

JOÃO LUIZ GUERRA FREIRE

**Caracterização estrutural de ponte rolante a
partir da calibração de um modelo numérico
ajustado a seus parâmetros modais**

Dissertação de Mestrado

Departamento de Engenharia Civil

Belo Horizonte, fevereiro de 2018

João Luiz Guerra Freire

**CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DE PONTE ROLANTE A PARTIR DA
CALIBRAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO AJUSTADO A SEUS
PARÂMETROS MODAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Cláudio José Martins

Belo Horizonte

2018

F866c Freire, João Luiz Guerra
Caracterização estrutural de ponte rolante a partir da calibração de um modelo numérico ajustado a seus parâmetros modais. / João Luiz Guerra Freire. – – Belo Horizonte, 2018.
xiv, 104 f. : il.

Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 2018.
Orientador: Prof. Dr. Cláudio José Martins

Bibliografia

1. Engenharia de Estruturas. 2. Análise Modal. 3. Métodos dos Elementos Finitos - Modelos. I. Martins, Cláudio José. II. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. III. Título

CDD 624.171

JOÃO LUIZ GUERRA FREIRE

**CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DE PONTE ROLANTE A
PARTIR DA CALIBRAÇÃO DE UM MODELO NUMÉRICO
AJUSTADO A SEUS PARÂMETROS MODAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do CEFET-MG como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil



Prof. Dr. Claudio José Martins
Orientador
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG



Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira
Examinador Externo
UFES



Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva
Examinador
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG



Prof. Dr. Peter Ludvig
Examinador
Departamento de Engenharia Civil, CEFET-MG

Belo Horizonte, 20 de Fevereiro de 2018

AGRADECIMENTOS

À Deus, meus pais e, especialmente à minha mãe por me ensinar desde criança a importância do aprendizado.

À minha esposa pelo companheirismo e paciência, à minha Família pelo apoio e carinho e a todos os amigos que, direta ou indiretamente, participaram desta caminhada.

Ao Professor Dr. Cláudio José Martins pela orientação e suporte.

Ao CEFET – MG e seus professores pela oportunidade do aprendizado e também a todos que, de alguma forma, contribuíram para minha formação.

À banca examinadora composta pelos professores Dra. Renata Gomes Lanna da Silva, Dr. Peter Ludvig e Dr. Walnório Graça Ferreira.

Muito Obrigado.

*“O maior inimigo do conhecimento
não é a ignorância, mas a ilusão do
conhecimento”*

Daniel Boorstin

RESUMO

O objetivo deste trabalho consiste na caracterização estrutural de uma ponte rolante de transporte de aço líquido, com capacidade nominal de 120 toneladas no carro principal, 30 toneladas no carro auxiliar e 22,5 m de vão, por seus parâmetros modais, como frequências naturais, taxa de amortecimento e modos de vibração.

Os parâmetros modais experimentais da estrutura da ponte rolante foram obtidos a partir do registro de suas vibrações em operação, por meio de acelerômetros tipo força-balanço e sua caracterização estrutural foi obtida ajustando-se os valores modais de um modelo numérico baseado no Método de Elementos Finitos, aos valores experimentais, resultando no denominado modelo numérico calibrado.

A fim de validar a técnica, a ponte rolante foi submetida a ensaio de carga estática onde foram registrados suas deflexões e tensões por meio de topografia e extensometria. Os modelos numéricos não calibrado e calibrado simularam a mesma condição do ensaio de carga estática e os valores obtidos foram comparados.

O estudo mostrou que a calibração do modelo por meio de parâmetros modais representa importante ferramenta e valida o uso de análise modal na caracterização de estruturas industriais de grande porte.

Palavras-Chave: Análise Modal Operacional, Identificação Modal Estocástica, Calibração de Modelos Numéricos, Ensaio de Extensometria, Prova de Carga Estática.

ABSTRACT

The objective of this study is the structural characterization of a liquid steel transport overhead crane, with 120 tons of nominal capacity on the main car, 30 tons in the auxiliary car and 22,5 m free span; by its modal parameters such as natural frequencies, damping rates and vibration modes.

The experimental modal parameters of the overhead crane structure were obtained from the recording of its vibrations in a real situation, by measurements of force-balance accelerometers and its structural characterization was obtained by adjusting the modal values of a numerical model based on the Finite Element Method to the experimental values, resulting in the called calibrated numerical model.

In order to validate the technique, the crane was subjected to a static load test where its deflections and stresses were recorded by means of topography and extensometry. The uncalibrated and the calibrated numerical models were then subjected to the same conditions of the static load test and the values were compared.

The study showed that the calibration of the model by its modal parameters represents an important tool and validates the use of modal analysis in the characterization of large industrial structures.

Key-Words: Operational Modal Analysis, Stochastic Modal Identification, Numerical Model Calibration, Extensometry Test, Static Load Test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – PONTE ROLANTE CARGA LIQUIDA (VISTA INFERIOR – VIGAS PRINCIPAIS E AUXILIARES)...	2
FIGURA 2 – MÉTODO DE ABORDAGEM DA PESQUISA	7
FIGURA 3 – REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA ESTRUTURA DA PONTE ROLANTE	27
FIGURA 4 – DETALHE DA SEÇÃO DA VIGA PRINCIPAL (ESQUERDA)	28
FIGURA 5 – DETALHE DO PERFIL T - LAMINADO DA VIGA PRINCIPAL.....	29
FIGURA 6 - DETALHE DA SEÇÃO DA VIGA SECUNDÁRIA (DIREITA).....	30
FIGURA 7 – DETALHE DA VISTA LATERAL DA VIGA DE CABECEIRA	31
FIGURA 8 – DENOMINAÇÃO DAS VIGAS	32
FIGURA 9 – VISTA LATERAL ESQUEMÁTICA DA PONTE E PONTOS INSPECIONADOS.....	32
FIGURA 10 – ENSAIO NO TRUQUE 04.....	33
FIGURA 11 - ENSAIO NO CARRO PRINCIPAL	33
FIGURA 12 – MAPA DE MEDIÇÃO TOPOGRÁFICA	34
FIGURA 13 – ESQUEMA DE UMA PONTE DE WHEATSTONE	36
FIGURA 14 – ESQUEMA DA MONTAGEM UTILIZADA (1/2 PONTE)	36
FIGURA 15 – DETALHE DA INSTALAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NO INTERIOR DA PONTE	37
FIGURA 16 – SISTEMA DE MEDIÇÃO - EXTENSOMETRIA.....	38
FIGURA 17 – INSTALAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS - VIGA VPA.....	39
FIGURA 18 – INSTALAÇÃO DE EXTENSÔMETROS - VIGA VPB.....	39
FIGURA 19 – IDENTIFICAÇÃO DOS PONTOS DE MEDIÇÃO NO ENSAIO MODAL.....	42
FIGURA 20 – INSTALAÇÃO DO ACELERÔMETRO NA VIGA B.....	43
FIGURA 21 – INSTALAÇÃO DO ACELERÔMETRO NA VIGA DE CABECEIRA	43
FIGURA 22 – MODELO EM ELEMENTOS FINITOS – VISTA TRIDIMENSIONAL.....	45
FIGURA 23 – VIGA VPA – FLECHA	51
FIGURA 24 – VIGA VPB – FLECHA	51
FIGURA 25 – VIGA VPA – TENSÕES ACIMA E ABAIXO DA SOLDA DA ALMA	53
FIGURA 26 – VIGA VPA – TENSÕES MÁXIMAS ABAIXO E ACIMA DA SOLDA DA ALMA.....	54
FIGURA 27 – VIGA VPA – TENSÕES NA LINHA NEUTRA.....	55
FIGURA 28 – VIGA VPB – TENSÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS	56
FIGURA 29 – AMPLITUDE X FREQUÊNCIA - ESPECTRO OBTIDOS NO ENSAIO DE VIBRAÇÃO	57
FIGURA 30 - PARTICIPAÇÃO DE MASSA X MODOS DE VIBRAÇÃO – MODELO NUMÉRICO	59
FIGURA 31 – FREQUÊNCIAS X MODOS DE VIBRAÇÃO– MODELOS NUMÉRICOS E RESULTADO EXPERIMENTAL	60
FIGURA 32 – ERRO ENTRE VALOR DE FREQUÊNCIAS DOS MODELOS NUMÉRICOS (CALIBRADO E NÃO CALIBRADO) E EXPERIMENTAL X MODO DE VIBRAÇÃO	61

FIGURA 33 – MODELO NÃO CALIBRADO – TENSÃO NA REGIÃO DA SOLDA – VPA [MPa]	63
FIGURA 34 – MODELO CALIBRADO – TENSÃO NA REGIÃO DA SOLDA – VPA [MPa]	64
FIGURA 35 – MODELO NÃO CALIBRADO – TENSÃO NA LINHA MÉDIA - VPA [MPa].....	65
FIGURA 36 – MODELO CALIBRADO – TENSÃO NA LINHA MÉDIA - VPA [MPa]	65
FIGURA 37 – MODELO NÃO CALIBRADO – TENSÃO NORMAL MÍNIMA POR FLEXÃO - VPB [MPa]	66
FIGURA 38 – MODELO CALIBRADO – TENSÃO NORMAL MÍNIMA POR FLEXÃO - VPB [MPa]	67
FIGURA 39 – MODELO NÃO CALIBRADO – TENSÃO NORMAL MÁXIMA POR FLEXÃO- VPB [MPa]	67
FIGURA 40 – MODELO CALIBRADO – TENSÃO NORMAL MÁXIMA POR FLEXÃO – VPB [MPa]	68

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – FLECHA E CONTRA FLECHA – VIGA VPA	49
TABELA 2 – FLECHA E CONTRA FLECHA – VIGA VPB	50
TABELA 3 – PARÂMETROS MODAIS EXPERIMENTAIS	58
TABELA 4 – VALOR DE FLECHA MÁXIMA DAS VIGAS PRINCIPAIS.....	62
TABELA 5 – VALOR DE TENSÃO NA REGIÃO DA SOLDA DA VPA.....	64
TABELA 6 – VALOR DE TENSÃO NA LINHA MÉDIA DA VPA	66
TABELA 7 – VALOR DE TENSÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS DEVIDO FLEXÃO NA VPB	68

LISTA DE SIMBOLOS

B	matriz dinâmica do sistema;
C	matriz de amortecimento do sistema;
K	matriz de rigidez do sistema;
M	matriz de massa do sistema;
n	número natural;
P	matriz de carregamento do sistema;
R	resistência elétrica;
R_X	rotação da estrutura na direção X;
R_Y	rotação da estrutura na direção Y;
R_Z	rotação da estrutura na direção Z;
t	tempo;
U	vetor de deslocamento;
$\dot{U}$	vetor de velocidade;
$\ddot{U}$	vetor de aceleração;
U_i	vetor de amplitudes nodais de deslocamento;
U_X	translação da estrutura na direção X;
U_Y	translação da estrutura na direção Y;
U_Z	translação da estrutura na direção Z;
w	frequência natural;
$\emptyset$	auto vetor do problema de valores característicos (formas modais de vibração);
γ	auto valor do problema (frequências naturais);
Δt	intervalo de tempo.

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
AMO	Análise Modal Operacional;
ARMA	Modelos Autoregressivos de Média Móvel (Autoregressive Moving Average);
ASTM	American Society for Testing and Materials;
BFD	Método Básico no Domínio da Frequência (Basic Frequency Decomposition);
DFT	Transformadas Discretas de Fourier (Discrete Fourier Transform);
EFDD	Método Aperfeiçoado de Decomposição no Domínio da Frequência (Enhanced Frequency Domain Decomposition);
FDD	Método de Decomposição no Domínio da Frequência (Frequency Domain Transform);
FFT	Transformada Rápida de Fourier (Fast Fourier Transformer);
FRF	Função Resposta em Frequência (Frequency Response Function);
ISO	International Organization for Standardization;
ITD	Método de Ibrahim (Ibrahim Time Domain);
LSCE	Exponencial Complexa por Mínimos Quadrados (Least-Squares Complex Exponential);
MAC	Modal Assurance Criterion;
MDOF	Multiple Degree of Freedom;
MEF	Método de Elementos Finitos;
NBR	Norma Brasileira Registrada;
PHB	Pohlig Heckel do Brasil;

PRCE	Método de Polirreferência de Exponencial Complexa (Polyreference Complex Exponential);
SDOF	Single Degree of Freedom;
SSI	Identificação Estocástica de Subespaço (Stochastic Subspace Identification Methods);
SVD	Decomposição em Valores Singulares;
VAA	Viga Auxiliar Lado “A”;
VAB	Viga Auxiliar Lado “B”;
VCA	Viga de Cabeceira Lado “A”;
VCB	Viga de Cabeceira Lado “B”;
VPA	Viga Principal Lado “A”;
VPB	Viga Principal Lado “B”.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Contextualização do Trabalho	1
1.2 Objetivos	4
1.3 Questão de Pesquisa.....	5
1.4 Justificativa	5
1.5 Abordagem Metodológica	6
1.6 Restrições e Limitações	8
1.7 Estrutura do Documento	8
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	9
2.1 Análise Dinâmica	9
2.2 Técnicas Experimentais	13
2.3 Métodos de Análise	16
2.4 Aplicação na Engenharia de Estruturas	17
2.5 Ensaios Aplicados a Pontes Rolantes	22
3 DESENVOLVIMENTO	25
3.1 Descrição Geral da Ponte Rolante.....	25
3.2 Descrição da Estrutura da Ponte Rolante	27
3.3 Descrição dos Ensaios Realizados na Ponte Rolante	31
3.3.1 <i>Inspeções Visuais, Ultra som, Líquido Penetrante e Partícula Magnética</i>	33
3.3.2 <i>Ensaios Topográficos</i>	34
3.3.3 <i>Extensometria</i>	35
3.3.4 <i>Análise Modal</i>	41
3.4 Modelo Numérico	44
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	47
4.1 Inspeções Visuais, Líquido Penetrante, Ultra som e Partículas Magnéticas	47
4.2 Ensaios Estáticos.....	48
4.2.1 <i>Topografia</i>	48
4.2.2 <i>Extensometria</i>	52

4.3 Ensaio de Vibração na Ponte Rolante	57
4.4 Modelo Numérico Calibrado.....	59
4.5 Simulação dos Ensaios Estáticos nos Modelos Numéricos	62
4.5.1 Avaliação de Flecha Máxima	62
4.5.2 Avaliação das Tensões.....	63
5 CONCLUSÃO.....	69
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	71
ANEXO A – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS MR3000C.....	76
ANEXO B – PROPRIEDADES ELEMENTO SHELL – SAP2000	78
APÊNDICE A – MODOS DE VIBRAÇÃO E FREQUÊNCIAS NATURAIS ..	92

1 INTRODUÇÃO

Neste trabalho será realizada a caracterização modal de uma ponte rolante de carga líquida por meio de seus parâmetros modais (frequências naturais, taxas de amortecimento e modos de vibração). Neste primeiro capítulo, o estudo será contextualizado e serão apresentados seus objetivos, bem como sua justificativa e relevância. Posteriormente, serão apresentadas suas restrições e limitações e, finalmente, a estrutura do trabalho.

1.1 Contextualização do Trabalho

As estruturas sempre fizeram parte do cotidiano do ser humano, seja para sua moradia, celebração de cultos, sepultamento ou com o objetivo de exibir poder como no caso de monumentos; entre vários outros fins. Um exemplo disto são os templos Ggantija, localizados na ilha maltesa de Gozo, no mar Mediterrâneo. Tais templos são considerados umas das estruturas de pedra mais antigas no mundo, datadas de 3.700 a.c., tendo sido construídas centenas de anos antes de Stonehenge e das pirâmides egípcias (BRADSHAWFOUNDATION, 2016).

Entretanto, foi apenas com a Revolução Industrial (1760 d.c.) que o ser humano atravessou a transição de métodos de produção artesanais para a mecanizada, com a fabricação de novos produtos químicos, processos mais modernos para a obtenção de ferro, uso crescente da energia a vapor e desenvolvimento de máquinas-ferramentas; havendo também a substituição da madeira como combustível, pelo carvão. A revolução industrial teve início na Inglaterra e, em poucas décadas, atingiu os Estados Unidos e a Europa.

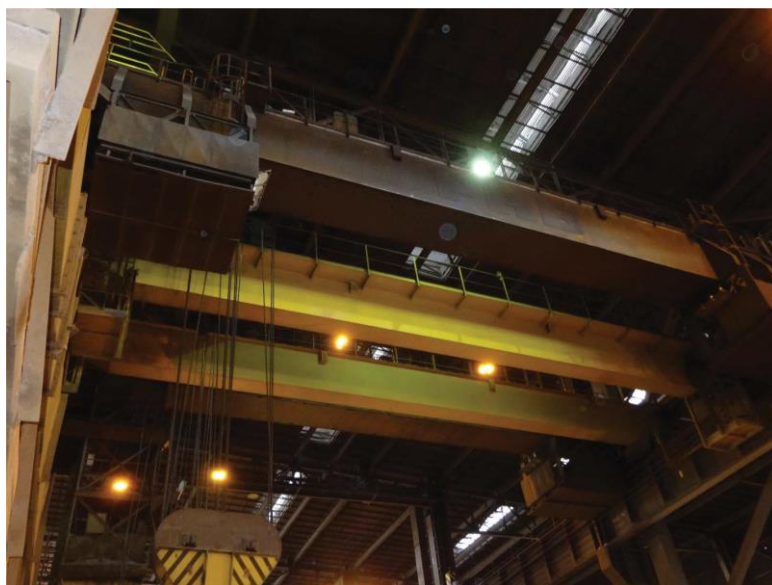
No Brasil, a indústria apresentou significativo avanço apenas à partir de 1930, com o surgimento de empresas no setor de processamento alimentício e produção de tecidos e, na década de 40, surgiram as grandes empresas estatais, criadas pelo Governo Federal (FAUSTO, 2001). Nesse contexto industrial surge então a necessidade, cada vez mais proeminente, de movimentação de peças de grande porte com mais agilidade, a fim de se ter

maior produtividade dentro das instalações. Dessa forma, a utilização de máquinas de levantamento e transporte torna-se praticamente mandatória.

Conforme Brasil (1988), as máquinas de levantamento se destinam a movimentações horizontais e verticais de equipamentos e materiais na indústria e nos canteiros de obra. Dentro dessa definição encontram-se as talhas, guinchos, monovias, pontes rolantes, pórticos rolantes e guindastes.

Em linhas gerais, pode-se considerar que uma ponte rolante é um equipamento destinado a elevação e transporte de cargas, com deslocamento sobre trilhos, composta por vigas principais, truques com rodas e um carro guincho onde é montado o sistema de elevação de carga. Entretanto, existem inúmeras variações na forma construtiva destes equipamentos, dependendo de sua aplicação. Por exemplo, no caso de pontes de cargas líquidas, são necessários dois carros para movimentação do recipiente de transporte, chamado de Panela, sendo denominados: carro principal aquele que suporta o peso da panela e o carro auxiliar, que faz o basculamento desta. (Figura 1)

Figura 1 – Ponte rolante carga líquida (vista inferior – vigas principais e auxiliares)



Fonte: Autor, 2016.

A norma que rege o projeto e construção de equipamentos de levantamento e transporte no Brasil é a NBR 8400 - Cálculo de Equipamentos para Elevação e Movimentação de Carga - de 1984 que, em sua metodologia de cálculo, tem como diretriz básica a determinação dos seguintes itens: Solicitações e combinação de solicitações a que o equipamento está submetido; Condições de resistência de seus componentes em relação às solicitações e Condições de estabilidade. E, para casos de solicitações definidos, considera as seguintes causas de falhas possíveis, prevendo, portanto, o dimensionamento para que não ocorram:

- Tensões acima do limite de escoamento;
- Cargas críticas de Flambagem;
- Limite de resistência à Fadiga;
- Flechas acima das máximas admissíveis.

Por se tratar de um equipamento com ampla mobilidade, ou seja, translação, deslocamento transversal, possibilidade de giro de seu carro; bem como frenagens, elevação de carga, forças inerciais, dentre outras; as pontes rolantes estão submetidas a um complexo conjunto de solicitações que necessitam ser precisamente determinados, para um correto dimensionamento.

Os carregamentos aos quais as pontes rolantes estão submetidas variam no tempo e muitas vezes são cíclicos, portanto, devem ser considerados para uma maior precisão em seu projeto. Assim, faz-se necessário realizar não apenas análise estática, mas também simulação do fenômeno de fadiga de sua estrutura.

Para tanto, faz-se necessária a consideração de modelos numéricos que representem de forma mais precisa possível o comportamento estrutural frente a cenários complexos.

Com a popularização dos computadores e aumento de sua capacidade de processamento, os modelos numéricos vem sendo utilizados em larga

escala, tanto no projeto inicial, quanto na análise de fenômenos complexos existentes em pontes rolantes, tais como a fadiga.

Dentro deste contexto, a caracterização numérica de uma ponte rolante por seus parâmetros modais, consiste em um procedimento eficiente para a construção de modelos que permitam simulações fidedignas e contribuem para o estudo refinado de seu comportamento estrutural.

1.2 Objetivos

Objetivo Geral

Este estudo tem como objetivo a caracterização estrutural de uma ponte rolante a partir de seus parâmetros modais, obtida pela calibração de um modelo numérico baseado no método de elementos finitos, confrontando aos resultados de ensaios não destrutivos de extensometria e topografia da estrutura real, avaliando a confiabilidade da técnica.

Como objetivos específicos, citam-se:

- Planejar e realizar os ensaios de campo, obtendo assim parâmetros modais da estrutura.
- Confeccionar um modelo numérico baseado no MEF (Método de Elementos Finitos), ajustando seus valores modais com os obtidos no ensaio de campo.
- Simular, nos modelos não calibrado e calibrado, os ensaios estáticos (extensometria e topografia) e confrontar os resultados aos obtidos no teste prático.
- Interpretar os resultados e elaborar um estudo comparativo entre as respostas simuladas e as obtidas diretamente dos ensaios na estrutura real.

1.3 Questão de Pesquisa

Objetiva-se assim, responder a seguinte lacuna, ainda pouco explorada: sabendo-se que os métodos de cálculo ou avaliação de estruturas estão sujeitos a erros ou aproximações, humanas ou próprias do método adotado, conhecer a qual nível de representatividade da estrutura real o modelo numérico fica submetido, se calibrado por seus parâmetros modais obtidos via ensaio dinâmico (Análise Modal Operacional); quando confrontado com os resultados de ensaios estáticos, como os de tensões e deflexões.

1.4 Justificativa

A busca crescente de aumento do desempenho das estruturas, sejam elas para aplicações industriais ou residenciais, tem exigido das empresas e dos profissionais de projetos, diferente postura quanto ao seu dimensionamento.

Necessidade de custos cada vez menores e parâmetros de segurança cada vez mais exigentes, demandam, dos profissionais de engenharia, critérios de cálculos mais ajustados às suas aplicações.

De acordo com Cismasiu *et al.* (2013), o aumento da complexidade e dimensão das estruturas, aliado ao progresso tecnológico e computacional, tem conduzido à criação de ferramentas numéricas de análise que permitem de forma simples, boa aproximação ao comportamento real da estrutura. Entretanto, os modelos numéricos nem sempre são fiéis com relação à resposta estrutural existente, sendo necessário levar em conta inclusive a própria degradação da estrutura em estudo.

Nesse contexto, surge a necessidade de refinamento de métodos de cálculo e avaliações considerando modelos computacionais (numéricos) que representem de forma bastante precisa o comportamento da estrutura real, principalmente por ter, o modelo numérico, custos muito inferiores aos custos de modelos em escala real ou ensaios na própria estrutura, para sua caracterização.

Dessa forma, faz-se necessário realizar a calibração e validação dos modelos numéricos, o que levou ao desenvolvimento de técnicas de identificação modal a fim de se obter as características da estrutura em estudo. Cassola e Pereira (1999) afirmam que o conhecimento dos parâmetros modais (frequências naturais, modos de vibração e taxas de amortecimento) é fundamental para o projeto de uma estrutura adequada às condições de uso, tornando-se assim, essencial para seu desenvolvimento.

Assim, a principal relevância deste trabalho reside na apresentação de um método de análise do comportamento estrutural de uma ponte rolante levando em conta suas propriedades dinâmicas e a avaliação da qualidade desta técnica ao comparar os resultados aos valores obtidos por ensaios.

1.5 Abordagem Metodológica

A pesquisa científica tem como objetivo conhecer cientificamente um ou mais aspectos acerca de um determinado assunto. Assim, precisa ser crítica, metódica e sistemática para que contribua com o avanço do conhecimento humano (PRODANOV *et al.*, 2013).

A fim de dar sustentação metodológica e explicitar a contextualização da ótica de pesquisa adotada para atingir os objetivos e resultados finais do presente trabalho, apresenta-se a seguir o seu enquadramento metodológico. Neste, são definidos: o objetivo da pesquisa; a lógica da pesquisa; o processo da pesquisa; o resultado da pesquisa; os procedimentos técnicos e instrumentos utilizados nela, ou seja, o Método de Abordagem.

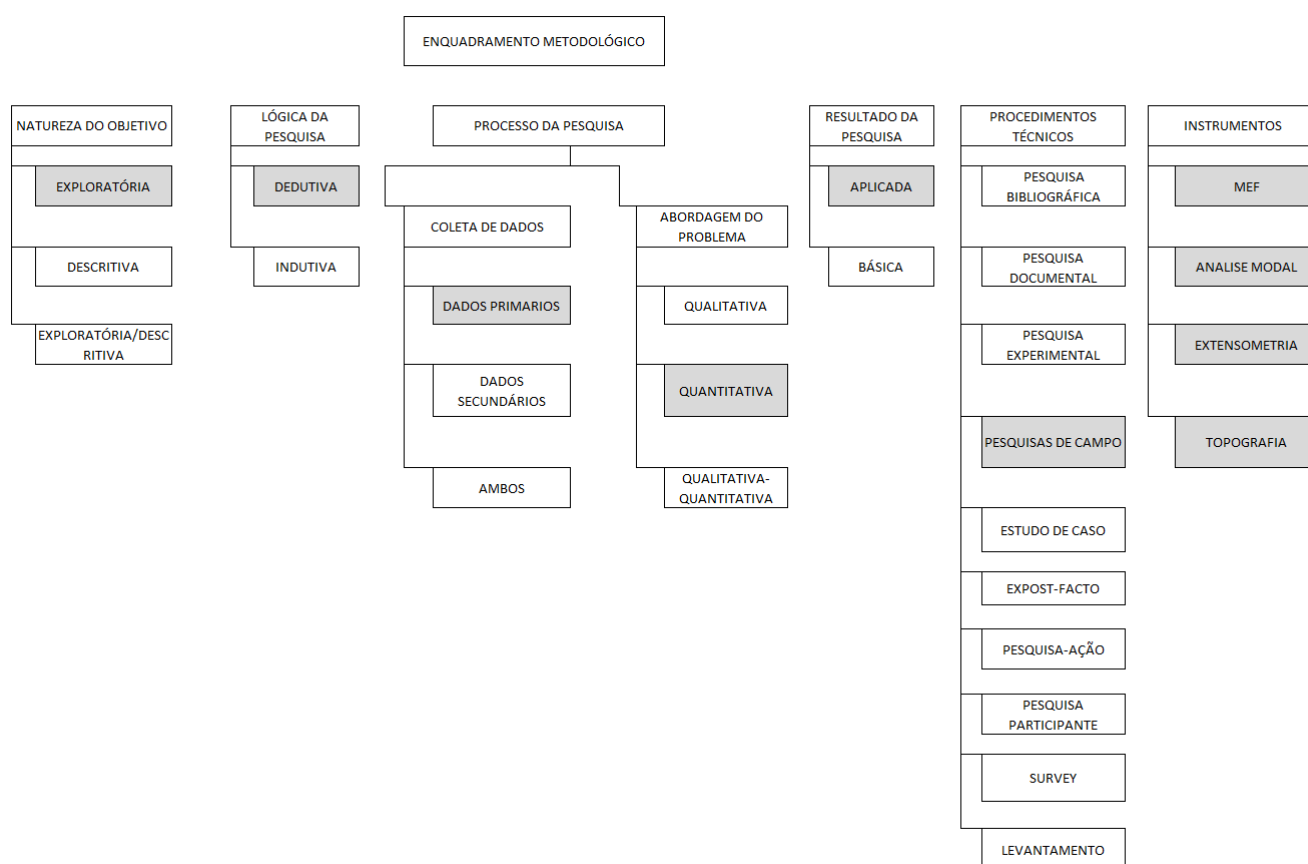
Quanto aos objetivos, a natureza da pesquisa classifica-se como exploratória, pois visa propiciar mais informações sobre o assunto investigado ou descobrir novo tipo de enfoque sobre este (PRODANOV *et al.*, 2013).

O trabalho pode ser caracterizado, quanto à sua lógica, como dedutivo, uma vez que tem objetivo de explicar o conteúdo de suas premissas por meio de uma cadeia de raciocínio que parte da análise geral ao particular.

Com relação ao processo de pesquisa, a coleta de dados levará em conta os dados primários tendo em vista serem obtidos à partir de resultados das análises da ponte rolante, obtidos em campo. Já quanto a abordagem do problema, esta pode ser caracterizada como quantitativa tendo em vista a avaliação do nível de aproximação do modelo à estrutura real.

A pesquisa pode ser classificada, quanto aos resultados, como aplicada, pois objetiva gerar conhecimento para aplicação prática e com relação aos procedimentos técnicos, é do tipo pesquisa de campo, uma vez que busca conseguir informações acerca de uma questão de pesquisa a qual busca-se uma resposta observando o fenômeno tal como ele ocorre, espontaneamente. Utiliza ainda, como instrumentos o método de elementos finitos (MEF), análise modal, extensometria e topografia. A figura 2 apresenta, resumidamente, o enquadramento metodológico (Método de Abordagem) deste trabalho.

Figura 2 – Método de abordagem da pesquisa



Fonte: Adaptado de ENSSLIN, 2010.

1.6 Restrições e Limitações

Não é objetivo deste trabalho descrever de forma detalhada os métodos e processos de tratamento dos dados referentes ao ensaio de vibração. Serão apresentados apenas seus conceitos e sua aplicação.

De forma similar, não se objetiva apresentar estudo detalhado quanto aos métodos e processos do método de elementos finitos (MEF), de extensometria e topografia, limitando-se apenas a apresentar alguns conceitos básicos e aplicação de resultados obtidos.

1.7 Estrutura do Documento

O capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica necessária para o desenvolvimento do trabalho, fazendo referência a análise dinâmica, que é utilizada tanto no ajuste de modelos numéricos quanto no processamento de dados obtidos em ensaios de vibração.

Em seguida, citam-se as técnicas experimentais atualmente mais utilizadas, fazendo-se referência aos ensaios de vibração forçada, ensaios de vibração livre e ensaios de vibração ambiental. E, finalmente, apresenta-se de forma resumida os métodos de análise modal no domínio do tempo e frequência, suas aplicações na engenharia de estruturas e os ensaios aplicados a pontes rolantes.

O capítulo 3 refere-se ao desenvolvimento deste trabalho. Descreve-se a ponte rolante quanto às suas características gerais e estruturais, dando foco aos seus detalhes construtivos, e detalham-se os ensaios realizados. Finalmente, apresenta-se o modelo numérico, citando suas características e propriedades.

No capítulo 4 são apresentados os resultados e discussões dos ensaios realizados na ponte rolante, do modelo numérico calibrado e a simulação dos ensaios estáticos nos modelos não calibrado e calibrado.

Finalmente, tem-se o capítulo 5, onde são apresentadas as conclusões do trabalho.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo será apresentado o embasamento teórico que dá sustentação ao trabalho. Primeiramente, será descrito resumidamente os conceitos de vibrações livres e forçadas em sistemas com múltiplos graus de liberdade, em seguida serão descritas as técnicas experimentais de identificação modal. Posteriormente, serão citados os métodos de análise (Domínio do Tempo e Domínio da Frequência), as aplicações em engenharia estrutural e, finalmente, relacionados brevemente os ensaios aplicados a pontes rolantes.

2.1 Análise Dinâmica

Segundo Brasil e Silva (2015), a Dinâmica é a parte da ciência que estuda os movimentos dos corpos provocados por forças que nele atuam. Tem-se ainda que, se tais forças são aplicadas de maneira lenta e com velocidade desprezível, é usual desprezar-se as forças inerciais e, nestas condições, o estudo do corpo, ou estrutura, pode ser realizado de forma quase estática; desconsiderando os efeitos do movimento sobre o equilíbrio. Entretanto, na maioria das vezes, os movimentos oscilatórios podem gerar reações e esforços internos maiores que os determinados estaticamente, podendo assim afetar o bem estar de pessoas, o funcionamento da estrutura e, inclusive, gerar seu colapso, residindo aí a importância de seu estudo.

Dentro de um contexto de otimização de projetos ou nas avaliações de equipamentos para atendimento a processos produtivos ou de manutenção, tem-se um ramo da engenharia que, após a popularização dos microcomputadores e *softwares* de simulação, desenvolveu-se de forma relativamente rápida, a dinâmica das estruturas.

A análise de um problema de engenharia via dinâmica das estruturas baseia-se no estudo de como as cargas, esforços internos, reações, deformações e deslocamentos variam com o tempo, levando em conta ainda as forças inerciais (relacionadas à massa da estrutura) e as forças que dissipam

energia (amortecimento) e tem como objetivo um histórico de comportamento desta estrutura no período de tempo estudado.

De acordo com Soriano (2014), os modelos estruturais podem ser contínuos ou discretos. No caso de modelos contínuos, estes são representados por equações diferenciais de movimento por funções contínuas de posição e tempo. Estas equações admitem apenas soluções analíticas em casos bastante simples.

Os modelos discretos são baseados em configurações geométricas definidas por um número finito de parâmetros que são independentes entre si e são representados por equações diferenciais apenas na variável temporal, facilitando assim a sua resolução numérica. São chamados Sistemas com Múltiplos Graus de Liberdade, ou sistemas MDOF – Multiple Degree of Freedom.

Desta forma, é conveniente utilizar como representação de sistemas estruturais contínuos, elementos discretos com vários graus de liberdade cujas propriedades de rigidez, massa e amortecimento estão concentradas em apenas alguns pontos específicos.

As equações do sistema podem ser formuladas expressando o equilíbrio das forças efetivas, associadas a cada um de seus graus de liberdade.

Simbolicamente, em forma matricial, as equações de equilíbrio dinâmico, considerando um carregamento $\mathbf{P}$, podem ser escritas como:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{U}} + \mathbf{K} \mathbf{U} = \mathbf{P} \quad (1)$$

Onde $\mathbf{M}$ é a matriz de massa, $\mathbf{C}$ a matriz de amortecimento, $\mathbf{K}$ a matriz de rigidez do sistema, $\mathbf{U}$ o vetor de deslocamento e $\dot{\mathbf{U}}$ e $\ddot{\mathbf{U}}$ os vetores de velocidade e aceleração, respectivamente.

2.1.1 Vibrações livres

Quando não há ocorrência de amortecimento e, considerando vibração livre, a equação (1) pode ser escrita como:

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{U}} + \mathbf{K} \mathbf{U} = 0 \quad (2)$$

Para um grau de liberdade, pode-se admitir uma solução harmônica da forma:

$$u_i = U_i \cos(\omega t - \theta) \quad (3)$$

Onde U_i é denominado Vetor de Amplitudes Nodais de deslocamento.

Substituindo a equação (3) na equação (2), teremos:

$$\omega^2 \mathbf{M} \mathbf{U} \cos(\omega t - \theta) + \mathbf{K} \mathbf{U} \cos(\omega t - \theta) = 0 \quad (4)$$

Ou, escrita de outra forma:

$$\mathbf{K} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{U} = \omega^2 \mathbf{U} \quad (5)$$

Tomando-se $\mathbf{B} = \mathbf{K} \mathbf{M}^{-1}$; $\phi = \mathbf{U}$ e $\omega^2 = \gamma$; tem-se um problema de auto valor e auto vetor:

$$\mathbf{B} \phi = \gamma \phi \quad (6)$$

Onde $\mathbf{B}$ é a Matriz dinâmica do sistema, ϕ é o auto vetor do problema de valores característicos, ou seja, formas modais de vibração; e $\gamma = \omega^2$ o auto valor do problema, isto é, as frequências naturais.

Como $[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}] \mathbf{U} = \mathbf{0}$, o sistema de equações para vibrações livres pode ser representado da seguinte forma:

$$[\mathbf{B} - \gamma \mathbf{I}_n] \phi = 0 \quad (7)$$

Desta forma, para que o sistema de equações não tenha solução trivial, é preciso que o auto vetor não seja nulo, isto é:

$$[\mathbf{B} - \gamma \mathbf{I}_n] = 0 \quad (8)$$

Ou seja, implica na solução de uma equação polinomial de grau n , com n raízes, que equivale ao número de graus de liberdade da estrutura:

$$a_1 \gamma^n + a_2 \gamma^{n-1} + a_3 \gamma^{n-2} + \dots + a_n = 0 \quad (9)$$

Logo, caso a estrutura tenha n graus de liberdade, haverá n frequências naturais correspondentes aos n autovalores $\gamma = w^2$, as matrizes $\mathbf{K}$ e $\mathbf{M}$ serão de ordem $(n \times n)$ e o vetor $\mathbf{U}$ também ordem $(n \times 1)$. Além disso, o sistema terá n modos de vibração, associados a cada uma das frequências naturais.

2.1.2 Vibrações forçadas

A resposta de um sistema MDOF pode ser obtida por diferentes técnicas. As principais são: integração direta no tempo, análise no domínio da frequência, e superposição modal.

Na integração direta no tempo, o tempo de análise é subdividido em intervalos iguais a Δt , considerando a ação externa como uma sucessão de pequenos impulsos. A equação de movimento do sistema é discretizada preservando as características do sistema. Posteriormente, as equações diferenciais das respostas são integradas. Nesse método, são observadas as leis de variação das acelerações, velocidades e deslocamento ao longo do intervalo de tempo.

A análise no domínio da frequência consiste em representar a ação externa por uma série de Fourier no domínio da frequência, obtendo desta forma uma série de respostas harmônicas para cada termo harmônico do carregamento. Em seguida, a partir da transformada inversa de Fourier, obtém-se a resposta tempo-dependente.

No método de superposição modal são obtidos os deslocamentos do sistema por meio da combinação linear dos modos de vibração. Os modos de vibração, autovetores, formam a base de um espaço com n dimensões em que os conjuntos dos autovetores são linearmente independentes (coordenadas modais), os quais podem representar qualquer vetor que pertença a este espaço. A resposta dinâmica total é obtida solucionando a resposta para cada equação modal desacoplada e realizando a superposição para obter a resposta dinâmica do sistema MDOF (CLOUGH e PENZIEN, 2003).

2.2 Técnicas Experimentais

Nunez *et al.* (2013) afirmam que modelos computacionais de grandes construções são desenvolvidos utilizando-se principalmente a experiência dos projetistas. Nesses modelos, as maiores incertezas relacionam-se à utilização das propriedades lineares para prever o comportamento não linear das estruturas submetidas a carregamentos extremos. Entretanto, muitas incertezas quanto às propriedades do material, interação solo estrutura, amplitude e localização de cargas, capacidade de dissipação de energia e efeitos dos procedimentos de construção sobre a resposta final da estrutura podem também existir. As incertezas relacionadas ao modelo podem ser reduzidas pela medição da vibração da estrutura real e um dos métodos mais simples de fazê-la é identificar os parâmetros modais das vibrações ambientais produzidas pelo vento, tráfego, ocupação, atividades de construção e microtremores.

De acordo com Ramos *et al.* (2011), a identificação modal ou dinâmica é uma ferramenta que combina métodos analíticos com técnicas experimentais a fim de caracterizar uma estrutura dinamicamente. É uma ferramenta utilizada frequentemente para inspeção e diagnóstico de estruturas, ou quando se deseja conhecer e estudar o seu comportamento perante ações variantes no tempo e, principalmente, quando se pretende conhecer a rigidez de uma estrutura de forma não destrutiva.

Enquanto na análise estática estuda-se o comportamento de uma estrutura quando as variações temporais de seus deslocamentos ocorrem em intervalos de tempo longos, de tal forma que os efeitos inerciais podem ser desprezados, na análise modal, pretende-se estudar tal estrutura quando estes efeitos inerciais não podem ser desprezados, através de suas propriedades ou da resposta estrutural no decorrer do tempo (VARUM *et al.*, 2016).

As técnicas de identificação modal já eram utilizadas, antes de sua utilização na engenharia civil, em várias áreas da engenharia mecânica e elétrica, tendo sido, assim, facilmente adaptada à identificação das propriedades em estruturas. Entretanto, naqueles casos, a principal técnica

utilizada é a de vibração forçada (*Input - output*), onde aplicam-se cargas externas ao objeto de estudo e avaliam-se as respostas. No caso de grandes estruturas, a excitação controlada não é um processo simples de ser conseguido, logo, aplicam-se outros processos onde são utilizadas excitações ambientais, tais como vento ou tráfego, denominadas de vibração operacional ou ambiental (*output – only*) (CISMASIU *et al.*, 2013).

Posteriormente às medições, aplicam-se técnicas determinísticas, quando os dados de entrada são conhecidos, ou estocásticas, quando estes dados de entrada são desconhecidos.

Ensaio de Vibração Forçada

Os ensaios de vibração forçada baseiam-se, conforme citado anteriormente, na aplicação de excitação conhecida ou identificável, com a qual é obtida a denominada Função Resposta em Frequência (FRF). Com esta função, é possível, após método de análise, relacionar a carga aplicada à estrutura com as respectivas respostas estruturais, em vários pontos desta (CISMASIU *et al.*, 2013).

Essas respostas são medidas por meio de transdutores de aceleração, conhecidos como acelerômetros, que são acompanhados por amplificadores e filtros cuja finalidade é o aumento da confiabilidade dos dados captados.

O desenvolvimento tecnológico tem influenciado de forma bastante positiva no sentido de tornar estes equipamentos cada vez mais portáteis, sensíveis e reduzindo seus custos, além do desenvolvimento de *softwares* cada vez mais robustos para tratativa dos dados coletados por estes aparelhos, que passam posteriormente por processamentos, a fim de minimizar erros nos resultados.

Ensaio de Vibração Livre

Os ensaios de vibração livre normalmente utilizam-se de impulsos obtidos pela retirada súbita de cargas aplicadas à estrutura, de forma que esta possa oscilar de forma livre, ao contrário do que ocorre no caso de ensaios de vibração forçada.

Este tipo de ensaio é de grande valia quando se pretende obter os coeficientes de amortecimento modais da estrutura. Lembra-se, entretanto, que a maioria das estruturas de grande porte possuem valores de amortecimento relativamente baixos.

Ensaio de Vibração Ambiental ou Operacional

Este método consiste nas medições de respostas de vibração de uma estrutura considerando as excitações naturais ou oriundas da sua utilização, isto é, a estrutura não é submetida a nenhuma excitação intencional controlada. Desta forma, percebe-se que tal estrutura estará sujeita a um complexo tipo de excitação, com energia distribuída em um amplo range de frequências, que cobre a faixa de frequências das características modais da estrutura (BRINKER e VENTURA, 2015).

Como nas outras técnicas citadas anteriormente, nos ensaios de vibração ambiental as respostas são captadas por acelerômetros, entretanto, neste caso demanda-se destes transdutores grande sensibilidade, tendo em vista o baixo nível de resposta devido a excitações ambientais e/ou de operação.

Atualmente essa técnica é amplamente utilizada para detecção de alterações no comportamento das estruturas, sendo utilizada para monitoramento e controle estrutural (CISMASIU *et al.*, 2013).

Tendo em vista a dificuldade de caracterização da vibração a qual a estrutura está submetida, assume-se que esta vibração é um ruído branco Gaussiano e posicionam-se os acelerômetros ao longo da estrutura, com a finalidade de captar os principais modos de vibração estrutural.

De acordo com Lopes *et al.* (2010), um ruído branco corresponde a um sinal com energia semelhante em todas as frequências, implicando assim em excitação igual em todas as frequências próprias da estrutura.

A técnica de obtenção dos parâmetros modais de uma estrutura utilizando-se apenas os dados de resposta do sistema é atualmente denominada Análise Modal Operacional, pois utilizam-se somente forças geradas pela operação como fonte de excitação do sistema, seja esta de operação ou ambiental. Essa será a técnica utilizada neste estudo.

2.3 Métodos de Análise

Com o objetivo de realizar o pós processamento dos dados obtidos pelo ensaio de vibração ambiental, deve-se lançar mão dos métodos de identificação modal. Em linhas gerais, estes métodos podem ser classificados em dois grandes grupos: Análise no Domínio da Frequência e Análise no Domínio do Tempo, sendo o primeiro considerado não-paramétrico e o segundo paramétrico.

Na análise no domínio da frequência, conforme Cismasiu *et al.* (2013), para que sejam avaliadas as funções de densidade espectral das respostas dos sistemas estruturais, faz-se necessária a determinação das Transformadas Discretas de Fourier (DFT) dos sinais de resposta. Uma forma de se fazer isto, com grande vantagem computacional, é utilizando o algoritmo FFT (Fast Fourier Transformer). Alguns dos métodos no domínio da frequência são os denominados BFD (Basic Frequency Decomposition), FDD (Frequency Domain Transform) e EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition), dentre outros.

No Método de Seleção de Picos, também chamado de Método Básico no Domínio da Frequência (BFD), as frequências naturais de vibração da estrutura são observadas como picos nas funções de densidade espectral de resposta do sistema. Já no caso do Método de Decomposição no Domínio da Frequência (FDD), após a estimativa da função de densidade espectral de resposta, utiliza-se ainda de algoritmos de decomposição em valores singulares (SVD), e, no

Método Aperfeiçoado de Decomposição no Domínio da Frequência (EFDD), utiliza-se todo processo utilizado no FDD, posteriormente identificam-se, nos espectros SVD, as funções de densidade espectral de sistemas de um grau de liberdade que correspondem aos modos de vibração encontrados anteriormente. Para esta identificação, leva em conta a relação entre o vetor singular num pico de ressonância e os vetores singulares nas frequências mais próximas ao pico, relação esta definida como coeficiente MAC (Modal Assurance Criterion). Quando este coeficiente é igual a 1, existe uma correlação perfeita entre os modos comparados (ALLEMANG, 2003).

Os Métodos no Domínio do Tempo tem sido utilizados há algumas décadas como promissora alternativa para análise de vibrações mecânicas. Tais métodos utilizam-se de cálculos diretos dos parâmetros modais à partir dos dados de excitações e resposta, não sendo necessário assim a utilização de transformada inversa de Fourier, outro fator importante é que, nestes casos, as amostras de dados são bem menores que as necessárias quando comparadas ao Método no Domínio da Frequência.

São considerados Métodos no Domínio do Tempo: os modelos autoregressivos de média móvel (Autoregressive Moving Average – ARMA), identificação estocástica de subespaço (Stochastic Subspace Identification Methods – SSI), método de polirreferência de exponencial complexa (Polyreference Complex Exponential – PRCE), método de Ibrahim (Ibrahim Time Domain – ITD), exponencial complexa por mínimos quadrados (Least-Squares Complex Exponential – LSCE), dentre outros (BARROS, 2016).

2.4 Aplicação na Engenharia de Estruturas

Conforme Tavares (2014), a utilização de análise modal operacional para caracterização numérica de estruturas teve início na década de 90, com estruturas aeroespaciais e mecânicas.

Desde então, vários trabalhos tem sido desenvolvidos dentro deste contexto, a citar Cassola e Pereira (1999) que descreveram como as técnicas de ajuste de modelos em elementos finitos podem ser utilizadas para definição

de modelos capazes de prever o comportamento dinâmico de estruturas tipo *steel joist*, mostrando que a utilização de modelos de predição sem suficiente correlação podem levar a resultados errôneos.

Souza e Rodrigues (2004) utilizaram um modelo computacional baseado no método de elementos finitos para realização de análise modal, com objetivo de determinar numericamente as frequências naturais e modos de vibração de ponte metálica de acesso ao terminal de graneis líquidos do porto de Vila do Conde – PA – Brasil. O estudo constatou que a metodologia experimental empregada (*peak-peaking*), para identificação dos parâmetros dinâmicos que caracterizam a estrutura, foi de grande praticidade e razoavelmente precisa, visto que os parâmetros encontrados foram próximos aos do modelo computacional.

Baptista *et al.* (2004a) também utilizaram modelo computacional em elementos finitos, bem como de resultados dos ensaios experimentais de vibração para caracterização dinâmica do Edifício da Portugal Telecom no Parque das Nações – Lisboa – Portugal, para avaliação de sua estrutura sob ação sísmica. Nesse estudo identificou-se que os erros entre o modelo numérico calibrado e os resultados experimentais não ultrapassaram 7%.

De forma similar, Martins e Estevão (2004) realizaram estudos de caracterização dinâmica das bancadas principais do estádio Allgarve – Portugal, o que permitiu identificar, após modelo calibrado via parâmetros modais obtidos por ensaios de vibração, uma série de itens pouco apropriados em seu projeto, gerando consequentemente um conjunto de recomendações e intervenções na estrutura a fim de garantir sua segurança.

Já Batista *et al.* (2004b) apresentaram resultados que mostraram que as metodologias de ensaio para medição de vibrações ambientes (*output-only*) permitem obter resultados confiáveis quanto a caracterização do comportamento dinâmico de barragens abóbada, tendo sido estudado o comportamento dinâmico da Barragem do Cabril, construída em concreto, no rio Zêzere, Portugal. Evidenciou-se ainda que o estudo dinâmico permite avaliar

maior ou menor importância de alterações estruturais como fissuras, sismos ou outras, através de alterações nas configurações modais da estrutura.

Sardinha *et al.* (2006) confirmaram em seu trabalho o grande potencial da análise modal como ferramenta para identificação e predição de danos estruturais, além de verificação quanto a sua vida útil.

A análise modal também apresenta grande potencial quanto a reavaliação de comportamento da estruturas em situações de utilização diferentes das de projeto, como demonstrado por Teixeira *et al.* (2010), na análise estática e dinâmica de ponte ferroviária em concreto armado da Estrada de Ferro Carajás – Maranhão, Brasil.

Ledesma e Rodrigues (2010) apresentaram, também com foco em análise modal, os resultados da reabilitação estrutural de viaduto, sob o ponto de vista de sensibilidade humana às vibrações. Ainda, Magalhães *et al.* (2010) mostraram a possibilidade de monitoramento contínuo em estruturas, por meio de algoritmos, facilitando a identificação de redução de rigidez da estrutura, causada por danos estruturais. Este estudo foi realizado na Ponte Infante D. Henrique, também em Portugal.

Ainda em Portugal, na Ponte Luiz Bandeira, sobre o Rio Vouga, em Sejães, Ramos *et al.* (2011) realizaram um estudo de caracterização modal por meio de excitação natural e excitação livre, para melhor identificação do coeficiente de amortecimento. Posteriormente, os resultados foram utilizados para calibração de um modelo numérico em elementos finitos. Tal procedimento possibilitou aferir o estado de conservação estrutural da Ponte.

Malveiro *et al.* (2011) realizaram trabalho de identificação experimental dos parâmetros modais de um viaduto ferroviário com tabuleiro pré-fabricado e encontraram diferenças entre o modelo numérico em elementos finitos e o experimental, para frequências naturais no caso de modos de vibração globais, entre 9,9% a 24,8% e para os modos locais, entre 0,2% a 14,8%, reforçando assim a necessidade de calibração dos modelos numéricos por seus parâmetros modais.

Caglayan *et al.* (2015) realizaram estudos comparativos de resposta de uma ponte ferroviária em estrutura metálica na Turquia, quanto aos seus deslocamentos, utilizando os parâmetros modais obtidos em ensaio de vibração, para calibração de um modelo em elementos finitos. Constatou-se que após ajuste da rigidez dos elementos de barras e apoios, o modelo numérico conseguiu, com sucesso, o mesmo nível de resposta dos deslocamentos da estrutura real obtidos via ensaio de deflectometria, realizado com laser.

Martins e Mendes (2016), utilizaram técnicas de caracterização modal em bases de torres eólicas, em operação e inoperantes, concluindo que a análise de vibração pode ser utilizada para identificação dos parâmetros modais em um caso ou outro, ou seja, em operação ou não, sem prejuízo a precisão dos resultados.

Com relação ainda a estudos em alvenaria, Varum *et al.* (2016) realizaram a caracterização dinâmica em um edifício histórico do século XIX, nominada Igreja de Nossa Senhora das Dores – Ceará – Brasil, identificando, via modelo calibrado, pontos de maior probabilidade de fissuras e vulnerabilidades estruturais, servindo assim, tal modelo, como ferramenta suporte para tomada de decisões quanto a intervenções com foco na preservação e manutenção do patrimônio histórico.

Como exemplo em análise modal em estruturas metálicas, Martins *et al.* (2017) identificaram, via modelo numérico calibrado por parâmetros modais obtidos experimentalmente por ensaio de vibração, necessidade de reforço estrutural para atendimento ao estado limite de vibrações excessivas em uma escada metálica. Este critério não teria sido atendido, considerando o modelo numérico sem calibração, mostrando assim potencial risco.

Em relação a estruturas mecânicas, Abdullah *et al.* (2017) realizaram pesquisa correlacionando análise numérica e análise experimental do comportamento dinâmico de estruturas de veículos automotores. Mostrou-se que, a calibração do modelo numérico da estrutura pelos parâmetros modais,

obtidos por análise modal experimental, reduziu o maior percentual de erros de 19,79% para 11,09%, justificando assim a importância da calibração.

Ainda nesta linha de pesquisa, Izham *et al.* (2017) realizaram simulação de estrutura metálica com juntas parafusadas e mostraram que seu modelo numérico apresentou redução do percentual de erros, para o primeiro modo de vibração, de 16,29% para 10,52%; posteriormente à sua calibração pelos valores dinâmicos característicos da estrutura real. Nesse caso, as principais alterações no modelo numérico, para calibração, se deram no módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e espessura dos elementos estruturais.

Xia *et al.* (2017) citaram que existem vários métodos de calibração de modelos numéricos, basicamente, podendo ser classificados como não iterativo e iterativo. No primeiro, as alterações ocorrem nas matrizes de rigidez e massa do sistema, entretanto, em muitos casos estas alterações podem levar a matrizes modificadas sem sentido físico. Já com relação ao método iterativo, os parâmetros modificados são os selecionados após análise de sensibilidade que são, em geral, módulos de elasticidade do material, densidade, momento de inércia e área das seções. Em seu estudo, apresentaram a utilização de um método híbrido para calibração de um modelo numérico de uma ponte pênsil, encontrando valores muito próximos aos obtidos no ensaio de vibração da estrutura real.

Pelo exposto, percebe-se que a utilização de análise modal é amplamente utilizada em estruturas, entretanto, especificamente na aplicação em pontes rolantes, pouco ainda estudou-se. Por se tratar de equipamento amplamente utilizado em indústrias e considerando ainda que as normas nacionais não apresentam critérios de cálculo e desempenho específicos e bem definidos para pontes rolantes no que se refere a critérios modais, reside aqui grande oportunidade para ampliação do conhecimento.

2.5 Ensaios Aplicados a Pontes Rolantes

A Norma ISO 9927 – 1: 2009, “*Cranes – Inspection – Part 1: General*”, especifica as inspeções que devem ser realizadas em pontes rolantes. Cita ainda, em seu item 5, os métodos de inspeção, estando inclusos:

- Inspeção visual,
- Testes não destrutivos,
- Testes funcionais e
- Testes operacionais.

A Inspeção visual tem por objetivo a identificação de deformações na estrutura da ponte, trincas, defeitos nas soldas, desgastes de componentes, pontos de oxidação, enfim, avaliar de forma global o estado do equipamento. Deve ser realizada em todas as partes da ponte a fim de identificar desvios das condições normais e geralmente ocorre sem a sua desmontagem.

Dependendo do resultado da inspeção visual, testes não destrutivos devem ser realizados, tais como líquido penetrante, partículas magnéticas, ultra som e testes radiográficos, apesar deste último estar entrando em desuso pela sua complexidade e custo elevado.

O ensaio por líquido penetrante é um método não destrutivo, desenvolvido para detecção de descontinuidades superficiais. Consiste em aplicar sobre a superfície do material a ser ensaiado um líquido com alta fluidez, de cor facilmente perceptível e baixa tensão superficial, capaz de penetrar em suas eventuais fissuras. Após a retirada do excesso deste material da superfície, faz-se a aplicação de um material revelador, expondo assim os defeitos (MODENESI, 2001).

No caso do ensaio de partículas magnéticas, utiliza-se a passagem de uma corrente elétrica, que gera um campo magnético, pelo material. Caso este material possua algum tipo de descontinuidade, ocorrerá neste ponto uma perturbação do campo magnético e, ao se aplicar material ferroso sobre a superfície, teremos neste ponto uma diferente orientação do mesmo, tendo-se assim o que se chama de indicação do defeito.

Já na inspeção por ultra som, um feixe, usualmente entre 25 kHz e 40 MHz, é introduzido no material e as informações são obtidas com base na transmissão deste feixe em seu interior ou na sua reflexão por interfaces ou descontinuidades. Em inspeção de peças metálicas, este ensaio apresenta grande poder de penetração e uma elevada sensibilidade e capacidade para localizar descontinuidades com precisão (MODENESI, 2001).

Devem ainda ser realizados testes funcionais a fim de verificar as condições seguras de operação da ponte, tais como nos comandos, indicadores e limitadores de velocidade, capacidade, fim de curso, dentre outros.

Os testes operacionais devem ser realizados com e sem carga. No caso de testes sem carga, todos os movimentos da ponte tais como elevação, translação e giro devem ser realizados, objetivando-se detectar quaisquer anomalias ou defeitos. Já para o teste com carga, pode-se avaliar apenas os movimentos básicos da ponte, com sua carga nominal.

A fim de se verificar as condições de resposta estrutural da ponte, utilizam-se ainda a extensometria, para avaliação das tensões a que a estrutura está submetida em operação e a topografia, com e sem carga, para a verificação do deslocamento da estrutura (flecha).

A extensometria é uma técnica de análise experimental de tensões e deformações de estruturas em geral, que ocorrem normalmente em função de carregamentos ou temperatura. Utilizam-se de extensômetros ou *strain-gauges*, que são transdutores que variam sua resistência elétrica quando deformados (ANDOLFATO *et al.*, 2004).

Já o ensaio topográfico consiste em um método de monitoramento capaz de avaliar ou verificar alterações de forma, tamanho, posição, nível ou deformações da estrutura. Consiste na mensuração de distâncias, níveis e ângulos utilizando-se um aparelho denominado Teodolito, que pode ser ótico ou eletrônico, como no caso do levantamento realizado neste estudo (CORRÊA, 2010).

Em geral os valores da flecha constam no projeto do equipamento, entretanto, a NBR 8800: 2008 especifica ainda em seu anexo C, Tabela C-1, a flecha máxima para vigas. Para o caso em estudo, o projeto indica contra flecha de 30 mm.

3 DESENVOLVIMENTO

Este capítulo apresenta informações relativas à ponte rolante e aos ensaios de campo realizados. Inicialmente, descreve-se todo o equipamento, sua estrutura e apresentam-se os seus detalhes construtivos, em seguida os ensaios realizados e, finalmente, descreve-se o modelo numérico, baseado no método dos elementos finitos (MEF), construído a partir de informações de projeto e inspeções dimensionais.

3.1 Descrição Geral da Ponte Rolante

A caracterização estrutural, objeto deste estudo, deu-se em uma ponte rolante utilizada em Aciaria Convencional, para movimentação de panela de aço líquido, fabricada em 1977 pela empresa PHB (Pohlig Heckel do Brasil), com 22,5 m de vão, em operação há aproximadamente 40 anos, tendo seu cálculo estrutural datado de 12/05/1977.

O sistema de translação da ponte possui as seguintes características:

- Velocidade: 100 m/min.
- Número e diâmetro das rodas: 16 x $\varnothing$ 800 mm.
- Reação máxima em uma roda: 37,5 toneladas.
- Motor: (4x) A5-250M, 25 kW, 1200 rpm, 300 ligações por hora.

Tal ponte é composta de dois carros guincho, considerando-se como carro principal o que realiza a elevação da panela e carro auxiliar aquele de menor capacidade, com atribuição de realizar o basculamento desta panela. Estes carros possuem as seguintes características:

Carro Principal

Sistema de Elevação:

- Capacidade nominal: 120 toneladas
- Velocidade com panela cheia: 6 m/min.

- Velocidade com panela vazia: 12 m/min.
- Curso de elevação: 19,0 metros.
- Motores: (2x) A5-400L, 150 kW, 720 rpm, 300 ligações por hora.
- Cabos de aço: Calculados conforme Gr. 3m – Transporte perigoso.

Sistema de Translação:

- Velocidade: 30 / 4 m/min.
- Número e diâmetro das rodas: 4 x Ø 800 mm.
- Motor: (1x) A5-200L, 15 kW, 1200 rpm, 300 ligações por hora.

Carro Auxiliar

Sistema de Elevação:

- Capacidade nominal: 30 toneladas
- Velocidade: 12 m/min.
- Curso de elevação: 21,6 metros.
- Motor: (1x) A5-315M, 75 kW, 900 rpm, 300 ligações por hora.
- Cabos de aço: Calculados conforme Gr. 4m – Transporte normal

Sistema de Translação:

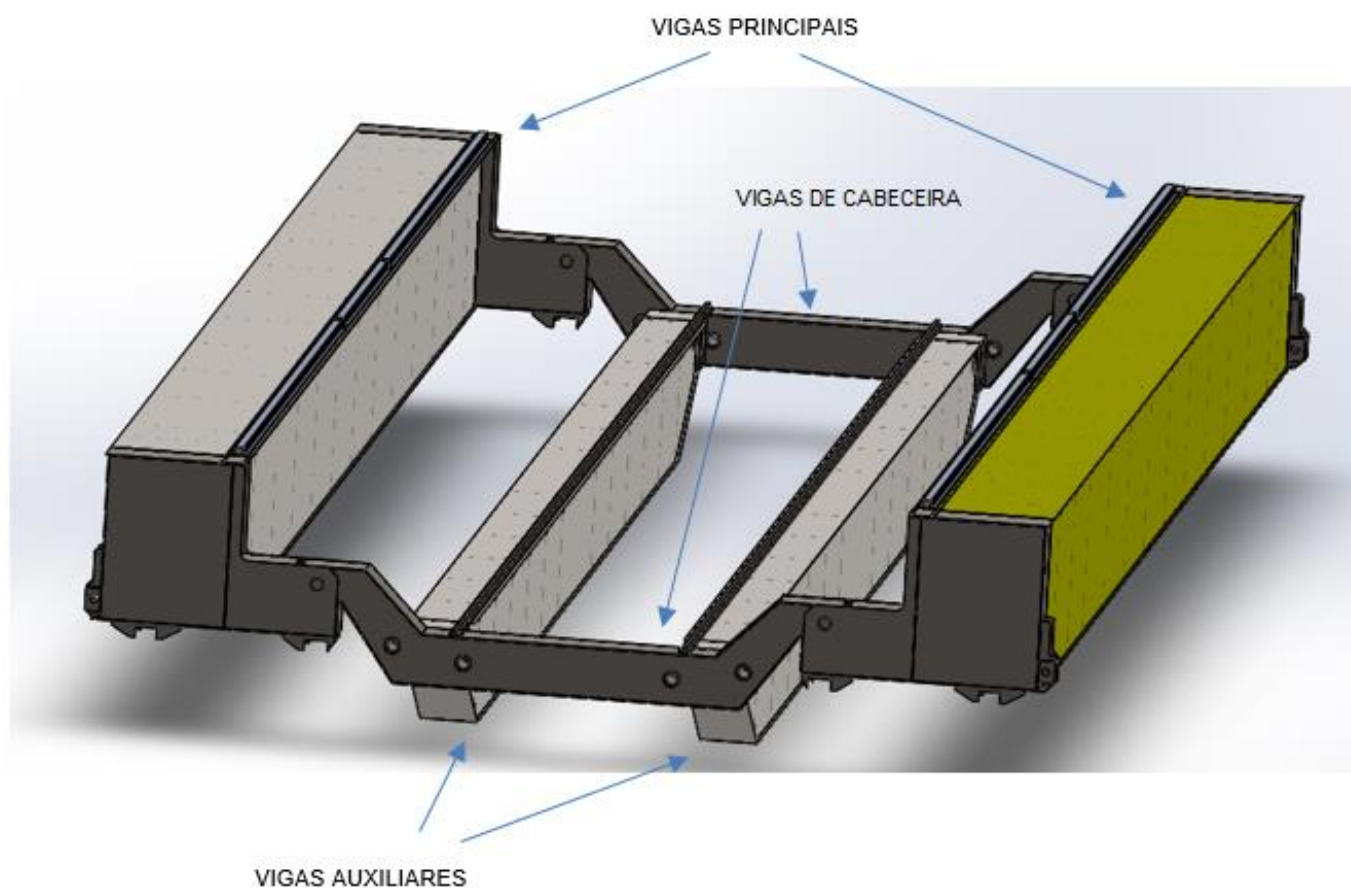
- Velocidade: 50 / 6 m/min.
- Número e diâmetro das rodas: 4 x Ø 500 mm
- Motor: (1x) A5-160L, 7,5 kW, 1200 rpm, 300 ligações por hora.

3.2 Descrição da Estrutura da Ponte Rolante

A parte estrutural da ponte é composta basicamente por duas vigas principais onde situam-se os trilhos do carro principal, duas vigas auxiliares que suportam os trilhos do carro auxiliar e duas vigas de cabeceira, que fazem a ligação dos rodeiros de translação de todo conjunto, com as vigas. Todos estes elementos fabricados em aço ASTM A 36.

Na Figura 3 mostram-se esquematicamente os componentes citados.

Figura 3 – Representação esquemática da estrutura da ponte rolante

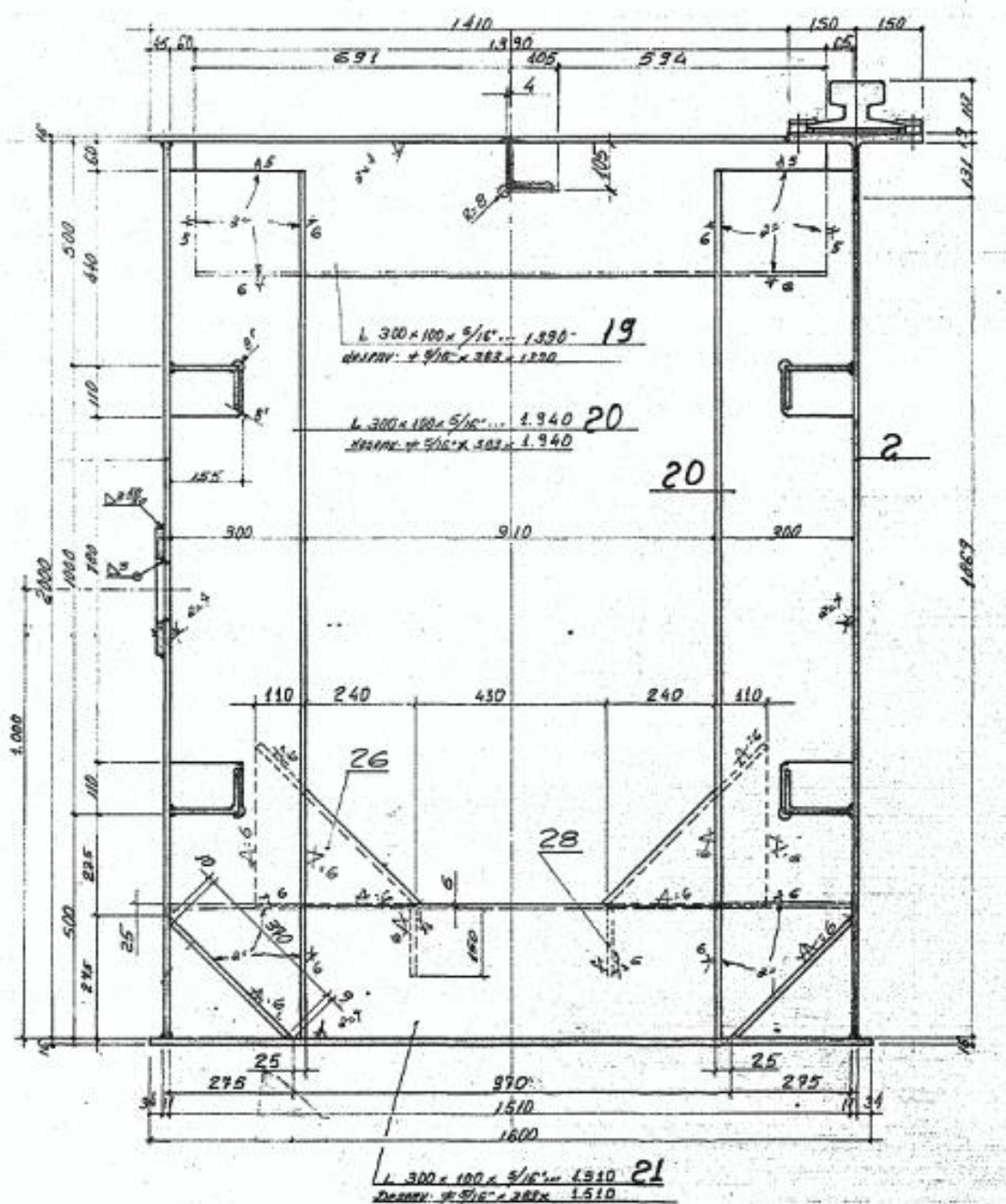


Fonte: Autor, 2017.

A viga principal possui comprimento total de 22.980 mm, fabricada em chapa de aço, compondo perfil tipo “caixão”, tendo como dimensões principais:

largura de 1.532 mm e altura de 2.000 mm, com diafragmas internos, conforme Figura 4.

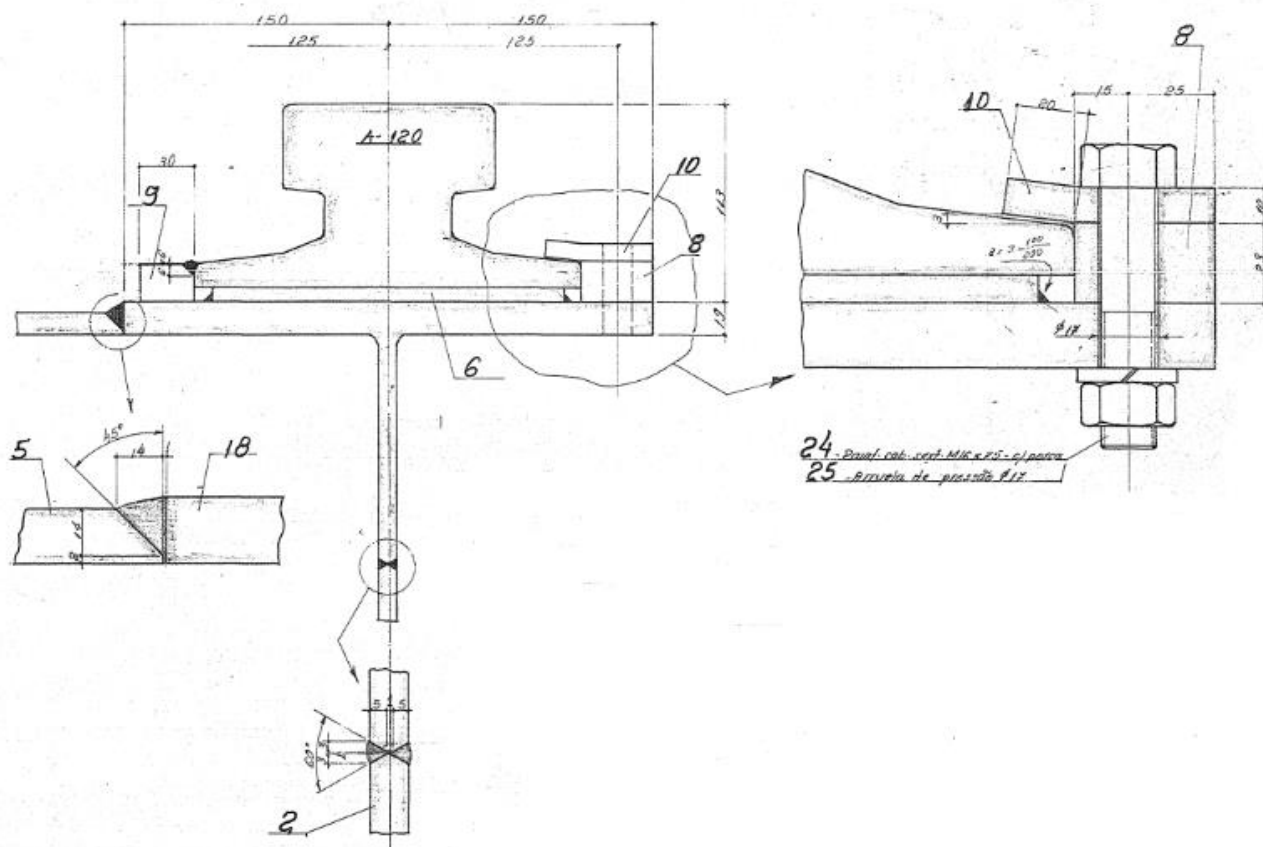
Figura 4 – Detalhe da seção da viga principal (Esquerda)



Fonte: PHB, 1977.

Na região de carregamento, ou seja, região abaixo do trilho, a viga é composta por metade de um perfil I laminado, soldado na chapa que compõe sua lateral, como mostra a Figura 5.

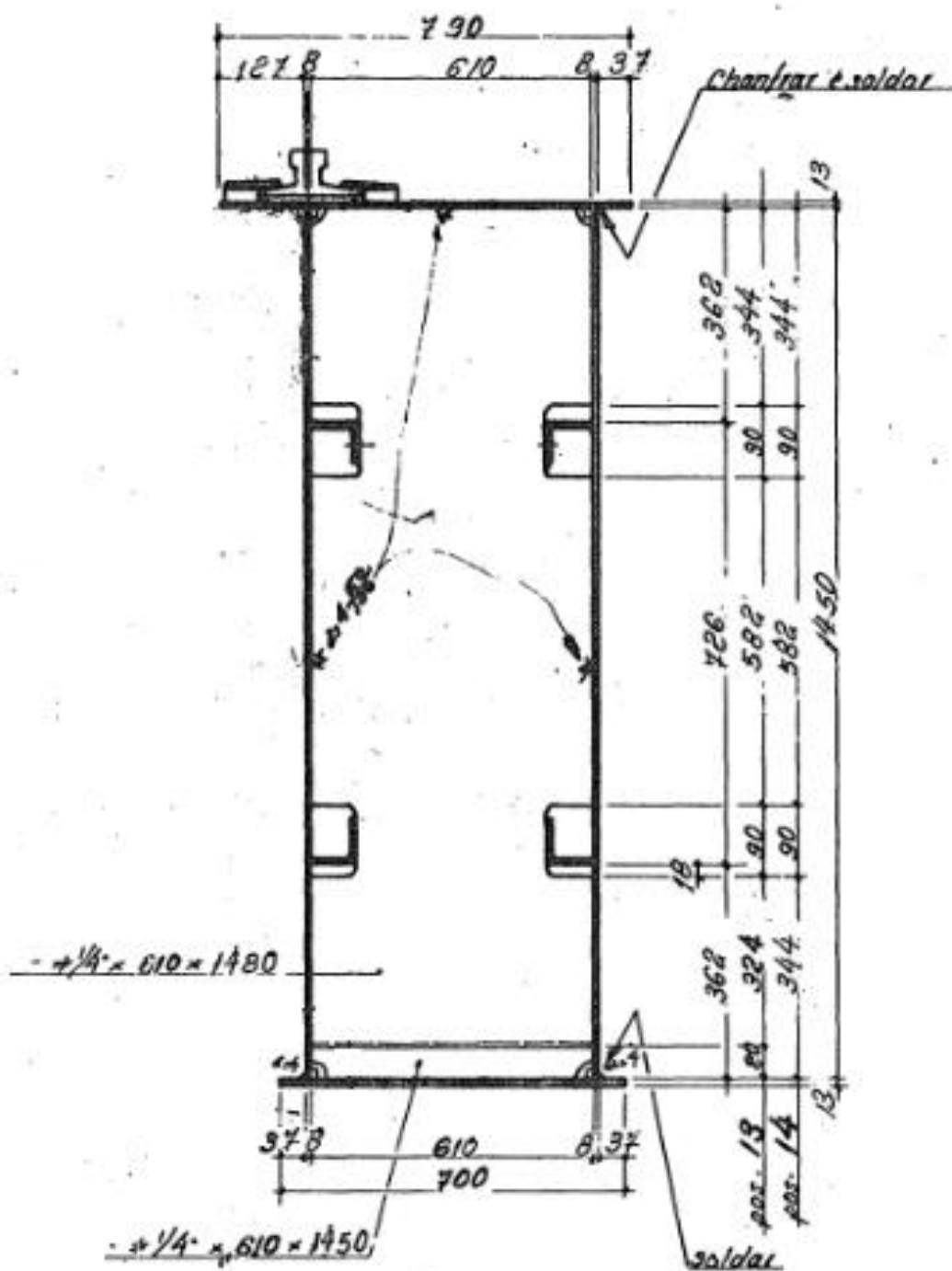
Figura 5 – Detalhe do perfil T - laminado da viga principal



Fonte: PHB, 1977.

A viga auxiliar possui comprimento total de 21.994 mm, construída em seção tipo “viga caixão”, com Altura de 1.450 mm e Largura de 626 mm, também nervurada internamente, conforme Figura 6.

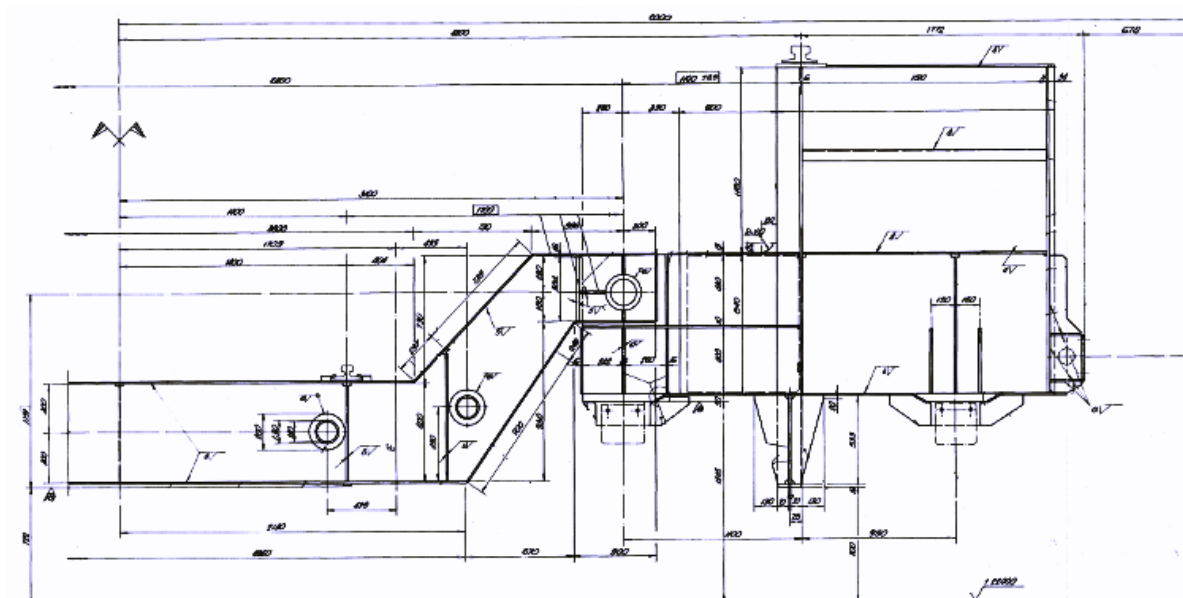
Figura 6 - Detalhe da seção da viga secundária (Direita)



Fonte: PHB, 1977.

A Viga de Cabeceira é composta por perfis de chapa e se interliga rigidamente com as vigas auxiliares e por meio de um eixo pivotante com as vigas principais, conforme figura 7.

Figura 7 – Detalhe da vista lateral da viga de cabeceira



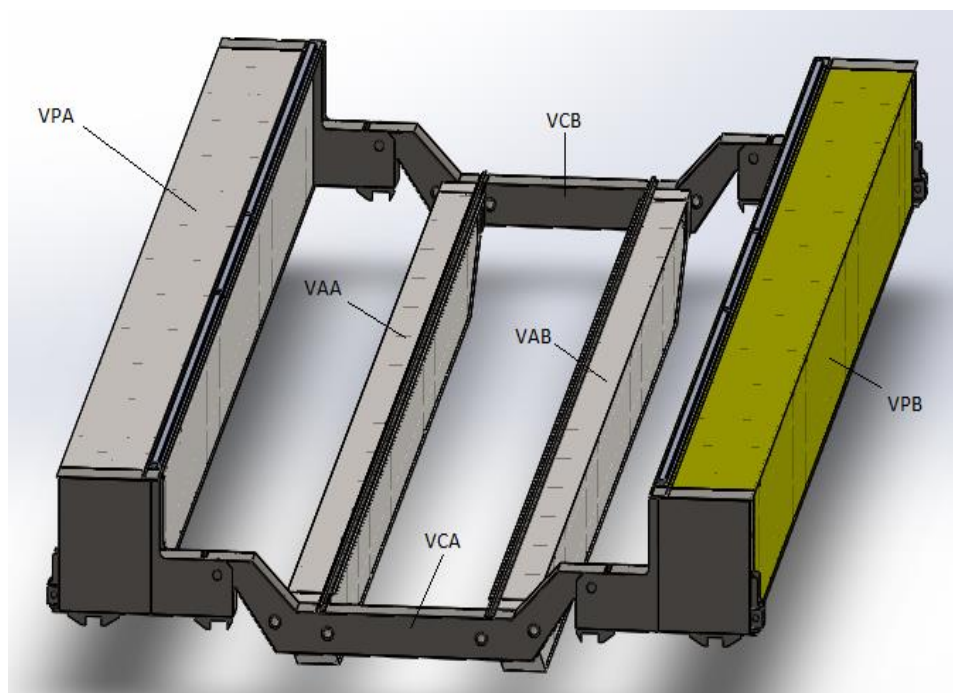
Fonte: PHB, 1977.

3.3 Descrição dos Ensaios Realizados na Ponte Rolante

Uma série de ensaios foram realizados nessa ponte rolante com o intuito de avaliar as suas condições operacionais. A fim de facilitar o mapeamento e registro dos resultados, ficou convencionado a denominação: vigas “A” as vigas posicionadas no lado do Lingotamento Contínuo e as vigas “B”, as vigas situadas no lado do Forno Panela, dentro do Galpão da Aciaria. Assim, tem-se, respectivamente, VPA a viga principal lado “A”, VPB a viga principal lado “B”, VAA a viga auxiliar lado “A”, VAB a viga auxiliar lado “B”. No caso das vigas de cabeceira, convencionou-se como VCA a viga de cabeceira lado “A” e VCB a viga de cabeceira lado “B”.

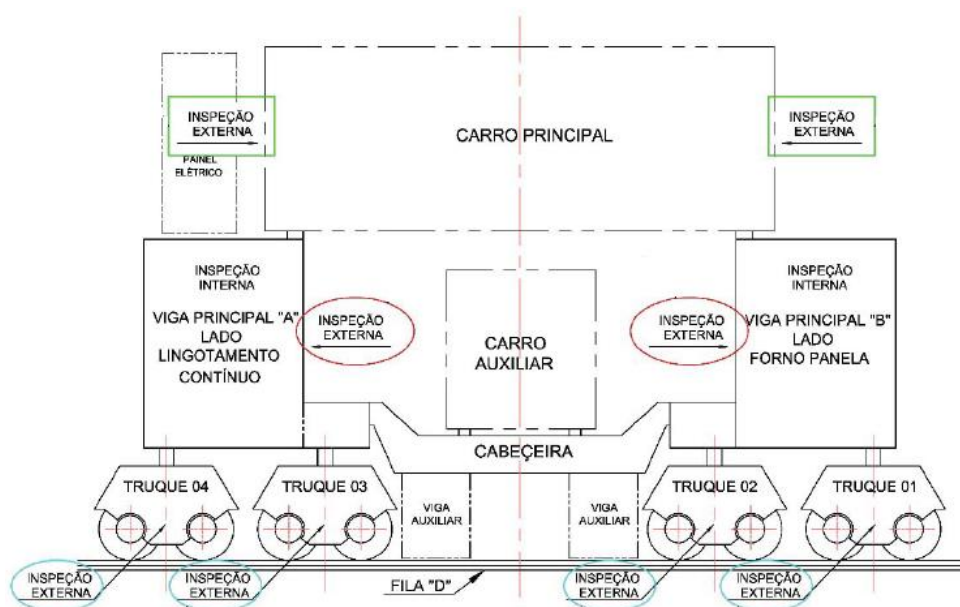
A Figura 8 demonstra essa convenção e a Figura 9 ilustra esquematicamente a vista lateral da ponte, com seus componentes principais e mostra ainda os pontos onde foram realizadas as inspeções.

Figura 8 – Denominação das vigas



Fonte: Autor, 2017.

Figura 9 – Vista lateral esquemática da ponte e pontos inspecionados



Fonte: Autor, 2017.

3.3.1 Inspeções Visuais, Ultra som, Líquido Penetrante e Partícula Magnética

Foram realizadas Inspeções visuais internas e externas em toda estrutura e especialmente nas soldas. Realizou-se ainda ensaio por ultra som, partículas magnéticas e por líquido penetrante nas soldas dos carros, vigas e dos truques, conforme pode ser visto nas Figuras 10 e 11.

Figura 10 – Ensaio no truque 04



Fonte: Autor, 2016

Figura 11 - Ensaio no carro principal



Fonte: Autor, 2016.

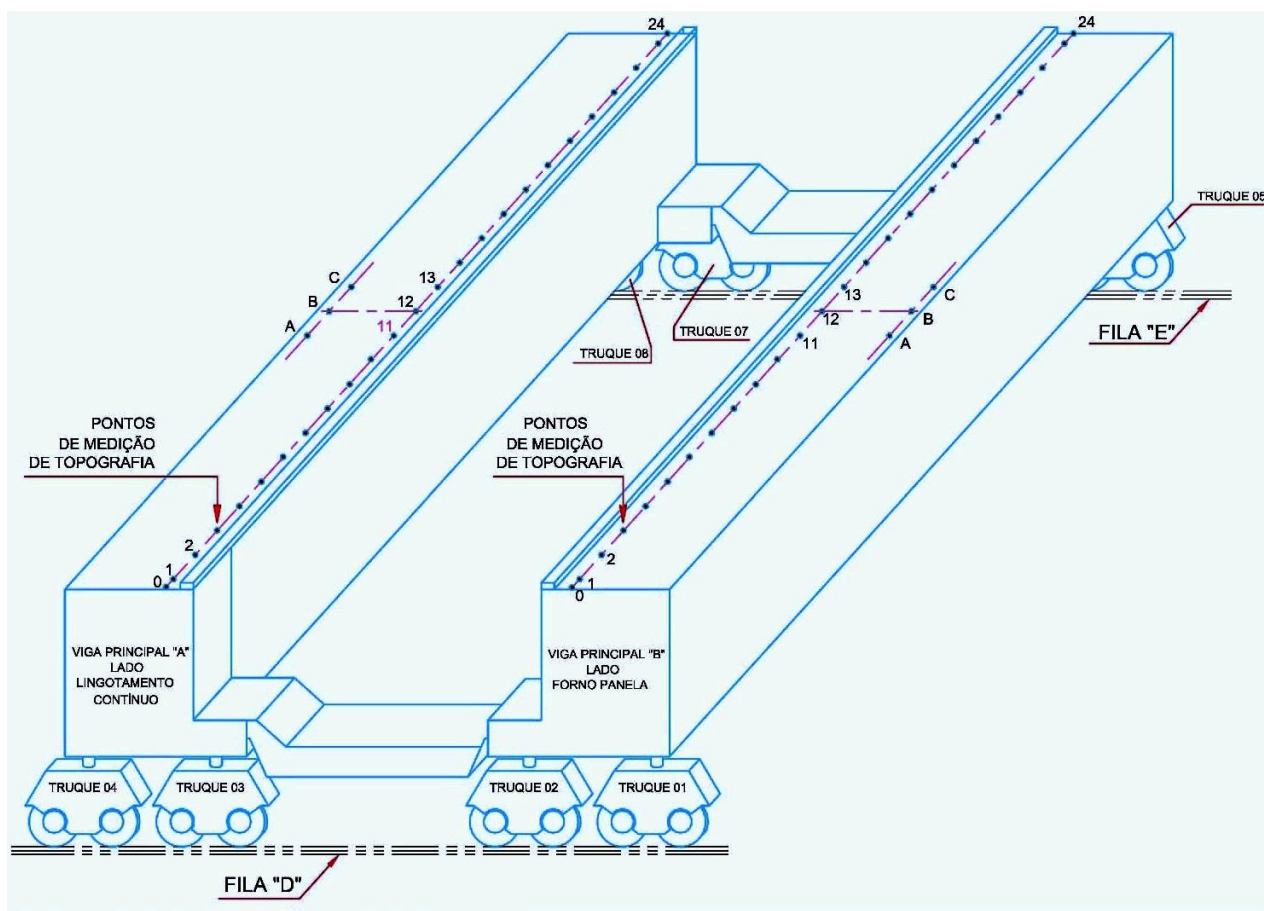
3.3.2 Ensaios Topográficos

Ensaios topográficos foram realizados nas vigas principais A e B, com o objetivo de verificar deformações existentes na ponte e seu comportamento quando submetida à carga correspondente a sua capacidade nominal. Os pontos verificados estão mostrados na Figura 12.

Por ter capacidade de carga muito inferior (30 toneladas), se comparada à viga principal, as vigas auxiliares não foram submetidas a este ensaio.

As medições topográficas foram realizadas sem carga e com a carga nominal da ponte. Para isto, utilizou-se um peso padrão de 120 toneladas que foi erguido pelo carro principal. A obtenção dos valores de deslocamento (flecha) foi realizada via topografia, estando o carro localizado no meio do vão da ponte.

Figura 12 – Mapa de medição topográfica



Fonte: Autor, 2016

Observa-se que foram medidos 24 pontos sobre os trilhos de cada uma das vigas principais e ainda três pontos (A, B e C), no centro do vão, no lado oposto ao trilho, com objetivo de avaliar possíveis torções nas vigas.

3.3.3 Extensometria

Com o intuito de se avaliar as tensões a que as vigas principais estão submetidas quando carregadas, para posterior comparação aos níveis de tensão encontrados nos modelos não calibrado e calibrado, foram realizados ensaios de extensometria descritos a seguir.

Para aquisição de dados, foi utilizado um equipamento com as seguintes características:

- Quantidade de canais: 8;
- Resolução: 12 bits;
- Taxa de aquisição: 10 amostras por segundo;
- Alimentação 12 V DC;
- Gravação de dados: Gravador externo.

Com relação aos cabos de instrumentação, as características são:

- Cabo de instrumentação com isolamento total e individual de 8 pernas, conforme NM 280, classe 2;
- 205 ITA 08 FR.

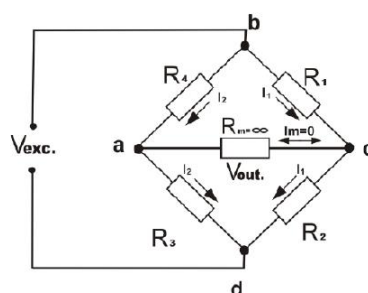
Finalmente, a especificação dos *Strain Gauges* é:

- Resistência: 350 Ω ;
- Configuração: Lineares e roseta retangular empilhada;
- Configuração da montagem: meia ponte com *gauges* passivos.

A medição da variação da resistência do extensômetro foi feita por meio de uma ponte de Wheatstone, um circuito elétrico composto por divisores

resistivos em paralelo. A figura 13 apresenta esquematicamente esta montagem.

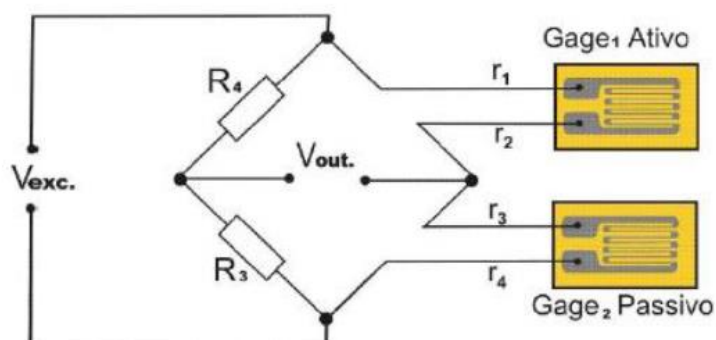
Figura 13 – Esquema de uma ponte de Wheatstone



Fonte: Adaptado de ANDOLFATO, 2004.

Para a medição, em cada ponto de interesse, foram instalados dois extensômetros, um para a medição efetivamente (Ativo) e outro em uma chapa externa (Passivo), o que corresponde a uma montagem tipo $\frac{1}{2}$ ponte. O primeiro realizou as medições das deformações da estrutura e o segundo permaneceu isento de deformações e, estando ambos inseridos no mesmo ambiente, eliminou-se assim possíveis erros causados por variações de temperatura. A Figura 14 mostra o esquema de ligação utilizado para medição.

Figura 14 – Esquema da montagem utilizada (1/2 Ponte)



Fonte: Adaptado de ANDOLFATO, 2004.

A Figura 15 exemplifica a instalação dos extensômetros no interior da Ponte Rolante.

Os extensômetros foram ligados ao equipamento de coleta de dados por meio de cabos especiais de instrumentação que eliminam interferências eletrostáticas geradas por campos provenientes de cabos de potência e outros equipamentos próximos. Tais cabos possuíam o mesmo comprimento, eliminando assim erros devido às suas resistências.

Os dados obtidos foram gravados por um computador situado no interior da viga e enviados para um computador remoto, permitindo assim a avaliação das medições em tempo real.

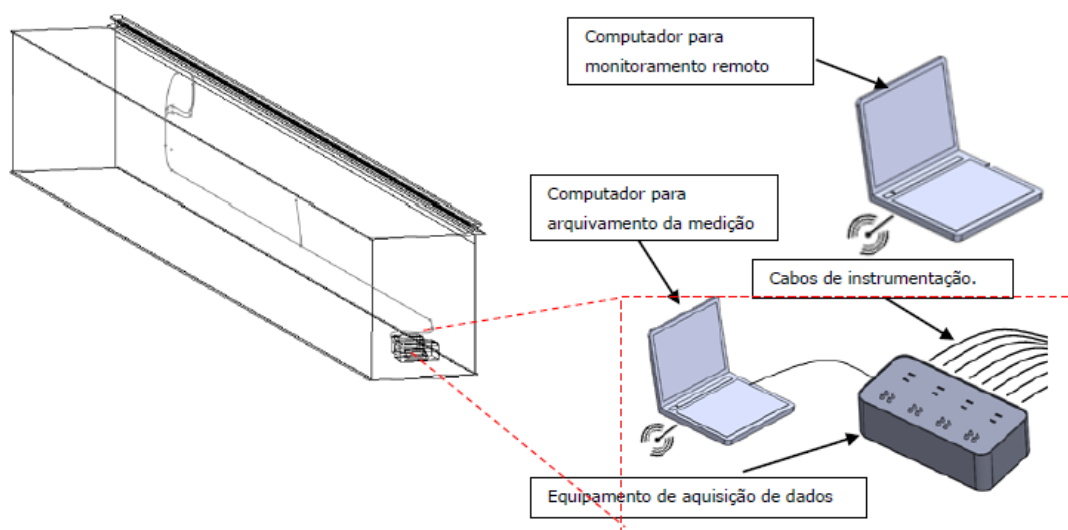
A Figura 16 mostra esquematicamente o sistema de medição utilizado.

Figura 15 – Detalhe da instalação dos extensômetros no interior da ponte



Fonte: Autor, 2016.

Figura 16 – Sistema de medição - Extensometria



Fonte: Autor, 2016

Pontos Monitorados:

Viga Principal A (VPA):

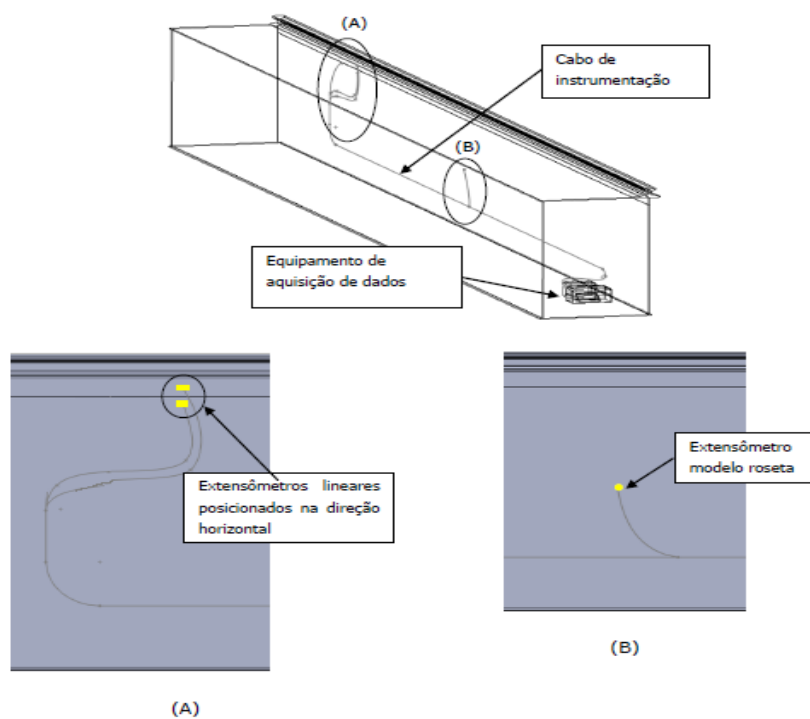
Foram utilizados 3 extensômetros na viga A, sendo:

- Instalação de uma roseta na região média da viga, instalada à meia altura, a fim de avaliar a sua linha neutra, Figura 17 (B).
- Instalação de dois extensômetros lineares instalados simetricamente em relação a solda longitudinal superior, entre a alma de chapa e o meio perfil laminado, com objetivo de avaliar possíveis distorções na tensão, conforme Figura 17 (A).

Viga Principal B (VPB):

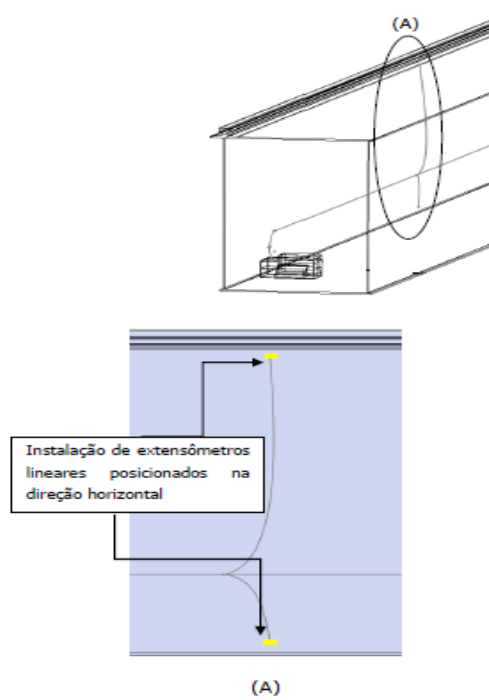
Para monitoramento da viga B, utilizou-se dois extensômetros lineares na região central da viga, posicionados na extremidade superior e inferior, a fim de identificar as tensões máximas e mínimas, conforme Figura 18.

Figura 17 – Instalação dos extensômetros - viga VPA



Fonte: Autor, 2016.

Figura 18 – Instalação de extensômetros - viga VPB



Fonte: Autor, 2016.

A seguinte sequência de movimentos da ponte rolante foi realizada para coleta dos dados:

Viga VPA:

1. Translação da Ponte.
2. Içamento de carga de 125 t (lado cabine).
3. Translação do carro para lado de basculamento e retorno.
4. Descida da carga.
5. Içamento da carga de 5 t pelo carro auxiliar e posicionamento sobre o piso.
6. Içamento da carga de 120 t.
7. Translação do carro e da ponte simultaneamente.
8. Descarregamento da carga no lado de basculamento da panela.
9. Içamento da carga.
10. Translação carro lado da cabine.
11. Translação da ponte.
12. Descida da carga.

Viga VPB:

1. Translação da Ponte.
2. Içamento da carga de 120 t – lado da cabine.
3. Translação do carro e da ponte simultaneamente.
4. Descarregamento da carga – Lado basculamento da panela.
5. Içamento da carga.
6. Translação do carro – lado cabine.
7. Translação ponte.

8. Descida da carga.
9. Içamento carga 5 t pelo carro auxiliar e posicionamento sobre a carga 120 t.
10. Içamento carga 125 t.
11. Translação do carro para o basculamento e retorno.
12. Descida da carga.

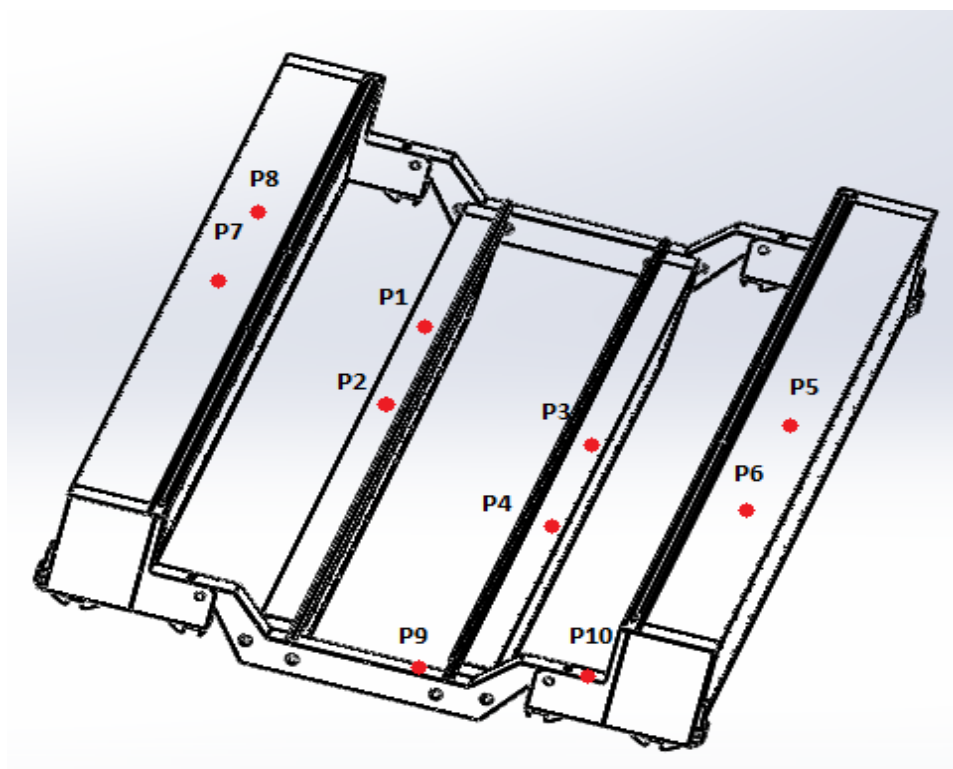
3.3.4 Análise Modal

A fim de se obter os parâmetros para calibração do modelo numérico da estrutura, foi realizado um ensaio de vibração, utilizando-se dois equipamentos SYSCOM MR3000C, da Syscom Instruments, para medir a resposta em aceleração à excitação ambiental da ponte rolante. Esses equipamentos possuem acelerômetros triaxiais (em eixos ortogonais), com sensibilidade 1,5 V/g, range de captação de acelerações entre -2g e +2g, resolução de 24 bits e possuem alimentação por bateria. O *datasheet* completo destes equipamentos pode ser visto no Anexo A.

Os acelerômetros foram dispostos conforme descrição da NBR 15307:2006, que orienta a adoção de um ponto no meio do vão e outro a dois terços do vão, considerando ainda que não se deve adotar, no eixo longitudinal, o centro do perfil, a fim de serem avaliados também os modos de torção das vigas.

Foram realizadas nove campanhas de medição com os dois aparelhos coletando os dados simultaneamente, estando um deles sempre fixo no ponto de referência P1 e o segundo aparelho posicionado nos pontos P2 a P10, conforme pode ser visto na Figura 19, com duração de 30 minutos cada campanha. A taxa de aquisição de dados adotada foi de 100Hz.

Figura 19 – Identificação dos pontos de medição no ensaio modal



Fonte: Autor, 2017.

Como indicado na Figura 19, os pontos P7, P5, P2 e P3 encontram-se no ponto central das vigas principais e auxiliares, respectivamente. Já os pontos P8 e P1 encontram-se a $2/3$ do comprimento total das vigas e os pontos P4 e P6 situam-se no primeiro terço das vigas auxiliar e principal, possibilitando assim medições no primeiro terço das vigas, no ponto central do vão e aos seus dois terços. Por fim, os pontos P9 e P10 estão localizados na viga de cabeceira com a finalidade de coletar informações de sua aceleração.

A Figura 20 mostra a instalação do equipamento dentro da viga B (VPB) e a Figura 21 a instalação sobre a viga de cabeceira (VCA).

Figura 20 – Instalação do acelerômetro na viga B



Fonte: Autor, 2017.

Figura 21 – Instalação do acelerômetro na viga de cabeceira



Fonte: Autor, 2017.

As medidas de acelerações foram captadas ao longo da ponte rolante, nas direções ortogonais X, Y e Z (longitudinal, transversal e vertical) e processadas por meio de técnica numérica estocástica, no domínio do tempo (SSI-UPC Merged), conforme citada no Item 2.3 do Capítulo 2. Para o processamento utilizou-se o *software* ARTeMIS v3.0, tendo sido consideradas várias opções de parâmetros, como por exemplo, desvio padrão das frequências e amortecimento, ordem do sistema e resolução, que foram omitidas neste trabalho, tendo em vista o grande volume de análises realizadas.

3.4 Modelo Numérico

O modelo numérico foi baseado no método de elementos finitos que é, de forma resumida, um método aproximado de cálculo de sistemas contínuos, ou seja, a estrutura em estudo é dividida em um número finito de partes ou elementos, conectados entre si por meio de pontos discretos chamados nós. A montagem dos elementos, que formam o modelo matemático, apresenta seu comportamento determinado por um número finito de parâmetros. Normalmente, em problemas de análise estrutural, tais parâmetros são os deslocamentos nodais, incógnitas do problema (ZIENKIEWICZ e TAYLOR, 1989).

A ponte rolante foi modelada inicialmente no *software* AutoCAD (2016), utilizando a entidade 3D Face, com base no seu projeto executivo estrutural. Todas as nervuras e diafragmas internos das vigas foram modeladas de forma a se ter um modelo o mais próximo possível da realidade.

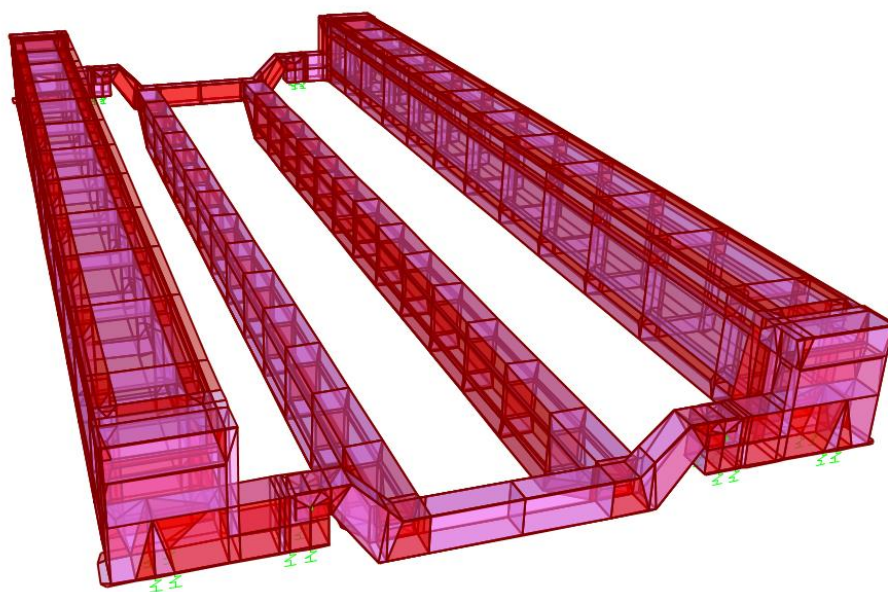
Finalizada esta fase, fez-se a exportação do modelo tridimensional para o *software* SAP2000 (v.16), baseado no Método de Elementos Finitos. O modelo da ponte é constituído por 3720 elementos do tipo casca delgada e por 2934 nós, sendo a malha constituída por elementos retangulares e triangulares, que respeitam exatamente as espessuras das chapas com as quais a ponte foi fabricada. No Anexo B são apresentadas as propriedades do elemento *shell*, utilizado no programa SAP2000.

Os truques e rodeiros não foram modelados por não representarem diretamente objeto de análise. Em seu lugar foram criados links para que fosse possível realizar a calibração mais precisa da rigidez característica entre a estrutura e os trilhos.

A ligação entre as vigas auxiliares e as vigas de cabeceira foram modeladas de forma solidária, conforme projeto e, para representar a ligação pinada existente entre as vigas principais e as de cabeceira, foram utilizados 8 links, de forma a se ter flexibilidade na calibração do modelo no que diz respeito às rigidezes destas ligações.

A Figura 22 apresenta uma vista tridimensional do modelo numérico da ponte rolante.

Figura 22 – Modelo em elementos finitos – Vista Tridimensional



Fonte: Autor, 2017.

Os materiais adotados no modelo seguiram os especificados no projeto, sendo o aço ASTM A 36, com as seguintes características:

- Peso Específico: $78,5 \text{ kN/m}^3$;

- Coeficiente de Poisson: 0,3;
- Módulo de Elasticidade: 200 GPa;
- Coeficiente de expansão Térmica: $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$;
- Limite de escoamento: 250 MPa;
- Limite de resistência: 400 MPa.

Com relação às ações atuantes no modelo, tem-se basicamente os dois carros guincho (principal e auxiliar), banco de resistências apoiado na parte superior da viga VPA, painéis elétricos dentro da VPA e ainda considerou-se, por se tratar de equipamento siderúrgico sujeito a acúmulo de poeira, um valor de carga distribuída equivalente ao acúmulo de pó em toda sua superfície superior.

Assim, as cargas aplicadas, em forma de massas, foram:

- Carro principal: massa equivalente à massa total do carro dividida pelo número de rodas (4) e aplicada respeitando o espaçamento entre rodas de 4300 mm, igual a 12.000 kg / roda.
- Carro auxiliar: massa equivalente à massa total do carro dividida pelo número de rodas (4) e aplicada respeitando o espaçamento entre rodas de 2850 mm, igual a 3.000 kg / roda.
- Massa de cabeamento elétrico e banco de resistência distribuída sobre a mesa superior da VPA, igual a 6.200 kg.
- Massa de painéis e componentes elétricos dentro da VPA distribuída pelos seus painéis laterais, igual a 1.500 kg.
- Massa de poeira, cuja densidade foi medida por meio de amostragem no local ($640 \text{ kg} / \text{m}^3$), distribuída em toda superfície da ponte, igual a $20 \text{ kg} / \text{m}^2$.

O processo de calibração do modelo numérico se deu de forma iterativa, com alteração da rigidez da estrutura, ou seja, adaptação da elasticidade do material e vinculações dos elementos, para aproximação das frequências naturais do modelo ao valores das respectivas frequências naturais encontradas no ensaio modal.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados referentes às inspeções visuais, incluindo líquido penetrante, ultra som e partículas magnéticas e os resultados dos ensaios estáticos de topografia e extensometria. Posteriormente, serão mostrados os resultados do ensaio de vibração realizado na ponte rolante, cujos valores foram utilizados para calibração do modelo numérico. O modelo numérico calibrado é descrito na sequência. Por fim, os modelos numéricos não calibrado e calibrado simulam os ensaios estáticos, com a finalidade de verificar os erros envolvidos antes e depois da calibração, pelos parâmetros modais da estrutura real.

4.1 Inspeções Visuais, Líquido Penetrante, Ultra som e Partículas Magnéticas

Nas inspeções realizadas na estrutura da ponte rolante foram encontradas algumas descontinuidades. Tais descontinuidades encontravam-se nas soldas dos elementos das vigas, no meio perfil I laminado (situados da parte superior das vigas principais A e B) e nas chapas que compõem o perfil “caixão” da estrutura.

Em resumo, na VPA foram identificadas 6 descontinuidades, que variam de 90 a 215 mm, todas elas situadas no perfil laminado.

Já na VPB, foram identificadas 4 descontinuidades, variando de 50 a 480 mm e apenas duas delas se propagavam para todos os elementos da estrutura, ou seja, solda, perfil laminado e chapa.

Apesar das descontinuidades encontradas, o ensaio de deflectometria mostrou que estes não apresentavam influência no comportamento estático da estrutura.

4.2 Ensaio Estático

A seguir apresentam-se os valores dos ensaios de topografia e extensometria realizados na ponte rolante, sendo foco apenas as vigas principais, por serem as de maior capacidade, ou seja, maior representatividade da estrutura.

4.2.1 Topografia

De acordo com o projeto, a contra flecha das vigas principais é de 30 mm. Observou-se que o comportamento da estrutura, apesar de sua idade, está estável, pois o valor encontrado da contra flecha da viga VPA foi de 25 mm e da viga VPB, 29 mm. A diferença de 4 mm encontrada entre as vigas se justifica pelo fato de, na viga A, estar montado todo conjunto de painéis e bancos de resistências, ou seja, pode-se afirmar que as vigas mantêm os valores de contra flecha de projeto.

Para a verificação da flecha e contra flecha foi executado teste com carga estática no valor de 119,85 toneladas, sendo a carga suspensa no centro das vigas principais. Durante este teste, o carro auxiliar ficou estacionado do lado da “fila D” (Figura 12).

As Tabelas 1 e 2 apresentam, respectivamente, os valores de flecha e contra flecha para as vigas VPA e VPB.

Os pontos de 1 a 24 estão mostrados na Figura 12. Com relação aos Pontos A, B e C indicados na figura, não foram encontradas distorções significativas no perfil, portanto não foram apresentados nas Tabelas 1 e 2.

Para facilitar a visualização do perfil de deflexão das vigas, os valores foram plotados e estão representados nas Figuras 23 e 24.

Tabela 1 – Flecha e Contra Flecha – Viga VPA

VIGA A					
Viga sem carga			Viga com carga		
Ponto	Elevação Topográfica [mm]	Contra Flecha [mm]	Ponto	Elevação Topográfica [mm]	Flecha [mm]
0	0	0	0	0	0
1	3	3	1	2	-1
2	7	7	2	4	-3
3	7	7	3	4	-3
4	9	9	4	4	-5
5	13	13	5	6	-7
6	15	15	6	7	-8
7	17	17	7	7	-10
8	17	17	8	6	-11
9	18	18	9	5	-13
10	21	21	10	9	-12
11	25	25	11	11	-14
12	25	25	12	11	-14
13	23	23	13	9	-14
14	21	21	14	7	-14
15	20	20	15	5	-15
16	20	20	16	8	-12
17	19	19	17	8	-11
18	17	17	18	6	-11
19	16	16	19	4	-12
20	16	16	20	7	-9
21	14	14	21	7	-7
22	9	9	22	4	-5
23	4	4	23	0	-4
24	3	3	24	-1	-4

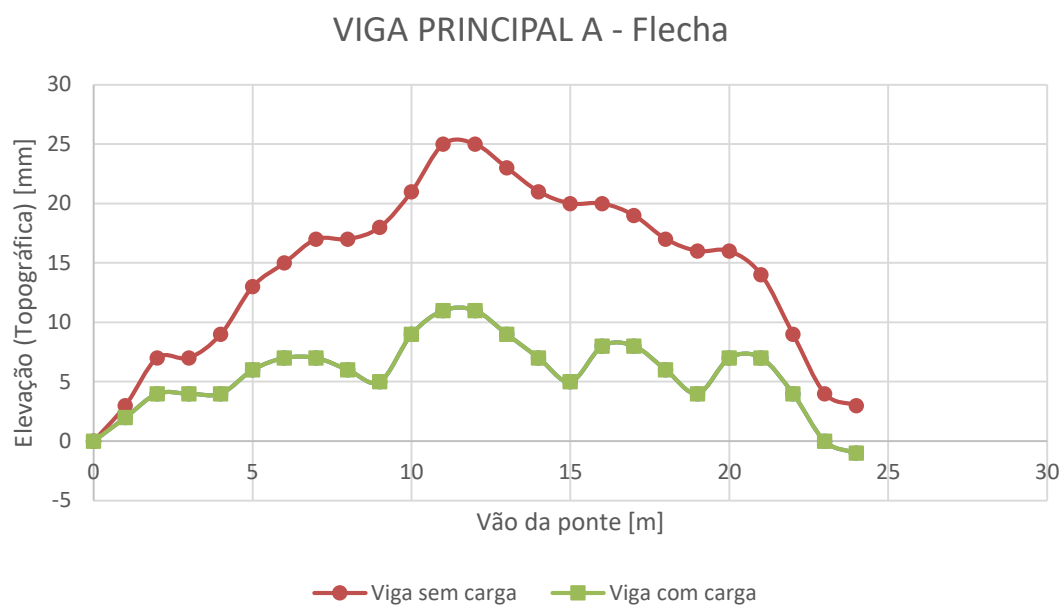
Fonte: Autor, 2016

Tabela 2 – Flecha e Contra Flecha – Viga VPB

VIGA B					
Viga sem carga			Viga com carga		
Ponto	Elevação Topográfica [mm]	Contra Flecha [mm]	Ponto	Elevação Topográfica [mm]	Flecha [mm]
0	0	0	0	0	0
1	2	2	1	0	-2
2	10	9	2	6	-4
3	12	10	3	7	-5
4	15	13	4	9	-6
5	19	16	5	10	-9
6	24	20	6	15	-9
7	25	21	7	13	-12
8	28	23	8	15	-13
9	32	26	9	17	-15
10	34	28	10	19	-15
11	34	27	11	19	-15
12	37	29	12	21	-16
13	33	25	13	17	-16
14	33	24	14	17	-16
15	31	22	15	16	-15
16	28	18	16	14	-14
17	28	17	17	13	-15
18	27	16	18	15	-12
19	25	13	19	14	-11
20	20	7	20	10	-10
21	18	5	21	9	-9
22	16	2	22	9	-7
23	15	0	23	8	-7
24	15	0	24	5	-10

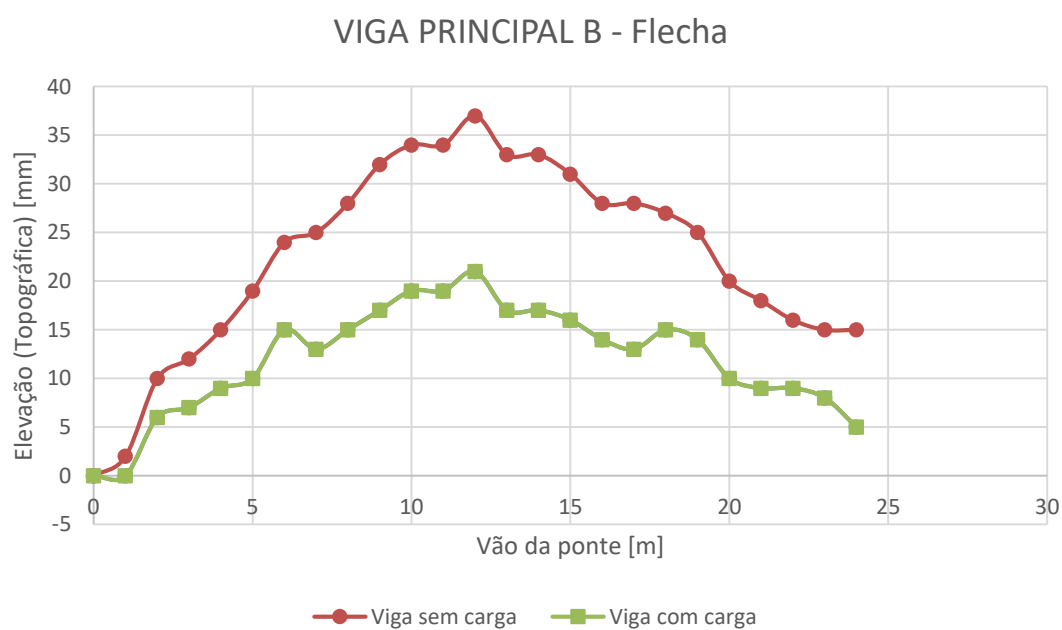
Fonte: Autor, 2016.

Figura 23 – Viga VPA – Flecha



Fonte: Autor, 2017.

Figura 24 – Viga VPB – Flecha



Fonte: Autor, 2017.

4.2.2 Extensometria

A seguir apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de extensometria. Para a VPA, utilizou-se um extensômetro tipo roseta instalado próximo à linha neutra da estrutura e dois unidirecionais, localizados logo acima e abaixo das soldas do perfil laminado com a chapa da alma. O objetivo nestes casos é identificar alguma possível distorção de tensões nos pontos.

Para a VPB, foram instalados extensômetros unidirecionais na parte superior e inferior da alma da viga para obtenção dos valores das tensões máximas e mínimas.

Viga VPA

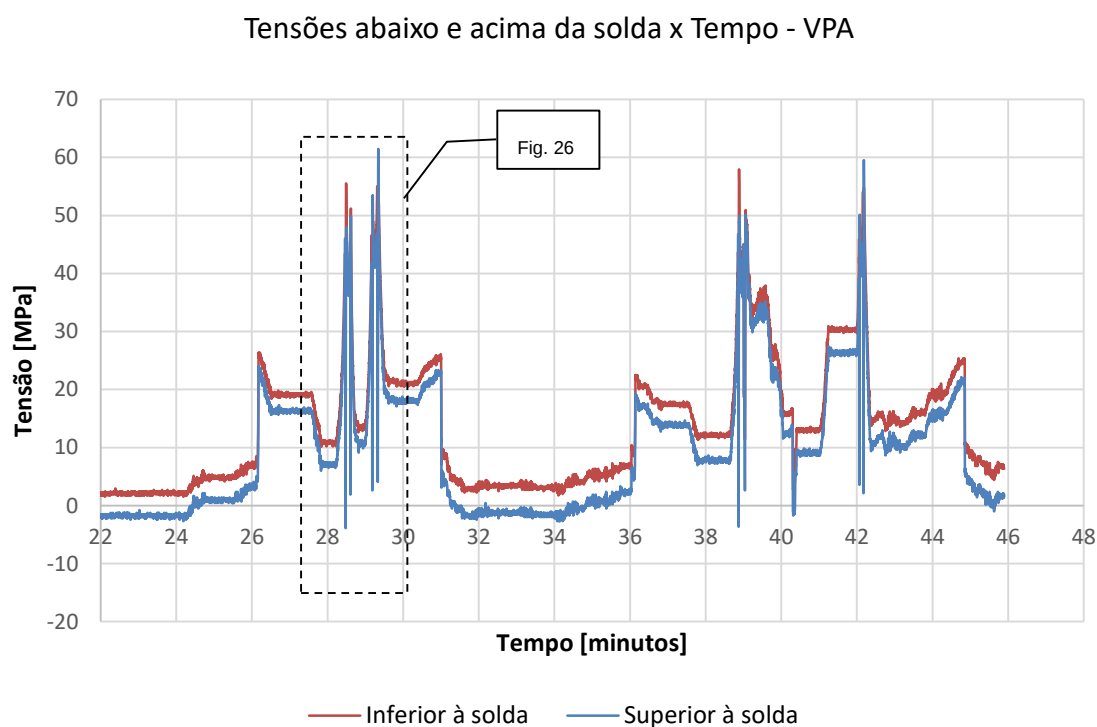
Com relação a viga principal A (VPA), os resultados obtidos no estudo das tensões normais devido ao momento fletor nos *gauges* instalados acima e abaixo da solda do perfil laminado T (meio perfil I) com a alma da viga estão representados na Figura 25.

Observa-se que as tensões variam no tempo com relação aos movimentos executados com a ponte rolante, conforme abaixo:

- Até o instante 24,4 min.: Translação da ponte sem carga.
- Do instante 24,5 min. até 26,2 min.: Içamento da carga 125 t.
- Do instante 26,3 min. até 31 min.: Apenas translação do carro principal carregado sobre toda extensão da viga, avanço e retorno, finalizando na posição original.
- Do instante 31,1 min. ao instante 36,2 min.: Descarregamento do carro principal.
- No instante 36,3 min: Içamento da carga de 120 t.
- Do instante 36,4 ao instante 44,8 min.: A fim de simular a situação de trabalho da ponte, vários movimentos foram realizados simultaneamente, por exemplo a translação do carro principal e translação da ponte ao mesmo tempo.

São identificados alguns picos de tensão, por exemplo, os dos instantes 28,49 e 29,34 minutos que se referem à passagem do carro principal com carga de 125 t sobre a região dos *gauges*, no deslocamento puro do carro sobre a viga, e nos instantes 38,89 e 42,19 minutos, que se referem à passagem das rodas do carro carregado com 120 t, sobre ou *gauges*. Ressalta-se que, neste último caso, existe a combinação de translação do carro com a translação da ponte rolante.

Figura 25 – Viga VPA – Tensões acima e abaixo da solda da alma



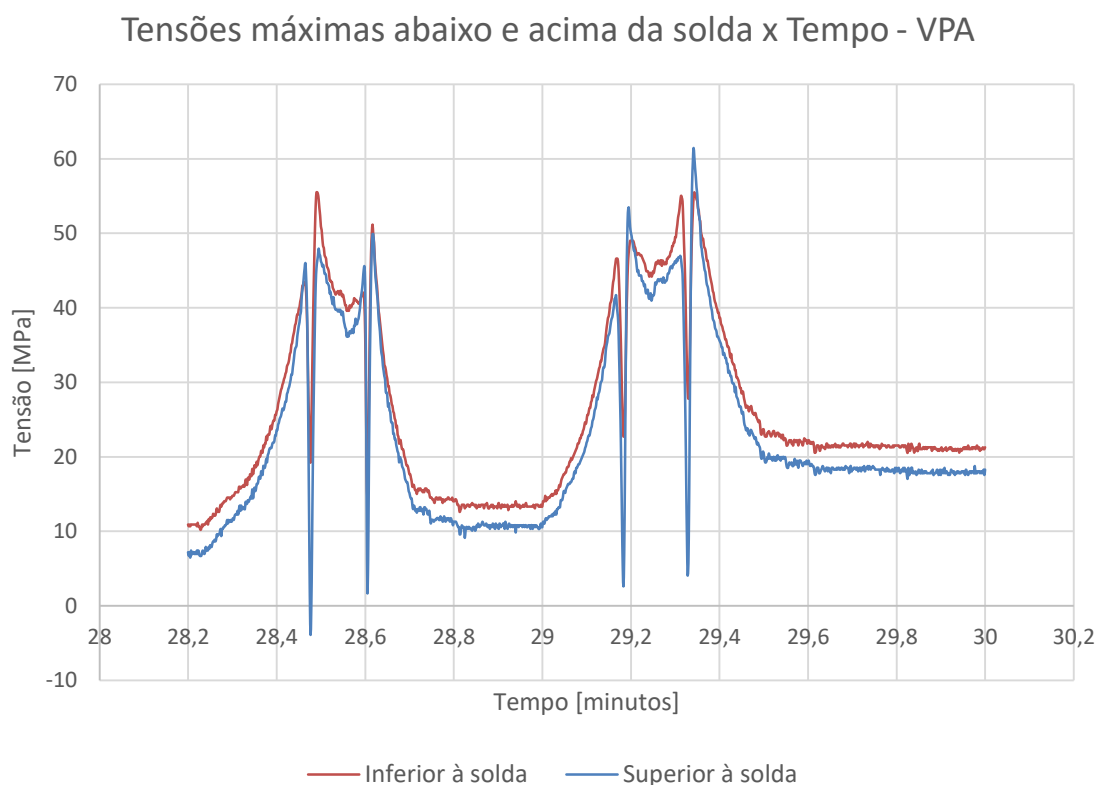
Fonte: Autor, 2017.

Observa-se que o valor máximo encontrado foi de 61,5 MPa, no instante 29,34 minutos, como mostrado na Figura 26.

Outro ponto a ser observado na Figura 26 é o registro da passagem dos dois eixos do carro sobre os *gauges*, tanto no avanço do carro, instantes 28,49 e 28,62 minutos (eixos 1 e 2 respectivamente), e nos instantes 29,19 e 29,34

minutos, referente ao retorno do carro (neste caso, eixos 2 e 1 respectivamente).

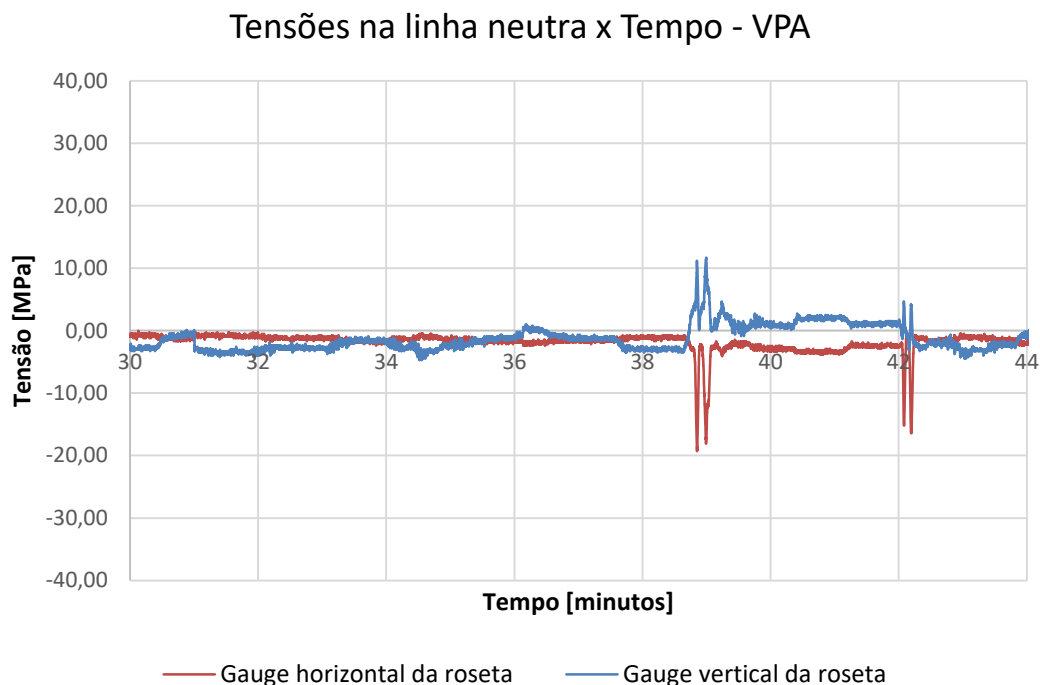
Figura 26 – Viga VPA – Tensões máximas abaixo e acima da solda da alma



Fonte: Autor, 2017.

Os *gauges* instalados na linha neutra da viga VPA, a fim de verificar suas tensões, geraram o registro apresentado na Figura 27. Os picos indicam distorções devido a passagem do carro, ou seja, concentração de tensão no avanço e recuo, com 125 t e 120 t. Os valores mínimos e máximos encontrados foram de - 19,0 MPa e 11,5 MPa.

Figura 27 – Viga VPA – Tensões na Linha Neutra



Fonte: Autor, 2017.

Viga VPB

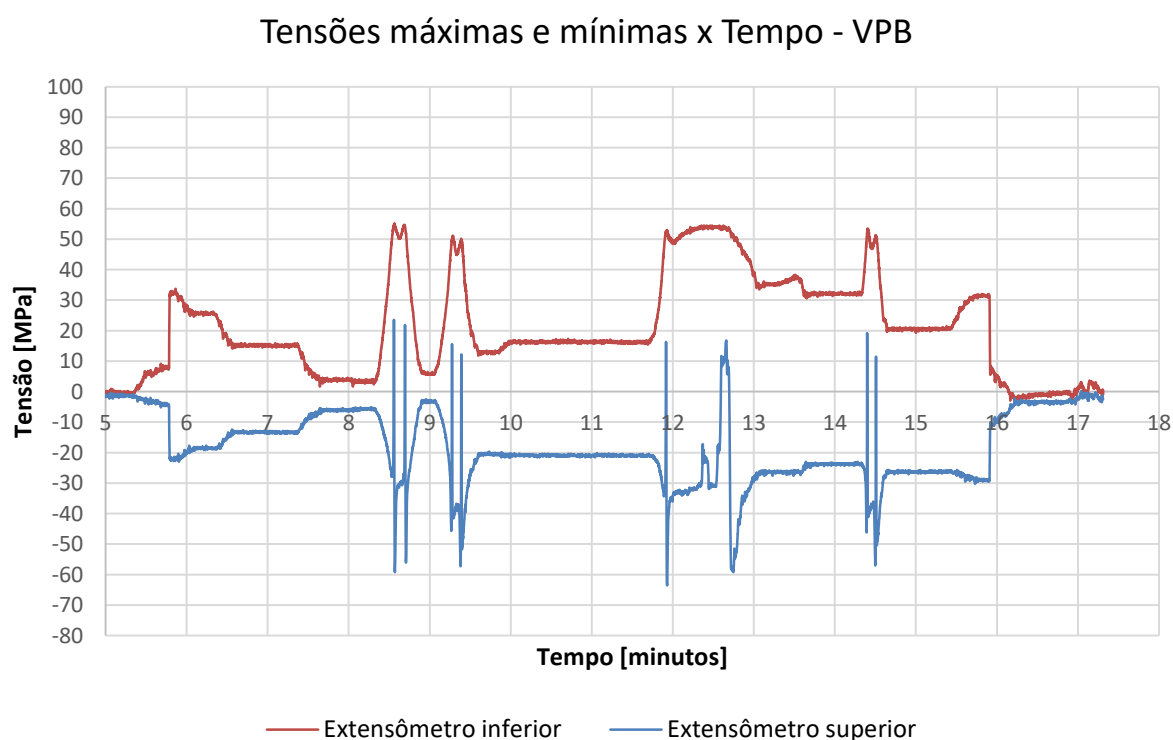
Com o intuito de avaliar as tensões normais causadas pelo momento fletor na viga, foram instalados extensômetros próximos às mesas superior e inferior da viga, no ponto médio do vão.

A relação entre tensão e tempo do ensaio está representada na Figura 28, sendo a sequência de movimentos realizados conforme descrito abaixo:

- Até o instante 5,38 min.: Translação da ponte sem carga.
- Instante 5,86 min.: Término de içamento da carga de 120 t.
- Do instante 5,87 até 7,65 min.: Translação da ponte e do carro simultaneamente.
- Do instante 7,66 até 8,34 min.: Descarregamento incompleto.

- Do instante 8,35 min. até o instante 8,97 min.: Elevação da carga, translação do carro e descida da carga.
- Do instante 9,06 min. até o instante 15,91 min.: Tem-se uma sucessão de movimentos com carga de 125 t, sendo basicamente elevação da carga, translação da ponte e do carro (avanço e recuo na viga principal).
- Finalmente no instante 16,29 min. tem-se o descarregamento da ponte.

Figura 28 – Viga VPB – Tensões Máximas e Mínimas



Fonte: Autor, 2017.

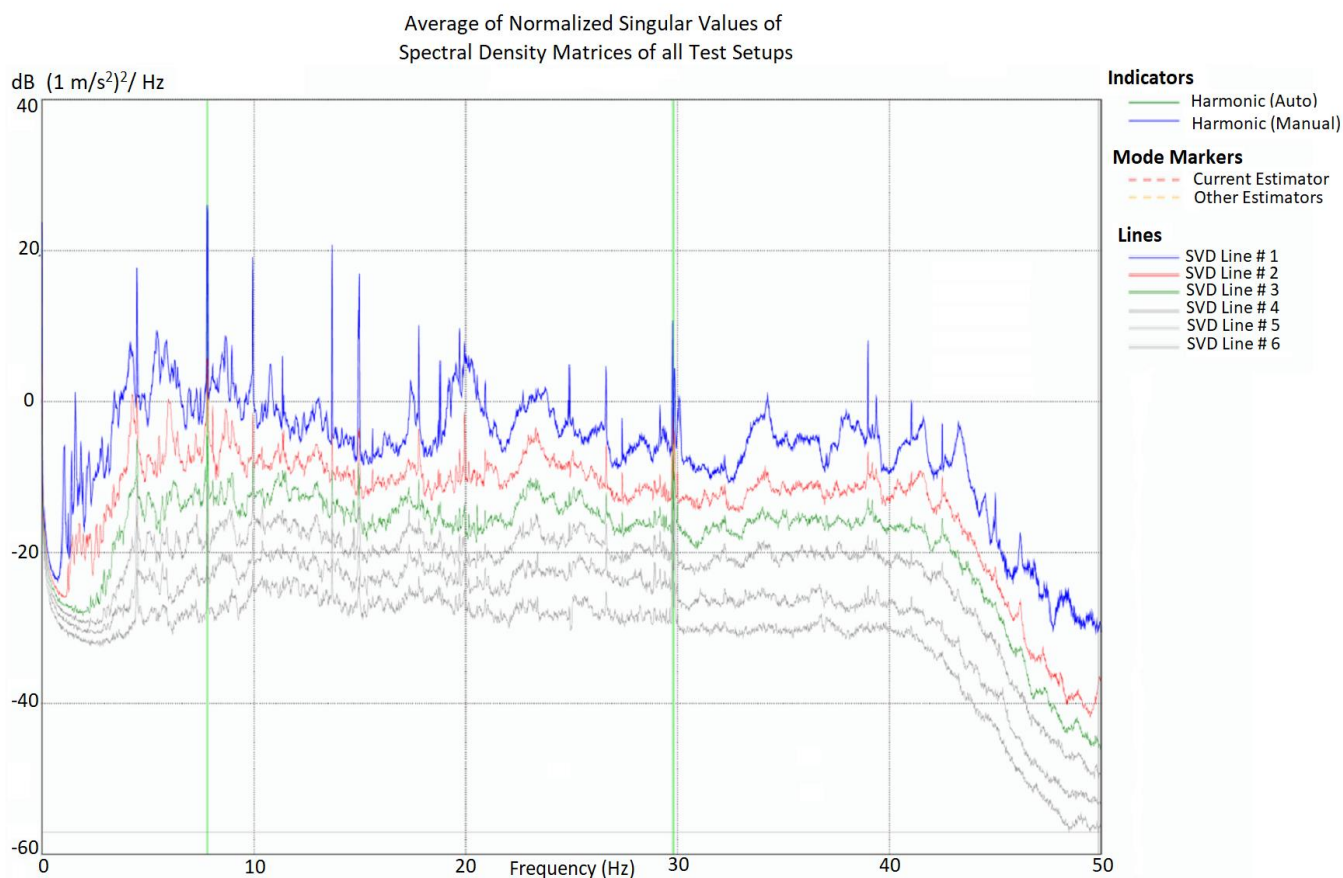
As tensões normais devido ao momento fletor, medidas na região superior e inferior da viga, mostraram um efeito mais pronunciado da passagem das rodas do carro sobre os extensômetros superiores, com valor máximo de 63,5 MPa no instante 11,93 minutos, ou seja, instante em que a ponte está com o carregamento de 125 t, e, no caso do extensômetro inferior, o valor encontrado neste instante é de 52,06 MPa, como pode ser visto na Figura 28.

4.3 Ensaio de Vibração na Ponte Rolante

A Figura 29 apresenta os principais valores singulares da matriz de densidade espectral obtida (média das nove campanhas). As curvas em azul, vermelho e verde representam, respectivamente, a primeira, segunda e terceira solução da decomposição singular da matriz.

Na Tabela 3 são apresentados os valores dos parâmetros modais reais da estrutura, obtidos após o processamento dos dados. Pode-se observar que, mesmo com a ponte rolante parada durante a realização dos ensaios e sem nenhuma excitação artificial imposta (a vibração ocorreu devido a transmissão de excitação da estrutura do galpão pelo vento à ponte), foi possível extrair, dos registros temporais, os parâmetros modais dinâmicos.

Figura 29 – Amplitude x Frequência - Espectro Obtidos no Ensaio de Vibração



Fonte: Autor, 2017.

Tabela 3 – Parâmetros Modais Experimentais

Modo	Frequência [Hz]	Taxa de Amortecimento [%]	Desvio padrão das Frequências [%]
1	4,21	3,122	0,3
2	4,56	7,828	0,2
3	5,86	3,782	0,1
4	7,58	5,971	0,1
5	7,77	1,076	0
6	8,33	5,362	0,2
7	9,09	5,972	0
8	10,56	5,717	0,1
9	12,56	6,466	0,1
10	14,92	8,252	0,2
11	15,47	9,714	0,2
12	17,48	3,217	0,1
13	17,94	4,091	0,1
14	19,6	2,832	0,1
15	19,89	4,356	0,1
16	20,04	2,792	0,1
17	22,01	5,66	0,7
18	22,93	4,263	0,1
19	23,11	7,272	0,3
20	23,75	2,477	0,1
21	26,66	4,303	0,1
22	29,57	2,747	0,1
23	29,59	6,07	0
24	33,26	6,711	0,1
25	34,09	3,751	0,6
26	35,86	8,02	0,6
27	36,29	3,093	0,1
28	38,45	9,935	0,2
29	39,03	1,807	0,2
30	39,19	4,77	0,3
31	41,25	7,45	0,4
32	41,36	3,372	0,1
33	41,84	5,128	0,4
34	42,6	6,665	0,2

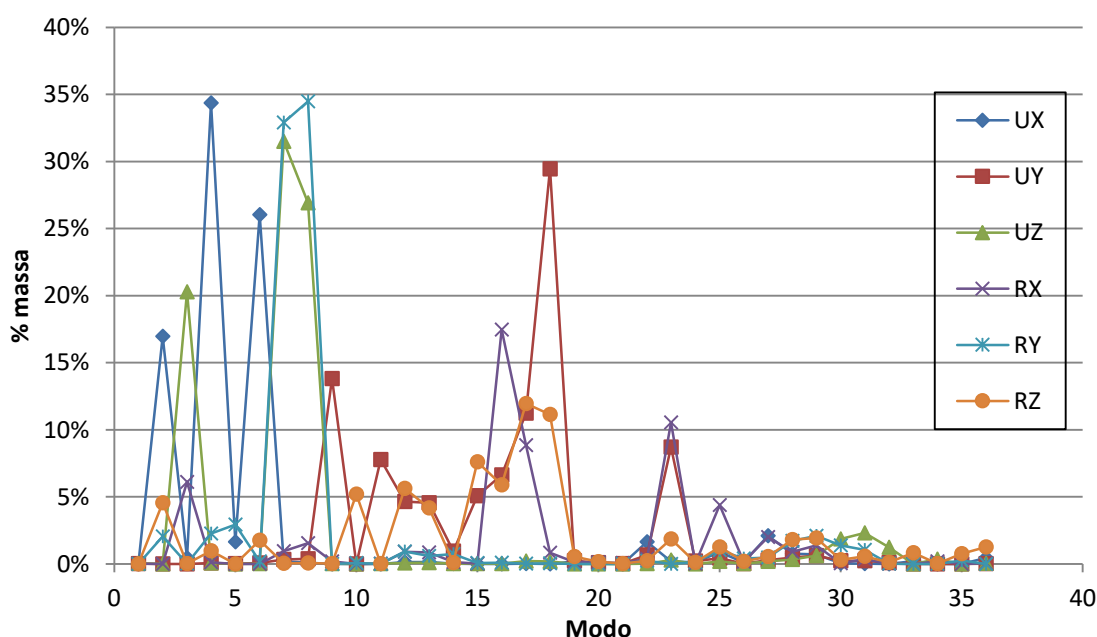
Fonte: Autor, 2017.

4.4 Modelo Numérico Calibrado

No modelo numérico adotado para desenvolvimento deste trabalho, as vinculações, representando a ligação estrutura/rodeiros, foram realizadas como links que possuíam rigidezes translacionais, nas três direções, infinitas e rigidezes rotacionais nulas. Após calibração, as vinculações translacionais passaram a apresentar rigidezes variando entre 1.109 a 2.108 N/m enquanto as rigidezes rotacionais foram mantidas nulas. O módulo de elasticidade do material, no modelo calibrado final, foi mantido como 200 GPa.

A Figura 30 apresenta a curva de participação de massa de cada modo de vibração. Observa-se que à partir do 25º modo, nenhum modo de vibração mobiliza mais do que 5% da massa da estrutura, tendo, portanto, pouca importância na representação desta, conforme descreve a EUROCODE 8 – Part 2: 2009. Nesta figura, UX, UY e UZ correspondem às translações da estrutura nas direções X (longitudinal, sentido do movimento da ponte), Y (transversal) e Z (vertical), enquanto RX, RY e RZ às rotações da estrutura nas direções X, Y e Z. No Apêndice A são apresentados os 25 primeiros modos de vibração da estrutura, indicando suas respectivas frequências naturais.

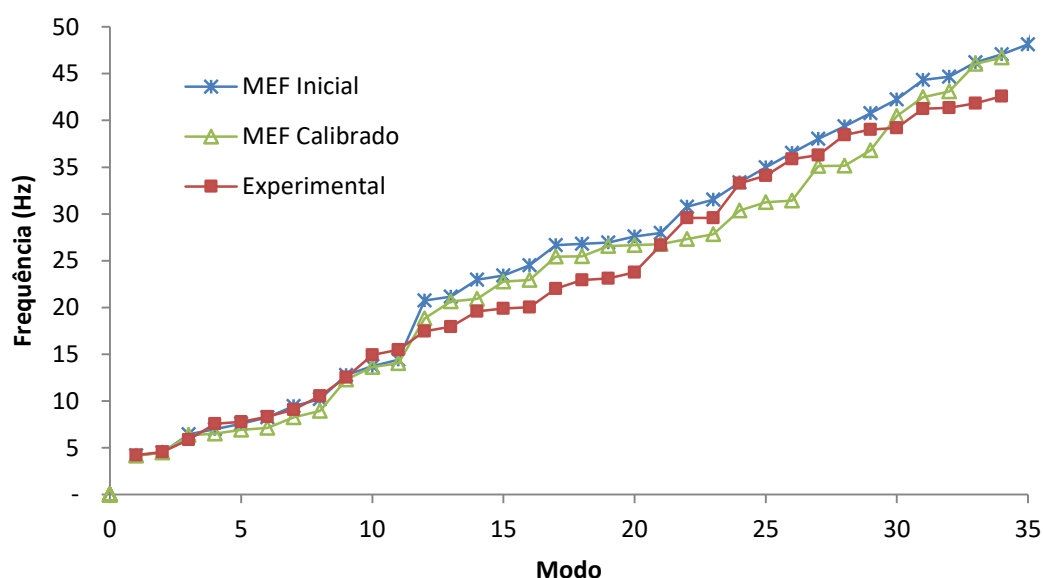
Figura 30 - Participação de Massa x Modos de Vibração – Modelo Numérico



Fonte: Autor, 2017.

Na Figura 31 são apresentadas as frequências naturais e os modos de vibração do modelo inicial, do processamento de dados e do modelo numérico após sua calibração. Apresenta-se também, na Figura 32, o erro das frequências naturais dos modelos calibrado e não calibrado em relação aos dados experimentais.

Figura 31 – Frequências x Modos de Vibração– Modelos Numéricos e Resultado Experimental



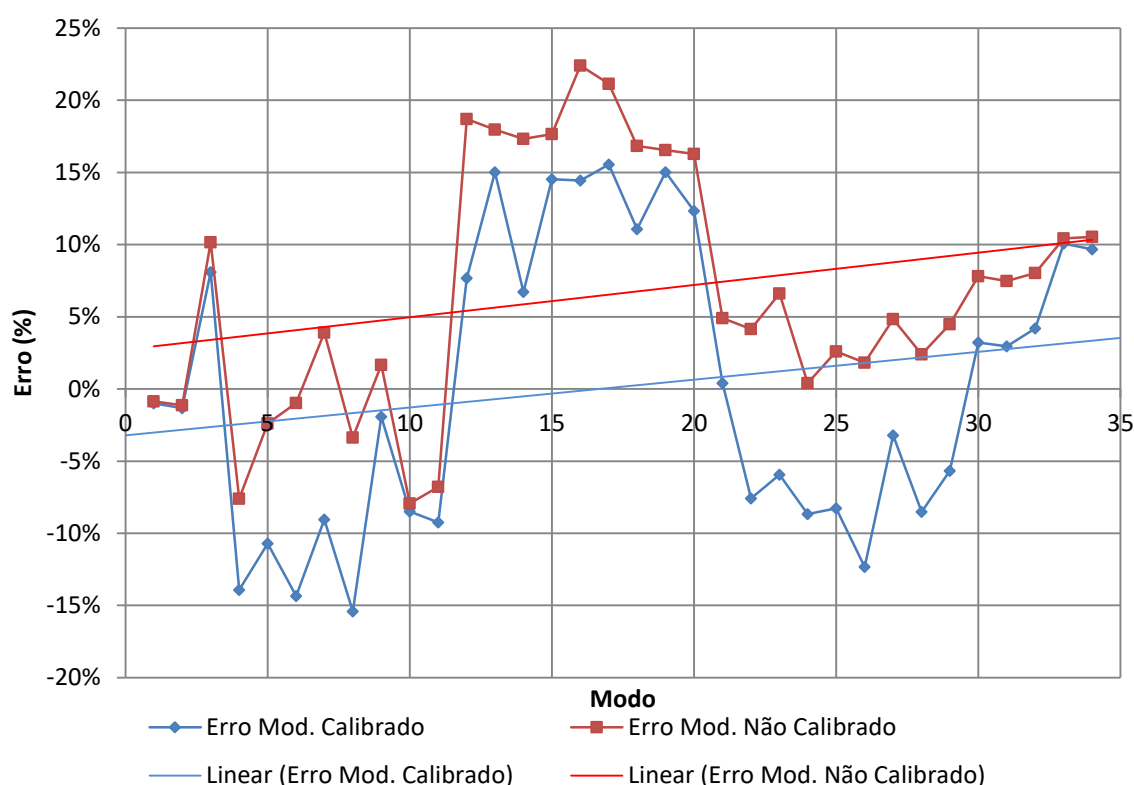
Fonte: Autor, 2017.

É importante observar que do 12º modo até o 21º o modelo calibrado se aproxima mais das frequências experimentais que o modelo não calibrado. O próximo modo de interesse, por mobilizar maior massa, é o 23º, conforme Figura 30, que também apresenta aproximação similar ao do modelo não calibrado.

À partir deste ponto, o modelo calibrado apresenta pior aproximação às frequências encontradas no ensaio modal que o modelo não calibrado, entretanto, este fato não invalida sua representatividade pois, conforme já

mentionado, à partir do 25^o modo, não há nenhum modo com mobilização de massa maior que 5% da massa total da estrutura, podendo assim, tais modos, serem desprezados.

Figura 32 – Erro entre Valor de Frequências dos Modelos Numéricos (calibrado e não calibrado) e Experimental x Modo de Vibração



Fonte: Autor, 2017.

Observa-se que após o procedimento de calibração os erros resultantes estão sempre inferiores a 16,00% no modelo calibrado, enquanto no modelo não calibrado ultrapassa 20,00%. Outro ponto importante a ser observado é o fato da linha de tendência de erros do modelo não calibrado (reta vermelha) apresentar valores superiores em relação a linha de tendência do modelo calibrado (reta azul). Assim, em termos globais, o modelo numérico calibrado apresenta melhor aproximação aos parâmetros modais encontrados no ensaio de vibração que o modelo não calibrado. Conclui-se, desta forma, que o modelo

numérico calibrado possui precisão suficiente para representar o comportamento dinâmico da estrutura real.

4.5 Simulação dos Ensaios Estáticos nos Modelos Numéricos

Com o objetivo de validar a técnica de caracterização da estrutura por seus parâmetros modais, os dois modelos numéricos (não calibrado e calibrado) foram simulados nas condições do ensaio topográfico, para comparar os valores de flecha da estrutura, e do ensaio de extensometria, com intuito de comparar as tensões do teste às obtidas nos modelos calibrado e não calibrado.

4.5.1 Avaliação de Flecha Máxima

Nos modelos numéricos não calibrado e calibrado, foi aplicada uma carga equivalente ao carro principal acrescido o peso de 120 t, conforme realizado no ensaio de topografia, estando as cargas de acordo com o posicionamento das rodas considerando o carro no meio do vão. Os valores da flecha máxima para VPA e VPB, bem como os valores das flechas encontradas no modelo numérico, antes e depois da calibração são mostrados na Tabela 4. Percebe-se que o modelo não calibrado apresenta rigidezes superiores às da estrutura real, enquanto o modelo calibrado indica boa aproximação da resposta estática da estrutura real.

Tabela 4 – Valor de Flecha Máxima das vigas principais

	Flecha máx. VPA [mm]	Erro [%]	Flecha máx. VPB [mm]	Erro [%]
Ensaio de carga (experimental)	15,00	-	16,00	-
Modelo não calibrado	11,30	24,67	11,40	28,75
Modelo calibrado	14,40	4,00	14,60	8,75

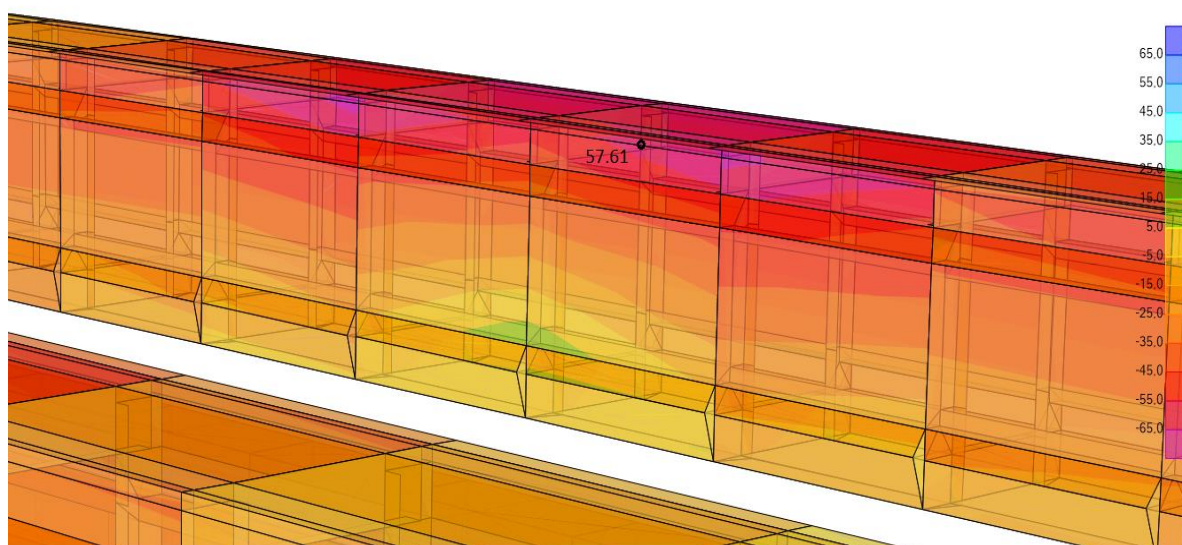
Fonte: Autor, 2017.

4.5.2 Avaliação das Tensões

Similarmente à simulação realizada para avaliação da flecha, os modelos não calibrado e calibrado foram submetidos às mesmas cargas referentes aos ensaios de extensometria, para verificação das tensões nos pontos, cujos resultados referentes à tensão máxima na região da solda, tensão na linha neutra e tensões máximas e mínimas de flexão, são apresentados a seguir.

No caso da tensão máxima na região da solda do perfil laminado com a chapa da alma, obteve-se o valor de 61,5 MPa. Realizando a simulação nos modelos não calibrado e calibrado, foram encontrados os valores registrados nas Figuras 33 e 34.

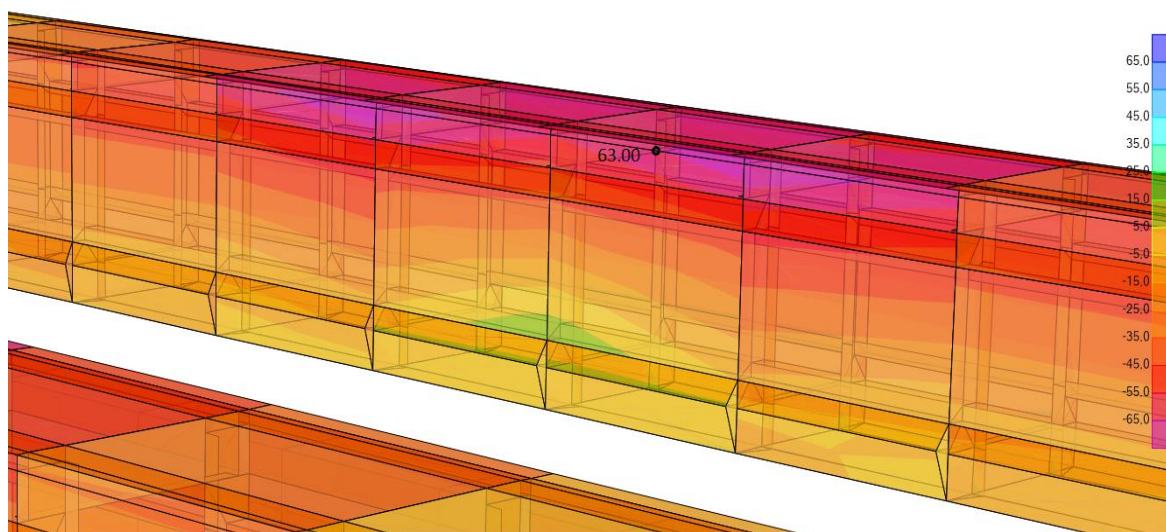
Figura 33 – Modelo não calibrado – Tensão na região da solda – VPA [MPa]



Fonte: Autor, 2017.

Assim, é possível concluir que o modelo não calibrado apresenta níveis de tensão inferiores ao modelo calibrado. Os erros referentes a estas tensões são apresentados na Tabela 5.

Figura 34 – Modelo calibrado – Tensão na região da solda – VPA [MPa]



Fonte: Autor, 2017.

Tabela 5 – Valor de Tensão na região da solda da VPA

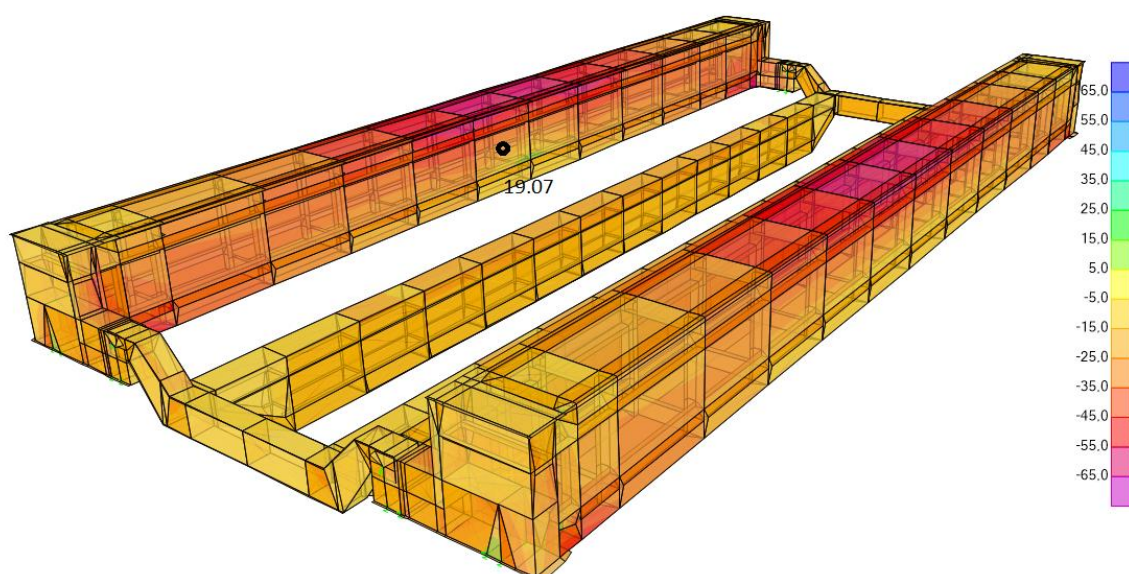
	Tensão na região da solda [MPa]	Erro [%]
Extensometria (experimental)	61,50	-
Modelo não calibrado	57,61	6,33
Modelo calibrado	63,00	2,44

Fonte: Autor, 2017.

Já no caso das tensões na linha média da viga, onde a extensometria indicou um valor máximo de 19 MPa, observou-se que os valores gerados pela concentração de tensão das rodas, foram similares em ambos os modelos, não representando erro considerável, conforme Tabela 6.

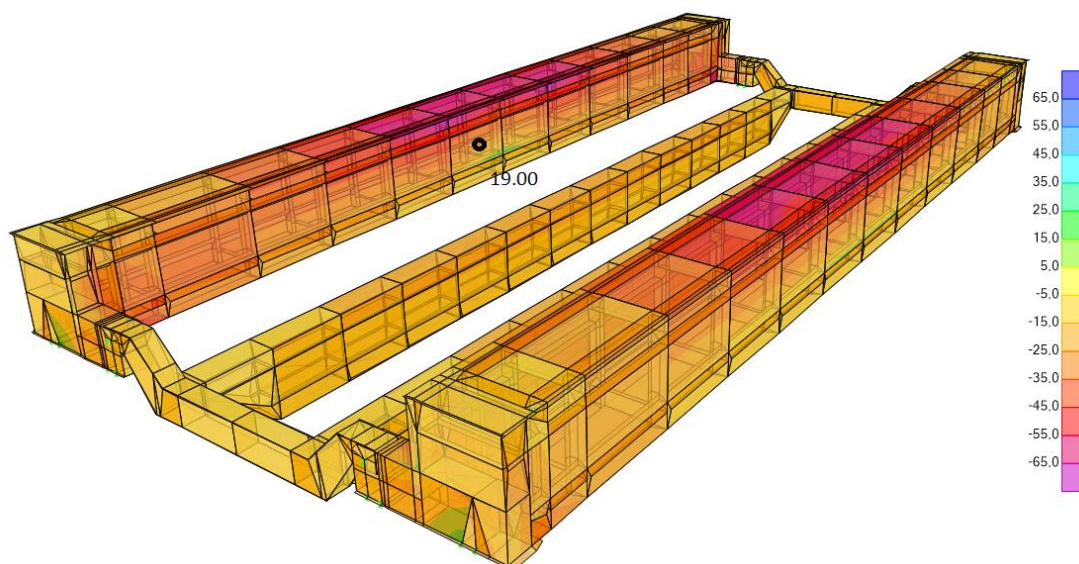
As Figuras 35 e 36 apresentam os valores encontrados na linha média da viga para os modelos não calibrado e calibrado.

Figura 35 – Modelo não calibrado – Tensão na linha média - VPA [MPa]



Fonte: Autor, 2017.

Figura 36 – Modelo calibrado – Tensão na linha média - VPA [MPa]



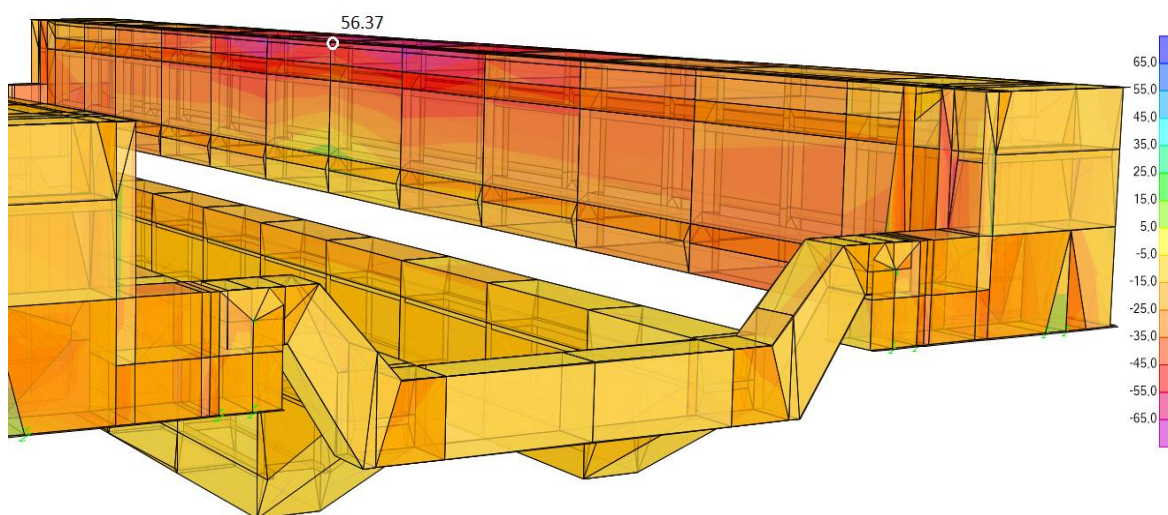
Fonte: Autor, 2017.

Tabela 6 – Valor de Tensão na linha média da VPA

	Tensão na linha média [MPa]	Erro [%]
Extensometria (experimental)	19,00	-
Modelo não calibrado	19,07	0,37
Modelo calibrado	19,00	0,00

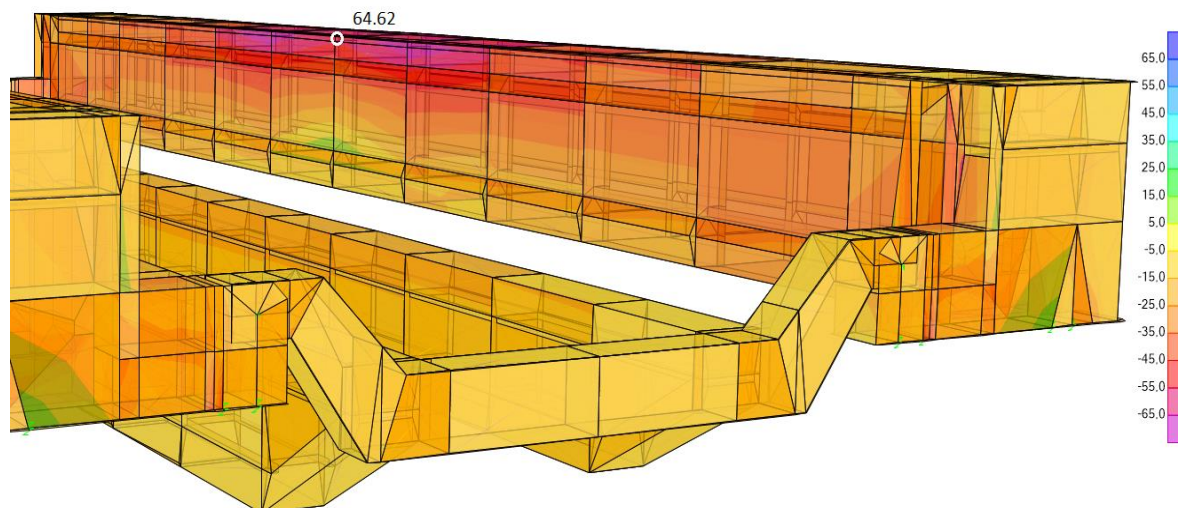
Fonte: Autor, 2017.

Por fim, com relação às tensões normais devido ao momento fletor máximo e mínimo na VPB, o valor encontrado na extensometria foi de 63,5 MPa e 52,06 MPa, respectivamente. Quando simulada essa situação, os modelos não calibrado e calibrado responderam conforme valores indicados nas Figuras 37 e 38, para as tensões mínimas (compressão), e Figuras 39 e 40, para as tensões máximas (tração). Tais valores e os erros correspondentes encontram-se na Tabela 7.

Figura 37 – Modelo não calibrado – Tensão normal mínima por flexão - VPB [MPa]

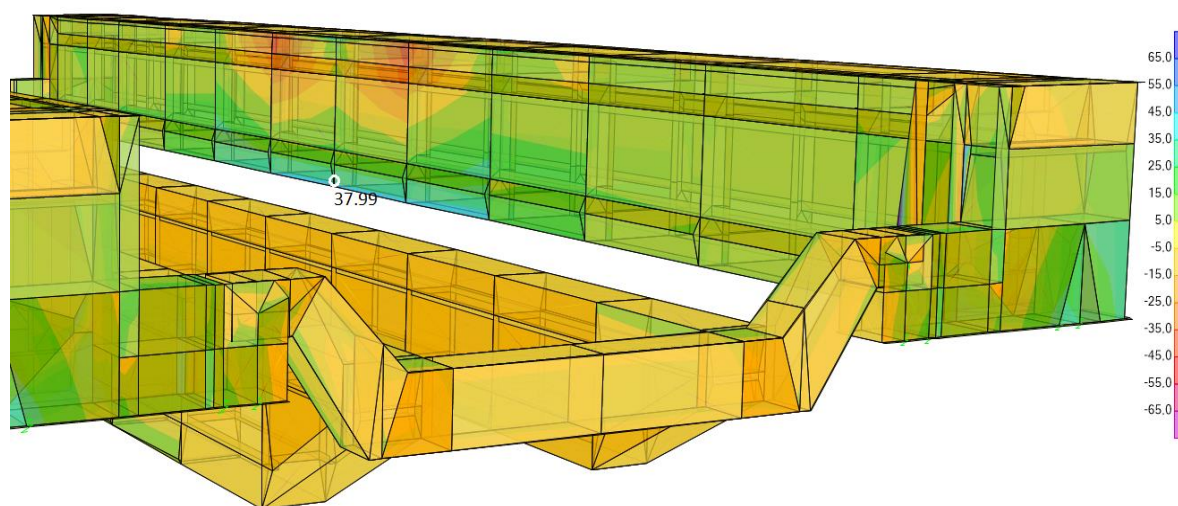
Fonte: Autor, 2017.

Figura 38 – Modelo calibrado – Tensão normal mínima por flexão - VPB [MPa]



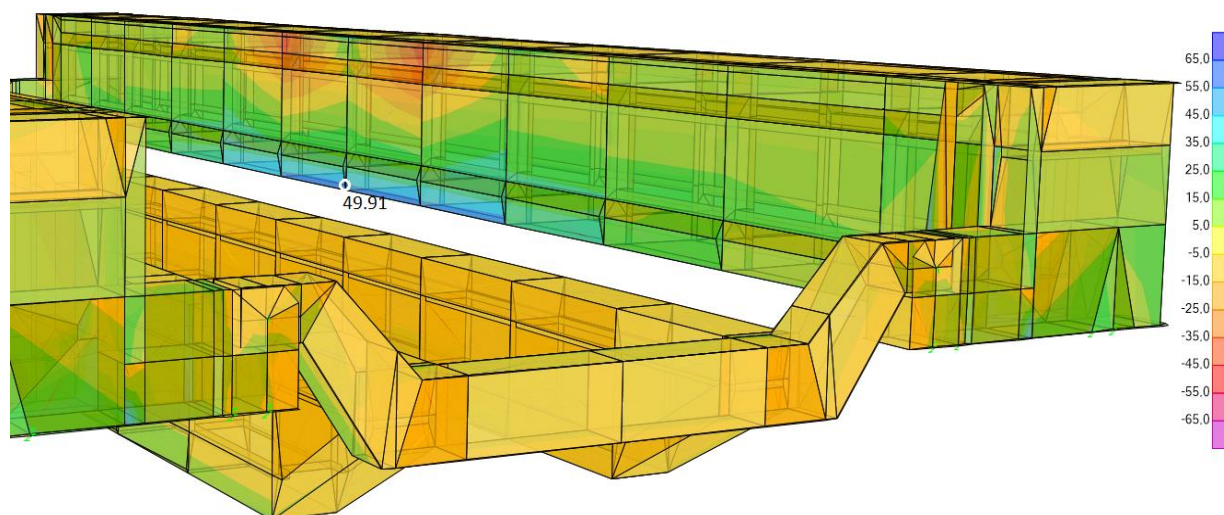
Fonte: Autor, 2017.

Figura 39 – Modelo não calibrado – Tensão normal máxima por flexão- VPB [MPa]



Fonte: Autor, 2017.

Figura 40 – Modelo calibrado – Tensão normal máxima por flexão – VPB [MPa]



Fonte: Autor, 2017.

Tabela 7 – Valor de Tensões máximas e mínimas devido flexão na VPB

	Tensão normal mínima [MPa]	Erro [%]	Tensão normal máxima [MPa]	Erro [%]
Extensometria (experimental)	63,50	-	52,06	-
Modelo não calibrado	56,37	11,23	37,99	27,03
Modelo calibrado	64,62	1,76	49,91	4,13

Fonte: Autor, 2017.

Observa-se que os valores de tensão encontrados no modelo não calibrado são inferiores aos encontrados na extensometria. Também neste caso, a calibração do modelo aproximou de forma significativa os valores da tensão aos encontrados no ensaio de carga estática, reduzindo substancialmente os erros, ou seja, de 11,23% para 1,76% no caso da tensão de compressão e de 27,03% para 4,13% para a tensão de tração da viga.

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentada a caracterização estrutural de uma ponte rolante para transporte de aço líquido, por meio de seus parâmetros modais, que foram utilizados para calibração de um modelo numérico elaborado com base no método de elementos finitos.

Primeiramente, foram realizadas pesquisas sobre o “estado da arte” de temas relacionados. Observou-se um grande número de trabalhos voltados a pontes rodoviárias e ferroviárias e, em grande parte, constituídas de estrutura em concreto.

Ensaio de campo foram realizados para obtenção dos parâmetros modais da estrutura, ou seja, ensaio de vibração; bem como ensaios de extensometria e deflectometria, para obtenção dos valores de tensões e flechas máximas das vigas da ponte rolante.

O modelo numérico foi elaborado com base no projeto executivo e inspeções de campo, com o objetivo de se obter representatividade o mais fiel possível à estrutura real. Utilizando-se os valores de frequências naturais obtidos no ensaio de vibração, efetuou-se a calibração do modelo numérico, obtendo-se assim os dois modelos, um calibrado e outro original, não calibrado.

O resultado da calibração gerou um modelo numérico com erros globais médios próximos a 1%, sendo possível assim avaliar de forma mais precisa o comportamento estrutural da ponte.

Os modelos numéricos não calibrado e calibrado foram então submetidos às mesmas condições dos ensaios práticos de extensometria e deflectometria e observou-se que, tanto no caso da flecha máxima quanto nos valores de tensão, o modelo calibrado apresentou significativa aproximação aos valores do ensaio prático e baixo nível de erro. Ressalta-se ainda que o fato de se tratar de estrutura em aço, ou seja, com características isotrópicas e homogêneas, e a alta precisão do modelo numérico contribuíram para a grande aproximação dos resultados. Cabe citar que, no caso de necessidade de análises não lineares, não há garantia da convergência dos resultados.

Importante ainda salientar que o modelo não calibrado apresentou rigidez superior à estrutura real, fato que, em certas circunstâncias, pode levar a avaliações contrárias à segurança.

Dessa forma, ficou evidenciada a necessidade de utilização de modelos precisos para estudo estático e dinâmico de sistemas estruturais complexos, sendo a calibração por seus parâmetros modais um eficiente método de ajuste de modelos numéricos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDULLAH, N. A. Z.; SANI, M. S. M.; RAHMAN, M. M.; ZAMAN, I.; **Correlation of numerical and experimental behavior of a body-in-white (BIW) structure**, MATEC Web of Conferences 90, AiGEV, Malaysia, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8400 - Cálculo de equipamento para levantamento e movimentação de cargas**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15307 – Ensaios não destrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ALLEMANG, R. J.; **The Modal Assurance Criterion (MAC): Twenty Years of Use and Abuse**, Cincinnati, USA, 2003.

ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S.; BRITO, G. A.; **Extensometria Básica**, Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural, UNESP, Ilha Solteira, 46 p., 2004.

ARTEMIS 3.0. **Structural Vibration Solutions**. Fonte: <http://www.svibs.com/>: Acesso em 27 de Janeiro de 2018.

BAPTISTA, M. A.; GUEREIRO, L.; COSTA, A. C.; MENDES, P.; OLIVEIRA, S.; RODRIGUES, J.; **Caracterização do comportamento dinâmico de barragens de betão com base em ensaios de vibrações ambiente e modelos numéricos**, Lisboa, Portugal, 2004b.

BAPTISTA, M. A.; MENDES, P.; COSTA, A. C.; AFILHADO, A.; SILVA, P.; OLIVEIRA, C. S., **Análise experimental para obtenção das características dinâmicas do edifício da Portugal Telecom no Parque das Nações**, ISEL, Lisboa, Portugal, 2004a.

BARROS, L. C.; **Aplicação de métodos no domínio da frequência para identificação modal de estruturas**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto MG, 2016.

BRADSHAWFOUNDATION. **The Prehistoric Archaeology of the Temples of Malta**; Disponível em: <<http://www.bradshawfoundation.com/malta>> Acesso em Novembro de 2016.

BRASIL, Haroldo Vinagre; **Maquinas de Levantamento**, Editora Guanabara S.A., Rio de Janeiro, 230 p., 1988.

BRASIL, R. M. L. R. F.; SILVA, M. A.; **Introdução à Dinamica das Estruturas para engenharia civil** (2 ed.) São Paulo: Blucher, 2015.

BRINKER, R.; VENTURA, C. E.; **Introduction to Operational Modal Analyssis**, Ed. Wiley, Chichester, United Kingdom, 360 p., 2015.

CAGLAYAN, O., OZAKGUI, K., TEZER, O., PIROGLU, F., In-Situ Field Measurements and Numerical Model Identification of a Multi-Span Steel Railway Bridge. **Journal of Testing and Evaluation**, ASTM International, 2015.

CASSOLA, S., PEREIRA, J. A.; **Caracterização dos parametros dinâmicos de estruturas metálicas do tipo “steel joist”**, UNESP Ilha Solteira, SP, Brasil, 1999.

CISMASIU, C.; NARCISO, A. C.; SANTOS, F. P. A.; **Experimental dynamic characterization and finite elemento updating of a footbridge structure**, Caparica, Portugal, 2013.

CLOUGF, R. W.; PENZIEN; J.; **Dynamic of structures** (3 ed.). Berkeley: Computers & Structures, 731 p., 2003.

CORRÊA, I. C. S., **Topografia Aplicada à Engenharia Civil** (12 ed), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, 137p., 2010.

ENSSLIN, L. et al., **ProKnow-C, knowledge development process – Constructivist**, 2010.

EUROCODE 8. **Design of Structure for Earthquake Resistance – Part 2.** [S.I.]: British Standard, 2009.

FAUSTO, Boris. **História Concisa do Brasil.** São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, Imprensa Oficial do Estado, 2001.

ISO (International Standard). ISO 9927-1 – **Cranes – Inspection – Part 1:** General, Second edition: 2009.

IZHAM, M. H. N.; ABDULLAH, N. A. Z.; ZAHARI, S. N.; SANI, M. S. M.; **Structural dynamic investigation of frame structure with bolted joints,** MATEC Web of Conferences 90, AiGEV, Malaysia, 2017.

LEDESMA, M.; RODRIGUES, J.; **Identificação Modal de um viaduto antes e depois de sua reabilitação estrutural,** VI Congresso Internacional sobre Patologia y Recuperacion de Estructuras, Argentina, 2010.

LOPES, V.; MILHEIRO, J. ; ARÊDE, A.; GUEDES, J.; PAUPÉRIO, E.; COSTA, A.; **Identificação dinâmica de estruturas.** Congresso Patrimônio, Porto, Portugal, 2010.

MAGALHÃES, F.; CUNHA, A.; CAETANO, E.; **Monitoração dinâmica contínua da ponte de Infante D. Henrique,** BE 2010, Encontro Nacional Betão Estrutural, Lisboa, 2010.

MALVEIRO, J.; RIBEIRO, D.; SOUSA, C.; CALÇADA, R.; **Identificação experimental dos parâmetros modais de um viaduto ferroviário com tabuleiro pré-fabricado.** ASCP – 2 Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes, Coimbra, 2011.

MARTINS, C. A. P.; ESTEVÃO, J. M. C.; **Caracterização dinâmica das bancadas principais do estádio Algarve,** Portugal, 2004.

MARTINS, C. J.; MENDES, L. M. M. M.; Determination of stiffness for wind tower foundation by operational modal analysis, **International Journal of Mechanics and Applications,** 43 – 48, 2016.

MARTINS, C. J.; VALADARES, C. F.; PADULA, F. R. G.; **Avaliação estrutural de uma escada metálica via modelo numérico adaptado às frequências naturais experimentais,** PPGECC – CEFET/MG, 2017.

MODENESI, P. J.; **Descontinuidades e Inspeção em Juntas Soldadas**, Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte, 16 p., 2001.

NUNES, T. R., BOROSCHEK, R. L., ASCE, M., LARRIAN, A., Validation of a Construction Process Using a Structural Health Monitoring Network. **Journal of Performance of Constructed facilities**, ASCE, 2013.

PRODANOV, C. C., **Metodologia do Trabalho Científico: métodos e técnicas da pesquisa e do trabalho acadêmico** / Cleber Cristiano Prodanov, Ernani Cesar de Freitas – 2 ed. – Novo Hamburgo: Feevale, 2013.

RAMOS, L. F.; SENA-CRUZ, J.; FERREIRA, R. M.; **Caracterização dinâmica da ponte Luiz Bandeira em Serjões**. ASCP 2011 – 2 Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes, Coimbra, 2011.

SAP2000, **Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures - BASIC ANALYSIS REFERENCE MANUAL**. Version 16, Berkeley, California, USA, 2016.

SARDINHA, I.B.; VELOSO, L. A.C. M.; AMADOR, S. D. R., **Monitoração de estruturas para identificação de parâmetros modais**, UFPA, Belém, PA, 2006.

SORIANO, H. L.; **Introdução à Dinâmica das Estruturas** . (1. Ed.) Rio de Janeiro: Elsevier, 2014

SOUZA, R. M.; RODRIGUES, **Análise dinâmica computacional e experimental da ponte metálica de acesso ao terminal de granéis líquidos do porto de Vila do Conde**, PA, Pará, 2004.

TAVARES, M. F. F.; **Parametrização de uma ponte ferroviária por seus parâmetros modais**. Dissertação de mestrado, Centro Federal de Educação Tecnológica – CEFET - MG, Belo Horizonte, MG, 2014.

TEIXEIRA, R.M.; AMADOR, S. D. R.; ALIVEIRA, D. R. C.; Static and dynamic analysis of a reinforced concrete rail bridge located in the Carajas railroad, **IBRACON Structures and Materials Journal**, Vol. 3, p. 284 – 309, 2010.

VARUM, H.; DIOGENES, A.; MESQUITA, E.; BRANDÃO, F.; ALVES, A.; SANTOS, F.; **Caracterização de um edifício histórico do século XIX construído em alvenaria de tijolos maciços**, Congresso Brasileiro de Patologia das Construções – CBPAT, 2016.

XIA, Z.; AIQUN, L.; LI, J.; DUAN, M.; FE Model Updating on an In-Service Self-Anchored Suspension Bridge with Extra-Width Using Hybrid Method, Applied Sciences, **MDPI journal**, China, 2017.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L.; **The Finite Element Method, Vol. 1: Basic Formulation and Linear Problems**. (4 Ed.), McGraw-Hill, 1989.

ANEXO A – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS MR3000C

Technical Specifications MR3000C

Data Acquisition

Principle	4 th order delta-sigma ADC per channel
Resolution	24 bit
Sampling-rate	50, 100, 200, 400, 500, 800, 1'000 sps, others on request
Number of channels	3
Channel to channel skew	None – simultaneous sampling on all channels
Dynamic range	Typ. 130dB@250, 127dB@500 sps
Data Filter	FIR & IIR digital filters
Trigger Filter	Digital IIR filter: 0.5 - 15 Hz band-pass (Strong Motion Applications) Others on request

Trigger and De-trigger

Principle	Level trigger or STA/LTA or combined
Trigger voting logic	Predefined AND or OR combinations, individual channel votes
Level trigger	0.003 to 100% full scale
STA / LTA (Strong Motion)	STA: 0,1 to 25s, LTA: to 250s, Ratio: 0,1 to 25, LTA latched/unlatched
Smart Trigger / De-Trigger	Automatic adjustment of trigger level

Microprocessor

Recording

Principle	Event recording (time history), continuous time recording or manually triggered
Header	Contains status information at time of trigger and event summary
Pre-event recording	1 - 30 seconds (in 1 sec steps)
Post-event recording	1 - 100 seconds (in 1 sec steps)
Max. recording time	Event recording: unlimited
Non volatile Memory	Internal nand flash and removable SD card

Alarm triggers

Principle	Multiple level triggers with various notification options (individually settable for each axis)
Range	0.1 % to 100% full scale

Precision timing

System Clock	1 ppm, this clock is disciplined by GPS, NTP or IEEE 1588 to < 0.1 ppm
--------------	--

Data / user interface

Intelligent Alerting	System initiates communications or sends text message (SMS) or e-mail when an event is detected
Web Interface	Easy to use command & control through embedded web server
FTP	Built-in FTP client to push data to an FTP-server

Display

3 LED	Run, Recording, Warning/Error
LCD-Display	Status information, important settings.

Wireless Communication

WiFi	IEEE 802.11b/g/n compliant
Mobile Network (option)	Multi-Band UMTS / HSDPA / WCDMA / GSM / GPRS / EDGE

Power Supply

Supply Voltage	9 - 13.5VDC or 48V PoE
Power Consumption	2 W (velocitymeter)
(W/O wireless communication)	3 W (accelerometer)

I/O and Connectors

Type	Metallic self-latching push-pull connectors with positioning key (LEMO)
Power	Metallic connector with protective GND
GPS	Connector for external GPS
LAN / PoE	Communication with PC or network - Ethernet 100BaseT

Sensors (Internal)

Triaxial Velocitymeter (MS3003+)

Type	Velocity sensor with linearized frequency response A3HV 315/1 (triaxial) (according to DIN 45669)
Principle	Geophone
Measuring range full scale	± 100 mm/s
Frequency range	1 - 350 Hz (linear $\pm 10\%$ frequency response)
Case-to-coil motion	4 mm p-p
Dynamic range	> 130 dB
Linearity / Phase	According to DIN 45669 (class 1)
Cross axis sensitivity	According to DIN 45669 (<5%)

Triaxial Accelerometer

	MS3004+	MS3006+
Principle	The sensing element is an analog force feedback accelerometer featuring a variable capacitance, silicon bulk-micromachined acceleration sensor (MEMS) and a custom low-power mixed-signal integrated circuit (ASIC). The MEMS/ASIC custom design forms a DC coupled analog servo accelerometer. Micro mechanical (MEMS), force balance accelerometer (FBA)	
Hysteresis	None	
Dynamic range (100 Hz BW)	typ. 120 dB ($\pm 2g$)	typ. 110 dB ($\pm 4g$)
Noise (10 to 1000 Hz)	typ. $300 \text{ ng}_{\text{rms}}/\sqrt{\text{Hz}}$	typ. $900 \text{ ng}_{\text{rms}}/\sqrt{\text{Hz}}$
Noise (0.1 to 100 Hz)	typ. $3.3 \mu\text{g}_{\text{rms}}$	typ. $11 \mu\text{g}_{\text{rms}}$
Natural frequency	Frequency response DC to >1000 Hz	
Measuring range	± 2 g standard, ± 1 g	± 4 g standard $\pm 2g$
Non-Linearity	< 1 % of full scale	< 1.5 % of full scale
Scale factor temp. drift ($\pm 2g$)	typ. <150ppm/ $^{\circ}\text{C}$	typ. <200ppm/ $^{\circ}\text{C}$
Zero point offset drift ($\pm 2g$)	typ. <300 $\mu\text{g}/^{\circ}\text{C}$	typ. <400 $\mu\text{g}/^{\circ}\text{C}$
Orientation	Triaxial, horizontal (floor) mounting or vertical (wall mounting)	
Self-test	Test-pulse	
Cross axis rejection	>40 dB	

ANEXO B – PROPRIEDADES ELEMENTO SHELL – SAP2000

Chapter V

The Shell Element

The **Shell** element is used to model shell, membrane, and plate behavior in planar and three-dimensional structures. The shell element/object is one type of area object. Depending on the type of section properties you assign to an area, the object could also be used to model plane stress/strain and axisymmetric solid behavior; these types of behavior are not considered in this manual.

Topics

- Overview
- Joint Connectivity
- Degrees of Freedom
- Local Coordinate System
- Section Properties
- Mass
- Self-Weight Load
- Uniform Load
- Internal Force and Stress Output

Overview

The Shell element is a three- or four-node formulation that combines separate membrane and plate-bending behavior. The four-joint element does not have to be planar.

The membrane behavior uses an isoparametric formulation that includes translational in-plane stiffness components and a rotational stiffness component in the direction normal to the plane of the element. See Taylor and Simo (1985) and Ibrahimbegovic and Wilson (1991).

The plate bending behavior includes two-way, out-of-plane, plate rotational stiffness components and a translational stiffness component in the direction normal to the plane of the element. By default, a thin-plate (Kirchhoff) formulation is used that neglects transverse shearing deformation. Optionally, you may choose a thick-plate (Mindlin/Reissner) formulation which includes the effects of transverse shearing deformation.

Structures that can be modeled with this element include:

- Three-dimensional shells, such as tanks and domes
- Plate structures, such as floor slabs
- Membrane structures, such as shear walls

For each Shell element in the structure, you can choose to model pure membrane, pure plate, or full shell behavior. It is generally recommended that you use the full shell behavior unless the entire structure is planar and is adequately restrained.

Each Shell element has its own local coordinate system for defining Material properties and loads, and for interpreting output. Each element may be loaded by gravity or uniform load in any direction.

A variable, four-to-eight-point numerical integration formulation is used for the Shell stiffness. Stresses and internal forces and moments, in the element local coordinate system, are evaluated at the 2-by-2 Gauss integration points and extrapolated to the joints of the element. An approximate error in the element stresses or internal forces can be estimated from the difference in values calculated from different elements attached to a common joint. This will give an indication of the accuracy of a given finite-element approximation and can then be used as the basis for the selection of a new and more accurate finite element mesh.

For more information and additional features, see Chapter “The Shell Element” in the *SAP2000, ETABS, and SAFE Analysis Reference Manual*.

Joint Connectivity

Each Shell element may have either of the following shapes, as shown in Figure 12 (page 38):

- Quadrilateral, defined by the four joints **j1**, **j2**, **j3**, and **j4**.
- Triangular, defined by the three joints **j1**, **j2**, and **j3**.

The quadrilateral formulation is the more accurate of the two. The triangular element is recommended for transitions only. The stiffness formulation of the three-node element is reasonable; however, its stress recovery is poor. The use of the quadrilateral element for meshing various geometries and transitions is illustrated in Figure 13 (page 39).

The locations of the joints should be chosen to meet the following geometric conditions:

- The inside angle at each corner must be less than 180° . Best results for the quadrilateral will be obtained when these angles are near 90° , or at least in the range of 45° to 135° .
- The aspect ratio of an element should not be too large. For the triangle, this is the ratio of the longest side to the shortest side. For the quadrilateral, this is the ratio of the longer distance between the midpoints of opposite sides to the shorter such distance. Best results are obtained for aspect ratios near unity, or at least less than four. The aspect ratio should not exceed ten.
- For the quadrilateral, the four joints need not be coplanar. A small amount of twist in the element is accounted for by the program. The angle between the normals at the corners gives a measure of the degree of twist. The normal at a corner is perpendicular to the two sides that meet at the corner. Best results are obtained if the largest angle between any pair of corners is less than 30° . This angle should not exceed 45° .

These conditions can usually be met with adequate mesh refinement.

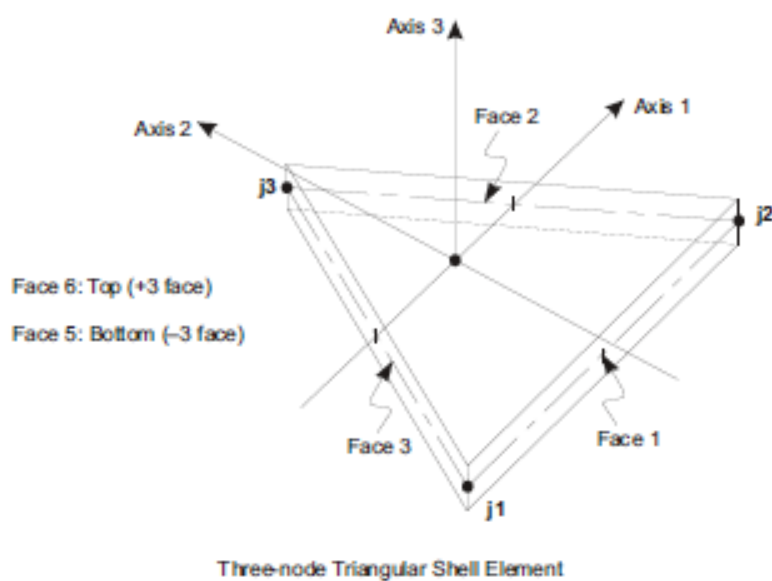
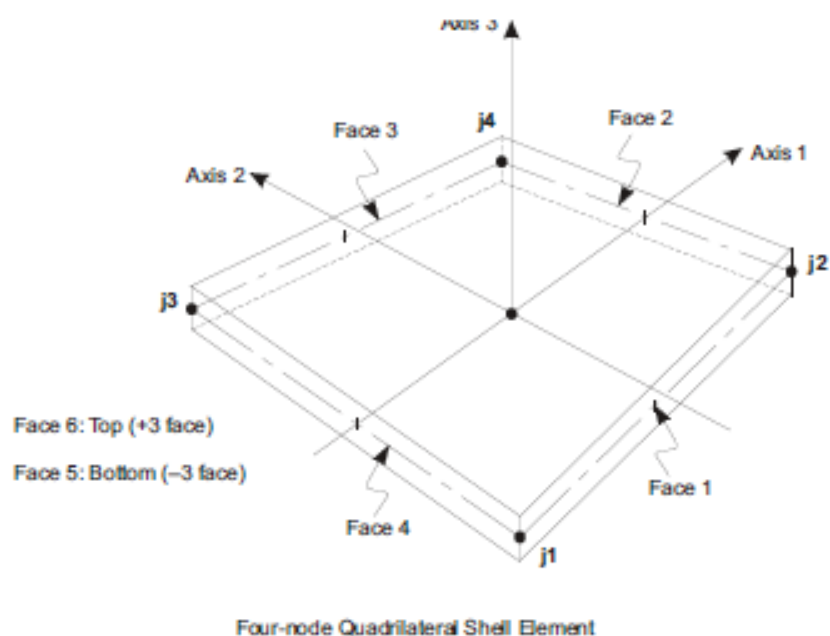


Figure 12
Shell Element Joint Connectivity and Face Definitions

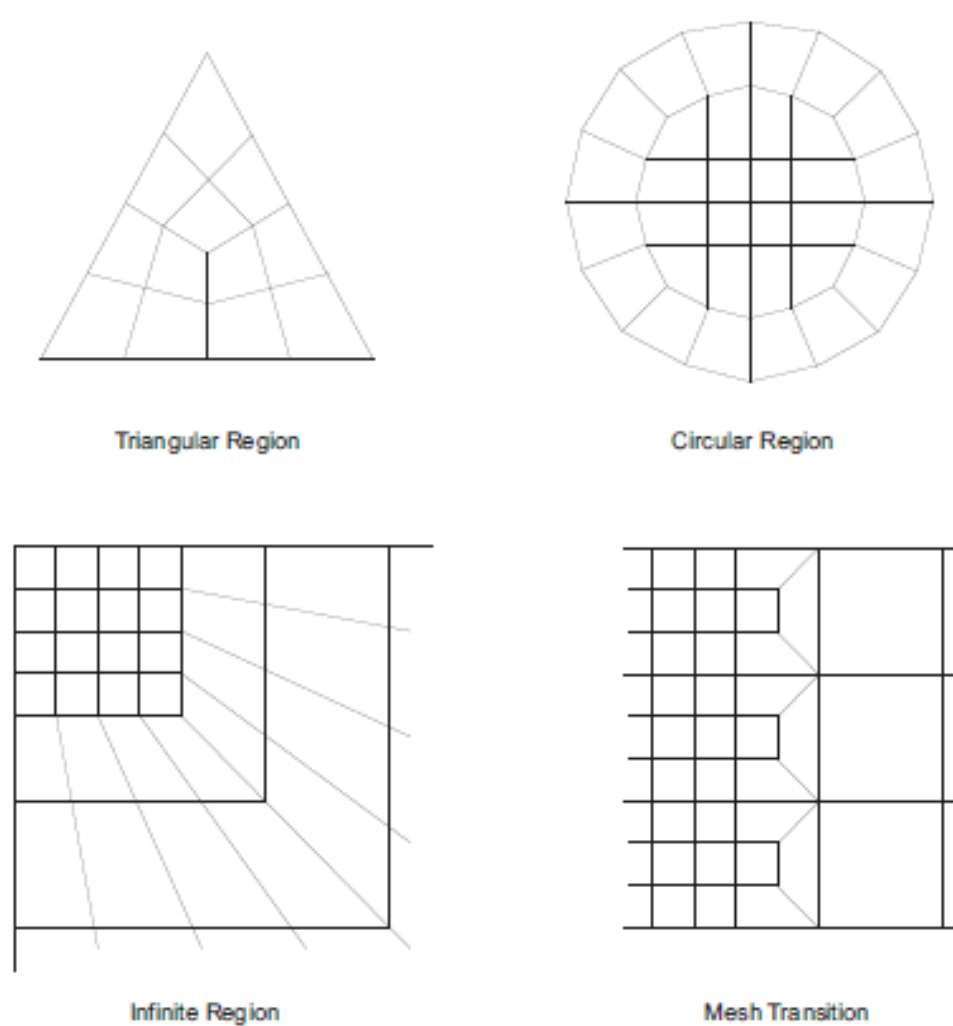


Figure 13
Mesh Examples Using the Quadrilateral Shell Element

Degrees of Freedom

The Shell element always activates all six degrees of freedom at each of its connected joints. When the element is used as a pure membrane, you must ensure that restraints or other supports are provided to the degrees of freedom for normal translation and bending rotations. When the element is used as a pure plate, you must ensure that restraints or other supports are provided to the degrees of freedom for in-plane translations and the rotation about the normal.

The use of the full shell behavior (membrane plus plate) is recommended for all three-dimensional structures.

See Topic “Degrees of Freedom” (page 52) in Chapter “Joints and Degrees of Freedom” for more information.

Local Coordinate System

Each Shell element has its own **element local coordinate system** used to define Material properties, loads and output. The axes of this local system are denoted 1, 2 and 3. The first two axes lie in the plane of the element with an orientation that you specify; the third axis is normal.

It is important that you clearly understand the definition of the element local 1-2-3 coordinate system and its relationship to the global X-Y-Z coordinate system. Both systems are right-handed coordinate systems. It is up to you to define local systems which simplify data input and interpretation of results.

In most structures the definition of the element local coordinate system is extremely simple using the **default orientation** and the **Shell element coordinate angle**. Additional methods are available.

For more information:

- See Chapter “Coordinate Systems” (page 7) for a description of the concepts and terminology used in this topic.
- See Topic “Advanced Local Coordinate System” in Chapter “The Shell Element” in the *SAP2000, ETABS, and SAFE Analysis Reference Manual*.

Normal Axis 3

Local axis 3 is always normal to the plane of the Shell element. This axis is directed toward you when the path **j1-j2-j3** appears counter-clockwise. For quadrilateral elements, the element plane is defined by the vectors that connect the midpoints of the two pairs of opposite sides.

Default Orientation

The default orientation of the local 1 and 2 axes is determined by the relationship between the local 3 axis and the global Z axis:

- The local 3-2 plane is taken to be vertical, i.e., parallel to the Z axis
- The local 2 axis is taken to have an upward (+Z) sense unless the element is horizontal, in which case the local 2 axis is taken to be horizontal along the global +Y direction
- The local 1 axis is always horizontal, i.e., it lies in the X-Y plane

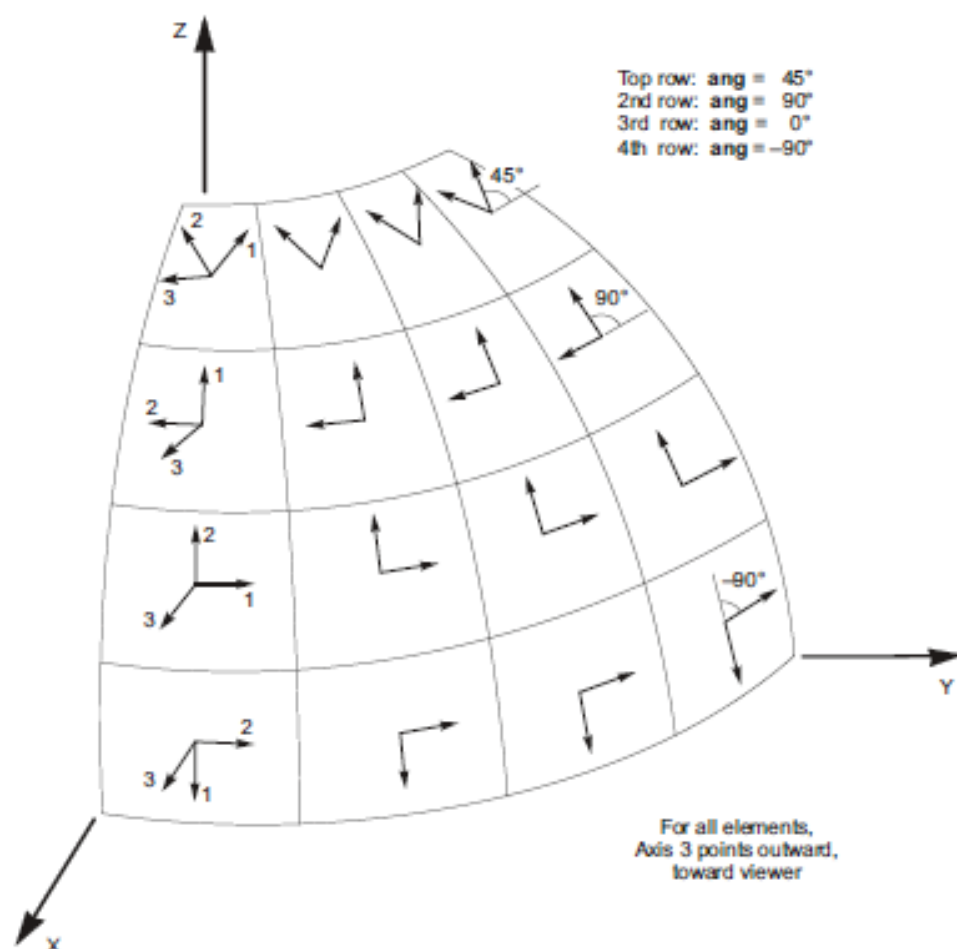
The element is considered to be horizontal if the sine of the angle between the local 3 axis and the Z axis is less than 10^{-3} .

The local 2 axis makes the same angle with the vertical axis as the local 3 axis makes with the horizontal plane. This means that the local 2 axis points vertically upward for vertical elements.

Coordinate Angle

The Shell element coordinate angle, **ang**, is used to define element orientations that are different from the default orientation. It is the angle through which the local 1 and 2 axes are rotated about the positive local 3 axis from the default orientation. The rotation for a positive value of **ang** appears counter-clockwise when the local +3 axis is pointing toward you.

For horizontal elements, **ang** is the angle between the local 2 axis and the horizontal +Y axis. Otherwise, **ang** is the angle between the local 2 axis and the vertical plane containing the local 3 axis. See Figure 14 (page 42) for examples.

**Figure 14**

The Shell Element Coordinate Angle with Respect to the Default Orientation

Section Properties

A **Shell Section** is a set of material and geometric properties that describe the cross-section of one or more Shell elements. Sections are defined independently of the Shell elements, and are assigned to the area objects.

Section Type

When defining an area section, you have a choice of three basic element types:

- Shell— the subject of this chapter, with translational and rotational degrees of freedom, capable of supporting forces and moments
- Plane (stress or strain)— a two-dimensional solid, with translational degrees of freedom, capable of supporting forces but not moments. This element is not covered in this manual.
- Asolid — axisymmetric solid, with translational degrees of freedom, capable of supporting forces but not moments. This element is not covered in this manual.

For shell sections, you may choose one of the following sub-types of behavior:

- Membrane — pure membrane behavior; only the in-plane forces and the normal (drilling) moment can be supported
- Plate — pure plate behavior; only the bending moments and the transverse force can be supported
- Shell — full shell behavior, a combination of membrane and plate behavior; all forces and moments can be supported

It is generally recommended that you use the full shell behavior unless the entire structure is planar and is adequately restrained.

Thickness Formulation

Two thickness formulations are available, which determine whether or not transverse shearing deformations are included in the plate-bending behavior of a plate or shell element:

- The thick-plate (Mindlin/Reissner) formulation, which includes the effects of transverse shear deformation
- The thin-plate (Kirchhoff) formulation, which neglects transverse shearing deformation

Shearing deformations tend to be important when the thickness is greater than about one-tenth to one-fifth of the span. They can also be quite significant in the vicinity of bending-stress concentrations, such as near sudden changes in thickness or support conditions, and near holes or re-entrant corners.

Even for thin-plate bending problems where shearing deformations are truly negligible, the thick-plate formulation tends to be more accurate, although somewhat

stiffer, than the thin-plate formulation. However, the accuracy of the thick-plate formulation is more sensitive to large aspect ratios and mesh distortion than is the thin-plate formulation.

It is generally recommended that you use the thick-plate formulation unless you are using a distorted mesh and you know that shearing deformations will be small, or unless you are trying to match a theoretical thin-plate solution.

The thickness formulation has no effect upon membrane behavior, only upon plate-bending behavior.

Material Properties

The material properties for each Section are specified by reference to a previously-defined Material. The material properties used by the Shell Section are:

- The modulus of elasticity, **e1**, and Poisson's ratio, **u12**, to compute the membrane and plate-bending stiffness;
- The mass density (per unit volume), **m**, for computing element mass;
- The weight density (per unit volume), **w**, for computing Self-Weight Load.

Orthotropic properties are also available, as discussed in the complete *SAP2000*, *ETABS*, and *SAFE Analysis Reference Manual*.

Thickness

Each Shell Section has a constant membrane thickness and a constant bending thickness. The membrane thickness, **th**, is used for calculating:

- The membrane stiffness for full-shell and pure-membrane Sections
- The element volume for the element self-weight and mass calculations

The bending thickness, **thb**, is use for calculating:

- The plate-bending stiffness for full-shell and pure-plate Sections

Normally these two thicknesses are the same. However, for some applications, such as modeling corrugated surfaces, the membrane and plate-bending behavior cannot be adequately represented by a homogeneous material of a single thickness. For this purpose, you may specify a value of **thb** that is different from **th**.

Mass

In a dynamic analysis, the mass of the structure is used to compute inertial forces. The mass contributed by the Shell element is lumped at the element joints. *No inertial effects are considered within the element itself.*

The total mass of the element is equal to the integral over the plane of the element of the mass density, **m**, multiplied by the thickness, **th**. The total mass is apportioned to the joints in a manner that is proportional to the diagonal terms of the consistent mass matrix. See Cook, Malkus, and Plesha (1989) for more information. The total mass is applied to each of the three translational degrees of freedom: UX, UY, and UZ. No mass moments of inertia are computed for the rotational degrees of freedom.

For more information:

- See Subtopic “Thickness” (page 44) in this chapter for the definition of **th**.
- See Chapter “Static and Dynamic Analysis” (page 69).

Self-Weight Load

Self-Weight Load can be applied in any Load Case to activate the self-weight of all elements in the model. For a Shell element, the self-weight is a force that is uniformly distributed over the plane of the element. The magnitude of the self-weight is equal to the weight density, **w**, multiplied by the thickness, **th**.

Self-weight always acts downward, in the global $-Z$ direction. The self-weight may be scaled by a single factor that applies to the whole structure.

For more information:

- See Topic “Section Properties” (page 42) in this chapter for the definitions of **w** and **th**.
- See Chapter “Static and Dynamic Analysis” (page 69).

Uniform Load

Uniform Load is used to apply uniformly distributed forces to the midsurfaces of the Shell elements. The direction of the loading may be specified in the global coordinate system or in the element local coordinate system.

Load intensities are given as forces per unit area. Load intensities specified in different coordinate systems are converted to the element local coordinate system and added together. The total force acting on the element in each local direction is given by the total load intensity in that direction multiplied by the area of the midsurface. This force is apportioned to the joints of the element.

See Chapter “Static and Dynamic Analysis” (page 69) for more information.

Internal Force and Stress Output

The **Shell element stresses** are the forces-per-unit-area that act *within* the volume of the element to resist the loading. These stresses are:

- In-plane direct stresses: S11 and S22
- In-plane shear stress: S12
- Transverse shear stresses: S13 and S23
- Transverse direct stress: S33 (always assumed to be zero)

The three in-plane stresses are assumed to be constant or to vary linearly through the element thickness.

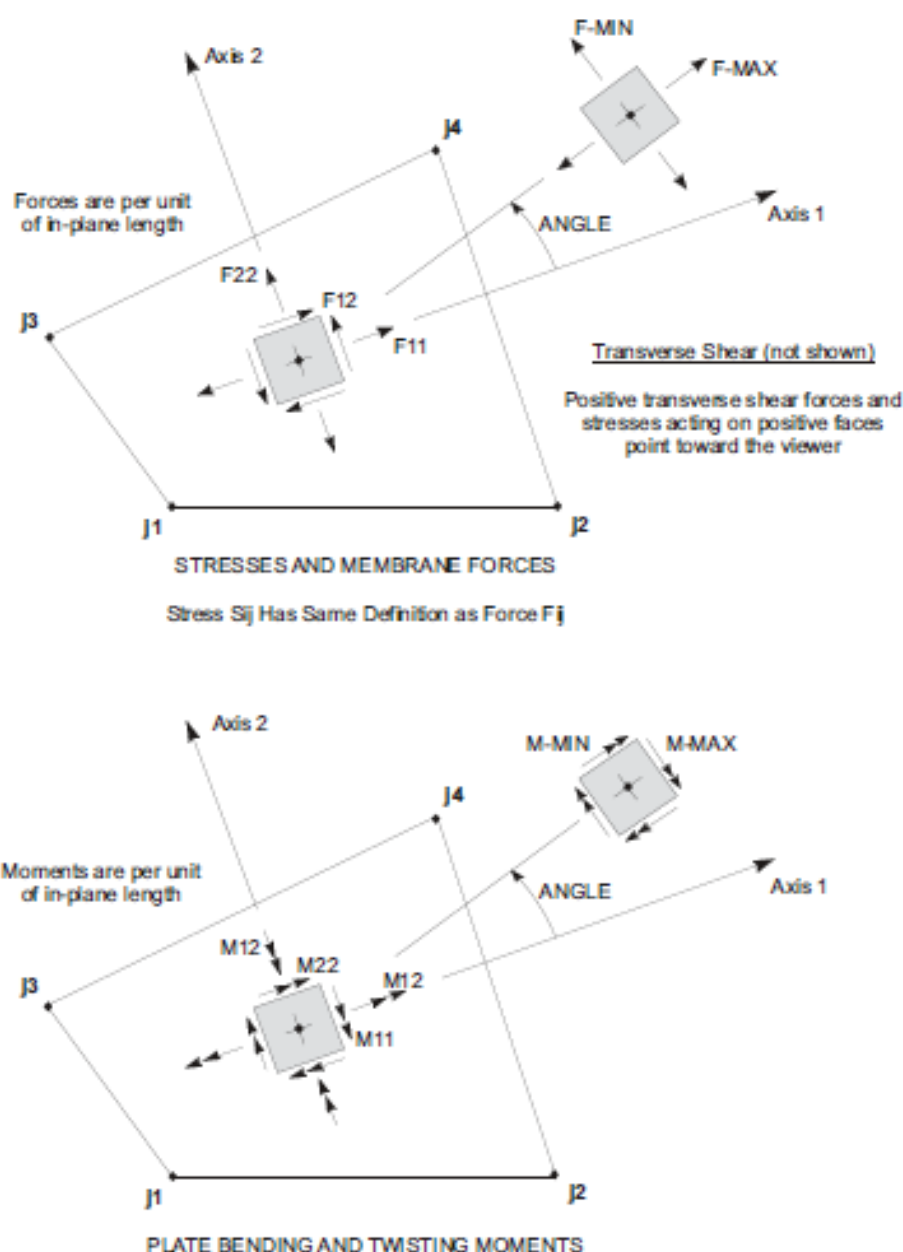
The two transverse shear stresses are assumed to be constant through the thickness. The actual shear stress distribution is parabolic, being zero at the top and bottom surfaces and taking a maximum or minimum value at the midsurface of the element.

The **Shell element internal forces** (also called **stress resultants**) are the forces and moments that result from integrating the stresses over the element thickness. These internal forces are:

- Membrane direct forces: F11 and F22
- Membrane shear force: F12
- Plate bending moments: M11 and M22
- Plate twisting moment: M12
- Plate transverse shear forces: V13 and V23

It is very important to note that these stress resultants are forces and moments *per unit of in-plane length*. They are present at every point on the midsurface of the element.

The sign conventions for the stresses and internal forces are illustrated in Figure 15 (page 47). Stresses acting on a positive face are oriented in the positive direction of

**Figure 15***Shell Element Stresses and Internal Forces*

the element local coordinate axes. Stresses acting on a negative face are oriented in the negative direction of the element local coordinate axes. A positive face is one

whose outward normal (pointing away from element) is in the positive local 1 or 2 direction.

Positive internal forces correspond to a state of positive stress that is constant through the thickness. Positive internal moments correspond to a state of stress that varies linearly through the thickness and is positive at the bottom.

The stresses and internal forces are evaluated at the standard 2-by-2 Gauss integration points of the element and extrapolated to the joints. Although they are reported at the joints, the stresses and internal forces exist throughout the element. See Cook, Malkus, and Plesha (1989) for more information.

The Shell element stresses and internal forces are computed for all Analysis Cases: Loads, Modes, and Specs.

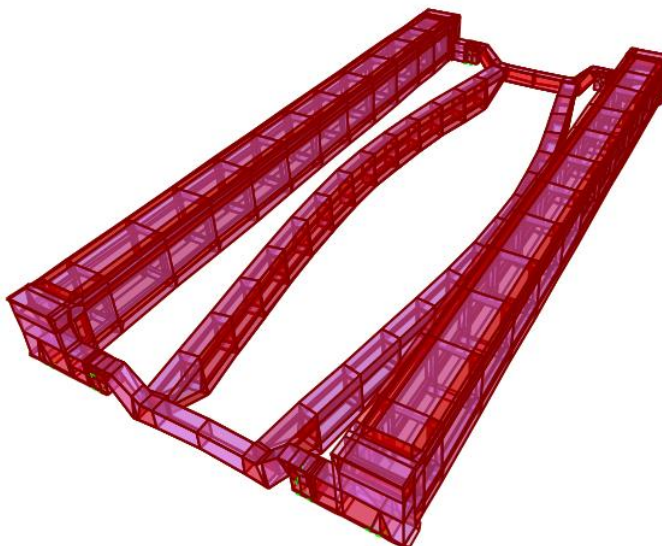
Principal values and the associated principal directions are also computed for the Loads and Modes. The angle given is measured counter-clockwise (when viewed from the top) from the local 1 axis to the direction of the maximum principal value.

It is important to note that the Response Spectrum results are always positive, and that the correspondence between different values has been lost.

See Chapter "Static and Dynamic Analysis" (page 69) for more information.

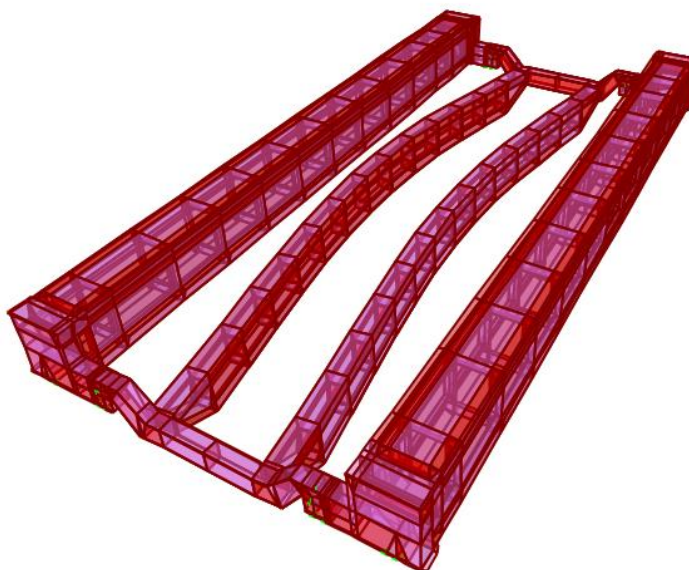
APÊNDICE A – MODOS DE VIBRAÇÃO E FREQUÊNCIAS NATURAIS

Figura A 1 – 1º modo de vibração – $w = 4,21$ Hz



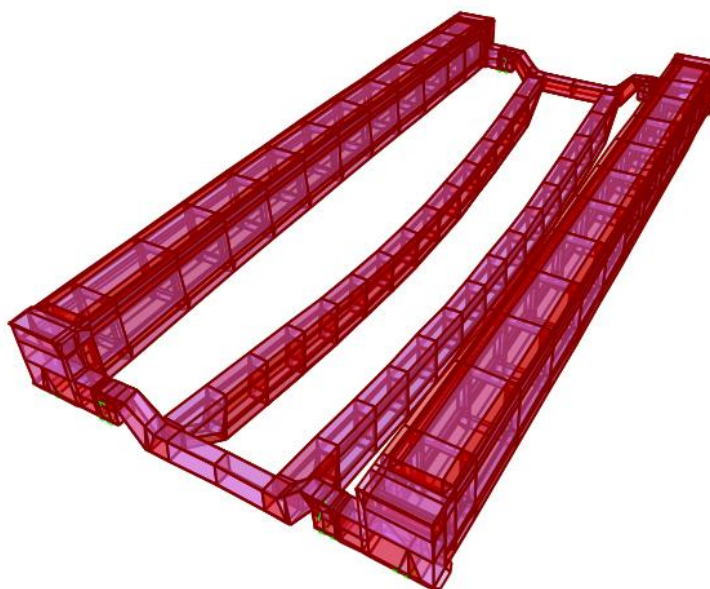
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 2 – 2º modo de vibração – $w = 4,56$ Hz



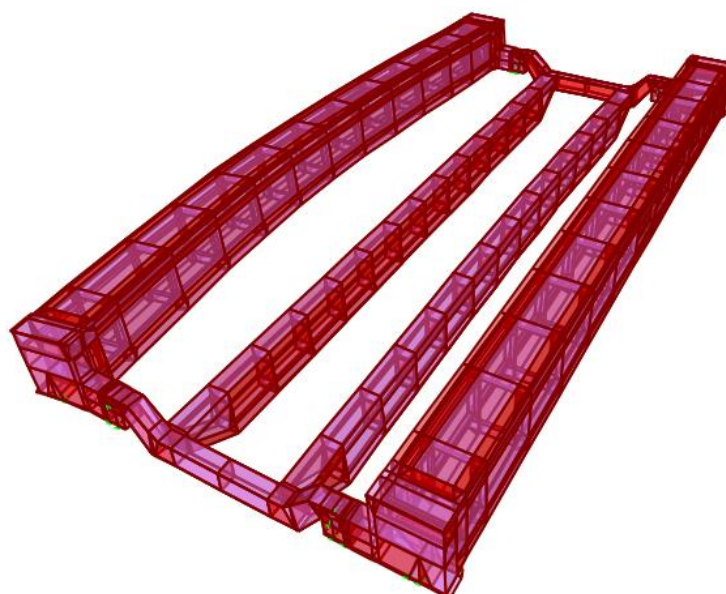
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 3 – 3º modo de vibração – $w = 5,86$ Hz



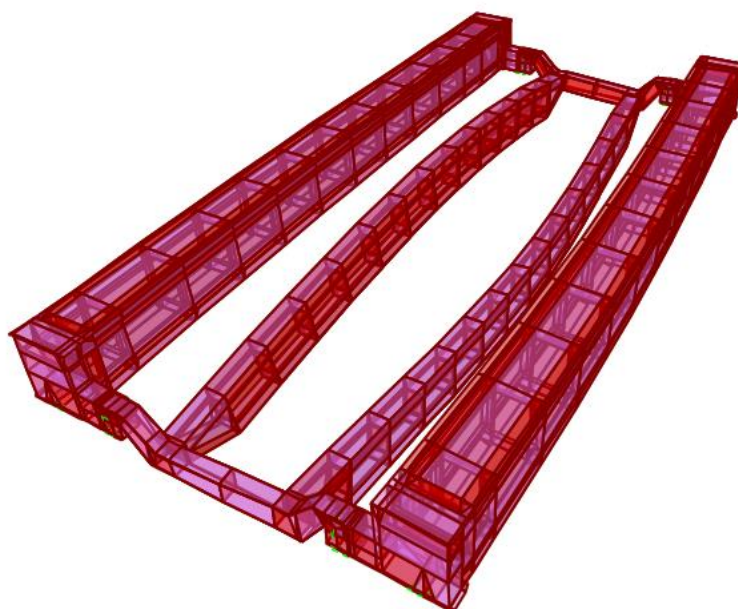
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 4 – 4º modo de vibração – $w = 7,58$ Hz



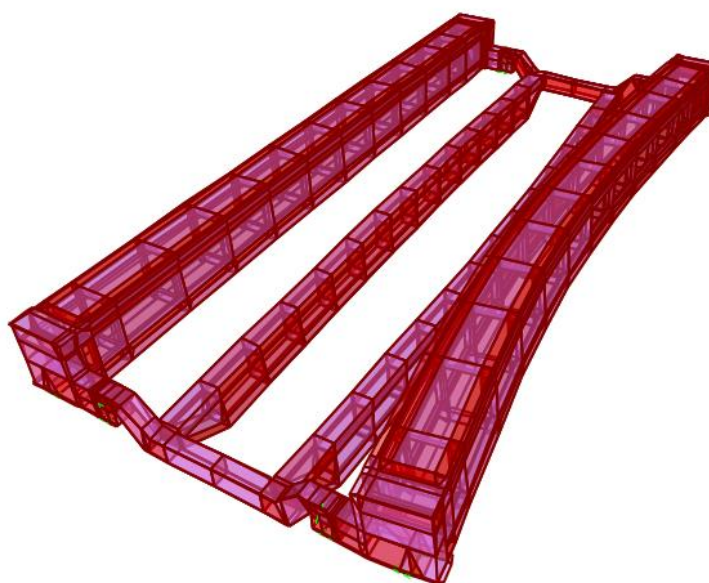
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 5 – 5º modo de vibração – $w = 7,77$ Hz



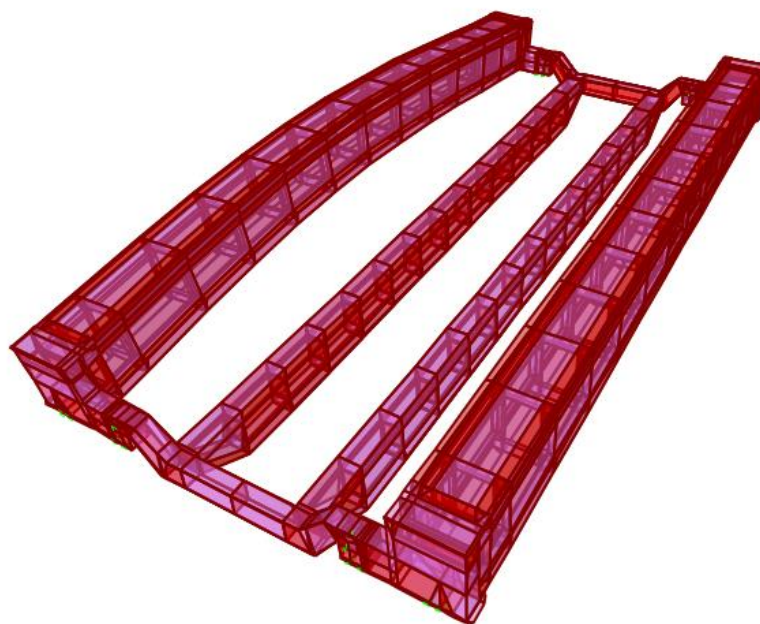
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 6 – 6º modo de vibração – $w = 8,33$ Hz



Fonte: Autor, 2017.

Figura A 7 – 7º modo de vibração – $w = 9,09$ Hz



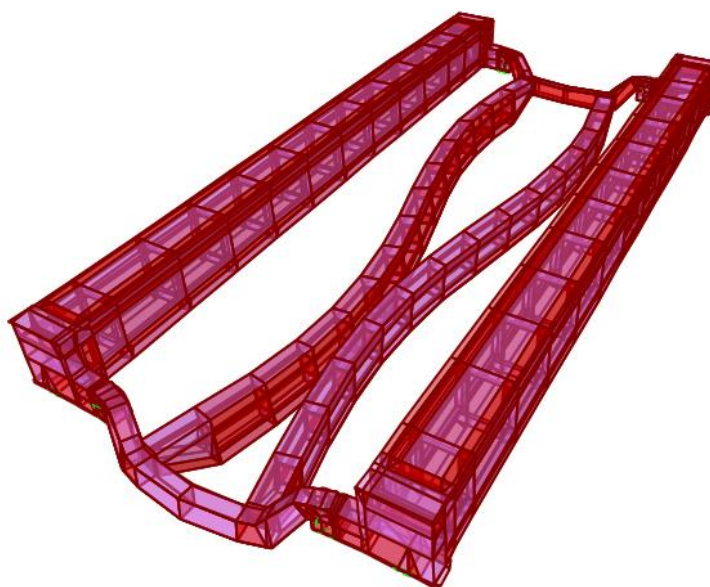
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 8 – 8º modo de vibração – $w = 10,56$ Hz



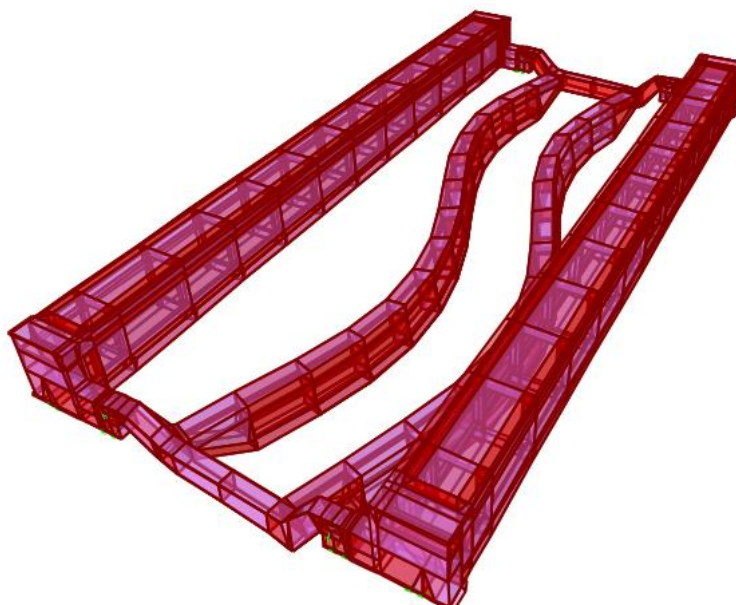
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 9 – 9^o modo de vibração – $w = 12,56$ Hz



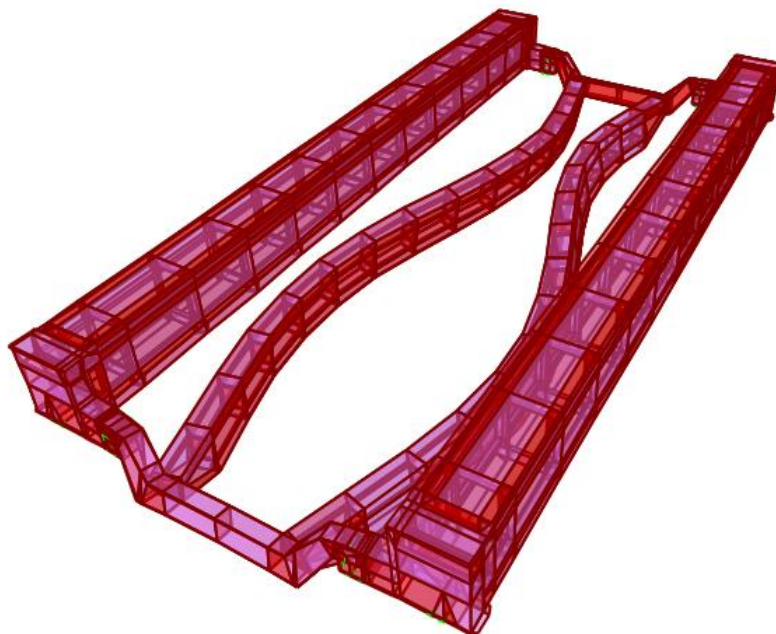
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 10 – 10^o modo de vibração – $w = 14,92$ Hz



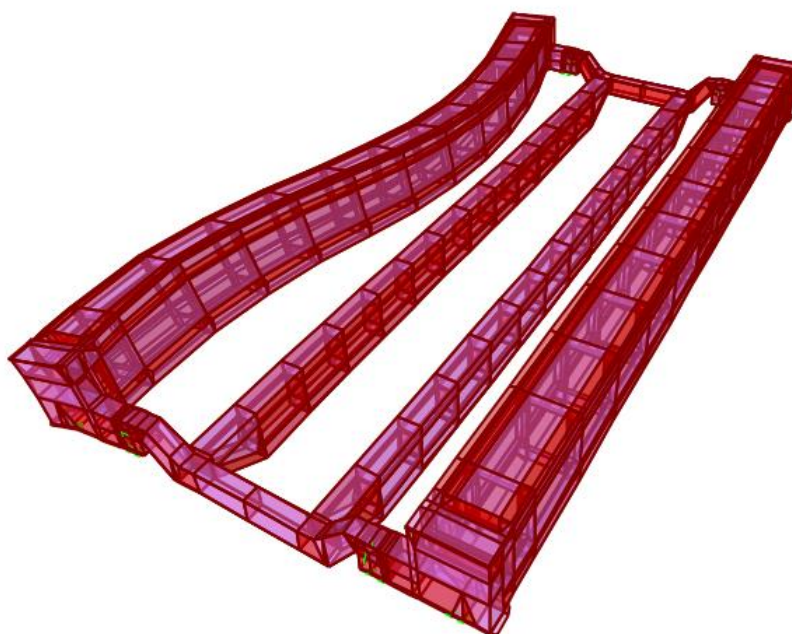
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 11 – 11^o modo de vibração – $w = 15,47$ Hz



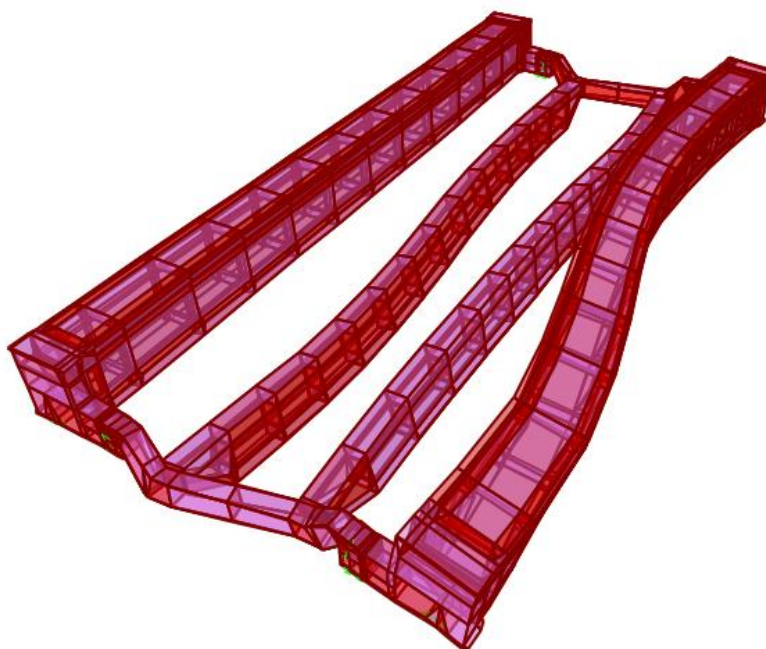
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 12 – 12^o modo de vibração – $w = 17,48$ Hz



Fonte: Autor, 2017.

Figura A 13 – 13^o modo de vibração – $w = 17,94$ Hz



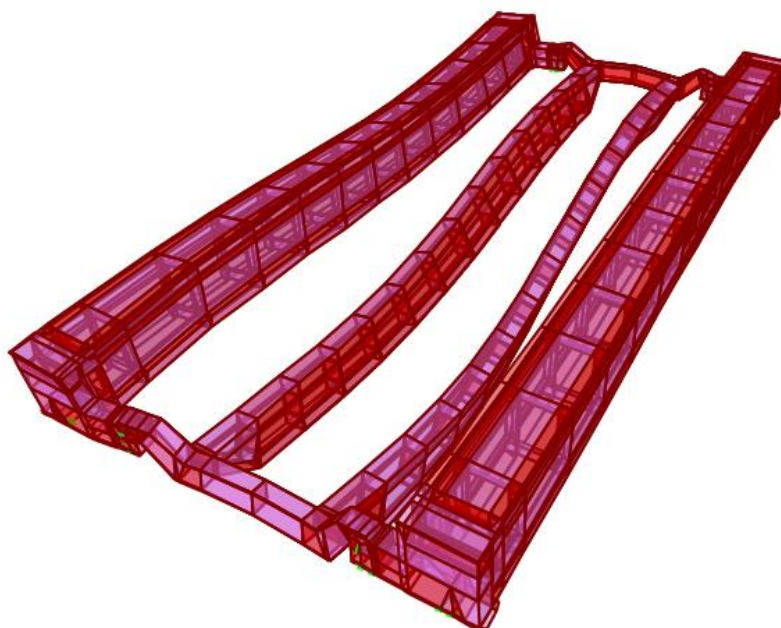
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 14 – 14^o modo de vibração – $w = 19,60$ Hz



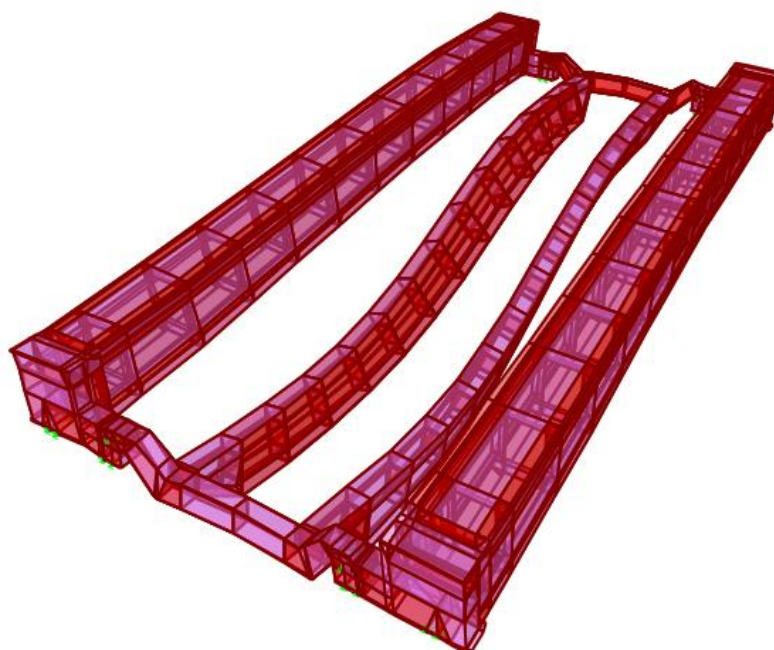
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 15 – 15^o modo de vibração – $w = 19,89$ Hz



Fonte: Autor, 2017.

Figura A 16 – 16^o modo de vibração – $w = 20,04$ Hz



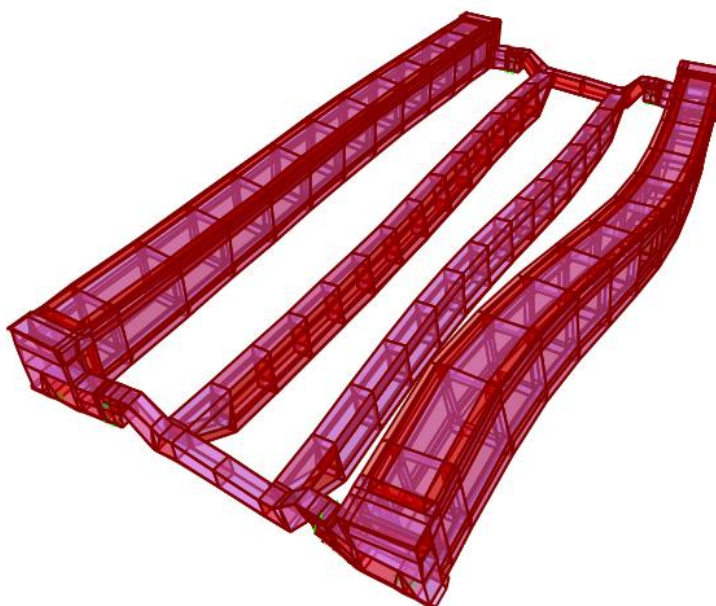
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 17 – 17^o modo de vibração – $w = 22,01$ Hz



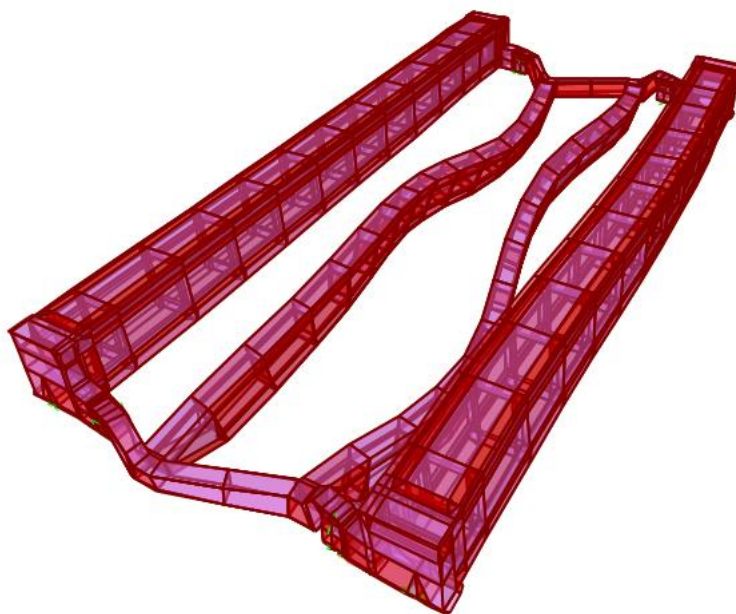
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 18 – 18^o modo de vibração – $w = 22,93$ Hz



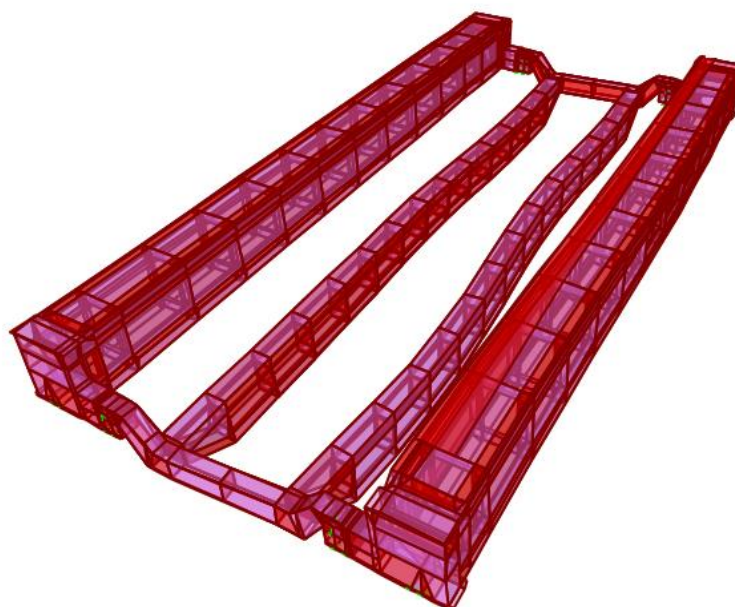
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 19 – 19^o modo de vibração – $w = 23,11$ Hz



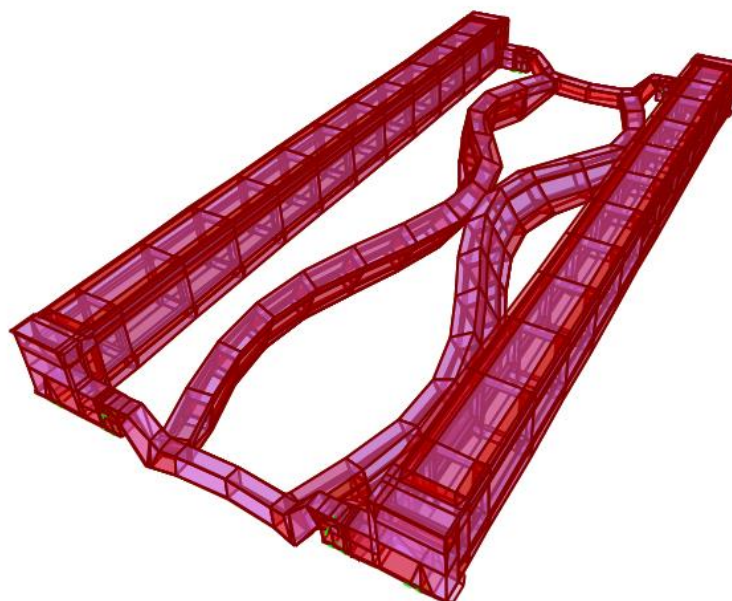
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 20 – 20^o modo de vibração – $w = 23,75$ Hz



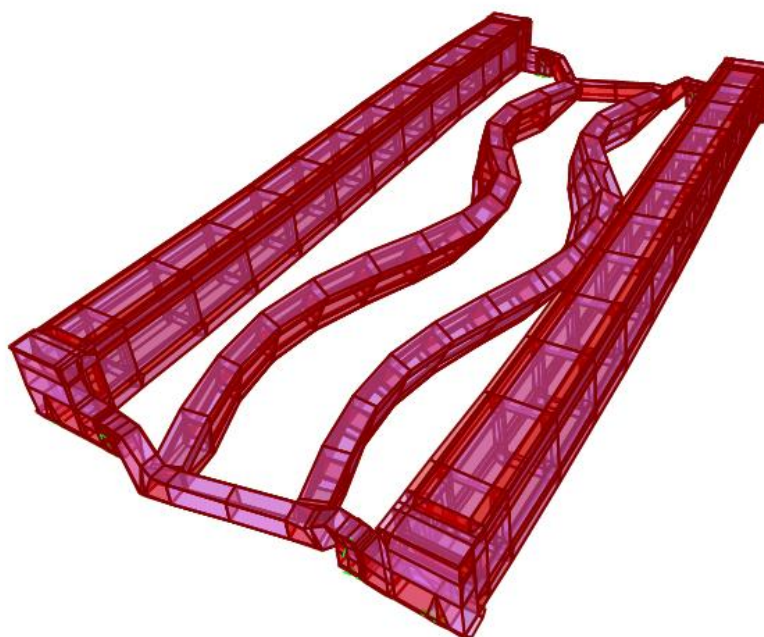
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 21 – 21^o modo de vibração – $w = 26,66$ Hz



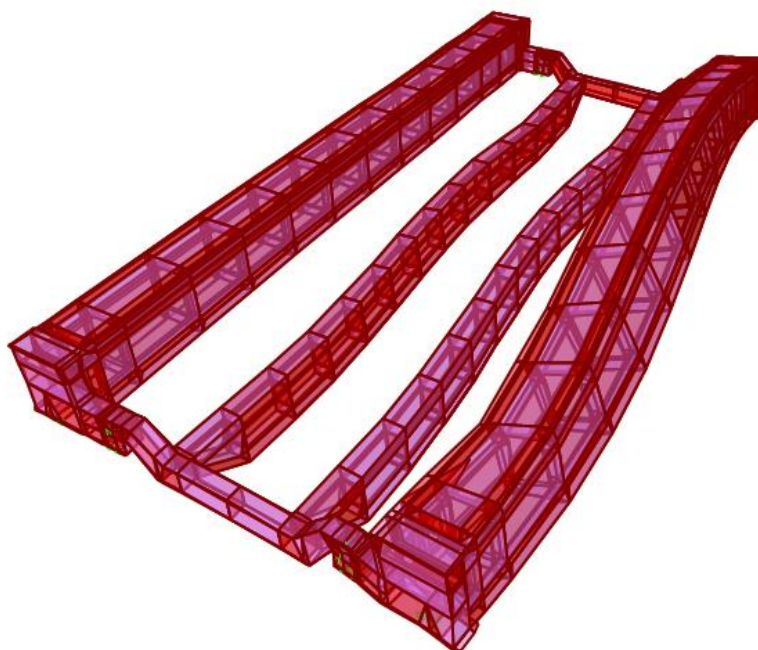
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 22 – 22^o modo de vibração – $w = 29,57$ Hz



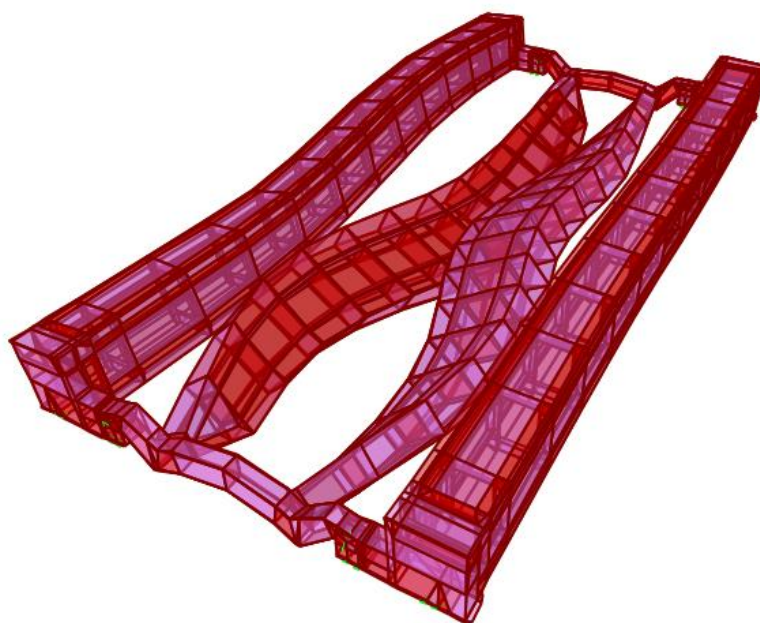
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 23 – 23^o modo de vibração – $w = 29,59$ Hz



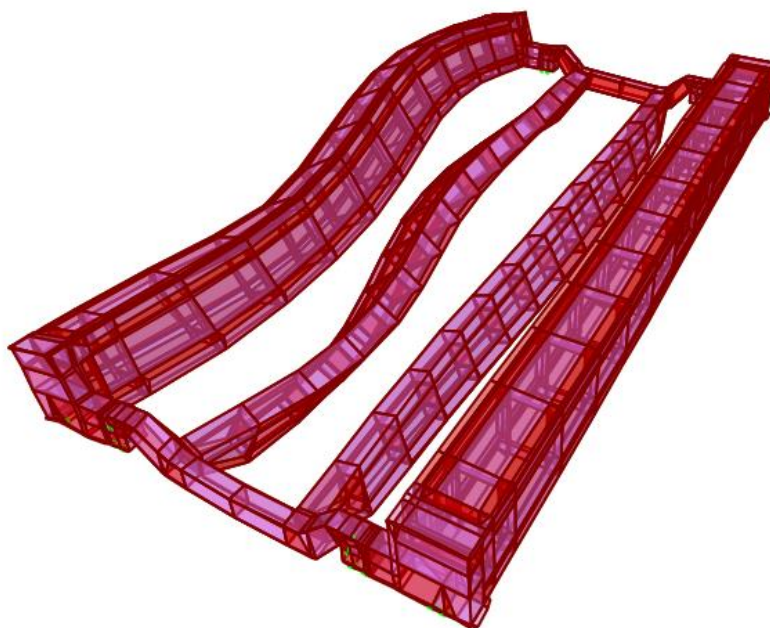
Fonte: Autor, 2017.

Figura A 24 – 24^o modo de vibração – $w = 33,26$ Hz



Fonte: Autor, 2017.

Figura A 25 – 25^o modo de vibração – $w = 34,09$ Hz



Fonte: Autor, 2017.



PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
Av Amazonas, 7675, Belo Horizonte-MG
www.civil.cefetmg.br/mestrado