em consideração em tal modelo a interação veículo-estrutura para análises futuras. Essa interação reduziria o impacto que a ponte sofre quando da entrada e saída do trem-tipo o que não foi observado experimentalmente com tamanha magnitude. Outra alternativa seria realizar análises não lineares usando outros recursos disponíveis no software comercial utilizado e/ou análises onde a equação de equilíbrio dinâmico é resolvida a cada passo por um método de integração no tempo a exemplo do conhecido Método de Newmark. Dessa maneira seria possível representar o efeito dinâmico de maneira mais realista sem recorrer ao coeficiente de impacto.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem a Companhia VALE DO RIO DOCE, ao CNPQ e à CAPES pelo apoio financeiro a esta e outras pesquisas desta natureza realizadas na Região Norte do Brasil.

7. Referências bibliográficas

- [01] COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. Sap2000 advanced 10.0.1. Berkeley: University of Avenue, 1995. (Software).
- [02] PFEIL, W. Pontes em concreto armado: elementos de projeto, sollicitações, superestrutura. V.1, 4ª edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro. 1990.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo de deformação elástica e diagrama tensão-deformação – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

- [05] PFEIL, W. Pontes em concreto armado: mesoestrutura, infaestrutura, apoio. V.2, 4ª edição, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 1988.
- [06] ANJOS, G. J. M. Avaliação do módulo de reação do solo (módulo de Winkler). Belém: UFPA, 2007. (relatório técnico).
- [07] JÚNIOR, A. D. P. Análise do comportamento de estacas do tipo broca escavada com trado mecânico, solicitadas por esforços transversais. Ilha Solteira, 2003, Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido, procedimento. - NBR 7187, Rio de Janeiro, 2003.
- [09] MUFTI, A. Structural health monitoring of innovative Canadian civil engineering structures. Structural Health Monitoring, V.2, nº 3. EBSCO. EUA, 2003.
- [10] PEETERS, B. e DE-ROECK, G. Stochastic subspace system identification of a steel transmitter mast. The International Modal Analysis Conference. USA, 1998, p.130-136.
- [11] AMADOR, S. D. R. Programa Computacional com Interface Gráfica para Identificação Estocástica de Parâmetros Modais de Estruturas Cívis – Aplicação em Pontes e Torres de Linha de Transmissão. Belém, 2007, Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e execução de obras de concreto armado. - NBR 6118, Rio de Janeiro, 2003.
- [13] THE MATHWORKS, INC. Matlab version 7.0.0.19920 (R14). Natick: Mathwork, 2004. (software)
- [14] STRAMANDINOLI, R. S. B. Modelos em Elementos Finitos para Análise Não Linear Física e Geométrica de Vigas e Pórticos Planos de Concreto Armado. Florianópolis, 2007, Tese (doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.
- [15] KHOURI, M. E. Contribuição ao Projeto de Pilares de Pontes de Concreto Armado com a Consideração das Não-Linearidades Física e Geométrica e Interação Solo-estrutura. São Carlos, 2001, Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [16] RÊGO, G. M. Desempenho dos Modelos da NBR 6118 para Análise de Vigas Contínuas em Concreto Armado. Recife, 2005, Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.
- [17] Peeters, B. System Identification and Damage Detection in Civil Engineering. (Ph.D. thesis). Katholieke Universiteit Leuven, Leuven, Belgium, 2000.
- [18] ALLEMANG, R. J. Vibrations: experimental modal analysis, course notes. Structural Research Laboratory. University of Cincinnati, OH, USA, 1999.