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

Avaliação da Condição Estrutural de uma Ponte Construída sobre Estruturas Existentes na Rodovia Transamazônica

Laura Souza[1], Paulo Silva[2], Eloi Figueiredo[3] Aarão Neto[4], Plínio Prazeres[5], Mauricio Ferreira[6]
[1] SRE-PA DNIT / laura.salime@dnit.gov.br
[2] SRE-PA DNIT / paulo.fontes@dnit.gov.br
[3] ULHT / eloi.figueiredo@ulusofona.pt
[4] UFPA / aaraon@ufpa.br
[5] UFPA / plinio@ufpa.br
[6] UFPA / mpina@ufpa.br

Resumo
Ao longo da BR 230/PA, algumas pontes tiveram suas construções interrompidas há cerca de 20 anos. A fim de ter essas pontes entregues à sociedade, optou-se por aproveitar as estruturas existentes para finalizar a construção. Após a finalização da obra, o gestor, na qualidade de autoridade pública, verificou o comportamento estrutural em algumas dessas pontes, de forma a garantir a segurança dos usuários, através de provas de carga. As provas foram de naturezas estática e dinâmica, tendo como objetivo avaliar o desempenho das pontes em serviço, tal como estabelecido pelas normas brasileiras, através de grandezas tais como deslocamentos, deformações e parâmetros modais. Em particular, este artigo se refere às provas realizadas na ponte sobre o rio Anapu, que foi dimensionada para um trem-tipo TB-45. Os resultados de comparação com os limites estabelecidos pelas normas brasileiras em serviço, assim como os observados nas análises computacionais, indicam que a ponte está em conformidade.

Palavras-chave
Provas de carga; ensaios dinâmicos; ensaios estáticos; pontes rodoviárias.

Introdução

A rodovia BR-230/PA, conhecida como Transamazônica e principal via de ligação entre as regiões este e oeste paraense, apresenta trânsito intenso, com veículos de porte leve e pesado. A rodovia tem sido pavimentada e suas pontes de madeira substituídas por pontes em concreto armado, concreto protendido e estruturas mistas. A maior parte das pontes foi executada com projetos que previam pontes novas, desde a sua fundação; porém, dentre estas, algumas pontes foram ampliadas, recuperadas e/ou reforçadas, aproveitando parte da estrutura existente, com o objetivo de dar maior celeridade e economia na construção. A fim de verificar se estas estruturas apresentam bom comportamento estrutural e garantir a segurança aos usuários da rodovia, o gestor tem realizado provas de carga em algumas das pontes.

As provas de carga são de natureza estática e dinâmica, tendo como objetivo principal avaliar o desempenho das estruturas quando submetidas às cargas de uso e verificar se irão trabalhar dentro do Estado Limite de Serviço (ELS), estabelecido pelas normas brasileiras vigentes. A realização destes tipos de provas em pontes, que são inauguradas, é um procedimento muito comum em países da Europa e América do Norte. Em território nacional, geralmente ficam mais restritas às situações em que se deseja ter maiores informações sobre o comportamento de obras, que não se tenham os projetos estruturais ou que as estruturas tenham sido reforçadas. Este artigo, refere-se em particular à prova de carga realizada na ponte sobre o rio Anapu, dimensionada para um trem-tipo TB-45. Para execução da prova com cargas estáticas, foi utilizado um caminhão; a monitoração foi realizada com o emprego de sensores para medir deslocamentos e deformações em vigas e pilares. Estes deslocamentos e deformações foram comparados com os limites estabelecidos pela norma brasileira e com os resultados observados nas análises computacionais. Para as provas de carga dinâmicas, foram instalados sensores que mediram a vibração (acelerômetros). Em um primeiro momento, foi utilizado a operação normal da via em vibração ambiental e, posteriormente, o caminhão com passagens em velocidade de 80 km/h. Os resultados foram também comparados com os limites estabelecidos pelas normas brasileiras e com os modelos computacionais desenvolvidos.

Descrição estrutural da ponte sobre o rio Anapu

A ponte em estrutura mista sobre o rio Anapu está localizada no km 498, da Rodovia BR-230/PA, na sede do município de Anapu/PA (Figura 1 e Figura 2). A superestrutura é constituída por lajes maciças apoiadas sobre 6 vigas principais (longarinas, 2 pré-existentes e 4 novas) em perfis de aço tipo *I enrijecido*, apoiadas sobre 7 vigas auxiliares (travessas) executadas em concreto protendido. As travessas são ligadas a 3 pilares de seção circular formando pórticos. As fundações são de dois tipos: estaca raiz com bloco de coroamento e tubulão. A ponte foi projetada para um trem-tipo TB-45, possui um comprimento total de aproximadamente 162 m, compreendendo 6 vãos isostáticos, sendo 2 situados nas extremidades direcionadas no sentido Marabá/PA e Altamira/PA, com 21,10 m e 20,75 m, respectivamente. Os demais vãos centrais são simétricos de 30 m. A largura do tabuleiro é de 14,30 m, compreendendo guarda-corpos, padrão New Jersey com base de 40 cm, passeio para pedestre de 1,50 m e acostamento de 2,5 m. Nas Figura 3 e Figura 4 podem ser observados um perfil longitudinal e um corte transversal, respectivamente. A resistência característica do concreto nos blocos é de 25 MPa, nos elementos pré-fabricados em geral e estruturas moldadas *in loco* de concreto armado é de 30 MPa e nos elementos protendidos é de 40 MPa.

Figura 1 – Localização da Ponte. [Fonte: Google Earth, 2021.]

Figura 2 – Ponte sobre o Rio Anapu.

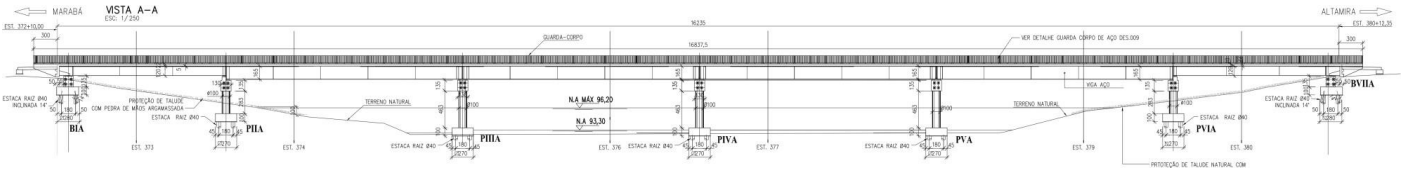

Figura 3 – Perfil Longitudinal. [Fonte: DNIT, 2016.]

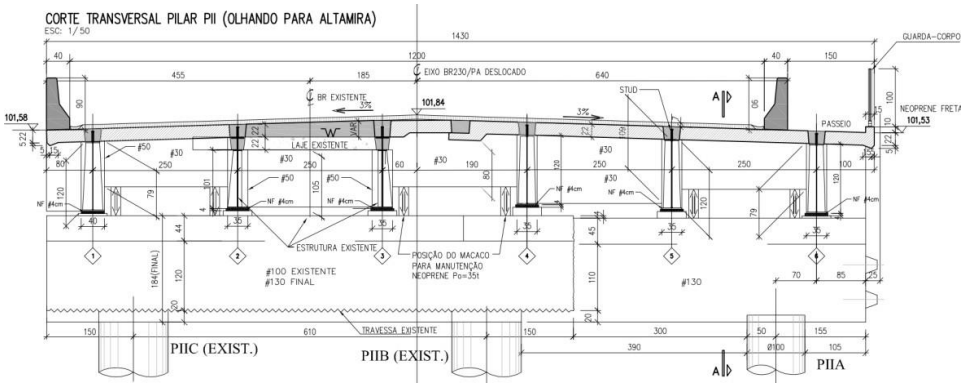

Figura 4 – Corte Transversal. [Fonte: DNIT, 2016.]

Descrição de modelo numérico

O modelo computacional (Figura 5) utilizado para a análise estrutural estática e dinâmica da ponte foi desenvolvido utilizando o *software* comercial SAP2000®. Os pilares e as vigas (longarinas, transversinas e

travessas) foram modelados por meio de elementos de barra, enquanto as lajes do tabuleiro foram simuladas com elementos de casca. Todas as dimensões adotadas seguiram as medidas especificadas em projeto, e validadas em campo durante a inspeção preliminar, realizada de acordo com a ABNT NBR 9452 (2019). Ressalta-se ainda que nenhuma patologia foi observada na ponte. As condições de contorno adotadas respeitam as hipóteses básicas identificadas durante a análise do projeto e da memória de cálculo. Nas extremidades do tabuleiro, as condições de apoio das longarinas foram representadas de maneira aproximada aos apoios de segundo gênero, inseridos pontualmente no eixo dos aparelhos de apoio existentes nas travessas, impedindo, assim, apenas as translações nas direções *X*, *Y* e *Z*. Nos apoios centrais foi assumido que as longarinas são biapoiadas e as lajes do tabuleiro são contínuas, com exceção das lajes presentes entre as longarinas, onde há uma junta de dilatação. Essas hipóteses encontram suporte no detalhamento das armaduras e na memória de cálculo. Assumiu-se ligações engastadas ao nível das fundações.

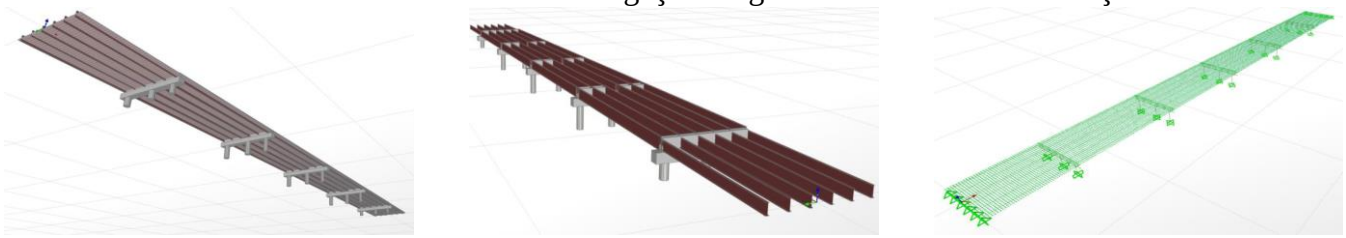

Figura 5 - Modelo computacional de elementos finitos utilizado para a análise estrutural da ponte.

As propriedades dos materiais estão em conformidade com as recomendações das normas ABNT NBR 6118 (2014), ABNT NBR 7480 (2008) e ABNT NBR 8800 (2008): resistência característica à compressão do concreto ($f_{ck} = 30MPa$), o peso específico do concreto ($\gamma_{conc} = 25\,kN/cm^3$), o módulo de elasticidade secante do concreto ($E_{cs} = 27GPa$), o coeficiente de Poisson do concreto ($v_c = 0{,}20$), a tensão de escoamento característica do aço CA50 ($f_{yk,CA50} = 500MPa$), a tensão de escoamento característica do aço CA60 ($f_{yk,CA60} = 600MPa$), o módulo de elasticidade do aço para concreto armado ($E_s = 210GPa$), o módulo de elasticidade do aço ($E_{ss} = 200GPa$) e o coeficiente de Poisson do aço ($v_s = 0{,}30$).

A não-linearidade física foi considerada de maneira aproximada apenas para os elementos de concreto armado, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), por meio da redução da rigidez à flexão (*EI*) para lajes, vigas e pilares.

Conforme recomendado pela ABNT NBR 8681 (2003), para a combinação quase permanente de serviço, os coeficientes de segurança adotados na análise estrutural foram de 1,00 para as cargas permanentes. Já para as cargas acidentais decorrentes do trem-tipo, foi adotado o coeficiente de 0,3. Na análise estática da ponte foram consideradas duas combinações de carregamento. A primeira combinação $(F_{d,1})$ apresentada foi utilizada nas análises e comparações com a prova de carga, servindo para a validação do modelo computacional, calculada pela equação (1), onde: $F_{G,pp}$ é a carga permanente devido ao peso próprio, $F_{G,pav}$ é a carga permanente devido ao pavimento, $F_{G,def}$ é a carga permanente das defensas e F_{mov} é a carga móvel do trem-tipo e utilização do passeio. Neste caso a única carga considerada foi a do trem-tipo do caminhão, aplicada sem ponderações, considerando todas as características específicas do ensaio.

$$(F_{d,1} = 1x\left(F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def}\right) + 1x(F_{mov})) \quad (1)$$

A segunda combinação $(F_{d,2})$ foi utilizada para a obtenção dos deslocamentos máximos na verificação do do ELS, calculada pela equação (2).

$$(F_{d,2} = 1x\left(F_{G,pp} + F_{G,pav} + F_{G,def}\right) + 0{,}3x(F_{mov})) \quad (2)$$

O peso próprio dos elementos estruturais foi considerado de maneira automática, uma vez informado o peso específico dos materiais e a seção transversal dos elementos estruturais. Assim, as únicas cargas permanentes efetivamente aplicadas no modelo foram as relacionadas ao pavimento e às defensas. A ação das defensas foi de 6,18 kN/m. Esta carga foi aplicada diretamente nos elementos de casca que formam o tabuleiro da ponte, os quais possuem 0,4 cm e 0,5 cm de largura, resultando respectivamente nos valores de

15,45 kN/m² e 12,36 kN/m. Como a espessura do revestimento do tabuleiro é variável, ele foi dividido em três zonas: uma central com 2,5 m de largura; e duas laterais com 5,4 m e 4 m de largura. A ação do revestimento na faixa central do tabuleiro foi estimada em 1,76 kN/m², assumindo uma espessura média de 7,36 cm. Já nas faixas laterais, a ação do revestimento foi calculada como sendo de 1,68 kN/m², para uma espessura média de 7 cm. Complementarmente, a ABNT NBR 7187 (2003) recomenda que seja considerada uma ação extra de 2 kN/m² relacionada à sobrecarga gerada por um possível recapeamento da pista de rodagem dos veículos. Na lateral a carga foi de 3,68 kN/m² e na zona central a carga lançada foi de 3,76 kN/m². Segundo a ABNT NBR 7188 (2013), foi utilizada a carga móvel rodoviária padrão (TB-45) definida por um veículo tipo de 450 kN. Considerou-se que este veículo possui seis rodas, com uma carga de 75 kN em cada uma delas. O veículo possui três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18 m², circundado por uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m². Além disso, no passeio de pedestres foi aplicada uma carga distribuída de 3 kN/m².
A ABNT NBR 7188 (2013) recomenda que as cargas móveis verticais sejam majoradas pelo coeficiente de impacto vertical (CIV); pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro (CNF); e pelo coeficiente de impacto adicional (CIA). Os coeficientes adotados foram: $CIV = 1{,}28$, $CNF = 1{,}00$ e $CIA = 1{,}25$.

Prova de carga estática
Quanto ao máximo deslocamento residual, a ABNT NBR 9607 (2019) estabelece que a estrutura sob carga satisfaça os critérios de aceitação se o deslocamento residual medido durante a prova de carga for menor que 5% do deslocamento máximo registrado durante o ensaio. E quanto ao deslocamento máximo em pontes, a ABNT NBR 7187 (2003) recomenda que sejam seguidas as recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), que determina os limites de deslocamento a $l/250$, onde l é o comprimento do vão.
Na prova de carga estática foram coletados deslocamentos e deformações nos elementos estruturais, através de LVDTs e extensômetros elétricos. Para monitorar os deslocamentos foram utilizados 4 LVDTs, posicionados no meio do vão das 4 longarinas centrais, Foram utilizados LVDTs da marca Kyowa com capacidade nominal de 50 a 100 mm (Figura 6) e da marca LD Sensor, sendo o LDS-50 com capacidade nominal de 51 mm. Para leitura de deformações foram adotados extensômetros de resistência elétrica da marca EXCEL: extensômetro elétrico PA 06 125 BA - 120 L utilizado para monitoramento das deformações nas vigas de aço e nas barras de aço CA-50 dos pilares (Figura 6). Para interrogação dos sensores utilizou-se o sistema de aquisição modelo ADS-2000, da LYNX (Figura 6).

Figura 6 – Extensômetros elétricos EXCEL; LVDT da marca Kyowa; e sistema de aquisição.

A partir das informações obtidas na análise computacional, definiram-se os pontos instrumentados: uma longarina pré-existente e uma longarina nova, os travamentos das pontes e um pilar. A Figura 7 mostra o posicionamento dos LVDT para medir deslocamentos no meio do vão das longarinas de centro e nas longarinas (S1). Foram posicionados, ainda, extensômetros elétricos nos contraventamentos entre as longarinas, sendo monitorada uma barra diagonal e uma barra horizontal de dois contraventamentos, sendo um pré-existente e outra relativa ao projeto novo. A Figura 8 mostra o posicionamento dos extensômetros elétricos, nas seções S1 e S2, respectivamente. E detalhadamente, observa-se a seção transversal da longarina com cotas que indicam o posicionamento dos extensômetros elétricos.

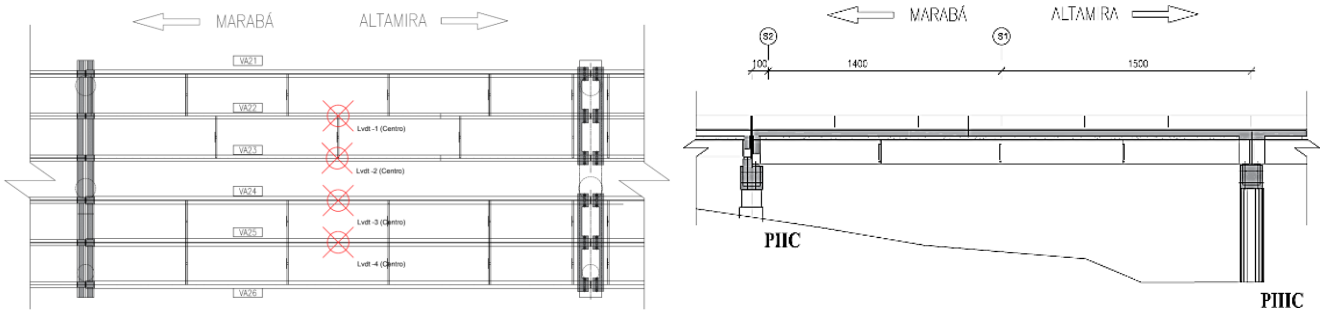

Figura 7 – Posicionamento dos LVDT e posicionamento das seções monitoradas nas longarinas.

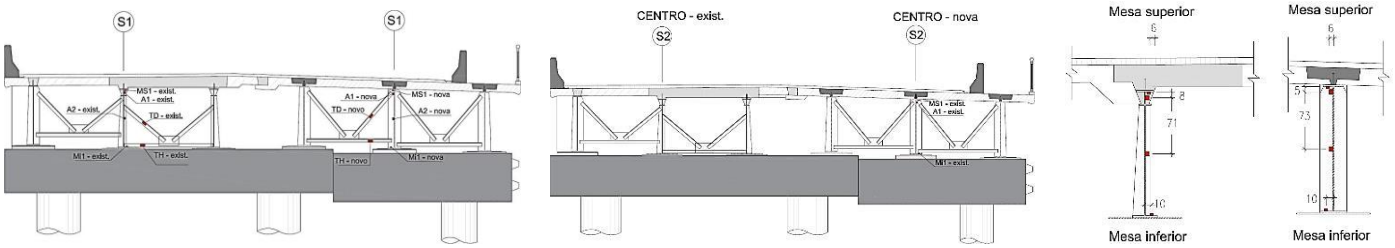

Figura 8 - Posicionamento dos extensômetros elétricos: seção S1, seção S2 e na seção transversal da S1 na longarina pré-existente e na nova.

O ensaio consistiu em posicionar o caminhão (35,5 t, 79% da carga de projeto) em pontos específicos, sobre o tabuleiro, servindo como carregamento estático (Figura 9).

Figura 9 - Comprovante de pesagem do caminhão, pesagem e passagem.

Foram definidos 16 pontos de posicionamento. A Figura 10 ilustra os primeiros 9 pontos.

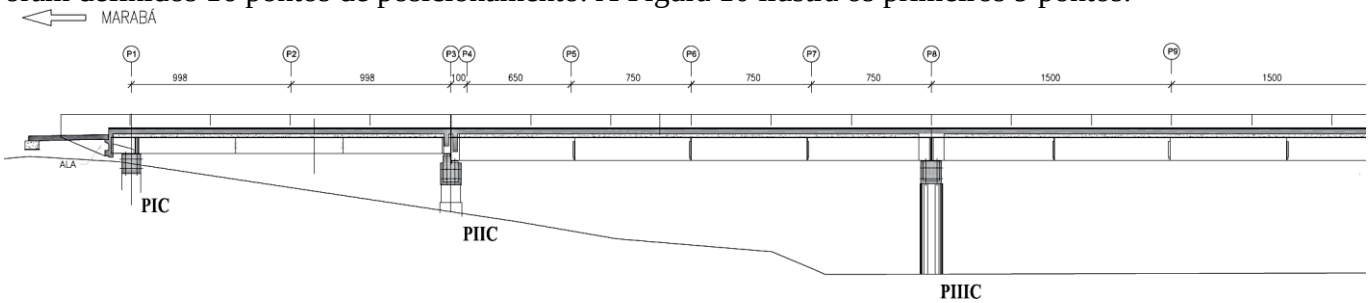

Figura 10 - Metodologia da prova de carga estática sentido Marabá para Altamira.

Foram realizados 3 ensaios de prova de carga estática (sentido Marabá-Altamira): E01 - caminhão percorreu todos os pontos na faixa da contramão; E02 - caminhão percorreu todos os pontos no centro da ponte, solicitando as longarinas centrais; e E03 - caminhão percorreu todos os pontos em sua pista de mão. O tempo de permanência do carregamento, em cada ponto, foi superior a 30s para que todas as acomodações nos elementos estruturais ocorressem, para medições mais próximas das deformações e deslocamentos reais.

Prova de carga dinâmica

Para a monitoração dinâmica da ponte foram utilizadas três estações de medição de vibração da GeoSig e um computador com o programa GeoDAS (Figura 11). Cada estação constitui-se de um acelerômetro

triaxial piezo-resistivo de alta precisão (modelo AC-73), com um aquisitor de dados de modelo GMS Plus e uma antena GPS para sincronização das medições.

Figura 11 - Estação de medição usada na prova de carga dinâmica.

O ensaio dinâmico foi planejado seguindo as recomendações da ABNT NBR 15307 (2006), medindo as vibrações ambientais induzidas por ações externas (como do vento e tráfego) e condições de uso normal da estrutura. Os acelerómetros sobre o tabuleiro permitiram registar acelerações e, consequente, determinação dos seus parâmetros dinâmicos (frequências naturais, modos de vibração e taxas de amortecimento).

A execução dos ensaios ocorreu por meio de duas campanhas de medição das acelerações no dia 20 de outubro de 2020. Pelo período da manhã, realizou-se uma campanha apenas com o tráfego normal da ponte. No período da tarde, o mesmo caminhão da prova de carga estática (35,5 t, 79% da carga de projeto) passou a uma velocidade de 80 km/h, além do tráfego normal da ponte. As provas foram executadas nos três primeiros vãos da ponte, no sentido Marabá–Altamira, de forma independente, sendo constituídos de um total de nove configurações (*setups*). Cada vão contou com três configurações constituídas por uma estação fixa de referência, no centro do vão, e duas móveis, uma em cada lado da ponte, nas posições ilustradas pela Figura 12. Todas as estações foram posicionadas nos passeios de ambos os lados de modo a não interferirem com o tráfego rodoviário.

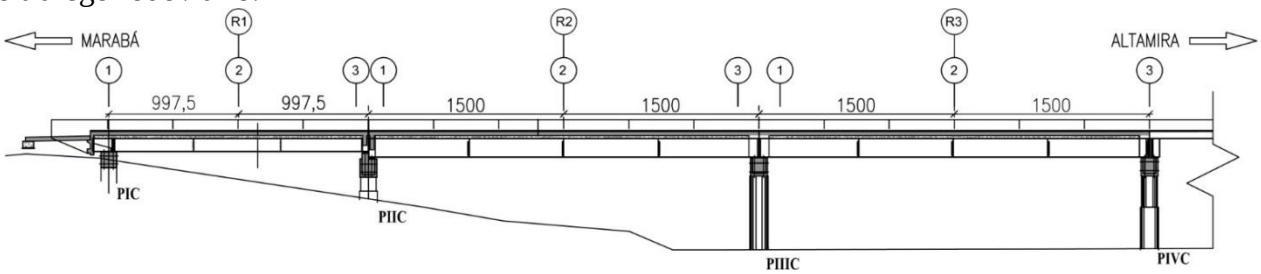

Figura 12 - Arranjo dos acelerômetros, cotas em centímetros.

Para a conversão dos dados de aceleração no domínio da frequência, foi aplicado nas séries temporais o algoritmo da transformada rápida de Fourier. Com um subsequente tratamento estatístico foi obtido o espectro médio de frequência da campanha de medições. A identificação dos parâmetros modais foi feita por meio do método de identificação estocástica em subespaços (*Stochastic Subspace Identification* – SSI) e do método melhorado de decomposição no domínio da frequência (*Enhanced Frequency Domain Decomposition* - EFDD) com o objetivo de comparação entre métodos e validação dos resultados.

Para cada vão foram identificados até três modos de vibração. Para a validação dos resultados obtidos na análise modal operacional foi utilizado o critério de garantia modal (*Modal Assurance Criterion* - MAC), que consiste no cálculo de uma matriz que é composta por coeficientes que expressam a correlação entre pares de vetores modais (Allemang, 2003). Cada coeficiente pode variar entre 0 e 1, onde 1 corresponde a uma correlação alta e 0 a uma correlação baixa. Os coeficientes da matriz são calculados pela equação (3), onde os índices i e j representam os dois métodos comparados e φ os modos de vibração indicados pela matriz de autovetores obtidas na equação de autovalores e autovetores do movimento dinâmico. Dessa forma, quanto maior for o coeficiente que correlaciona dois modos, mais confiável é o resultado.

$$MAC_{(i,j)} = \frac{\left(\varphi_i^T x \varphi_j\right)^2}{\left(\varphi_j^T x \varphi_i\right) x \left(\varphi_j^T x \varphi_j\right)} \quad (3)$$

A ABNT NBR 15307 (2006) recomenda o uso do índice de vibração, *V*, calculado por meio da empírica equação (4), proposta por Koch (1953), utilizando um banco de dados com grande número de estruturas com vários níveis de danos, para a identificação do nível de vibração da estrutura e análise de danos, onde A é a amplitude das vibrações e *f* é a frequência do movimento.

$$V = 10xlog(160x\pi^4xA^2xf^3) \quad (4)$$

O índice *V* é obtido para cada ponto de medição da estrutura. Em seguida este valor é associado ao nível de dano: 10-30 nenhum dano; 30-40 danos leves; 40-50 danos severos; e 50-60 colapso estrutural. Para o cálculo do índice *V* é feito inicialmente o cálculo do espectro de deslocamentos a partir da equação (5), em que, *A* é a amplitude de deslocamentos, *a* é a amplitude de acelerações e ω é a frequência angular dada por $2\pi f$, onde f é a frequência correspondente à aceleração no espectro de potência obtida por meio da transformada rápida de Fourier.

$$A = a/\omega^2 \quad (5)$$

A aceitação da ponte acontece mediante o enquadramento de todos os índices calculados no intervalo de 10 a 30 ou menor, cujo nível de dano é chamado de *Nenhum Dano*.

Resultados da prova de carga estática

Na Figura 13 observa-se a variação de deslocamento vertical (Δδ), em função do tempo de início de cada ensaio. Esta variação representa apenas os deslocamentos causados pela passagem do caminhão, uma vez que os deslocamentos relacionados ao peso próprio não foram medidos na prova de carga. As barras do gráfico indicam a posição do caminhão em cada etapa de carregamento. Observa-se que as leituras dos LVDTs apresentaram uma variação de deslocamento máxima de 4,48 mm (E02), quando o trem-tipo se posicionou no meio do vão monitorado (36,0 m). No E03, as leituras até 260 s correspondem a tráfego cotidiano não considerado na análise apesar de terem deslocamentos superiores aos provados pelo caminhão.

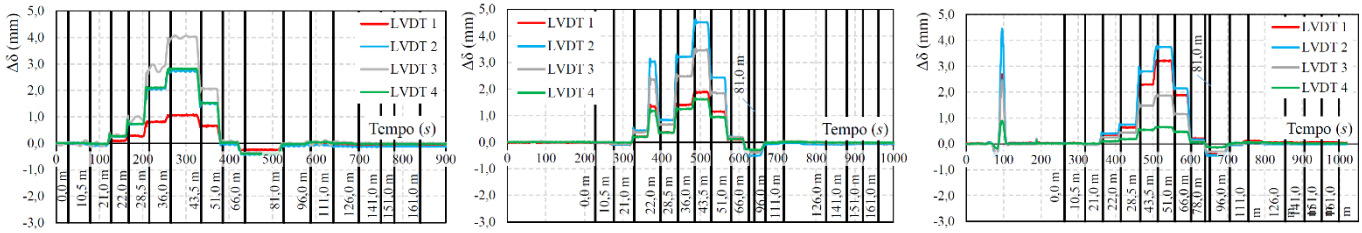

Figura 13 - Deslocamentos verticais nos ensaios E01, E02 e E03.

A Figura 14 apresenta as variações de deslocamentos (Δδ) verticais de maior intensidade das longarinas monitoradas em cada ensaio quando o trem-tipo se posicionou em 86 m. Os resultados experimentais (EXP) foram confrontados com os do modelo computacional (TEO). As previsões teóricas apresentaram uma boa correlação com os resultados experimentais, com variações na ordem de 0,75 mm. Desta forma, conclui-se que o comportamento experimental esteve em consonância com as previsões teóricas.

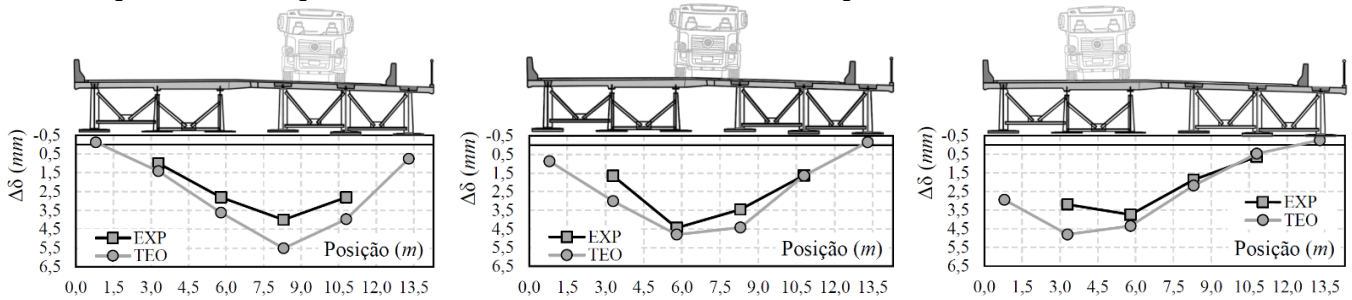

Figura 14 - Envoltória de deformações nos ensaios E01, E02 e E03.

Na Figura 15 apresentam-se as variações de deformação (Δε) medidas nas mesas inferiores e superiores das longarinas metálicas, observadas na seção S1 de uma das longarinas pré-existentes. O registro de variação de deformação de maior intensidade, na mesa superior, foi de aproximadamente 0,015‰ (compressão). Na

mesa inferior, estas foram mais intensas, alcançando deformações próximas a 0,06‰ (tração) na viga de centro. As variações de deformações no centro de gravidade da longarina apresentaram deformações diferentes de zero e positivas nas regiões mais críticas, indicando que o tabuleiro trabalha como mesa colaborante. Em geral, as deformações observadas experimentalmente foram menos intensas que as estimativas teóricas. Tal fato corrobora para a concordância com a maior rigidez dos resultados de deslocamento vertical.

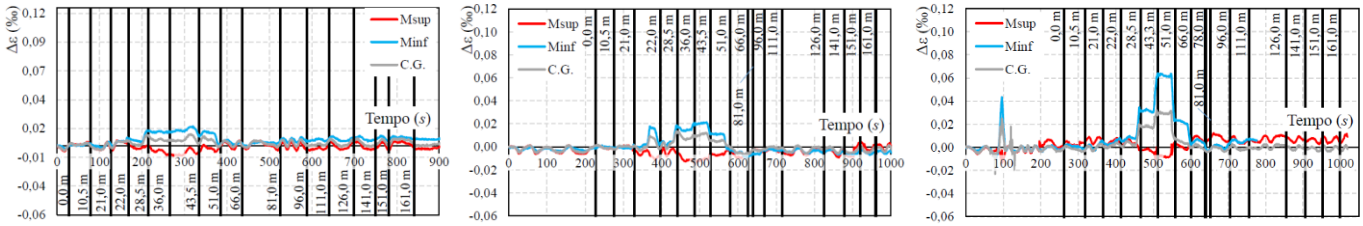

Figura 15 – Deformações na S1 na viga pré-existente nos ensaios E01, E02 e E03.

As leituras na S2 das longarinas foram insignificantes, tal como previsto, pois, é um ponto de momento próximo a zero. As deformações nas almas de algumas vigas e de algumas barras de travamento não são aqui reportadas, pois tal consideração considera-se desnecessária neste estudo.

Resultados da prova de carga dinâmica

A análise dos dados de vibração foi realizada por meio do *software* ARTeMIS Modal, utilizando-se os métodos SSI e EFDD. Na Tabela 1 são apresentados os valores experimentais das frequências naturais, coeficiente de amortecimento e formas modais para os três primeiros modos de vibração do primeiro vão, pelo método SSI. A forma modal do 3.º modo de vibração é apresentada na Figura 16, juntamente com o modo obtido pelo modelo numérico para efeito de comparação.

Tabela 1 - Parâmetros modais obtidos na análise modal operacional pelo método SSI (1.º vão).

Modo	Freq. natural (Hz)	Taxa de amortização (%)	Forma modal
1	6,79	2,86	Flexão longitudinal
2	7,71	1,87	Torção
3	8,93	1,85	Flexão long. com provável flexão trans.

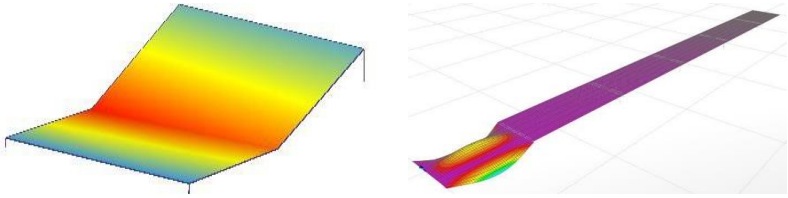

Figura 16 – 1.º Vão: 3.º modo de vibração (8,93 Hz) experimental (flexão longitudinal com provável flexão transversal) e do modelo computacional de 7,49 Hz (flexão longitudinal com flexão transversal).

Note que as formas modais dos três primeiros modos de vibração foram previstas com boa precisão pelo modelo numérico, apenas as frequências experimentais apresentarem valores superiores, evidenciando uma rigidez real da estrutura maior que a rigidez estimada pelo modelo numérico. Note, ainda, que o 3.º modo obtido experimentalmente (Figura 16) não foi capaz de identificar a flexão transversal. Isto já era esperado uma vez que o posicionamento dos acelerômetros se deu apenas nas laterais (nos passeios) da ponte. Fato que não compromete a precisão do modelo, pois, a partir dessa constatação deduz-se que o modo identificado é o previsto pelo modelo numérico. A Tabela 2 apresenta os resultados do critério MAC obtidos para verificação de correlação dos modos identificados pelos métodos SSI e EFDD para o primeiro vão. Os

valores apresentam em sua maioria resultados acima de 0,8, o que evidencia uma boa correlação entre diferentes métodos, indicando resultados confiáveis na análise. Note que o menor valor de correlação obtido entre os métodos SSI e EFDD ocorreu para o 2.º modo com um valor de 0,7279, que, em tese, denotaria uma correlação não tão boa entre os resultados obtidos para o referido modo. Entretanto, uma análise comparativa mais detalhada entre os modos mostra que este valor ocorreu por uma discordância de fase e amplitude de movimento encontrada em alguns dos vãos da ponte pelos dois métodos e não por uma diferença significativa entre as formas modais encontradas.

Tabela 2 - Matriz MAC de verificação de correlação dos métodos SSI e EFDD (1.º vão).

		Método SSI		
		6,79 Hz	**7,71 Hz**	**8,93 Hz**
Método EFDD	**7,16 Hz**	0,9812	0,0842	0,9751
	8,19 Hz	0,1040	0,7279	0,0713
	8,53 Hz	0,9765	0,1181	0,9865

Uma análise análoga foi efetuada para os 2.º e 3.º vãos, tal como resumido na Tabela 3 e Tabela 4, respetivamente. Em ambas as situações, os resultados do critério MAC apresentam coeficientes da diagonal acima de 0,8, indicando uma boa correlação entre os três modos identificados.

Tabela 3 - Parâmetros modais obtidos na análise modal operacional pelo método SSI (2.º vão).

Modo	Freq. natural (Hz)	Taxa de amort. (%)	Forma modal
1	4,15	2,19	Flexão longitudinal
2	4,84	1,52	Torção
2	5,32	3,27	Flexão long. com provável flexão transv.

Tabela 4 - Parâmetros modais obtidos na análise modal operacional pelo método SSI (3.º vão).

Modo	Freq. natural (Hz)	Taxa de amort. (%)	Forma modal
1	4,07	2,60	Flexão longitudinal
2	4,54	3,82	Torção
3	5,21	3,06	Flexão long. com provável flexão trans.

Com relação aos valores das frequências naturais encontradas nos três vãos, na faixa de 4,07 Hz a 8,93 Hz, pode-se afirmar que elas tornam improvável a ocorrência do efeito de ressonância. Tal efeito só se manifestaria caso o movimento de passagem dos automóveis em cima do 3.º vão da ponte ocorre-se cerca de 4 vezes por segundo, o que na prática é inviável. Pode-se, também, inferir que a ação do vento não causará excitação próxima às frequências naturais da ponte ao se levar em consideração as características da mesma: ponte baixa situada ao nível do terreno e com grande massa inercial. Analogamente, chega-se a mesma conclusão em relação às demais frequências naturais observadas.

O gráfico da Figura 17 mostra os valores do índice *V* calculados para as leituras feitas na direção Z dos pontos de medição de número 2 de cada vão (pontos de maiores amplitudes de deslocamento), tendo também sido feita a mesma análise para as direções X e Y. Uma vez que o índice está abaixo de 30, considera-se que a estrutura não tem dano. Similarmente aos resultados acima mostrados, todos os demais pontos e eixos dos pontos medidos na ponte apresentaram valores satisfatórios nessa mesma análise o que indica que a mesma, no seu atual estado de conservação, opera sem nenhum tipo de dano detectável por meio do ensaio dinâmico da estrutura.

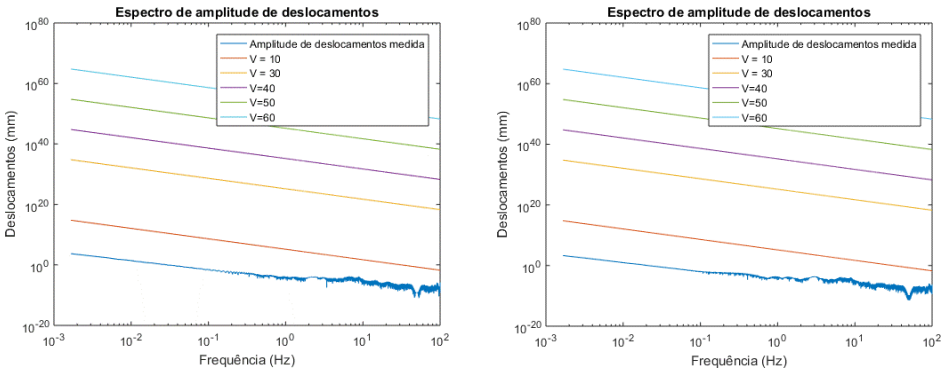

Figura 17 - Espectro de deslocamentos do eixo Z (posições 2a e 2b) com os limites do índice V.

Conclusões

A prova de carga estática permitiu a medição satisfatória das variações de deslocamento vertical e das deformações nas longarinas e nos travamentos. Foi observada uma boa correlação entre as variações de deslocamento obtidas por meio do modelo computacional e os resultados experimentais. Foram medidas variações de deformação nas longarinas da ordem de até 0,06‰ nas mesas inferiores, sob tração, e de 0,015‰ nas mesas superiores, sob compressão. As deformações experimentais atingiram valores inferiores aos previstos de forma teórica. Não foram observadas variações de deformações significativas de compressão na alma das longarinas, uma vez que todas as variações de deformação foram próximas de zero, o que diminui a possibilidade da ocorrência de flambagem local para o nível de carregamento utilizado na prova de carga. Os travamentos também apresentaram deformações em baixa intensidade. A prova de carga estática atendeu aos limites de deslocamento residual máximo da ABNT NBR 9607 (2019).

A prova de carga dinâmica experimental permitiu a obtenção dos parâmetros dinâmicos da ponte de forma bastante satisfatória. Na comparação com o modelo computacional, observou-se um excelente ajuste dos três primeiros modos e das frequências de vibração obtidos na análise experimental com o método SSI. Na comparação entre os métodos alternativos, SSI e EFDD, observou-se um excelente ajuste entre os modos e frequências de vibração identificados, com exceção do 2.º modo do 1.º vão. No que concerne à ocorrência do efeito de ressonância na ponte, os resultados obtidos permitem concluir que a ocorrência de tal efeito devido ao uso normal da estrutura é improvável. Complementarmente, pode-se desprezar a ação do vento ao considerar-se as velocidades máximas das rajadas de vento na região, devido à posição da ponte (ponte baixa ao nível do terreno) e suas características inerciais (geometria e peso). Com relação a integridade estrutural da ponte, pode-se concluir, com base no índice de vibração V, recomendado pela norma brasileira, que quando foram realizadas as provas, a estrutura encontrava-se em excelente estado de integridade estrutural sem que se houvesse detectado dano por meio da prova de carga dinâmica.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao apoio prestado pelas instituições: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), Empresa Arteleste Construções Ltda., Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia (NICAE), Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE), Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA) e Polícia Rodoviária Federal (PRF).

Referências

Allemang, R., *The Modal Assurance Criterion* – Twenty Years of Use and Abuse. Sound and Vibration. Ohio, 2003.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT, Projeto executivo da ponte sobre o Rio Anapu. Altamira, 2016.

Koch, H. W., *Determining the effects of vibration in buildings*, V.D.I.Z. 95, 21, 744-747, 1953.