



## IDENTIFICAÇÃO MODAL DE PONTES FERROVIÁRIAS DA ESTRADA DE FERRO CARAJÁS E MODELAGEM NUMÉRICA VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

**Marcela Santos da Silva**

**Francisco de Assis das Neves**

marcellas\_1505@yahoo.com.br

fassis@em.ufop.br

Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).Campus Universitário - Morro do Cruzeiro. Ouro Preto, MG. / Faculdades Santo Agostinho – Montes Claros – MG.

Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).Campus Universitário - Morro do Cruzeiro. Ouro Preto, MG.

**Resumo.** A utilização e os efeitos do tempo podem afetar o comportamento de uma estrutura. Problemas como pequenas fissuras, oxidação de elementos de aço e até mesmo deslocamentos excessivos em alguns pontos poderão surgir. Em virtude disso, o monitoramento de pontes por meio de ensaios experimentais tem ganhado mais importância nos dias atuais, por permitir a identificação das suas características dinâmicas. Tais características (frequências naturais, modos de vibração e taxa de amortecimento) podem ser obtidas por meio de ensaios tradicionais de vibração forçada, que se baseiam na medição da resposta da estrutura sujeita a uma excitação induzida com magnitude conhecida, ou a partir de ensaios de vibração livre ou ambiente, em que apenas a resposta da estrutura é medida. No presente trabalho o objeto de estudo é uma ponte em concreto armado, com extensão total de 60 metros, constituída por 03 (três) vãos contínuos de 20 metros cada. Nele serão feitas análises, utilizando os dados obtidos experimentalmente no ensaio de vibração com características aleatórias. O software comercial ARTeMIS Modal será utilizado com o intuito de extrair os parâmetros modais da estrutura, para posteriormente compará-los com os obtidos no modelo numérico, desenvolvido no CSI Bridge.

**Palavras chave:** Análise modal operacional, Análise dinâmica de pontes, Modelagem numérica.

## **1 INTRODUÇÃO**

As condições de segurança das grandes estruturas de Engenharia Civil são normalmente analisadas desde as fases iniciais de concepção do projeto e durante a construção, até em eventuais fases posteriores ao término da construção para exploração/investigação, de modo a verificar a necessidade de reabilitação ou reforço. Essas análises podem ser baseadas no desenvolvimento de modelos numéricos para análise estática e dinâmica fundamentados, em geral, em formulações de elementos finitos. A simulação do comportamento estrutural por meio de modelos numéricos é de grande importância, no entanto, nem sempre esse modelo representa com perfeição o comportamento real da estrutura, uma vez que a complexidade da estrutura real obriga que sejam realizadas algumas simplificações.

Visando obter respostas mais concretas, as técnicas de identificação dos parâmetros modais da estrutura (frequências naturais, modos de vibração e taxa de amortecimento) com base na realização de ensaios dinâmicos, surgem como uma ferramenta de grande interesse, no sentido de dar suporte à análise de correlação entre parâmetros identificados e calculados, contribuindo de maneira mais significativa para atualização e validação experimental dos modelos numéricos desenvolvidos e consequente avaliação da capacidade de carga efetiva das estruturas.

Este trabalho surgiu a partir de um projeto entre Fapemig – Vale – UFOP – UFPA e tem como objetivos principais: estimar e avaliar as propriedades dinâmicas da Obra de Arte Especial (OAE) 44 – Ponte sobre o Rio Martírio da EF Carajás, a partir de dados experimentais medidos in loco. A estrutura foi submetida a vários tipos de excitação, sejam eles: durante a passagem do trem no estado carregado e descarregado, apenas sob a ação do vento e a vibrações com características aleatórias introduzidas por pessoas saltando. Os sinais referentes à passagem do trem foram utilizados apenas para medir a aceleração da estrutura, pois estudos anteriores demonstraram que o uso destes não gera resultados seguros das características dinâmicas da ponte, uma vez que a massa do trem influencia nas características dinâmicas da estrutura durante a realização dos ensaios (Lobato, 2008). Os sinais referentes ao vento não foram suficientes para excitar a estrutura. Desse modo, os sinais utilizados para a realização análise modal operacional, por meio do software comercial ARTeMIS Modal, foram os referentes a vibrações com características aleatórias introduzidas por pessoas saltando. Após essa análise, foi desenvolvido um modelo numérico calibrado com os dados obtidos durante a monitoração para a OAE 44.

## **2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

A análise estrutural consiste na determinação das reações de apoio; dos esforços internos; dos deslocamentos e rotações e das tensões e deformações, com o objetivo de prever o comportamento da estrutura (Martha, 2010).

Um estudo dinâmico é realizado com o objetivo de obter a resposta da estrutura (em termos de deslocamentos e tensões internas, por exemplo) sujeita a uma determinada força de excitação.

### **2.1 Ensaios dinâmicos**

A análise de estruturas por meio de ensaios experimentais tem ganhado mais importância nos dias atuais, por permitir a identificação das características dinâmicas.

A análise modal operacional de uma estrutura pode ser realizada por meio de ensaios tradicionais de vibração forçada, que se baseiam na medição da resposta da estrutura (output) sujeita a uma excitação induzida com magnitude conhecida (input), ou a partir de ensaios de vibração livre ou ambiente, em que apenas a resposta da estrutura é medida (output-only).

Segundo Tavares, 2013, no ensaio de vibração forçada utilizam-se equipamentos capazes de introduzir vibrações na estrutura, como por exemplo, o martelo de impulsos, utilizado para excitar pequenas e médias estruturas. No entanto em alguns casos a energia aplicada não é suficiente para excitar alguns modos relevantes, em virtude disso, outros dispositivos começaram a ser utilizados, como é o caso dos vibradores eletrodinâmicos e os geradores de vibrações servo-hidráulicos.

Os outros tipos de ensaios que podem ser realizados são de vibração livre e o de vibração ambiente. O primeiro é caracterizado pela aplicação de um deslocamento inicial, que instantaneamente é retirado, de forma a introduzir vibração livre na estrutura, possibilitando assim, a medição da sua resposta. No segundo, a estrutura é sujeita apenas a ações que atuam na estrutura corriqueiramente, como o vento, o tráfego, a correnteza, as ondulações marítimas, entre outras (Rodrigues, 2004).

## 2.2 Métodos de identificação dinâmica

Segundo Rodrigues (2004), o Método de Decomposição no Domínio da Frequência (Frequency Domain Decomposition – FDD), é considerado como uma extensão do método de seleção de picos, por também utilizar como informação de base as estimativas das funções de densidade espectral da resposta de um sistema, obtidas a partir das transformadas de Fourier dos sinais de resposta.

Esse método tem início com a estimativa da matriz de funções de densidade espectral da resposta em aceleração da estrutura, a partir de uma frequência discreta qualquer. Esta estimativa é então decomposta aplicando a decomposição em valores singulares da matriz de funções de densidade espectral de potência da resposta da estrutura em acelerações. A partir dessa decomposição, surgirá um conjunto de funções de densidade espectral de um grau de liberdade com as mesmas frequências e os mesmos coeficientes de amortecimento dos modos de vibração da estrutura (Tavares, 2013).

Ainda segundo Tavares (2013), a identificação das frequências naturais da estrutura pode ser feita a partir da avaliação das abscissas correspondente a picos da representação gráfica do primeiro valor singular de cada matriz de funções de densidade espectral da resposta em aceleração da estrutura avaliada em cada frequência ( $\omega_i$ ).

O método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) é um aprimoramento do FDD, que possibilita a identificação de modos com frequências próximas, além de permitir a obtenção de boas estimativas dos coeficientes de amortecimento.

O aprimoramento introduzido baseia-se no fato da função de auto-correlação da resposta de um oscilador de um grau de liberdade sujeito a uma excitação do tipo ruído branco ser proporcional à sua resposta em vibração livre (Brincker et al. 2001).

O método de Identificação Estocástica em Subespaços (SSI) é um método de identificação modal no domínio do tempo, que pode ser baseado na análise das funções de correlação da resposta dos sistemas estruturais (SSI-COV) ou com ajuste direto às séries de resposta de um sistema (SSI-DATA) (Rodrigues, 2004).

O método SSI-DATA consiste em uma avaliação da projecção geométrica do espaço das séries de resposta do “futuro” no espaço das séries de resposta do “passado”. Na fundamentação do método está o conceito de que nessa projecção está toda a informação do “passado” que tem interesse para prever a resposta do “futuro” (Rodrigues, 2004).

Apenas os resultados para o método de identificação estocástica em subespaços – SSI foram apresentados.

### 3 ESTUDO DE CASO: OBRA DE ARTE ESPECIAL (OAE) 44 - PONTE SOBRE O RIO MARTÍRIO

O objeto deste estudo é a ponte sobre o Rio Martírio. Esta é a obra de arte especial (OAE) 44 da Estrada de Ferro Carajás, está situada no km 615+500, no município de São Luís.

A ponte sobre o Rio Martírio é estruturada em concreto armado, com extensão total de 60,00 metros, constituída por três vãos contínuos de 20,00 metros cada. A superestrutura da ponte constitui-se de duas vigas principais (longarinas) contínuas e vigas secundárias (transversinas) distribuídas a cada 5,00 metros no vão do tabuleiro. As longarinas e o tabuleiro formam um sistema estrutural contínuo, estando simplesmente apoiado, sobre aparelhos de apoio de neoprene fretado. O tabuleiro possui largura total de 5,85 metros, conforme ilustra a Figura 1.

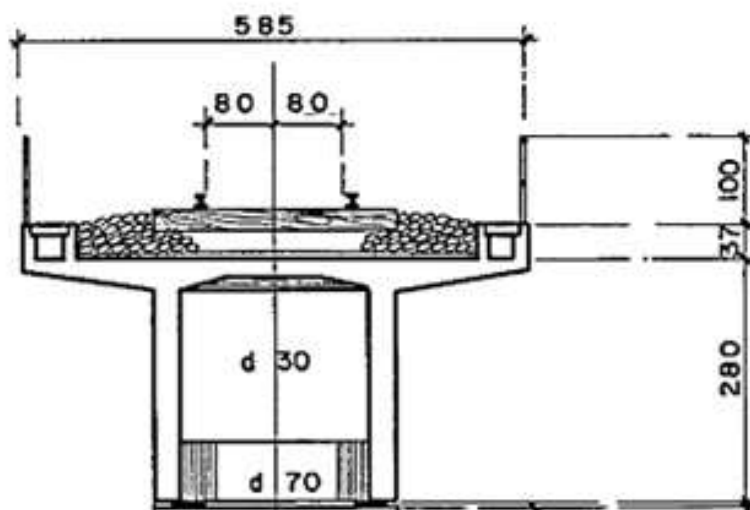


Figura 1. Vista da seção transversal da ponte (Rodrigues Junior et al. 2012)

Para a medição das vibrações da ponte foram utilizados 24 acelerômetros piezoelétricos uniaxiais de baixa frequência, Wilcoxon 793L, com resposta de frequência entre 0,2 Hz e 2300 Hz e sensibilidade de 500 mV/g, dispostos em um arranjo de forma a medir a aceleração na direção vertical e transversal.

Os acelerômetros foram posicionados a 1/3 e a 2/3 do vão, de acordo com a NBR 15307:2006 - Ensaio não destrutivo – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento e considerando também as configurações modais obtidas no modelo numérico. Após serem fixados nos pontos estabelecidos, os acelerômetros foram conectados ao sistema de aquisição de dados ADS-2000 da LYNX por meio de cabos. A Figura 2 (a) e (b) ilustra a distribuição dos acelerômetros verticais e transversais ao longo do tabuleiro da ponte.

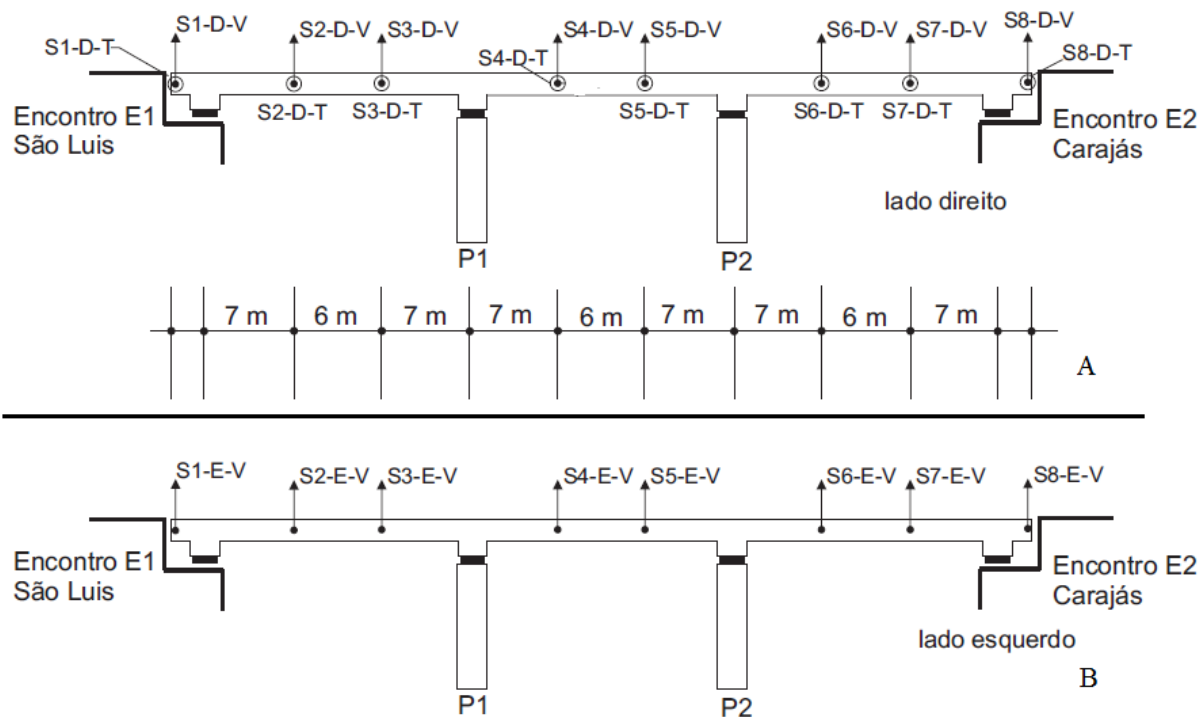


Figura 2. (a) Disposição dos acelerômetros no lado direito da superestrutura (b) Disposição dos acelerômetros no lado esquerdo da superestrutura

A monitoração foi executada a partir da introdução de uma vibração com características aleatórias produzidas por pessoas saltando sobre a ponte. O ensaio teve duração de 03 minutos e 39 segundos e foi realizado com frequência de amostragem de 500 amostras/segundos.

Todas as séries temporais foram filtradas numericamente por um filtro passa alta de 0.2 Hz. Nesse tipo de filtro define-se uma frequência de corte, cujas frequências até esse valor sofrem atenuação infinita, enquanto que frequências superiores a ela sofrem atenuação nula. Optou-se pela frequência de corte de 0.2 Hz visando aumentar a precisão do ensaio, uma vez que a resposta em frequência do acelerômetro utilizado é de 0.2 a 2300 Hz. Outra intervenção no pós-processamento dos sinais foi o corte na duração da monitoração, a fim de utilizar apenas os trechos que apresentaram energia concentrada.

Verificou-se que o filtro passa alta e o corte na duração da monitoração teve uma influência positiva nos sinais, uma vez que eliminou frequências espúrias inferiores a 0.2 Hz e considerou apenas os trechos em que houve excitação, ainda assim, 07 canais não apresentaram melhora significativa e foram descartados, sejam eles: S1-E-V, S2-E-V, S3-D-V, S4-E-V, S8-E-V, S8-D-T, S8-D2-T.

A partir dos sinais coletados e pós-processados, foi realizada a identificação dos parâmetros modais utilizando o programa comercial ARTeMIS Modal. Para isso, foram realizados alguns testes, sejam eles:

- Caso I: utilizando 21 canais ativos, descartando apenas os canais que não funcionaram;
- Caso II: utilizando 14 canais ativos, nesse caso, foram descartados os acelerômetros que não funcionaram e todos os acelerômetros transversais.

Para o Caso I, em que foram utilizados 21 canais ativos, os resultados obtidos foram aquém do esperado, haja vista que a quantidade de modos instáveis foi superior a de modos estáveis. Isso pode ter ocorrido em virtude dos trechos em que não havia energia concentrada, que foram considerados na monitoração. Visando melhorar os resultados, descartou-se todos os acelerômetros que não funcionaram e os acelerômetros transversais, uma vez que para esse tipo de estrutura os modos físicos esperados são do tipo flexão vertical.

## 4 RESULTADOS

Na Figura 3 está representada a ponte no programa ARTeMIS Modal. As setas verticais ilustram os acelerômetros.

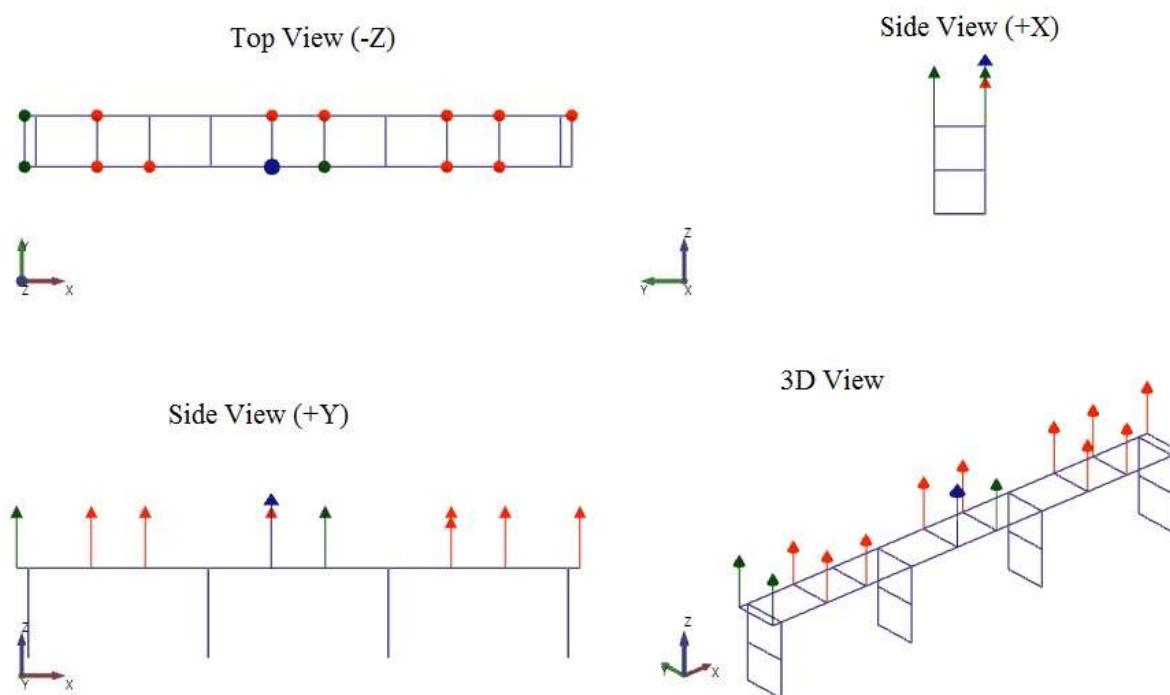


Figura 3. Representação da OAE 44 no ARTeMIS Modal

Para o método de identificação estocástica de subespaço com a componente principal não-ponderada (SSI-UPC - *Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Component*), foram realizadas algumas análises variando o número de canais de projeção e a ordem do modelo. Segundo Herlufsen et al. (2006), a utilização de canais de projeção na estimativa dos parâmetros modais é muito relevante, porque quando uma grande quantidade de sinais são medidos simultaneamente pode acarretar na estimativa de muitos modos de ruído no modelo paramétrico. Isso acontece devido a muitos canais conter a mesma informação física, mas erros aleatórios diferentes. Deste modo, a utilização dos canais de projeção diminui a quantidade de informação redundante e os modelos estimados tendem a estabilizar mais rapidamente.

Para esse método, a estimativa das propriedades dinâmicas da ponte foram obtidas automaticamente pelo ARTeMIS Modal. Então algumas análises foram realizadas alterando a ordem do modelo, visando expandir a quantidade de modos identificados em um mesmo intervalo de frequência, de forma a conseguir parâmetros modais mais precisos e alterando também a quantidade de canais de projeção.

Com o intuito de visualizar a influência dos canais de projeção na estimativa dos parâmetros modais, a primeira análise realizada foi considerando a ordem do modelo padrão do programa ARTEMIS Modal que é 100 e variando apenas a quantidade de canais de projeção (03, 04 e 06). Nessa primeira análise, verificou-se que o diagrama de estabilização que apresentou menor quantidade de modos de instáveis foi o referente a 03 canais de projeção. As Figuras 4 a 6 ilustram o diagrama de estabilização para as análises com 03, 04 e 06 canais de projeção, respectivamente. Aplicou-se o zoom no espectro de frequência, de modo a facilitar a visualização da área com maior concentração de frequências estimadas.

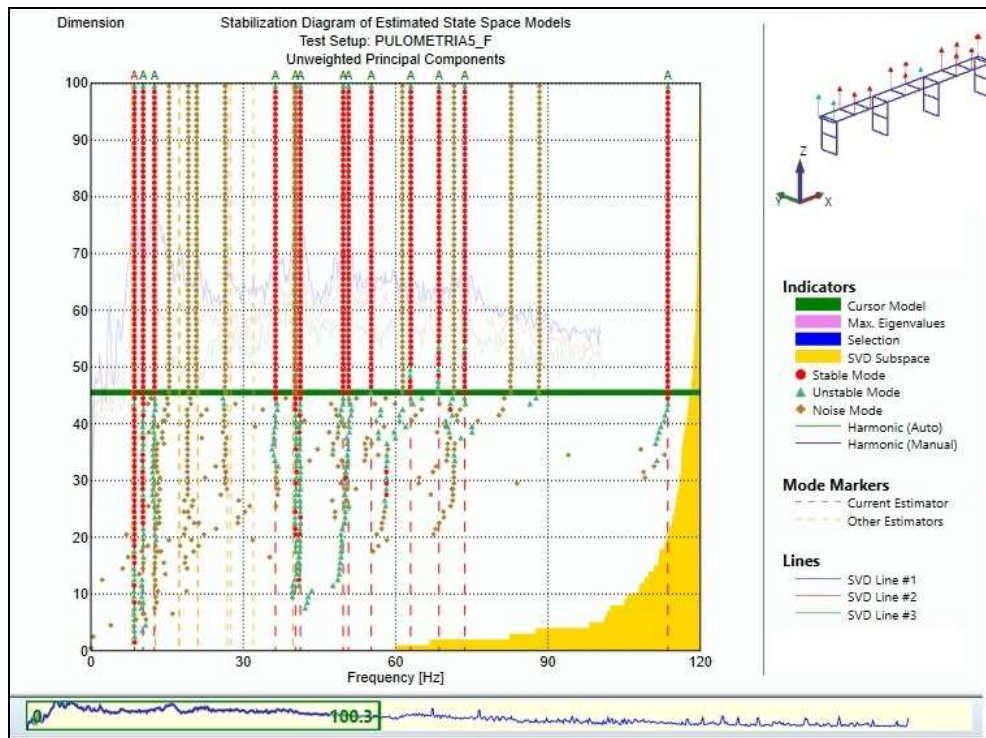


Figura 4. Diagrama de estabilização de pólos com 03 canais de projeção e 100 como ordem do modelo



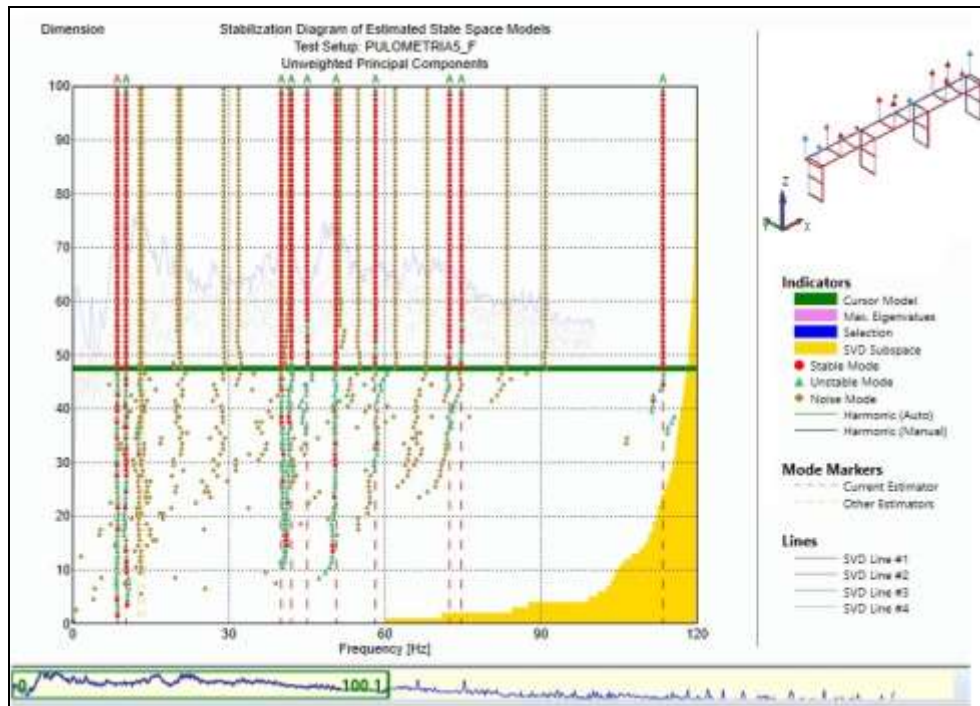


Figura 5. Diagrama de estabilização de pólos com 04 canais de projeção e 100 como ordem do modelo

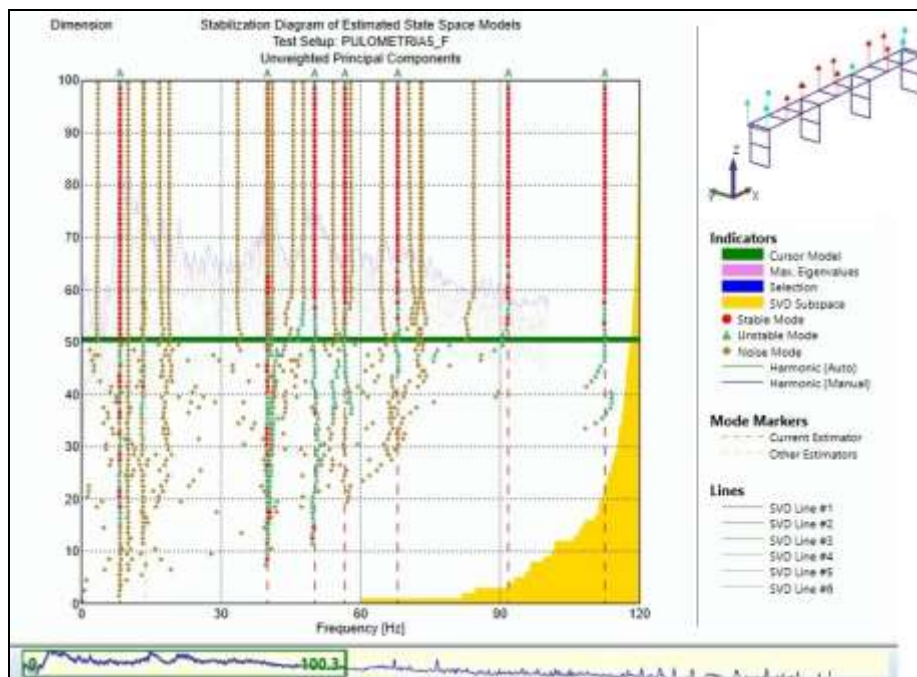


Figura 6. Diagrama de estabilização de pólos com 06 canais de projeção e 100 como ordem do modelo

A segunda parte da análise consistiu em variar a ordem do modelo para as diferentes quantidades de canais de projeção. Inicialmente utilizou-se 100 como ordem do modelo, porém os modos encontrados apresentavam frequências muito elevadas em relação aos obtidos nos outros dois métodos analisados, então a ordem do modelo foi aumentada para 160 e depois para 180. Comparando-se os resultados, foi possível observar que os melhores resultados obtidos foram para a ordem de modelo de 180 e utilizando 03 canais de projeção,



em virtude do aparecimento de modos com frequências mais baixas e na redução de modos instáveis no diagrama de estabilização.

A Figura 7 mostra o diagrama de estabilização de pólos obtido com os sinais do ensaio de vibração aleatória utilizando 03 canais de projeção e 180 como ordem do modelo. Os resultados apresentados são correspondentes a frequência de amostragem de 500 amostras/segundo.

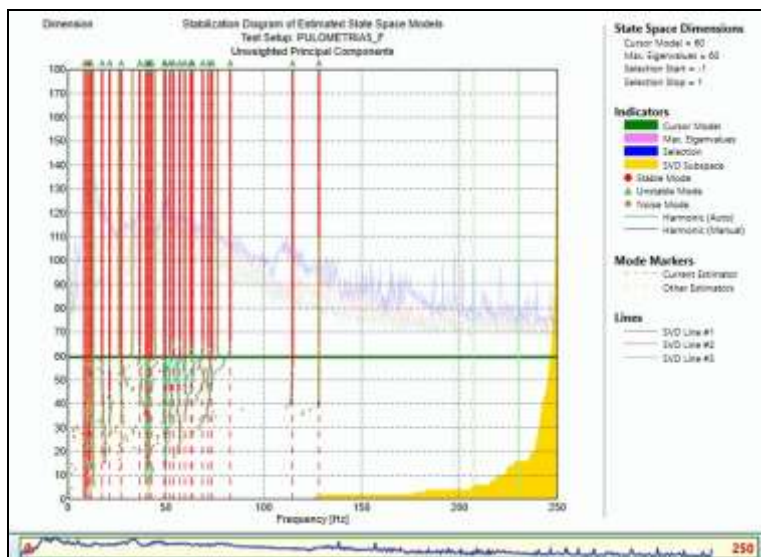


Figura 7. Diagrama de estabilização de pólos utilizando 03 canais de projeção, 180 como ordem do modelo e frequência de amostragem de 500 amostras/Segundo

A partir do diagrama mostrado na Figura 7, observou-se que as frequências estimadas pelo método SSI-UPC são inferiores a 100 Hz, desse modo aplicou-se um zoom no espectro visando visualizar com mais clareza os modos estimados, conforme ilustra a Figura 8.

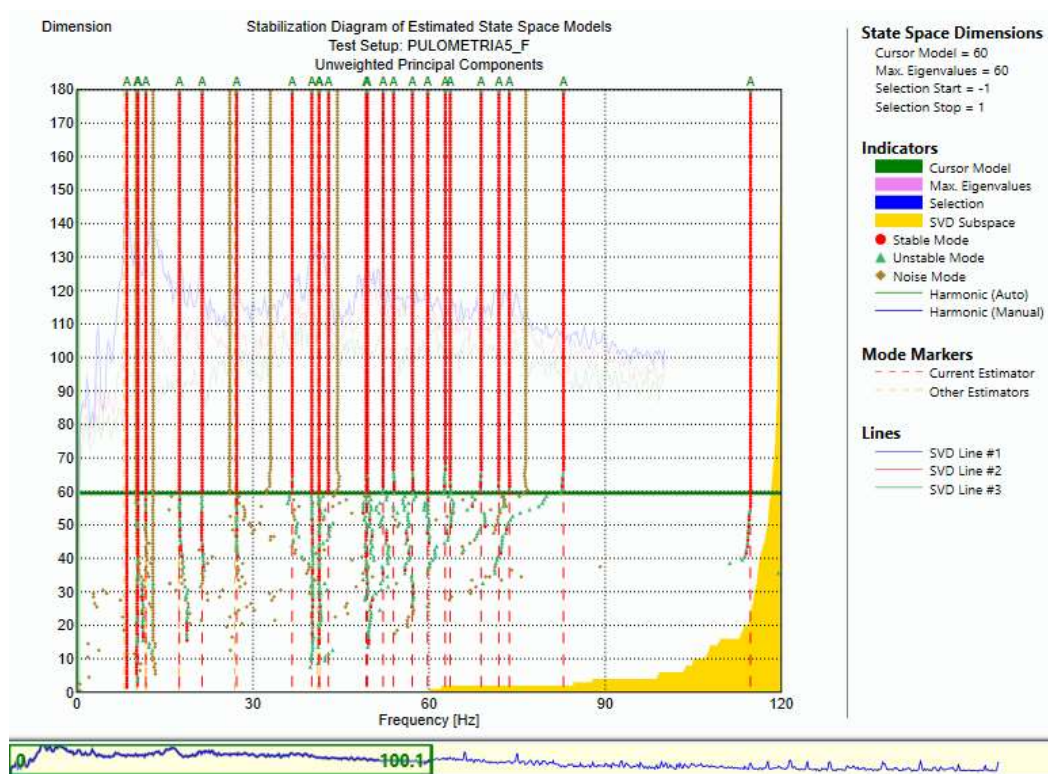


Figura 8. Diagrama de estabilização de polos utilizando 03 canais de projeção, 180 como ordem do modelo e frequência de amostragem de 500 amostras/Segundo

Na Tabela 1 estão apresentadas as frequências naturais mais significativas obtidas pelo método SSI-UPC. Nos casos em que as frequências foram muitas próximas e as configurações modais semelhantes, optou-se por apresentar a que apresentava a menor complexidade modal.

Tabela 1. Resultados Método SSI-UPC - Frequência de Amostragem de 500 amostras/segundo

Frequência [Hz]	Desvio padrão frequência [Hz]	Amortecimento o [%]	Desvio padrão amortecimento [%]	Complexidade [%]	Tipo de modo
8.513	0.003	0.956	0.069	0.450	Flexão vertical
10.290	0.042	2.626	0.294	20.535	Flexão vertical e torção
11.763	0.006	4.421	0.084	24.573	Flexão vertical e torção
17.47	0.002	2.422	0.040	26.844	Flexão vertical e torção

As Figuras 9 a 12 representam os modos com formas modais bem definidos, isto é, aqueles que são possíveis de corresponder a modos reais da estrutura e as suas respectivas frequências naturais para o método SSI-UPC.

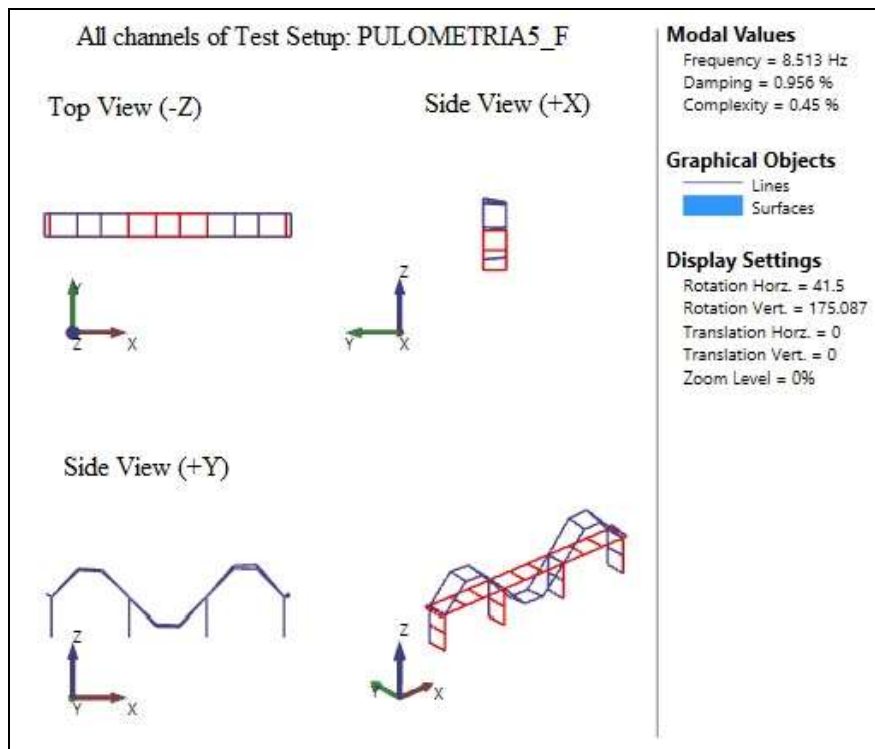


Figura 9. Modo de flexão vertical obtido pelo método SSI-UPC no ARTeMIS Modal

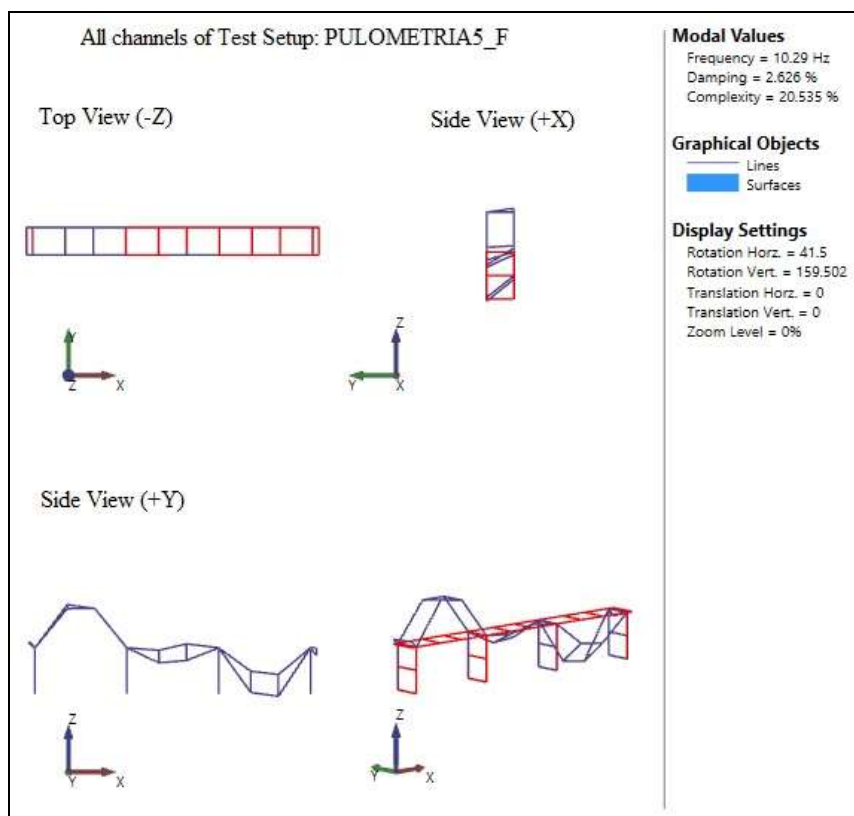


Figura 10. Modo de flexão vertical e torção obtido pelo método SSI-UPC no ARTEMIS Modal

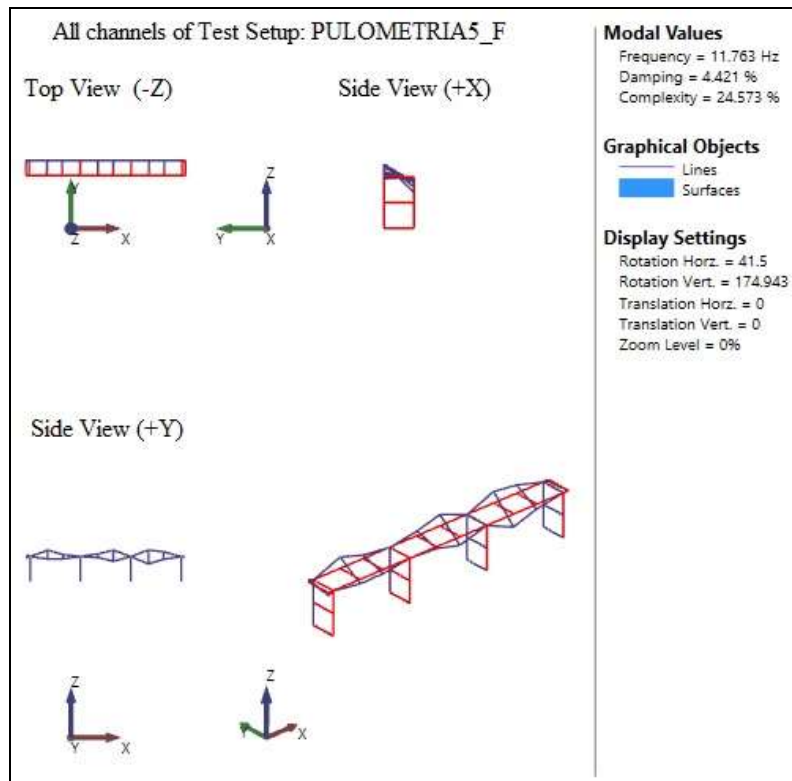
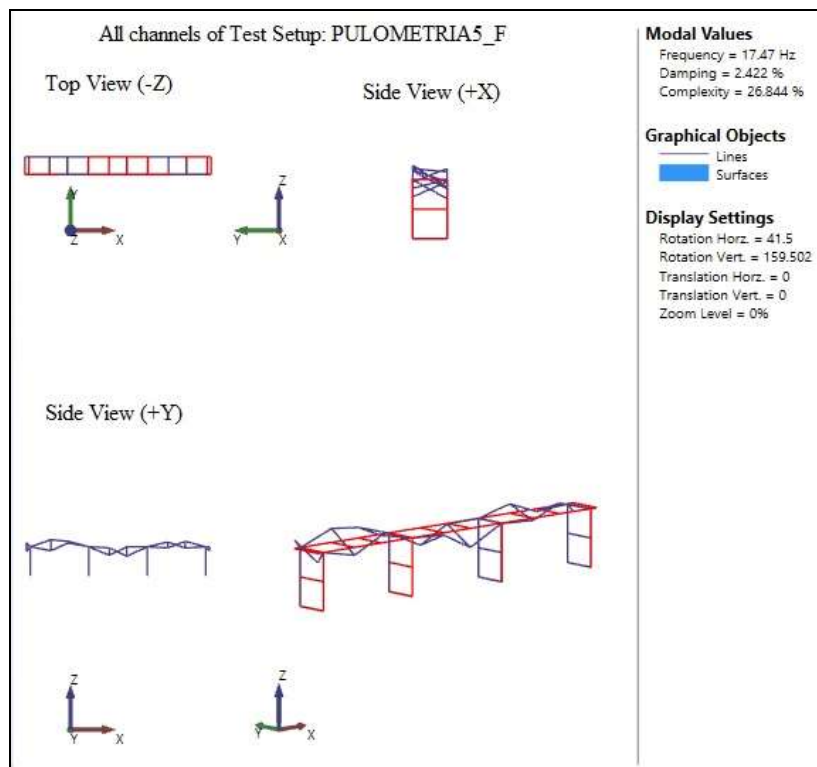


Figura 11. Modo de flexão vertical e torção obtido pelo método SSI-UPC no ARTEMIS Modal



**Figura 12. Modo de flexão vertical e torção obtido pelo método SSI-UPC no ARTeMIS Modal**

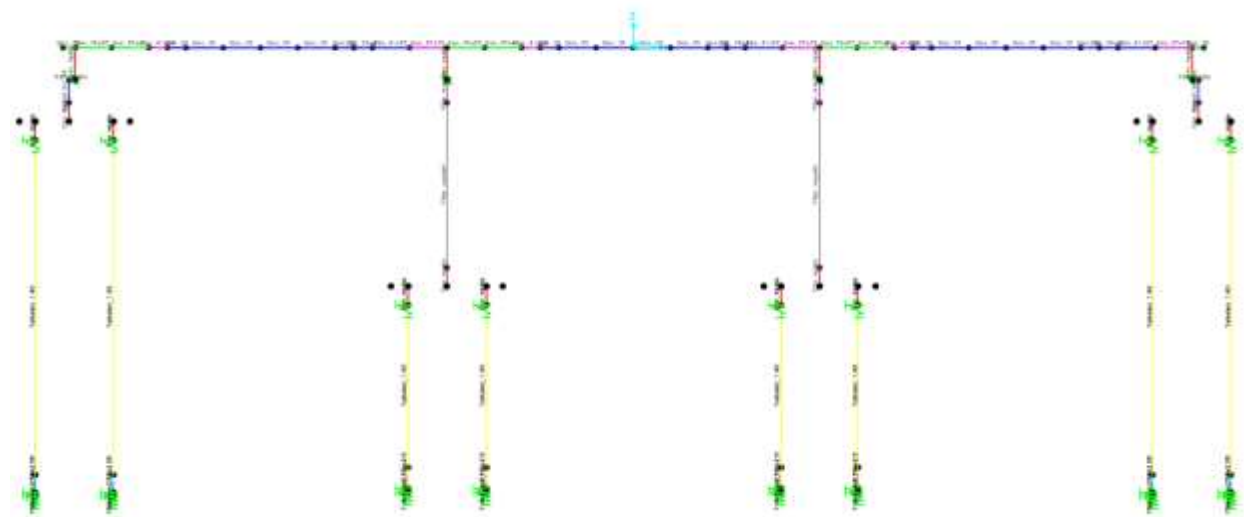
A partir da análise dos modos apresentados nas Figuras 9 a 12 e da Tabela 1, observou-se que dentre os modos obtidos, poucos eram modos físicos. Isso pôde ser verificado utilizando o parâmetro de complexidade modal, apresentado na Tabela 1. Esse parâmetro mostrou que a primeira frequência natural de 8.513 Hz, apresentou baixa complexidade modal, desse modo pode ser considerado como um modo físico. Os demais modos podem ser considerados como modos complexos.

#### **4.1 Modelo numérico**

Foi desenvolvido um modelo numérico no *software CSiBridge* com o objetivo de determinar as frequências naturais e suas respectivas formas modais. Para tal, foram utilizadas as propriedades dos materiais e das seções do projeto.

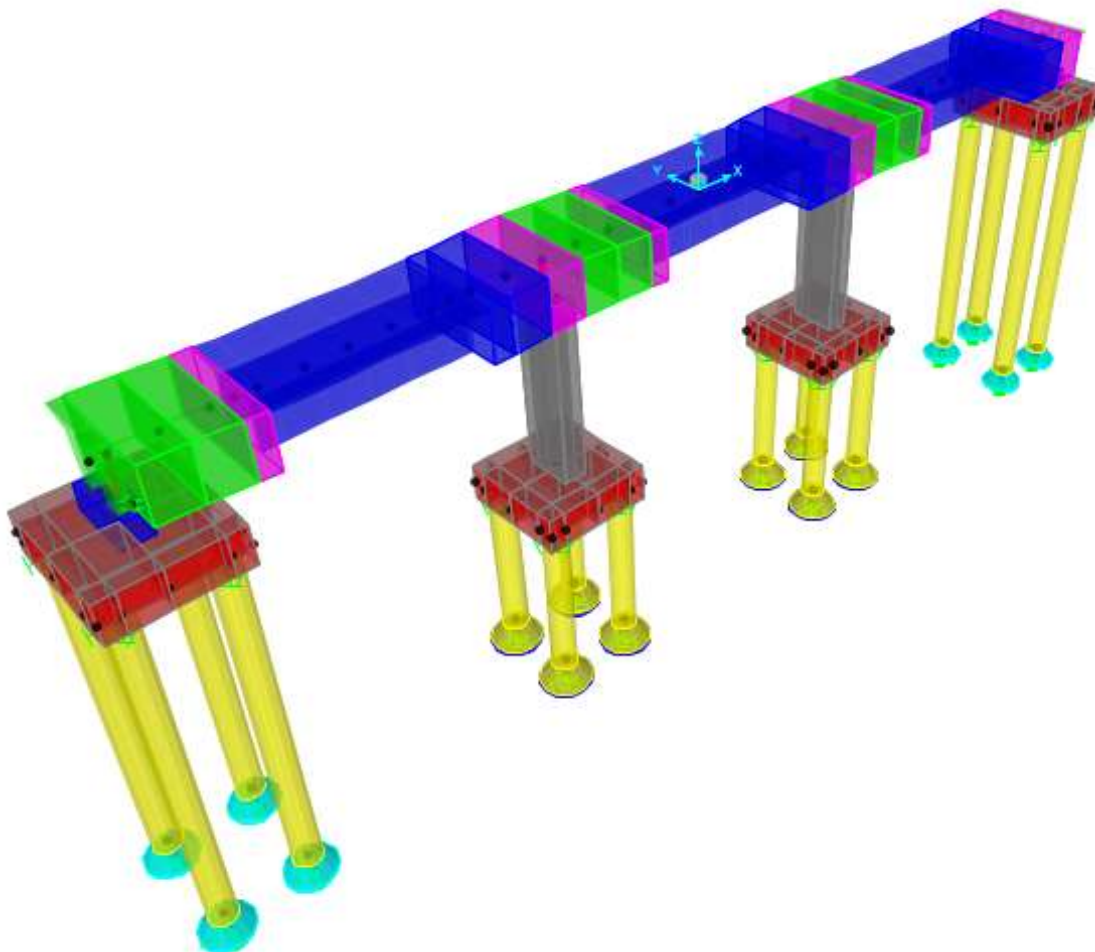
No modelo a superestrutura, a mesoestrutura e parte da infraestrutura (tubulões) foram representadas por elementos de barra (frame). Os blocos foram modelados como elementos de casca (shell). Diferentemente dos elementos de barra, os de casca são caracterizados por possuírem as espessuras da peça da estrutura.

A superestrutura foi modelada com seções do tipo II, em concordância com a seção transversal da ponte. As bases das longarinas dos vãos armados variavam entre 35 cm a 70 cm no sentido de seus eixos longitudinais. Para representar tal variação, discretizou-se o trecho variável das longarinas em três partes sejam elas: 70 cm a 57 cm, de 57 cm a 41 cm e de 41 cm a 35 cm. Os trechos com seção constante (35 cm) foram discretizados em três elementos, visando proporcionar uma análise mais precisa. No total, ao tabuleirofoi discretizado em 39 pontos. A Figura 13 ilustra a estrutura discretizada. A Figura 14 mostra a variação das seções da longarina.



**Figura 13. Estrutura discretizada**





**Figura 14. Representação as seções variáveis dos elementos constituintes da superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura.**

Como os pilares e a superestrutura foram modelados com elementos de barra, foi necessária a utilização de elementos (vínculos) rígidos para representar a conexão entre elementos distintos (longarinas com os pilares, pilares com os blocos e blocos com os tubulões), preservando a correta geometria da estrutura.

Após a estrutura ser modelada, foram definidas as propriedades dos materiais. A determinação do módulo de elasticidade do concreto para o modelo foi atribuída a partir da média dos valores obtidos experimentalmente pelos alunos e professores da UFPA. O módulo de elasticidade da infraestrutura (tubulões, blocos e encontros) foi de 32.00 GPa e da superestrutura (longarinas, pilares, tabuleiro) foi de 35.00 GPa.

Foram colocados elementos de mola no topo dos pilares para simular o aparelho de apoio e no topo e na base dos tubulões para representar a rigidez vertical e horizontal do solo. Os tubulões foram considerados engastados. Os valores das rigidezes aos esforços e as rotações dos aparelhos de apoio de neoprene das extremidades são apresentados nas Tabelas 2 e 3. O coeficiente de elasticidade transversal do neoprene utilizado é de 0,10 kgf/cm<sup>2</sup> e coeficiente de poisson de 0,5.



**Tabela 2. Valores das rigidezes de apoio das extremidades (Rodrigues Junior et al. 2012)**

Rigidezes dos aparelhos de apoio das extremidades	
Direção	Rigidez (kN/m)
Axial (direção y)	6827675,121
Cisalhamento em x	5899,313
Cisalhamento em z	5899,313
Rotação em torno de y	5899,313
Rotação em torno de x	6827675,121
Rotação em torno de z	18580,699

**Tabela 3. Valores das rigidezes de apoio dos pilares (Rodrigues Junior et al. 2012)**

Rigidezes dos aparelhos de apoio dos pilares	
Direção	Rigidez (kN/m)
Axial (direção y)	40528951,272
Cisalhamento em x	14326,903
Cisalhamento em z	14326,903
Rotação em torno de y	10969,035
Rotação em torno de x	31029978,318
Rotação em torno de z	274041,074

A rigidez do solo foi simulada por meio da colocação de molas (springs) no topo e na base dos tubulões. As rigidezes dessas molas foram obtidas a partir dos ensaios SPT realizados. Na Tabela 4 estão apresentados os valores dessas rigidezes.

**Tabela 4. Valores das rigidezes do solo (Rodrigues Junior et al. 2012).**

Bloco 01		
z (m)	Kh (kN/m)	Kv (kN/m)
0,00	10452	14419
19,00	211127	339083

Bloco 02 (Pilar 01)		
z (m)	Kh (kN/m)	Kv (kN/m)
0,00	13947	20983
10,00	275867	555676

Bloco 03 (Pilar 02)		
z (m)	Kh (kN/m)	Kv (kN/m)
0,00	13947	20983
10,00	275867	555676

Bloco 04		
z (m)	Kh (kN/m)	Kv (kN/m)
0,00	10452	14419
19,00	211127	339083

As cargas permanentes consideradas no modelo correspondem ao peso próprio dos elementos estruturais da ponte e ao peso dos elementos e acessórios da via férrea. Devido à representação da superestrutura (tabuleiro – longarinas) como um elemento de barra, não foi possível a representação das transversinas, em virtude disso as cargas provenientes do peso próprio das mesmas foram aplicadas como cargas concentradas.

Os elementos da via férrea como lastro, trilhos, acessórios e dormentes, e guarda-corpo e canaletas, têm peso e massa considerados de forma distribuída ao longo da ponte, por meio de aproximação. O refúgio, assim como o guarda-corpo do refúgio, tem peso e massa considerados concentrados. A Tabela 5 resume os valores dos carregamentos utilizados no modelo.

**Tabela 5. Valores dos carregamentos utilizados no modelo numérico.**

Elemento	Peso
Tubulões, blocos, pilares, longarinas e laje.	25.00 kN/m <sup>3</sup>
Canaletas, argamassa, guarda-corpo, lastro, trilhos e acessórios.	60.98 kN/m
Transversina Intermediárias (2.80m x 1.75m x 0.30m).	36.75 kN
Transversina do apoio central (2.80m x 2.45m x 0.70m).	120.05 kN
Transversina dos apoios extremos (2.80m x 2.45m x 0.50m).	85.75 kN
Refúgio, incluindo guarda-corpo do refúgio.	7.50 kN

Para a realização da análise modal da estrutura todos os carregamentos lançados foram transformados em massa.

Após o desenvolvimento do modelo numérico faz-se necessário calibrá-lo com os dados da análise da estrutura real, para isso comparou-se os resultados do modelo com os obtidos no ensaio de vibração com características aleatórias.

O primeiro modo de flexão vertical obtido no modelo numérico apresentou frequência natural de 9.342 Hz enquanto que a frequência do primeiro modo experimental foi de 8.513 Hz.

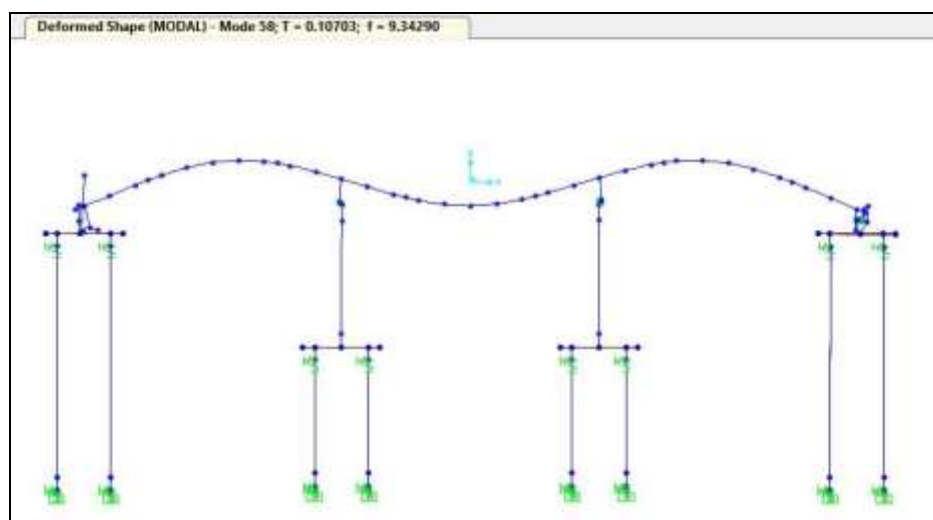
A partir da comparação das frequências naturais, observou-se que o modelo numérico apresentava maior rigidez que a estrutura real. Para aproximar os resultados, alterou-se o módulo de elasticidade do material, provocando uma variação na rigidez da estrutura e influenciando nas frequências naturais. Os valores adotados foram de 30 GPa como módulo de elasticidade da infraestrutura e 32 GPa para o módulo de elasticidade da superestrutura. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.

**Tabela 6. Variação das frequências naturais com o módulo de elasticidade.**

Módulo de Elasticidade da Infraestrutura (GPa)	Módulo de Elasticidade da Superestrutura (GPa)	Frequência (Hz)
32	35	9,342
30	32	8,952

A partir dos resultados apresentados na Tabela 6, verificou-se que a redução do módulo de elasticidade do material interferiu diretamente na frequência natural da estrutura, aproximando o valor da frequência obtida numericamente à experimentalmente.

Nas Figuras 15 e 16 estão apresentados os primeiros modos de flexão vertical obtidos para o modelo numérico e para o modelo numérico calibrado.



**Figura 15. Primeiro modo de flexão vertical a partir do modelo numérico, com módulos de elasticidade de 32 GPa para a infraestrutura e 35 GPa para a superestrutura**

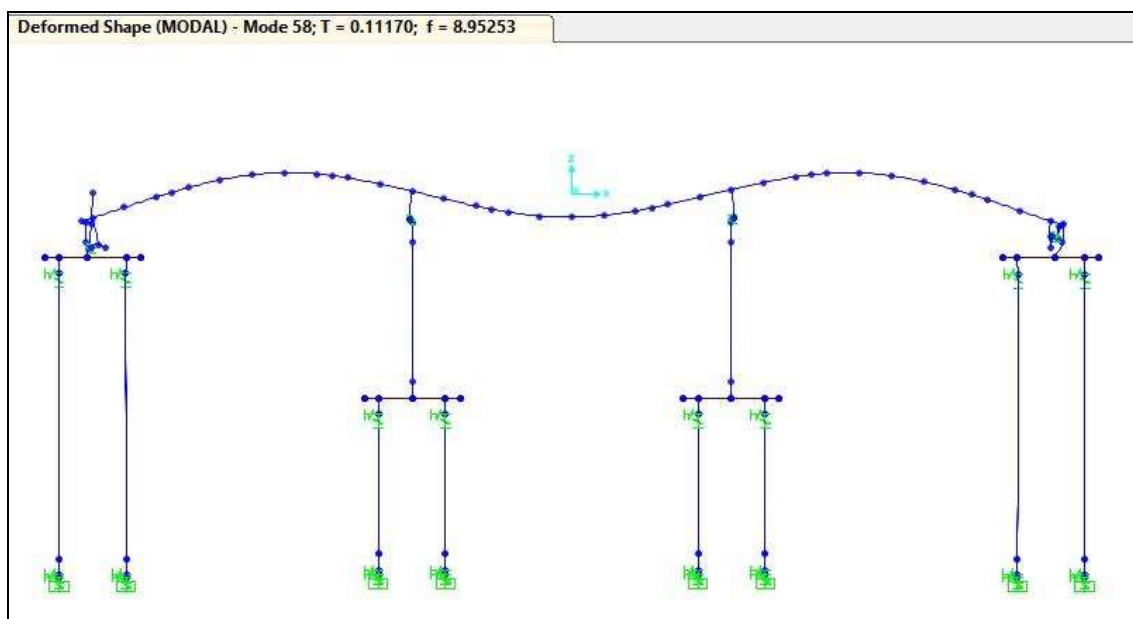


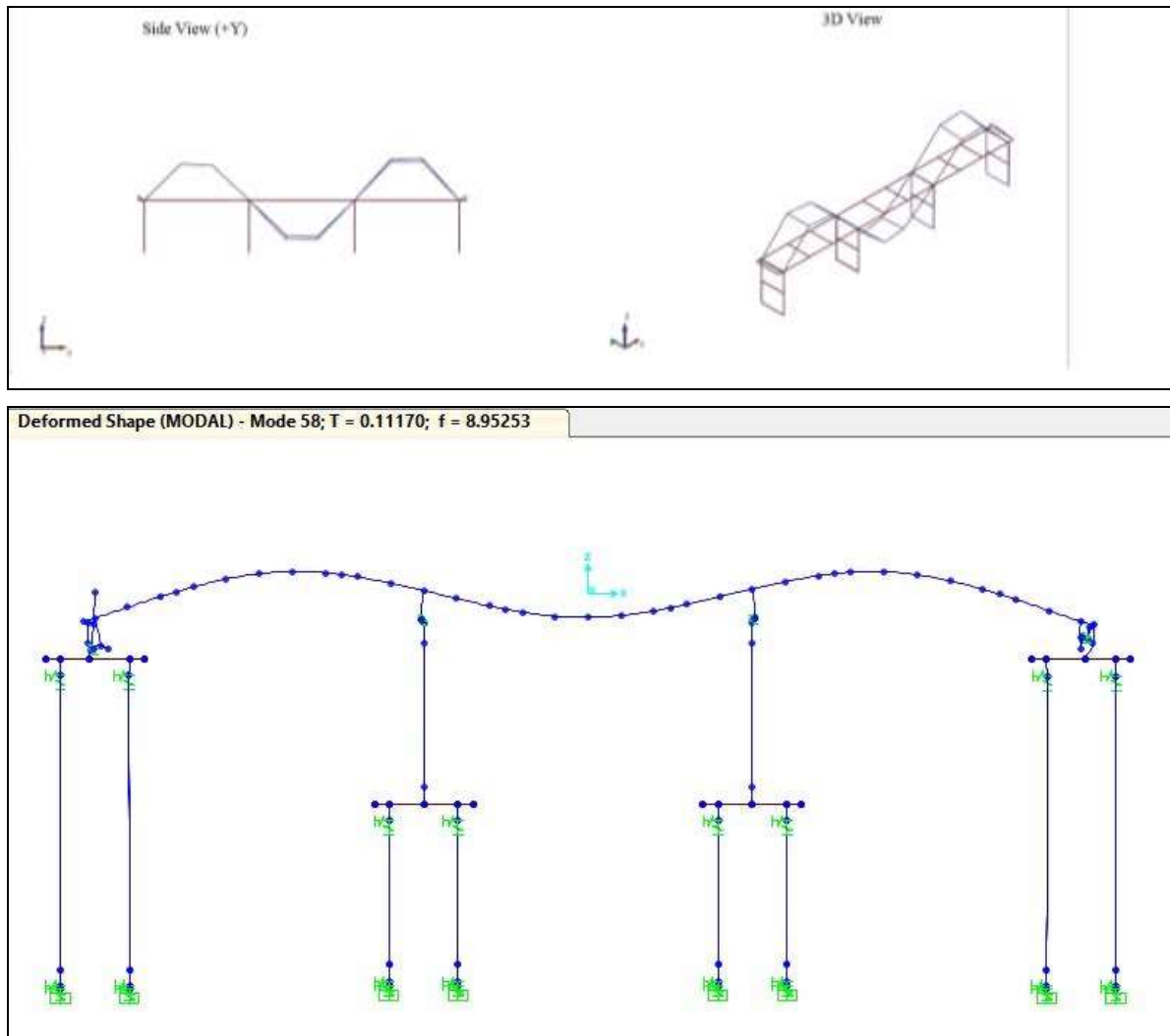
Figura 16. Primeiro modo de flexão vertical a partir do modelo numérico calibrado, cujos módulos de elasticidade são 30 GPa para a infraestrutura e 32 GPa para a superestrutura

Comparando-se os resultados apresentados a partir do modelo numérico via método dos elementos finitos, percebeu-se que as configurações modais são semelhantes ao primeiro modo obtido a partir dos resultados experimentais. No entanto o modelo cujos módulos de elasticidade foram reduzidos apresentou frequência natural mais próxima à obtida por meio do ensaio experimental. A Tabela 8 apresenta uma comparação entre as frequências naturais obtidas.

Tabela 8. Comparação entre as frequências naturais do modelo numérico x análise experimental.

Modelo Numérico	Análise Experimental - 500 amostras/segundo
	SSI-UPC
8.952	8.513

A comparação entre o resultado experimental e numérico para o primeiro modo de flexão vertical é mostrado na Figura 14.



**Figura 14. Comparação entre o primeiro modo obtido via análise experimental pelo método SSI-UPC com o primeiro modo obtido via modelo numeric**

Outros modos foram obtidos com modelo numérico, sendo muitos modos locais e por isso não foram apresentados.

## CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido teve como objetivo principal obter os parâmetros modais da Obra de Arte Especial 44 – Ponte sobre o Rio Martírio da Estrada de Ferro (EF) Carajás, a partir de dados experimentais obtidos durante monitoração “in loco” e comparar os resultados obtidos com um modelo numérico desenvolvido no software comercial CSiBridge.

Neste estudo, a monitoração foi realizada a partir da introdução de uma vibração com características aleatórias produzidas pessoas saltando ao longo da ponte. A frequência de amostragem utilizada durante a aquisição de dados foi de 500 amostras/ segundo.

Para a estimativa dos parâmetros modais, utilizou-se o software comercial ARTeMIS Modal, em que foram realizados 02 testes: no primeiro descartou-se apenas os acelerômetros que não captaram sinal e no segundo descartou-se os acelerômetros transversais e os que não captaram sinal. No primeiro teste, os resultados obtidos não foram satisfatórios, uma vez que a

quantidade de modos instáveis foi superior a de modos estáveis. Desse modo, optou-se por apresentar apenas os resultados obtidos para o teste 02.

Para o método SSI-UPC foram realizadas análises variando o número de canais de projeção e a ordem do modelo. A partir dessa variação, observou-se que utilizando 03 canais de projeção e 180 como ordem do modelo, houve a redução de modos instáveis no diagrama de estabilização e o aparecimento de modos com frequências mais baixas, em virtude disso, apenas esses resultados foram apresentados.

Apesar de todos os testes realizados, apenas o primeiro modo de vibração foi identificado na análise modal operacional, isso pode ser consequência de uma excitação insuficiente para excitar os principais modos da estrutura. Para tentar resolver isso, poderiam ser utilizados outros métodos de excitação, como o *drop weight*, por exemplo, simulando um ensaio de vibração livre.

Para calibrar o modelo numérico, várias alterações foram feitas, dentre elas: o aumento no número de elementos finitos (discretização) e a alteração direta no módulo de elasticidade da estrutura, porém em ambas intervenções, apenas o primeiro modo era obtido, os demais modos que apareciam eram modos locais. Em virtude disso, optou-se por utilizar o modelo em que apenas o módulo de elasticidade foi alterado, visando o menor tempo de processamento da estrutura.

## **AGRADECIMENTOS**

Aos professores e alunos do NICAIE (Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia), grupo associado da UFPA, que gentilmente cederam os dados utilizados na pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, à Fundação Gorceix, à Fapemig e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PROPEC, pelo suporte financeiro.

## **REFERÊNCIAS**

ABNT NBR 15307:2006 - Ensaaios não destrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento.

Brincker, R.; Zhang, L.; Andersen, P., 2001. Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition. *Smart Materials Structures* 10. p. 441–445.

Herlufsen, H., Andersen, P., Gade, S. and Møller, N., 2006. Identification techniques for operational modal analysis – an overview and practical experiences. *Proceedings of the IMAC-XXIV: Conference on Structural Dynamics*. St Louis, Missouri, USA, January.

Lobato, S. L. A; Sampaio, R. A. C; Rosa Neto, J. P; Quiroz, R. L; Souza, R. M; Amador, S. D. R., 2008. Análise Modal Experimental de uma ponte metálica ferroviária. *In: Construmetal*. São Paulo, Brasil.

Martha, L. F., 2010. Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos. *Elsevier*, Rio de Janeiro.

Rodrigues Júnior, J., S., Carneiro, M., F., J., R., Sampaio, C., A., R., Daltro, M., A., Silva, S., M., Leal, C., A., M., Moraes, E., Queiroz, B., F., A., 2012. *Relatório Final - Obra de Arte Especial n. 44 – Ponte sobre o Rio Martírio*. Belém, Pará.



Rodrigues, J., 2004. *Identificação Modal Estocástica Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Tavares, O., A., M., 2013. *Identificação Modal e Monitorização Dinâmica de uma Ponte em Arco*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.