



# Calibração Experimental de um Modelo Numérico da Ponte Ferroviária de São Lázaro

SANDRA CRISTINA BARBOSA QUEIRÓS

novembro de 2017

# **CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL DE UM MODELO NUMÉRICO DA PONTE FERROVIÁRIA DE SÃO LÁZARO**

SANDRA CRISTINA BARBOSA QUEIRÓS (1111545)

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS**

Orientador: Professor Doutor Diogo Rodrigo Ferreira Ribeiro

Co-Orientadores: Doutor Bruno José Afonso Costa (FEUP) e Professor Doutor Jorge Magalhães Mendes  
(ISEP)

**OUTUBRO DE 2017**



# ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xix
Capítulo 1 Introdução .....	1
Capítulo 2 A Ponte de São Lázaro .....	17
Capítulo 3 Modelação Numérica da Ponte de São Lázaro.....	31
Capítulo 4 Ensaio Dinâmico da Ponte de São Lázaro .....	45
Capítulo 5 Calibração Manual do Modelo Numérico de Elementos Finitos.....	71
Capítulo 6 Considerações Finais .....	89
Referências Bibliográficas .....	93
Anexo 1.....	97
Anexo 2.....	99
Anexo 3.....	101
Anexo 4.....	103
Anexo 5.....	105



## RESUMO

A presente dissertação tem como principal objetivo a calibração experimental de um modelo numérico de uma ponte ferroviária metálica. O trabalho envolveu a realização de uma análise experimental do comportamento dinâmico da ponte, mediante a condução de um ensaio de campo, a modelação numérica da estrutura, e sua subsequente calibração.

O objeto de estudo foi a ponte de São Lazaro, localizada na linha do Tâmega, atualmente desativada, e que estabelecia a ligação entre as estações da Livração e de Arco de Baúlhe. Trata-se de uma ponte metálica treliçada, de vão único com uma extensão total de 40,61 metros.

Para tal, foi inicialmente desenvolvido um modelo de elementos finitos com recurso ao programa Robot Structural Analysis, tendo por base um levantamento geométrico especificamente realizado para o efeito.

Após o desenvolvimento do modelo foi realizado um ensaio dinâmico com o objetivo de identificar as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento da estrutura. Neste ensaio foram utilizados acelerómetros piezoelétricos para medição das acelerações experimentadas pela estrutura face às ações ambientais.

Com os resultados obtidos no ensaio foi possível proceder à calibração manual do modelo através de um processo de otimização iterativo, no qual se procurou minimizar os desvios dos parâmetros modais numéricos e experimentais, de forma a traduzir adequadamente o comportamento real da ponte. Os parâmetros que revelaram ser mais importantes nas respostas modais foram o módulo de elasticidade do aço e a rigidez transversal e longitudinal dos aparelhos de apoio. Com o intuito de obter um adequado emparelhamento entre os modos de vibração estimados numericamente e medidos experimentalmente, foi adotado um critério energético de garantia modal (MAC), com recurso a uma rotina desenvolvida em MatLab. O modelo calibrado apresentou um erro médio das frequências na ordem de 5.15% e um MAC médio próximo de 89,90%, permitindo uma melhoria significativa fase ao modelo numérico inicialmente desenvolvido.

**Palavras-chave:** integridade estrutural; ponte ferroviária metálica centenária; modelo numérico; ensaio de vibração ambiental; frequências naturais; modos de vibração; calibração.



## ABSTRACT

The main objective of this dissertation is to experimental calibration of a numerical model of a metallic railway bridge. The work involved the performance of experimental analysis of the dynamic behavior of the bridge, through the conduction of a field test, numerical modeling of the structure, and its subsequent calibration.

The case study is the São Lazaro bridge, located on the Tâmega line, currently closed and established the connection between the Livração and Arco de Baúlhe stations. It is a single-span lattice bridge with a total length of 40.61 meters.

For that, a finite element model was initially developed using the Robot Structural Analysis program, based on the geometric specifically carried out for this purpose.

After the development of the model, dynamic tests were carried out in order to identify the natural frequencies, the vibration modes and the damping coefficients of the structure. In these tests, piezoelectric accelerometers were used to measure the accelerations experienced by the structure face to environmental actions.

With the results obtained in the test it was possible to proceed with the manual calibration of the model, through an iterative optimization process, in which the deviations of the results were evaluated numerical modal parameters from the experimental ones were minimized, so that adequately translate the actual behavior of the bridge in study. The parameters that proved to be the most important in the modal responses were module of elasticity of the steel and the transversal and longitudinal stiffness of the support devices. In order to obtain an adequate pairing between numerically estimated and experimentally measured vibration modes, a modal assurance energy criterion (MAC) was adopted, using a routine developed in MatLab. The calibration model shows an average error of the frequencies in the order of 5.15% and an average MAC of 89,90%, allowed a significant phase to the numerical model initially developed.

**Keywords:** structural integrity; centenary railway steel bridge; numerical model; ambient vibration test; natural frequencies; vibration modes; calibration.



## **AGRADECIMENTOS**

Com a conclusão deste projeto, queria agradecer a todas as pessoas que contribuíram para a concretização deste trabalho, bem como, aquelas que me acompanharam durante estes anos académicos, nomeadamente:

- Ao meu orientador, Professor Doutor Diogo Ribeiro, por ter aceite este desafio e pela oportunidade dada, bem como, pela sua partilha de ensinamentos e conhecimentos transmitidos, motivação e disponibilidade sempre presentes ao longo de todo o desenvolvimento deste trabalho.
- Ao coorientador deste projeto, Doutor Bruno Costa, quero agradecer toda a ajuda prestada durante a realização do trabalho, pela sua disponibilidade e apoio dado. O engenheiro foi essencial para a realização e qualidade do documento.
- Ao coorientador professor, Professor Doutor Jorge Magalhães Mendes, por disponibilizar os meios necessários para a realização deste trabalho;
- À minha colega de mestrado, Cláudia Oliveira, por estar sempre presente e ser um grande apoio e ajuda durante a realização do trabalho.
- À minha família e amigos, pela disponibilidade, amizade e incentivo para a conclusão do curso.
- À minha mãe que sempre me ouviu e apoiou em todos os momentos, dando amor, força e compreensão. O teu incentivo e motivação foram importantes em todos os momentos, pois sem ti era impossível a conclusão do curso.
- E por último, ao meu pai, que apesar de já não estar presente, quero agradecer por ter sempre lutado por mim, por me ter ensinado tudo o que sei hoje e a nunca desistir dos meus objetivos e dos meus sonhos. Obrigado PAI, sei que estás a olhar por mim e espero que cheio de orgulho.



# ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução .....	1
1.1	Enquadramento .....	1
1.2	Investigações Anteriores.....	3
1.2.1	Ponte ferroviária de São Lourenço .....	3
1.2.2	Ponte ferroviária Foz Tua .....	6
1.2.3	Ponte Luiz I .....	11
1.3	Conteúdos da Dissertação .....	16
Capítulo 2	A Ponte de São Lázaro .....	17
2.1	Enquadramento histórico .....	17
2.2	Descrição da Ponte de São Lázaro .....	17
2.3	Caraterização Geométrica .....	21
2.3.1	Tabuleiro.....	22
2.3.2	Cordas.....	23
2.3.3	Diagonais .....	24
2.3.4	Montantes .....	26
2.3.5	Longarinas.....	27
2.3.6	Carlingas .....	27
2.3.7	Contraventamentos.....	28
2.3.8	Travessas .....	29
2.3.9	Aparelhos de apoio.....	30
Capítulo 3	Modelação Numérica da Ponte de São Lázaro.....	31

3.1	Descrição da Modelação Numérica de Elementos Finitos.....	31
3.1.1	Quantificação dos casos de carga.....	34
3.2	Validação do modelo numérico .....	40
3.3	Parâmetros modais obtidos no modelo numérico .....	40
Capítulo 4	Ensaio Dinâmico da Ponte de São Lázaro .....	45
4.1	Objetivos Específicos.....	45
4.2	Planeamento do Ensaio e Equipamentos .....	46
4.2.1	Técnicas de ensaio in situ para caraterização dinâmica de estruturas .....	46
4.2.2	Transdutores.....	48
4.2.3	Sistema de aquisição de dados.....	49
4.2.4	Preparação e execução do ensaio dinâmico.....	53
4.2.5	Configurações experimentais e técnica de ensaio .....	54
4.2.6	Técnicas de identificação modal.....	58
4.3	Identificação dos parâmetros modais da ponte de São Lázaro .....	62
4.4	Análise de correlação numérica e experimental .....	67
Capítulo 5	Calibração Manual do Modelo Numérico de Elementos Finitos .....	71
5.1	Considerações Iniciais .....	72
5.2	Calibração manual.....	72
5.2.1	Análise de Sensibilidade Local .....	73
5.2.2	Comparação dos Parâmetros Modais após a Calibração .....	86
Capítulo 6	Considerações Finais.....	89
6.1	Conclusões .....	89
6.2	Desenvolvimentos Futuros .....	91
	Referências Bibliográficas.....	93
	Anexo 1.....	97
	Anexo 2.....	99
	Anexo 3.....	101

Anexo 4.....	103
Anexo 5.....	105



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Modelo numérico da Ponte de São Lourenço, incluindo a via (Ribeiro, 2012).....	3
Figura 1.2 - Localização dos pontos de medição no ensaio de vibração ambiental (Ribeiro,2012). ....	4
Figura 1.3 - Valores singulares médios e normalizados das matrizes dos espectros (Ribeiro,2012).....	5
Figura 1.4 -Correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos com base no parâmetro: (a) MAC; (b) EMAC (Ribeiro,2012).....	5
Figura 1.5 - Alçado da Ponte Ferroviária de Foz Tua (Magalhães e Cunha, 2011).....	7
Figura 1.6 - Vista do encontro e de um dos pilares da ponte do Foz Tua (Magalhães e Cunha,2011). ....	7
Figura 1.7 - Esquema do painel tipo e respetivas dimensões (Pacheco,2016). ....	8
Figura 1.8 - Modelo numérico da Ponte Foz Tua (Pacheco, 2016). ....	9
Figura 1.9 - Planta e alçado com a numeração dos pontos instrumentados no ensaio (adaptado de Magalhães e Cunha, 2011).....	10
Figura 1.10 - Espectro normalizado médio das acelerações verticais registadas (Magalhães e Cunha, 2011). ....	10
Figura 1.11 - Comparação das frequências numéricas e experimentais (Pacheco, 2016).....	11
Figura 1.12 - Modelo numérico desenvolvido no âmbito do estudo de viabilidade realizado por Coelho et al. (1997). ....	12
Figura 1.13 - Ilustração do modelo numérico realizado por Cruz (2015).....	13
Figura 1.14 - Modelo numérico desenvolvido por Costa (2013).....	13
Figura 1.15 - Localização dos extensómetros instalados (Costa et al., 2009). ....	15
Figura 1.16 - Deslocamentos verticais do tabuleiro superior, em mm (Costa et al., 2009).....	15
Figura 2.1 - Ponte de São Lázaro. ....	17
Figura 2.2 - Vista geral da ponte de S. Lázaro. ....	18
Figura 2.3 - Grelha metálica e pormenor de ligação das longarinas com as carlingas. ....	18

Figura 2.4 - Ligação entre nós por rebites. ....	19
Figura 2.5 - Pormenor da secção das longarinas e das carlingas. ....	19
Figura 2.6 - Ligação dos contraventamentos horizontais. ....	20
Figura 2.7 - Pormenor da ligação da viga treliça. ....	20
Figura 2.8 - Passeio no tabuleiro ao nível superior. ....	20
Figura 2.9 - Passadiço no nível inferior. ....	21
Figura 2.10 - Aparelhos de apoios. ....	21
Figura 2.11 - Levantamento topográfico. ....	22
Figura 2.12 – Representação em desenho técnico do tabuleiro da ponte (GEOPERFIL). ....	23
Figura 2.13 - Configuração e dimensões da secção corrente das cordas (cm). ....	24
Figura 2.14 - Localização das diagonais em meia ponte. ....	25
Figura 2.15 - Forma e dimensões das secções das diagonais transversais. ....	25
Figura 2.16 - Forma e dimensões das secções dos montante no vão do tabuleiro (cm). ....	26
Figura 2.17 - Forma e dimensões das secções dos montantes de apoio (cm). ....	26
Figura 2.18 - Configuração e dimensões das secções das longarinas (cm). ....	27
Figura 2.19 - Forma e dimensões das secções das carlingas (cm). ....	28
Figura 2.20 - Localização dos contraventamentos superiores e inferiores. ....	28
Figura 2.21 - Configuração e dimensões das secções das travessas (cm). ....	29
Figura 2.22 - Encontro de alvenaria de pedra e aparelhos de apoio. ....	30
Figura 3.1 - Definição dos apoios. ....	32
Figura 3.2 - Barra rígida entre o centro de gravidade da corda inferior e o centro de rotação do apoio. ....	32
Figura 3.3 - Rotação de diagonais (função: gamma angle). ....	33
Figura 3.4 - Rótulas nos elementos de contraventamentos superiores. ....	33
Figura 3.5 - Aplicação de rótulas nas barras dos contraventamentos horizontais. ....	34
Figura 3.6 - Resultado geral do modelo após a definição da geometria, das secções, dos materiais e condições de apoio. ....	34
Figura 3.7 - Alteração do caso de carga correspondente ao peso próprio da estrutura. ....	37

Figura 3.8 - Cargas concentradas equivalentes ao peso da massa dos contraventamentos horizontais, contraventamento verticais, diagonais das vigas treliça e travessas. ....	39
Figura 3.9 - Valores das reações dos diferentes casos de carga que traduzem a massa considerada no modelo. ....	40
Figura 3.10 - Vista em perspectiva e em planta/alçado dos parâmetros modais estimados através do modelo numérico. ....	44
Figura 4.1 - Modos de funcionamento dos acelerómetros piezoelétricos (Rodrigues, 2004). ....	49
Figura 4.2- Sistema de aquisição de dados. ....	50
Figura 4.3 - Interface gráfica do programa LabView desenvolvido para aquisição de dados. ....	51
Figura 4.4 - Programa LabView: a) diagrama de blocos; b) DAQ Assistant. ....	52
Figura 4.5 - Esquema ilustrativo de aquisição de dados. ....	52
Figura 4.6 – Configurações experimentais do ensaio dinâmico da ponte de São Lázaro. ....	56
Figura 4.7 - Ligação dos acelerómetros à estrutura. ....	56
Figura 4.8 - Medição da temperatura. ....	57
Figura 4.9 - Registos temporais em acelerações do setup 1. ....	58
Figura 4.10 - Principais métodos de identificação modal (Rodrigues, 2004). ....	59
Figura 4.11 - Organização dos dados experimentais no programa ARTeMIS. ....	62
Figura 4.12 - Método EFDD (seleção de picos da curva do 1º valor singular). ....	63
Figura 4.13 - Parâmetros modais experimentais. ....	65
Figura 4.14 - Diagramas polares dos modos de vibração experimentais: a) Modo M1; b) Modo M2; c) Modo M3; d) Modo M4; e) Modo M5; f) Modo M6; g) Modo M7; h) Modo M8; i) Modo M9. ....	67
Figura 4.15 - Matriz de auto-correlação MAC. ....	69
Figura 5.1 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade do aço. ....	74
Figura 5.2 - Valores das frequências de vibração em função da variação do peso específico do aço. ....	76
Figura 5.3 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez transversal. ....	77
Figura 5.4 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez longitudinal. ....	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 5.5 - MAC dos valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e mantendo a rigidez longitudinal e transversal igual a 40000kN/m. .... 81

Figura 5.6 - MAC dos valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e das rigidezes longitudinal e transversal. .... 83

Figura 5.7 - MAC da variação do modulo de elasticidade com a rigidez transversal e longitudinal. .... 85

Figura 5.8 - Valores das frequências de vibração do modelo antes e após calibração. .... 87

Figura 5.9 - Valores das frequências de vibração do modelo antes e após calibração. .... 87

Figura Anexo1.1 - Variação geométrica dos banzos de meia ponte. .... 97

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Características geométricas da corda corrente. ....	24
Quadro 2.2 - Características geométricas das secções das diagonais. ....	25
Quadro 2.3 - Características geométricas das secções das diagonais transversais. ....	26
Quadro 2.4 - Características geométricas das secções dos montantes. ....	27
Quadro 2.5 - Características geométricas das secções das longarinas. ....	27
Quadro 2.6 - Características geométricas das secções das carlingas. ....	28
Quadro 2.7 - Características geométricas das secções dos contraventamentos inferiores e superiores. ....	29
Quadro 2.8 - Características geométricas das secções das travessas. ....	29
Quadro 3.1 - Pesos dos guarda-corpos, acessos e chapas de reforço ou de ligação. ....	35
Quadro 3.2 - Pesos dos guarda-corpos, acessos e chapas de reforço ou de ligação (Continuação). ....	36
Quadro 3.3 - Peso dos Rebites em cada elemento estrutural. ....	36
Quadro 3.4 - Peso dos Rebites em cada elemento estrutural (Continuação). ....	37
Quadro 3.5 - Pesos relativos aos elementos do contraventamento horizontal. ....	38
Quadro 3.6 - Pesos relativos às diagonais. ....	38
Quadro 3.7 - Pesos relativos aos elementos de contraventamento verticais. ....	38
Quadro 3.8 - Pesos relativos às Travessas. ....	39
Quadro 3.9 - Quantificação das várias parcelas de peso associadas à massa dinâmica após a simplificação. ....	40
Quadro 4.1 - Comparação dos valores das frequências de vibração obtidas no modelo numérico e experimentalmente. ....	68
Quadro 4.2 - Resultados dos parâmetros MAC. ....	69
Quadro 5.1 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade do aço. ....	74

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.2 - Valores das frequências de vibração em função da variação do peso específico do aço.....	75
Quadro 5.3 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez transversal.....	77
Quadro 5.4 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez longitudinal. ....	78
Quadro 5.5 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e mantendo a rigidez longitudinal e transversal igual a 40000kN/m. ....	80
Quadro 5.6 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e das rigidezes longitudinal e transversal. ....	82
Quadro 5.7 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e das rigidezes longitudinal e transversal. ....	84
Quadro 5.8 - Valores das frequências de vibração do modelo antes e após calibração.....	86
Quadro Anexo3.1 - Distâncias dos cabos coaxiais.....	101

# Capítulo 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 ENQUADRAMENTO

O presente documento está já formatado. Bastará por isso escrever aqui o texto do documento que se pretende redigir.

Não obstante, são fornecidas nos pontos seguintes algumas indicações quanto ao formato adotado.

Atualmente é de grande importância que os meios de transportes sejam seguros e rápidos, mas também que as pessoas se sintam confortáveis durante as viagens. Desta forma, é essencial que as redes de transportes sejam eficazes e correspondam às efetivas necessidades dos utilizadores e das sociedades. No caso particular das infraestruturas ferroviárias, particularmente no contexto nacional, existe a necessidade de se proceder à sua modernização para ir ao encontro destes grandes objetivos, um processo que requer a remodelação de estações, multiplicação das linhas e retificação dos traçados, com a consequente reabilitação de obras de arte já existentes ou a construção de novas pontes e viadutos.

Neste contexto, e previamente à realização de qualquer estudo aprofundado sobre este tipo de infraestruturas, importa conhecer um pouco a sua história e o seu desenvolvimento. Os primeiros caminhos-de-ferro surgiram em Inglaterra, no ano de 1825, estando relacionados com a Revolução Industrial, sendo considerado uma das maiores inovações daquela época. A sua expansão para outros pontos do mundo foi rápida, assistindo-se a um grande e rápido desenvolvimento, uma vez que a velocidade de transporte de passageiros e mercadorias aumentou consideravelmente num período de tempo relativamente curto.

A inauguração da primeira linha ferroviária em Portugal ocorreu no dia 28 de outubro de 1856, e estabelecia a ligação de Lisboa ao Carregado. A partir desta data e até à década de 80 desse século, houve um rápido crescimento e difusão das linhas ferroviárias, tendo-se seguido um período longo de estagnação com os investimentos a serem dirigidos, sobretudo, para operações de manutenção e de atualização dos equipamentos.

As linhas ferroviárias são compostas por um número significativo de obras de arte, pontes e viadutos, sendo que a maioria das estruturas antigas são constituídas por treliças metálicas. Nesta dissertação irá

ser abordada esta tipologia de pontes, sendo que o objeto de estudo se trata de uma ponte treliçada metálica, simplesmente apoiada e com apoios sobre elementos em alvenaria de pedra.

Atualmente os estudos realizados em pontes deste tipo, têm como objetivo a reutilização das mesmas. Contudo, antes da sua reabertura, é fundamental avaliar a integridade estrutural das mesmas, tendo em conta que muitas das pontes atuais apresentam um deficiente estado de conservação, com manifestações de diversas anomalias e deficiências.

Na maioria dos casos, estas patologias requerem a concretização de obras profundas de reabilitação e/ou melhoramento, e nalguns casos a construção de novas estruturas de substituição. Para além deste aspeto, muitas estruturas existentes não conseguem corresponder às necessidades de tráfego atuais, nomeadamente em termos de volume, velocidades praticadas e nível de carga transportado, o que tem constituído matéria de diversos estudos científicos e análises técnicas nos últimos anos na Europa.

No desenvolvimento deste tipo de estudos é importante ter em conta que, aquando da realização dos projetos originais destas estruturas, não foram consideradas ou previstas algumas das condições de utilização requeridas atualmente e aspetos importantes da resposta estrutural, particularmente no que concerne aos efeitos dinâmicos devidos à passagem dos comboios, os quais influenciam o seu dimensionamento, segurança e conforto.

A avaliação da resposta dinâmica das estruturas é realizada normalmente com recurso a modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos, tendo em consideração as simplificações e incertezas inerentes a qualquer processo de modelação, os quais produzem estimativas com maior ou menor proximidade dos valores reais.

De modo a minimizar ou obviar grandes discrepâncias entre as simulações numéricas e as respostas reais, é necessário proceder à calibração do modelo numérico com base em parâmetros medidos do comportamento estrutural, de entre os quais se destacam os de carácter modal, que se traduzem pelas frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, obtidos através da realização de ensaios dinâmicos experimentais. Desta forma torna-se possível reproduzir numericamente um comportamento estrutural próximo do real, analisar a resposta dinâmica da estrutura e projetar as medidas corretivas correspondentes em caso de necessidade.

Na realização dos ensaios dinâmicos é necessário ter em conta as técnicas de ensaio, bem como as características de todo o equipamento que estes envolvem, ao nível do sistema de excitação, da instrumentação (acelerómetros), sistema de aquisição de dados, processamento de resultados, entre outros.

Relativamente às técnicas de ensaio para a caracterização dinâmica da estrutura, estas podem ser de três tipos: ensaio de vibração forçada; ensaio de medição de resposta em regime livre ou ensaio de medição

da resposta às ações ambientais. Na presente dissertação irão ser abordadas todas as técnicas, contudo no estudo da ponte irá ser apenas utilizada a última técnica.

Além dos aspetos anteriormente referidos, é essencial realizar um planeamento bem elaborado e uma antecipada preparação do ensaio dinâmico, de modo a que não surjam problemas ou dúvidas durante a sua execução.

## 1.2 INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

Antes de abordar o caso em estudo, serão analisados casos semelhantes de modo a facilitar a compreensão do objetivo do trabalho e do seu conteúdo, pois em todos eles procedeu-se ao desenvolvimento de modelos numéricos, bem como, à calibração dos mesmos.

### 1.2.1 Ponte ferroviária de São Lourenço

A ponte de São Lourenço localiza-se na linha do Norte, ao km +158,662, que realiza a ligação ferroviária entre as cidades do Porto e de Lisboa.

Esta estrutura é constituída por dois meios tabuleiros com uma extensão de 42m e uma largura de 7,35m, servindo de suporte a cada uma das vias de circulação ferroviária. Cada meio tabuleiro é materializado por uma laje de betão pré-esforçado, suspensa lateralmente por dois arcos metálicos através de pendurais metálicos e diagonais nas zonas junto dos arranques dos arcos, os quais se encontram unidos entre si na parte superior por elementos de contraventamento. O tabuleiro apoia nos encontros por meio de aparelhos do tipo pote.

A ponte foi alvo de uma análise aprofundada e abrangente no estudo realizado por Ribeiro (2012), tendo parte dos trabalhos realizados incidido no desenvolvimento de um modelo tridimensional da estrutura com recurso a elementos finitos, recorrendo ao programa ANSYS, tal como ilustra a Figura 1.1.

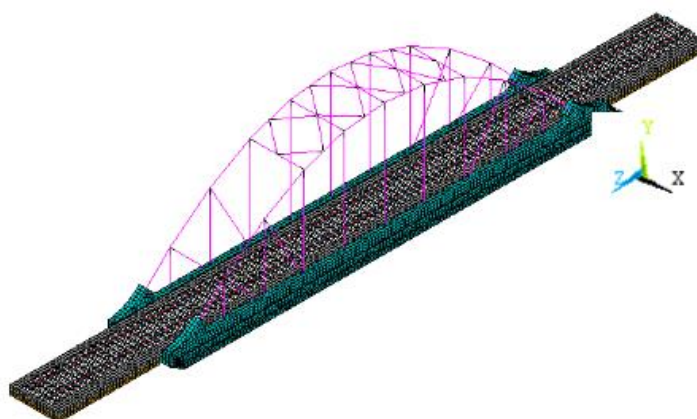


Figura 1.1 - Modelo numérico da Ponte de São Lourenço, incluindo a via (Ribeiro, 2012).

## CAPÍTULO 1

Complementarmente foi realizado um ensaio de vibração ambiental de modo a identificar as propriedades modais da ponte, nomeadamente as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento. Este ensaio envolveu a utilização de 12 acelerómetros piezoelétricos e consistiu na medição de acelerações nas direções vertical, transversal e longitudinal em 55 pontos localizados nas vigas principais do tabuleiro, consola do passeio, arcos e em determinados montantes e diagonais. Os sensores de referência localizaram-se nas seções entre 1/3 e 1/4 do vão do tabuleiro, enquanto os sensores posicionados nos arcos foram instalados em secções localizadas a uma altura inferior a 2,80m relativamente à cota dos passadiços por limitações de segurança, como é possível observar na Figura 1.2.

A aquisição de dados foi realizada com recurso ao sistema cDAQ-9172 da National Instruments e a três módulos para acelerómetros, nomeadamente os NI 9233. Relativamente às séries temporais, estas tiveram uma duração de 10 minutos, com frequência de amostragem de 2000Hz e decimação para uma frequência de 100Hz.

Importa referir que se tratou de um ensaio de excitação forçada, uma vez que se recorreu a um grupo de pessoas para realizar saltos de forma aleatória no tabuleiro. Este método permitiu obter melhorias quer ao nível da relação sinal-ruído, quer na coerência da medição dos sinais.

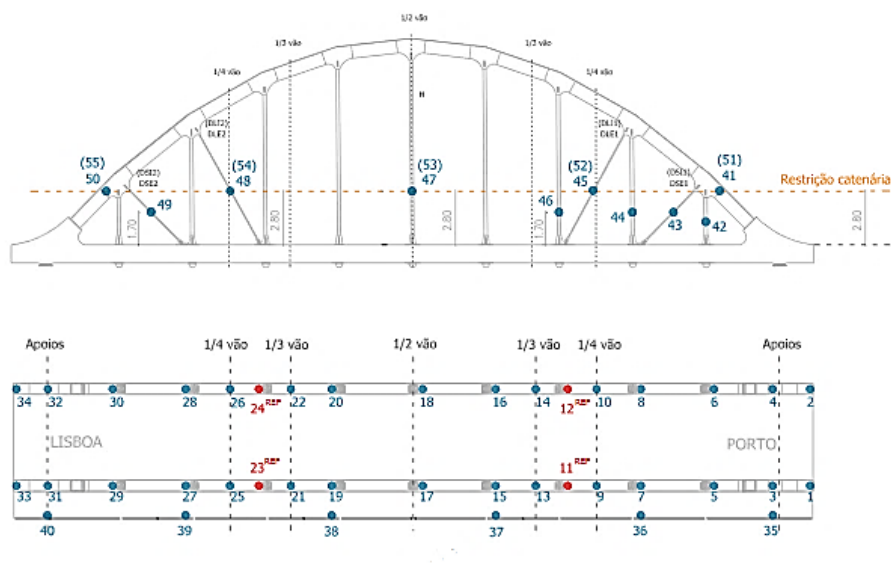


Figura 1.2 - Localização dos pontos de medição no ensaio de vibração ambiental (Ribeiro,2012).

Após a realização do ensaio procedeu-se à identificação dos parâmetros modais através do programa ARTeMIS, aplicando o método da versão melhorada de decomposição no domínio da frequência (EFDD). Com a aplicação deste método foi possível identificar 12 modos de vibração globais da estrutura e vários modos locais das diagonais e dos pendurais. Porém, como o estudo apenas incidia sobre os modos globais, os autores apenas apresentaram os picos correspondentes, estando assinalados a vermelho na Figura 1.3.

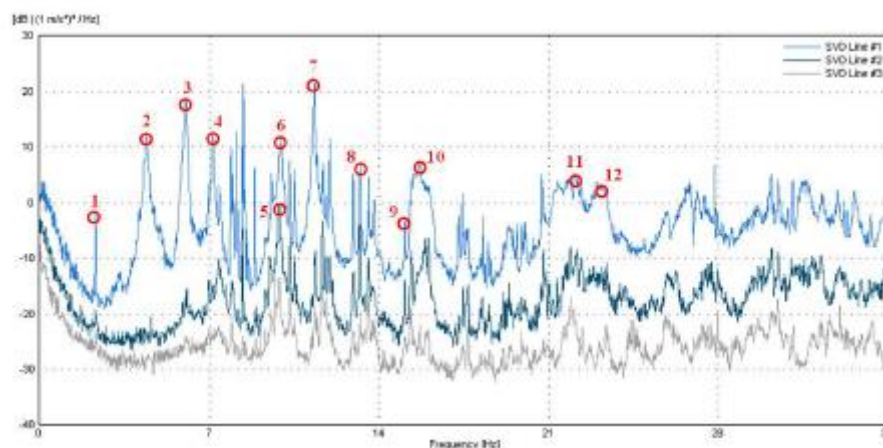


Figura 1.3 - Valores singulares médios e normalizados das matrizes dos espectros (Ribeiro,2012).

Posteriormente, depois de identificados os modos no modelo numérico e os modos experimentais, procedeu-se à calibração do modelo numérico da ponte, um processo que foi realizado em duas etapas, a primeira correspondendo à análise de sensibilidade e a segunda à otimização.

A análise de sensibilidade, teve como finalidade a seleção dos parâmetros que influenciavam significativamente as frequências e o parâmetro MAC (Figura 1.4). Assim, a análise teve como base os parâmetros do modelo, bem como os resultados modais, sendo aplicada a técnica de amostragem estocástica baseada em 750 amostras.

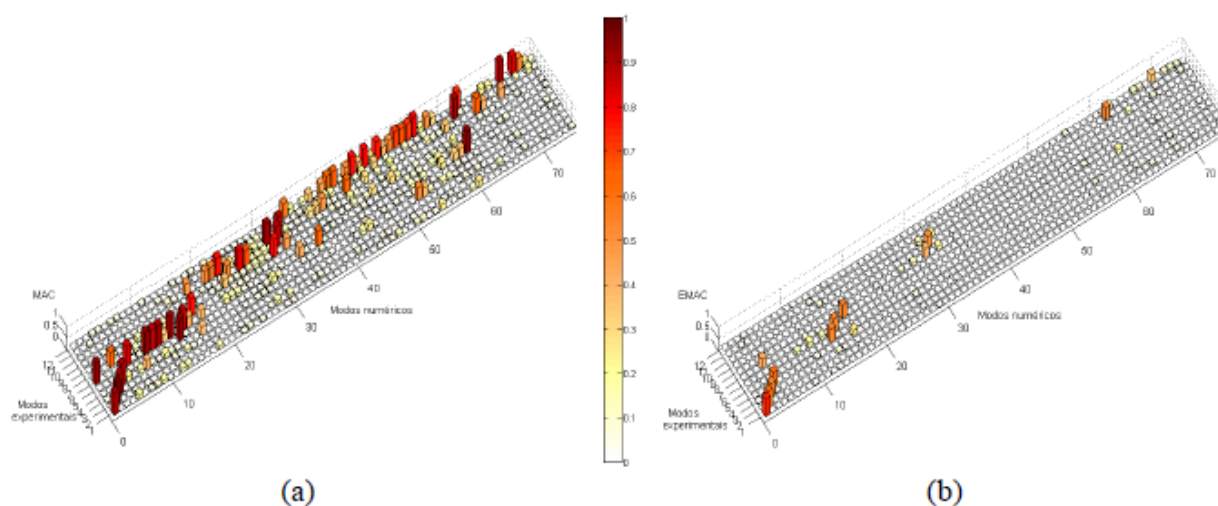


Figura 1.4 -Correlação dos modos de vibração experimentais e numéricos com base no parâmetro: (a) MAC; (b) EMAC (Ribeiro,2012).

Desta forma, foi possível concluir quais as variáveis com maior peso nos parâmetros modais de interesse, sendo elas o módulo de deformabilidade do betão e do aço, massa volúmica do betão e do balastro, bem como a rigidez vertical dos apoios.

Na fase da otimização, o objetivo consistiu em determinar os valores dos parâmetros do modelo numérico que reduzem os desvios existentes entre os modos numéricos e experimentais. Para tal, foi necessário a criação de uma função objetivo e a aplicação da técnica de otimização suportada num algoritmo genético. Esta fase envolveu 5 parâmetros numéricos e 24 modos experimentais e a utilização de três programas, nomeadamente, o ANSYS, Matlab e OptiSlang. No programa ANSYS, foi desenvolvido o modelo numérico de elementos finitos, no programa Matlab foi realizado o emparelhamento dos modos de vibração numéricos e experimentais, e por fim, no programa OptiSlang foi calculada a função objetivo para cada um dos indivíduos e estimado, com base no algoritmo genético, um novo conjunto de indivíduos, de modo a minimizar a função objetivo.

A aplicação do processo de otimização conduziu aos seguintes resultados:

- O valor ótimo do módulo de deformabilidade do betão situou-se no intervalo entre 44 e 45 GPa;
- O valor do módulo de deformabilidade do aço localiza-se entre 202,5 e 204,5 GPa;
- O valor da rigidez vertical dos apoios situou-se no intervalo entre 4600 e 5600 MN/m;
- O módulo de deformabilidade do betão segue uma lei de distribuição normal com média igual a 43,1 GPa e coeficiente de variação igual a 4%. Os valores do módulo de deformabilidade do betão resultantes da otimização situam-se na gama de valores mais frequentes da distribuição experimental.

Contudo, é de salientar que o erro médio das frequências dos modos globais passou de 4,7% para 1,9% após a calibração e o valor médio do parâmetro MAC passou de 0,880 para 0,908, em correspondência.

Por fim, efetuou-se a validação do modelo, e para tal, realizou-se um ensaio dinâmico, de modo a obter respostas em termos de deslocamentos, quer no apoio quer no vão, e em termos de acelerações do tabuleiro, com a passagem do tráfego ferroviário. Desta forma, foi possível comparar as respostas dinâmicas experimentais com os resultados numéricos da simulação, tendo sido obtida uma boa concordância. Contudo, os resultados apresentaram ligeiras diferenças que podem ter sido causadas nos ensaios experimentais, ou seja, os registos terem sido afetados por frequências externas relacionadas às irregularidades da via ou dos rodados.

### **1.2.2 Ponte ferroviária Foz Tua**

A ponte ferroviária de Foz Tua está localizada entre as estações de São Mamede do Tua e a estação do Tua, no km 138,799 da linha férrea do Douro. Esta apresenta um tabuleiro em treliça metálica com uma extensão de 170 metros e uma altura de 3 metros, sendo o tabuleiro constituído por 4 vãos de 30 metros e 2 vãos de 24,6 metros, como ilustra a Figura 1.5.

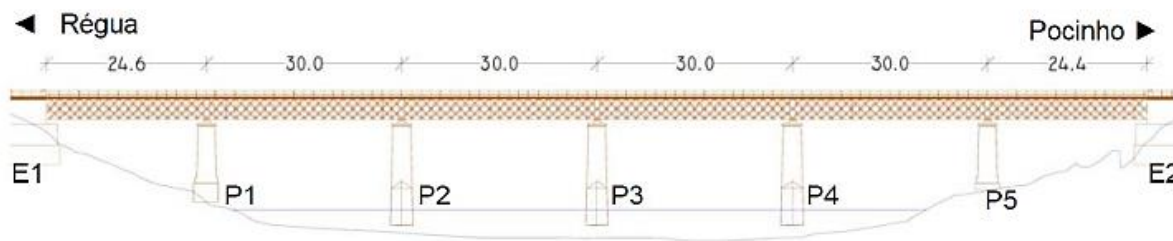


Figura 1.5 - Alçada da Ponte Ferroviária de Foz Tua (Magalhães e Cunha, 2011).

O tabuleiro está apoiado em cinco pilares de alvenaria de pedra de granito emparelhada, três dos quais são fundados no leito do rio e os restantes fundados sobre as margens. É de realçar que as fundações são do tipo diretas, ou seja, as sapatas são formadas por blocos de pedra irregular de grandes dimensões. Todos os pilares no topo, apresentam seção transversal retangular de 2,6 x 5,8 metros e o eixo de maior inércia encontra-se alinhado longitudinalmente com o tabuleiro.

Os encontros da ponte são do tipo cofre, em alvenaria de pedra, com muros que se prolongam até aos taludes do terreno natural, como é possível observar na Figura 1.6.



a) Pilar de alvenaria de pedra



b) Encontro

Figura 1.6 - Vista do encontro e de um dos pilares da ponte do Foz Tua (Magalhães e Cunha, 2011).

Relativamente aos aparelhos de apoio, estes são rotulados, isto é, permitem rotações segundo eixos perpendiculares à direção longitudinal do tabuleiro e estão livres na direção longitudinal, com exceção do pilar P3 que se encontra fixo na direção longitudinal.

Por último o tabuleiro em treliça metálica é constituído por 56 painéis, com altura e comprimento igual a 3 metros e largura de 3,355 metros (Figura 1.7). As ligações da estrutura são do tipo rebitadas.

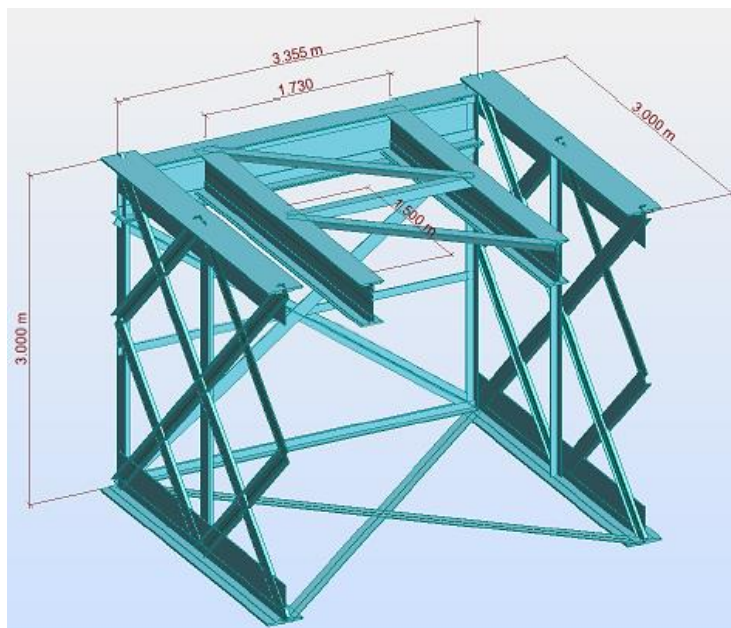


Figura 1.7 - Esquema do painel tipo e respetivas dimensões (Pacheco,2016).

Além dos elementos estruturais, esta também é constituída por passadiços, superior e inferior, guardas corpos, via-férrea e os elementos que a suportam.

O passadiço superior encontra-se apenas num dos lados da ponte e destina-se a peões, enquanto que o passadiço na parte inferior está localizado no centro e destina-se a operações de manutenção.

A via-férrea é constituída por carris de 36,0 kg/m, que apoiam sobre as travessas, que por sua vez, apoiam nas longarinas. As travessas são de madeira, apresentando as dimensões de 0,26 x 0x18 x 2,79 m<sup>3</sup> e espaçamento de 0,60 metros.

Ao longo dos anos a ponte foi alvo de intervenção, nomeadamente:

- 1971 e 1980 – Substituições de várias peças metálicas do tabuleiro;
- 1986 – Empreitada de reforço do tabuleiro, com verificação das condições de resistência, de estabilidade de todos os elementos estruturais constituintes e de reforço nos casos exigíveis;
- 1991 e 1996 – Substituições de várias longarinas e decapagem dos elementos do tabuleiro, com recurso a jato de areia e respetiva pintura;
- 2006 – Estudo e projeto de proteção de fundações, devido às cheias que ocorreram no inverno de 2000/2001, tendo sido verificada a necessidade de proteger as fundações dos pilares P2, P3 e P4 com tapete de enrocamento.
- 2015 – Empreitada de reforço das fundações, causada pela construção da barragem de Foz Tua adjudicada à EDP. O projeto de reforço dividiu-se em várias ações, em que a primeira

correspondeu ao reforço da fundação dos pilares centrais, a segunda à proteção do pilar P1 da erosão da sua fundação e a terceira ação à proteção dos maciços de fundação dos pilares centrais depois de realizado o reforço. Posteriormente foi realizado o rebaixamento de terras das margens.

Após o estudo de todas as intervenções que a ponte foi sujeita e das características de todos os elementos estruturais foi desenvolvido o modelo numérico da mesma, com recurso ao programa Autodesk Robot Structural Analysis (Figura 1.8).

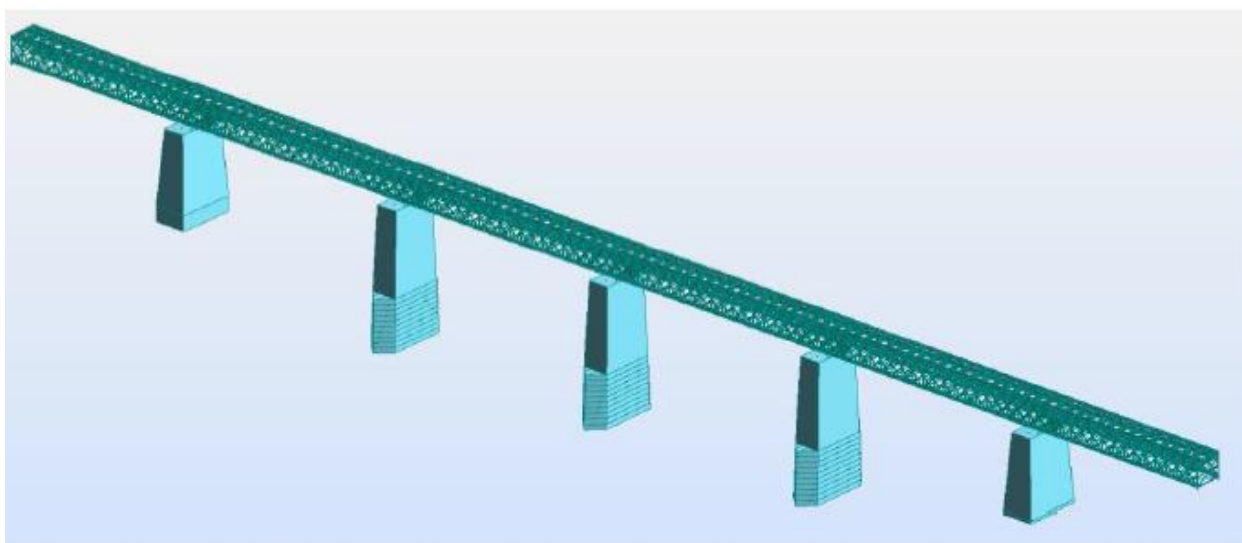


Figura 1.8 - Modelo numérico da Ponte Foz Tua (Pacheco, 2016).

Posteriormente, foi analisado o ensaio de vibração ambiental, realizado por Magalhães e Cunha (2011), com o intuito de preparar a instalação de um sistema de monitorização dinâmica permanente. Este teve como ações ambientais o vento e a corrente do curso de água. Porém, é de salientar que as séries temporais que integraram medições da ação de tráfego na estrutura foram eliminadas, estando desta forma o estudo essencialmente focado para níveis de vibração muito baixos.

No ensaio foram utilizados 5 sismógrafos triaxiais e conversores analógico-digital de 24bits, sendo as séries temporais de 16 minutos, com frequência de amostragem de 100Hz. No total foram medidas 23 seções do tabuleiro e utilizados 2 pontos de referência, assinalados a vermelho na Figura 1.9.

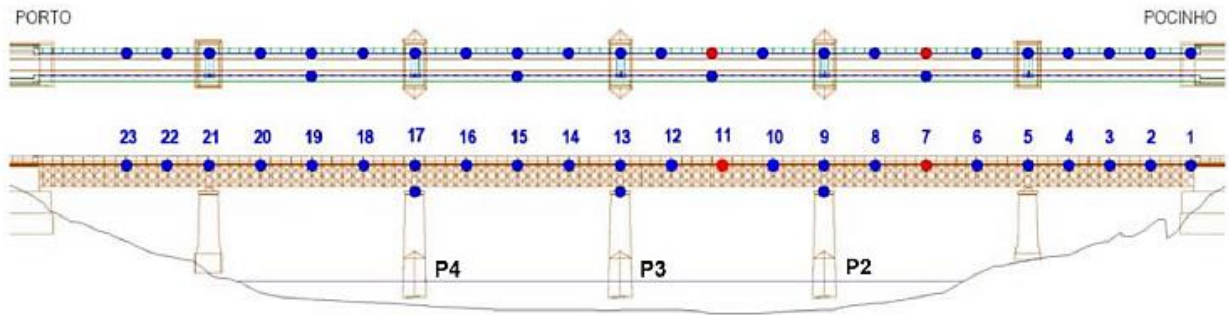


Figura 1.9 - Planta e alçado com a numeração dos pontos instrumentados no ensaio (adaptado de Magalhães e Cunha, 2011).

O método aplicado para seleção dos modos de vibração foi o método da Seleção de Picos. Na Figura 1.10 é apresentado o espectro normalizado médio, com todas as séries temporais de acelerações verticais, em que as abcissas correspondem às frequências naturais que envolvem modos com movimento vertical.

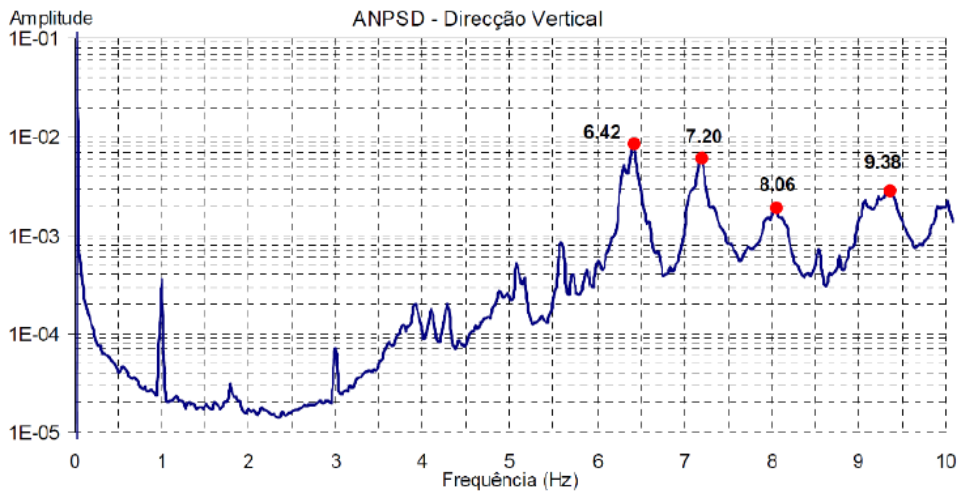


Figura 1.10 - Espectro normalizado médio das acelerações verticais registadas (Magalhães e Cunha, 2011).

Além de analisados os modos correspondentes às acelerações verticais, foram também analisados os modos referentes às acelerações transversais e às acelerações na direção longitudinal.

Com os dados experimentais obtidos por Magalhães e Cunha (2011) e com o modelo numérico desenvolvido por Pacheco (2016), foi possível realizar uma análise dos modos, permitindo desta forma, estimar os desvios entre os mesmos.

Modos		$f_{experimental}$ (Hz)	$f_{numérica}$ (Hz)	Erro (%)
Modos transversais	1	4,10	4,90	-19,52
	2	4,30	4,95	-15,18
	3	5,10	6,36	-24,70
Modos verticais	1	6,42	6,15	4,14
	2	7,20	6,89	4,25
	3	8,06	8,05	0,16
	4	9,38	9,39	-0,06

Figura 1.11 - Comparação das frequências numéricas e experimentais (Pacheco, 2016).

Inicialmente, quando os resultados do modelo numérico foram comparados com os experimentais (Figura 1.11), foram obtidos desvios superiores a 15% para os modos transversais e de 4% para os modos verticais. No entanto, foi obtida uma boa configuração dos modos, como é possível observar na dissertação de Pacheco (2016).

Os desvios obtidos foram causados por incertezas na modelação dos pilares e desconhecimento do estado atual dos aparelhos de apoio, sendo desta forma, necessário a realização da calibração do modelo numérico.

A calibração do modelo desenvolveu-se em duas fases, sendo que a primeira correspondeu à calibração dos modos verticais e a segunda à dos modos laterais da estrutura. Inicialmente analisou-se a influência dos módulos de elasticidade do aço nos valores da frequência, aplicando 3 casos com diferentes valores. Com isto, foi possível observar que a variação do módulo de elasticidade tinha repercussões em todos os modos. Contudo, dos três cenários o que se ajustava melhor às frequências dos modos verticais era o cenário com o  $E=200\text{GPa}$ , tendo sido este valor adotado como base na modelação de referência. Posteriormente foi criado um modelo alternativo, no qual não foram aplicadas as cargas lineares equivalentes às massas não estruturais, para avaliar a influência dessa massa nas frequências de vibração. Esta análise permitiu verificar que no caso de desprezar as massas não estruturais, o modelo se tornaria irrealista, e portanto o rigor na estimativa das cargas e a sua aplicação era de grande importância.

### 1.2.3 Ponte Luiz I

A ponte Luiz I é uma ponte centenária localizada sobre o Rio Douro que faz a ligação entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia, tendo sido alvo de obras de reabilitação e reforço em 2004 para adequar a integração do seu tabuleiro superior na rede de metro do Porto.

A ponte é constituída por dois tabuleiros, um inferior com uma extensão de 174m e um superior com um desenvolvimento de 392m. Atualmente no tabuleiro superior apenas é permitida a passagem de veículos

do metro, e rodoviários de emergência, enquanto o tabuleiro inferior serve unicamente o tráfego rodoviário. Ambos os tabuleiros são atravessados por peões.

Os tabuleiros são suportados por um arco biarticulado com uma altura de 44,60m e uma corda de 172m. O tabuleiro inferior apoia-se nos encontros por meio de aparelhos móveis e em 4 montantes de suspensão espaçados de 36m. A laje deste é de betão armado aligeirada, que repousa sobre uma grelha de carlingas e longarinas metálicas apoiada em duas vigas treliça suspensas nos pendurais, os quais transmitem as ações ao arco da estrutura.

Relativamente ao tabuleiro superior, ele é constituído por 13 vãos que apresentam comprimentos variáveis entre os 12m e os 51m. Nove dos treze vãos são materializados por duas vigas treliça com 5m de altura e espaçadas de 4,65m. Para além de se apoiar no coroamento do arco, o tabuleiro superior é suportado por 5 pilares, 2 em alvenaria de granito e 3 em estrutura metálica reticulada localizados nas margens do rio, e por 2 pilstras metálicas apoiadas no extradorso do arco.

No âmbito do estudo da viabilidade de utilização da Ponte Luiz I pelo Metro Ligeiro (Coelho et al., 1997), da dissertação de mestrado de Luís Cruz (2015) e da tese de doutoramento de Bruno Costa (2013), foram desenvolvidos modelos numéricos da estrutura. No primeiro caso foi criado um modelo plano e um modelo tridimensional simplificado com elementos de viga para análise global da resposta da estrutura, para as condições anteriores aos trabalhos de reforço e reabilitação, como é ilustrado na Figura 1.12.



Figura 1.12 - Modelo numérico desenvolvido no âmbito do estudo de viabilidade realizado por Coelho et al. (1997).

No segundo trabalho o modelo foi desenvolvido no programa ANSYS, com formato tridimensional (Figura 1.13), tendo este um nível superior de detalhe e refinamento nas diferentes subestruturas constituintes e suas ligações.

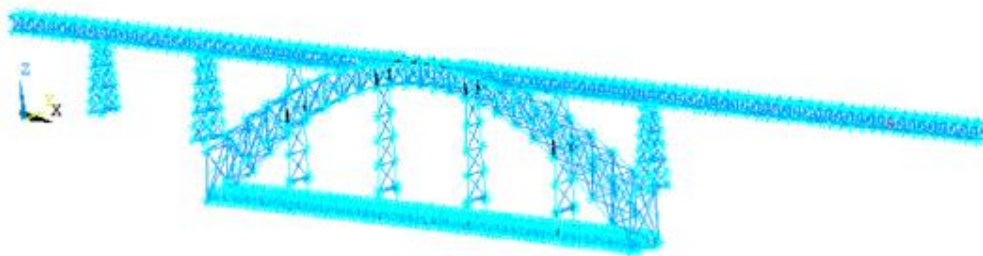


Figura 1.13 - Ilustração do modelo numérico realizado por Cruz (2015).

No terceiro caso, para além de ter sido dado ênfase à pormenorização da modelação nas zonas críticas de transmissão de esforços e de ligação dos elementos, e à definição rigorosa das características geométricas e materiais das peças, os modelos criados procuraram replicar o comportamento da estrutura antes e após a intervenção. Neste último caso, o modelo foi desenvolvido no programa Autodesk Robot Structural Analysis, representado na Figura 1.14 e foram implementados sistemas avançados de monitorização de parâmetros locais e globais do comportamento para caracterização da resposta estática da ponte, com o objetivo de numa primeira fase, recolher dados que apoiassem o desenvolvimento da análise numérica para suporte do projeto de reforço e reabilitação, e numa segunda fase, aferir a eficácia e eficiência das soluções estruturais adotadas. A informação adquirida permitiu a atualização, calibração e/ou validação dos diferentes modelos que foram sendo desenvolvidos de forma a obter soluções numéricas capazes de simular com o rigor desejado o comportamento estrutural nas diferentes fases.

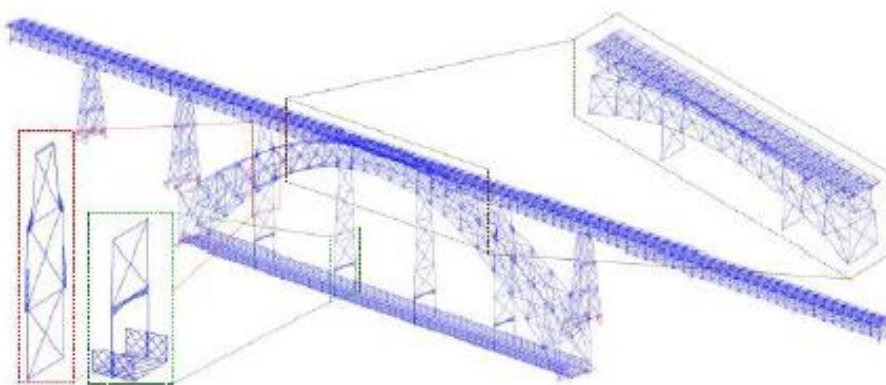


Figura 1.14 - Modelo numérico desenvolvido por Costa (2013).

De acordo com Costa et al. (2009), a última intervenção nesta estrutura para a integração do seu tabuleiro superior na rede de Metro Ligeiro do Porto englobou os seguintes trabalhos de reabilitação e reforço:

- remoção do antigo pavimento aligeirado existente no tabuleiro superior e das carlingas e longarinas que lhe davam apoio;

## CAPÍTULO 1

- instalação de novas carlingas, longarinas e de uma grelha de perfis metálicos capaz de transmitir adequadamente as novas cargas;
- substituição de contraventamentos verticais do arco e tabuleiro superior e dos contraventamentos horizontais das cordas inferiores das vigas-treliça do tabuleiro superior;
- reforço das diagonais, montantes e banzos das cordas superiores das vigas-treliça do tabuleiro superior, de diagonais do arco e pilares metálicos e de pernas, diagonais e travessas dos montantes de suspensão;
- reparações em montantes, diagonais, cordas inferiores, contraventamentos, goussets de ligação e no passadiço técnico do tabuleiro superior;
- substituição de todos os “trellis” e cantoneiras danificados ou respetivas ligações, em secções compostas das barras da estrutura reticulada do arco;
- limpeza e lubrificação de todos os componentes dos aparelhos de apoio originais e substituição dos aparelhos de apoio do tabuleiro superior nos encontros;
- hidro-decapagem de todas as peças metálicas com aço original para remoção da camada de proteção existente e aplicação de pintura epoxy.

O comportamento do tabuleiro da ponte foi monitorizado ao longo do decurso dos trabalhos, e durante provas de carga realizadas no final da intervenção, num período de 6 dias, para identificação de quatro tipos de grandezas: i) deformação da superfície metálica em 118 pontos representativos de 59 secções de elementos da estrutura; ii) deslocamentos verticais do coroamento do arco e do tabuleiro superior a meio vão de 8 dos seus tramos e sobre um dos pilares metálicos; iii) abertura das juntas de dilatação do tabuleiro superior nas suas extremidades e deslocamentos relativos entre este e o apoio P4; e iv) temperaturas nas peças metálicas e do meio ambiente. Para tal, foram instalados transdutores para dois sistemas de monitorização, sendo o primeiro de base ótica para observação permanente e o segundo de base elétrica para observação temporária. No primeiro caso foram instalados extensómetros e sensores de temperatura (Figura 1.15), enquanto que no segundo caso a instrumentação consistia na instalação de sensores de níveis líquidos para medição das flechas, e sensores de temperatura e LVDT's para observação dos movimentos dos aparelhos de apoio e das juntas.

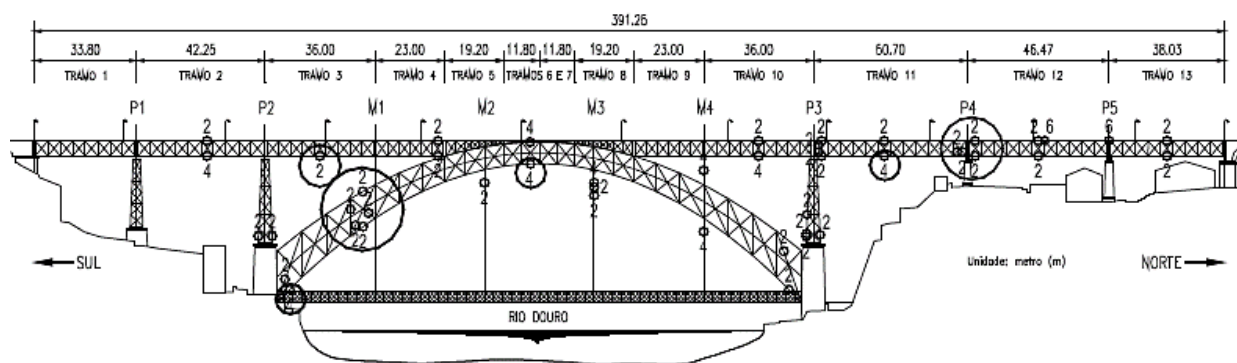


Figura 1.15 - Localização dos extensómetros instalados (Costa et al., 2009).

Após a realização dos ensaios e obtidos os valores dos deslocamentos do tabuleiro superior, foi possível realizar uma comparação de resultados antes e após a intervenção, sendo possível constatar um incremento de flexibilidade vertical de aproximadamente de 20%. Contudo os deslocamentos verticais no coroamento do arco registaram valores praticamente idênticos, ou seja, a rigidez do arco não sofreu alterações significativas.

Sensor	Caso	Ensaio		Desvio (%)	Modelos			Desvio (%)		
		2002	2005		A	B	C	A	B	C
DVT01	7	---	-1,41	---	---	-1,30	-1,64	---	-7,6	16,6
DVT02	7	8,42	10,44	23,99	8,86	10,17	11,11	5,2	-2,5	6,4
DVT03	6	7,64	8,93	16,88	8,20	9,03	9,59	7,4	1,2	7,4
	1	7,72	8,62	11,66	8,59	8,71	9,07	11,3	1,1	5,2
	8	4,59	5,24	14,16	5,38	5,28	5,60	17,1	0,7	6,9
DVT04	1	---	8,38	---	---	9,33	9,51	---	11,3	13,5
	8	---	4,72	---	---	5,02	5,14	---	6,3	8,8
DVT06J	2	5,72	5,52	-3,50	5,94	5,94	6,05	3,9	7,6	9,6
DVT06M	2	5,29	5,43	2,65	5,94	5,90	6,01	12,3	8,7	10,7
DVT10	5	---	-2,05	---	---	-2,21	-2,73	---	8,0	33,0
DVT11	5	11,19	13,25	18,41	11,25	13,03	14,45	0,5	-1,7	9,1
DVT12	4	7,97	9,59	20,33	7,63	9,32	10,50	-4,3	-2,8	9,5
DVT13	4	---	-1,80	---	---	-2,22	-2,73	---	23,3	51,5

Figura 1.16 - Deslocamentos verticais do tabuleiro superior, em mm (Costa et al., 2009).

Na tabela da Figura 1.16 é possível observar que a análise incidu em 3 modelos, designados de A, B e C, correspondendo respetivamente às condições anteriores à intervenção, após a intervenção com e sem a grelha dos perfis metálicos no tabuleiro superior. Desta forma, foi possível concluir que o contributo da rigidez da laje aligeirada existente anteriormente apresentava um valor significativo no comportamento da estrutura. A análise completa sobre os resultados obtidos com este estudo pode ser encontrada na referência Costa et al., (2009).

### **1.3 CONTEÚDOS DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação tem como objetivo estudar o comportamento dinâmico de uma das pontes metálicas ferroviárias localizada na antiga Linha do Tâmega, e permitir produzir a informação e ferramentas que possibilitem no futuro a realização de uma análise da integridade estrutural da ponte para as atuais condições de conservação, servindo de base a estudos ou projetos de reforço estrutural a desenvolver. Para o efeito será desenvolvido um modelo numérico atualizado com recurso ao programa Autodesk Robot Structural Analysis, e realizado um ensaio de vibração ambiental para avaliação do seu comportamento dinâmico.

Assim sendo, a dissertação é composta por 6 capítulos.

No capítulo 1 será abordada a temática da modelação numérica de pontes metálicas, nomeadamente do tipo ferroviário. Para tal, serão apresentados alguns casos de estudo com a devida descrição da estrutura das pontes em causa, dos modelos numéricos desenvolvidos, ensaios realizados e resultados obtidos.

No capítulo 2 será apresentada uma descrição detalhada da Ponte de São Lázaro, contendo um resumo da sua história, a sua localização e uma caracterização geométrica dos elementos e sistemas estruturais da ponte.

No capítulo 3 será abordado o desenvolvimento do modelo numérico da Ponte de São Lázaro, sendo descrita a sua execução, assim como as cargas e massas que foram consideradas para a simulação numérica do comportamento da ponte.

No capítulo 4 será apresentada uma descrição do ensaio de vibração ambiental. Neste capítulo proceder-se-á à descrição da execução do ensaio, bem como, dos materiais e equipamentos necessários para a sua realização. Adicionalmente será apresentado o processamento dos dados recolhidos e explanados os resultados obtidos.

No capítulo 5 será detalhado o processo adotado para a calibração do modelo numérico, com o objetivo de obter uma ferramenta capaz de reproduzir o comportamento atual da ponte de São Lázaro.

Por fim, no capítulo 6 serão apresentadas as conclusões do trabalho e os desenvolvimentos futuros.

## Capítulo 2

### A PONTE DE SÃO LÁZARO

#### 2.1 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

A linha do Tâmega é uma ferrovia de via estreita, localizada no norte de Portugal, e que estabelecia a ligação da estação da Livração até à estação de Arco de Baúlhe, sendo originalmente denominada como Caminho de Ferro do *Valle do Tamega*. Esta linha apresentava uma extensão total de 51,73 kms, tendo sido o primeiro tramo, entre Livração e Amarante, inaugurado no dia 20 de março de 1909. Na Figura 2.1 é apresentada uma imagem da ponte em estudo durante a sua utilização.

Contudo, em 2008 sob o pretexto da realização de obras de beneficiação, este tramo foi encerrado, encontrando-se desativado desde então, tendo sido retirados os carris e travessas constituintes da linha férrea.



Figura 2.1 - Ponte de São Lázaro.

#### 2.2 DESCRIÇÃO DA PONTE DE SÃO LÁZARO

É objeto de estudo uma ponte metálica ferroviária de tramo único, da linha do Tâmega, denominada por Ponte de São Lázaro (Figura 2.2). Esta ponte apresenta uma extensão total de 40,61 metros e uma altura do tabuleiro de 3,998 metros.



Figura 2.2 - Vista geral da ponte de S. Lázaro.

A estrutura reticulada do tabuleiro consiste em duas vigas treliçadas, apresentando as cordas ligadas entre si por diagonais de travamento horizontal, complementadas ao nível inferior por travessas, e ao nível superior por carlingas, sobre as quais repousam as duas longarinas onde apoiavam os carris. Estes elementos encontram-se ligados por cantoneiras e rebites, sendo possível observar na Figura 2.3 um pormenor da grelha metálica onde assentam as travessas.



a) Grelha metálica



b) Pormenor de ligação das longarinas com as carlingas

Figura 2.3 - Grelha metálica e pormenor de ligação das longarinas com as carlingas.

As diagonais de contraventamento transversal encontram-se alinhadas com os montantes, de forma alternada, apresentando um espaçamento médio próximo dos 4 m.

Muitas das secções dos elementos estruturais foram fabricadas recorrendo à assemblagem de chapas de diferentes tamanhos ligadas entre si com cantoneiras rebitadas. As ligações entre os elementos nos nós são realizadas por rebitagem, como é possível ver na Figura 2.4.



Figura 2.4 - Ligação entre nós por rebites.

A secção das cordas das vigas é do tipo “T”, a das carlingas e longarinas é do tipo “I”, enquanto as travessas e as diagonais de travamento são materializada por cantoneiras. Na Figura 2.5 é possível observar as secções das longarinas e das carlingas, podendo verificar que as longarinas apresentam uma altura inferior comparativamente às carlingas.

As diagonais são constituídas por secções do tipo “U”, cruzando nas suas almas com os banzos dispostos de forma simétrica (cruzamento de “costas com costas”), e os montantes são materializados por duplas cantoneiras.



Figura 2.5 - Pormenor da secção das longarinas e das carlingas.

Os contraventamentos horizontais são materializados por barras em cruz de Santo André, sendo uma delas interrompida na zona de ligação que é materializada por uma chapa gousset que assegura a transmissibilidade dos esforços e equilíbrio de forças no nó (Figura 2.6).



Figura 2.6 - Ligação dos contraventamentos horizontais.

Através da Figura 2.7 é possível visualizar um nó de ligação da corda inferior de uma das vigas treliça às diagonais de travamento e travessas, sendo bem visível a chapa gousset e os rebites que o materializam.



Figura 2.7 - Pormenor da ligação da viga treliça.

A antiga via férrea era apoiada pelo tabuleiro ao nível superior, onde também se localiza o passeio para atravessamento dos peões (Figura 2.8), localizado apenas do lado direito em correspondência com o sentido Livração - Amarante.



Figura 2.8 - Passeio no tabuleiro ao nível superior.

Ao nível inferior existe um passadiço técnico no interior do tabuleiro para permitir a realização de operações de inspeção e manutenção, como é possível observar na Figura 2.9.



Figura 2.9 - Passadiço no nível inferior.

Por sua vez, os tabuleiros transmitem as cargas aos encontros de alvenaria de granito através de aparelhos de apoio metálicos (Figura 2.10), os quais também possibilitam a ocorrência de deformações térmicas da estrutura metálica sem desenvolvimento de esforços prejudiciais.



Figura 2.10 - Aparelhos de apoios.

De uma forma geral, a estrutura apresenta um bom estado de conservação, muito embora sejam manifestos os sinais de deterioração decorrentes da sua utilização até à data da desativação da linha e do atual abandono da mesma.

### **2.3 CARATERIZAÇÃO GEOMÉTRICA**

Por não existirem informações técnicas disponíveis na Infraestrutura de Portugal, seja na forma de peças desenhadas ou escritas, que permitissem uma caracterização geométrica adequada da ponte de São Lázaro, foi necessária a contratação de uma entidade externa especializada e competente para o efeito, contratada pela Câmara Municipal de Amarante.

O levantamento topográfico é uma representação gráfica, da planimetria e altimetria, consistindo na determinação das alturas relativas a uma superfície de referência, através de pontos de apoio e recorrendo a equipamentos, tais como taqueómetros e fita métrica. Este último elemento é utilizado para verificação de determinadas medidas ou mesmo até para o levantamento de certos elementos.

O levantamento efetuado na ponte de São Lázaro foi realizado no dia 4 de maio de 2017, pela empresa GEOPERFIL (Figura 2.11).



Figura 2.11 - Levantamento topográfico.

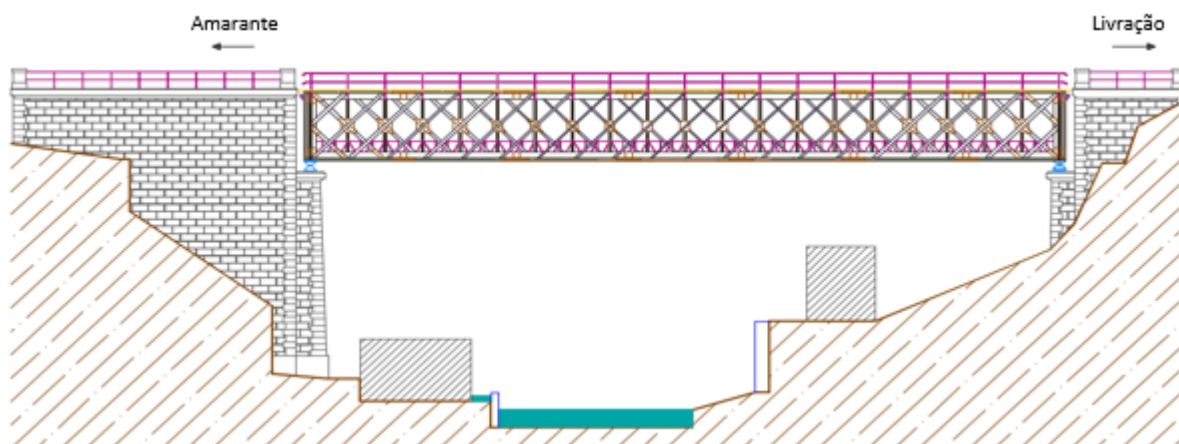
Em seguida serão descritas as seções transversais dos elementos constituintes da ponte em estudo.

### 2.3.1 Tabuleiro

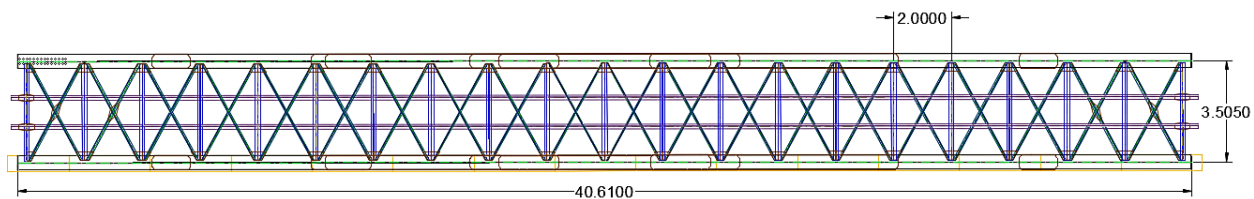
O tabuleiro da ponte apresenta duas vigas treliça que suportam um sistema em grelha de carlingas e longarinas. Estas vigas encontram-se ligadas por contraventamentos horizontais, quer ao nível superior quer ao nível inferior, complementadas por travessas e contraventamentos verticais.

Longitudinalmente, a disposição das peças e as suas respetivas características apresentam simetria estrutural, com exceção dos aparelhos de apoio.

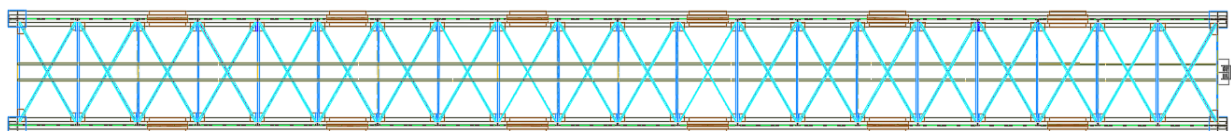
Na Figura 2.12 é apresentado o alçado duma viga treliça, assim como as vistas superior e inferior do tabuleiro e um corte transversal do mesmo.



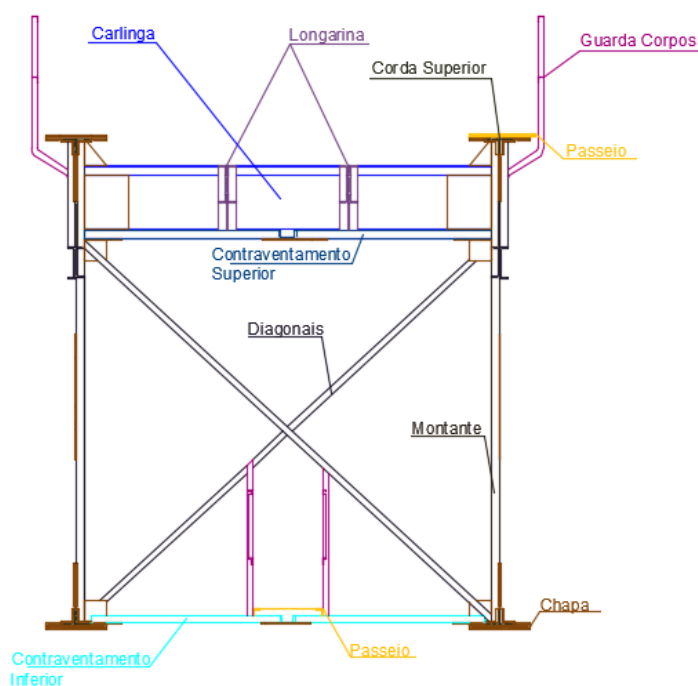
a) Alçado sul



b) Vista superior



c) Vista inferior



d) Corte transversal

Figura 2.12 – Representação em desenho técnico do tabuleiro da ponte (GEOPERFIL).

### 2.3.2 Cordas

As cordas da viga treliça apresentam uma secção de configuração em T, observável na Figura 2.13, assemblada por meio de duas cantoneiras L120x120x12 e duas chapas, sendo que uma constitui o banzo e outra a alma, com as respetivas dimensões 500x12 e 505x10 mm. A ligação das peças é realizada através de rebites.

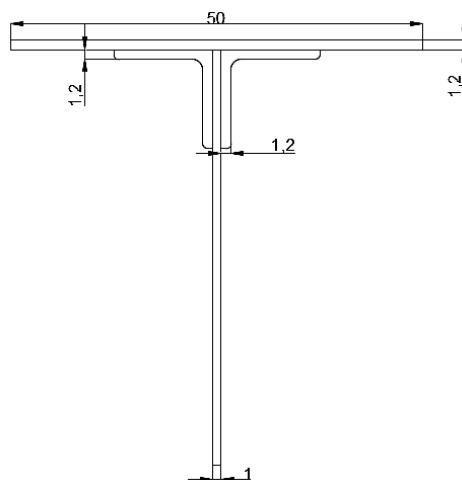


Figura 2.13 - Configuração e dimensões da secção corrente das cordas (cm).

As cordas variam de espessura ao longo do desenvolvimento da ponte tanto no banzo como na alma. O reforço das cordas é variável, sendo o aumento da espessura realizado por adição de chapas no banzo e de cantoneiras na alma.

No total existem dez secções diferentes das cordas, incluindo a corrente. Para uma melhor percepção da sua localização pode ser consultado o alçado esquemático com o seu posicionamento que se encontra no Anexo 1, onde é perceptível a variação geométrica dos banzos.

No Quadro 2.1, são apresentadas as características da corda corrente.

Quadro 2.1 - Características geométricas da corda corrente.

Área (cm <sup>2</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Ix (cm <sup>4</sup> )	iz (cm)	iy (cm)
165.59	311.43	32044.76	311.43	9.22	13.91

### 2.3.3 Diagonais

As diagonais são constituídas por perfis em U, perfazendo um total de oito secções diferentes ao longo de todo o desenvolvimento da ponte. Estes elementos quando cruzam são posicionados “costas com costas”, com a secção a variar em função da sua posição no desenvolvimento do tabuleiro. Atendendo a que a estrutura da ponte é simétrica, a posição das diagonais repete-se de forma idêntica em cada uma das suas metades, partindo dos encontros ou do seu centro.

No alçado da Figura 2.14 é possível observar a secção correspondente a cada uma das barras, através da referência com código numérico, sendo apresentadas no Quadro 2.2 as características das diferentes secções.

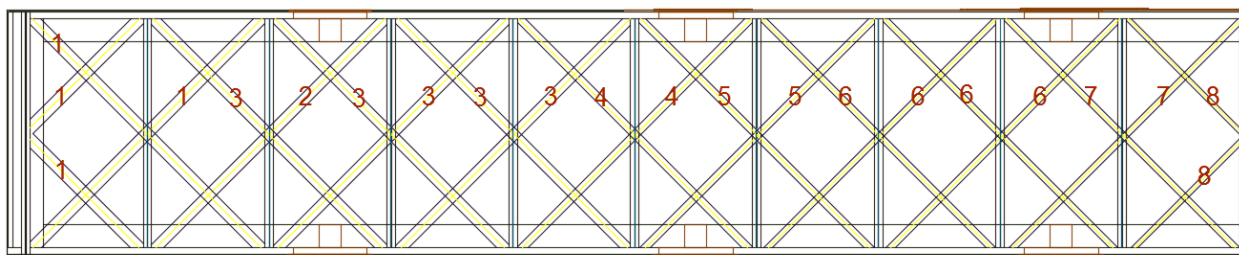


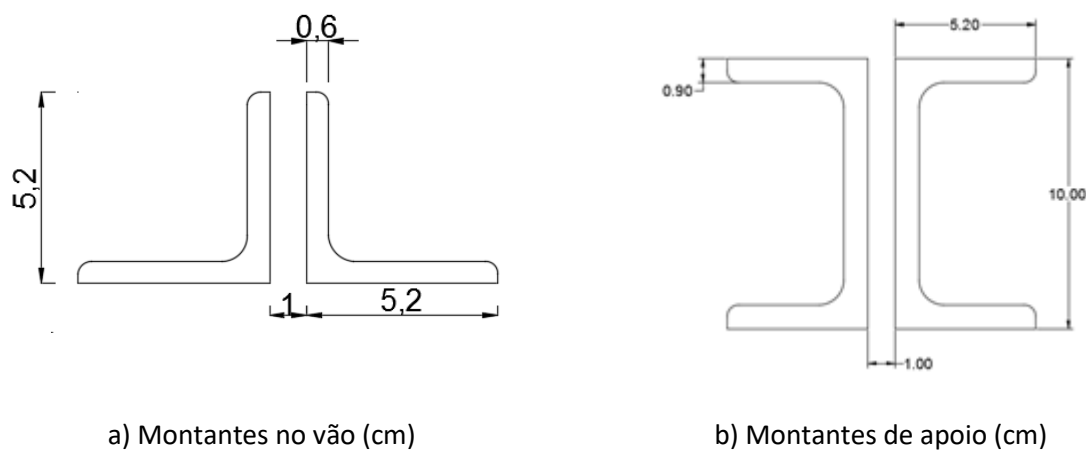
Figura 2.14 - Localização das diagonais em meia ponte.

Quadro 2.2 - Características geométricas das secções das diagonais.

Código Numérico	Secção (hxbxt) (mm)	Comprimento (m)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
1	200x76x10	5.3145	33.48	1879.60	159.97	7.49	2.19
2	180x65x10	5.3145	29.33	1300.91	99.09	6.66	1.84
3	175x65x10	5.3145	28.83	1214.23	98.30	6.49	1.85
4	140x50x10	5.3145	22.33	577.84	42.35	5.09	1.38
5	120x55x10	5.3145	21.33	424.12	53.66	4.46	1.59
6	105x67x8	5.3145	18.05	303.39	76.72	4.10	2.06
7	100x50x5	5.3145	9.58	144.83	22.24	3.89	1.52
8	80x45x8	5.3145	12.53	112.97	22.13	3.00	1.33

Relativamente às diagonais transversais, estas elementos assumem duas configurações, como é possível visualizar na Figura 2.15. As que estão localizadas nos montantes de apoio são constituídas por perfis U, e quando cruzam são posicionadas de “costas voltadas”. Em relação às restantes diagonais, alinhadas com os montantes, as peças são constituídas por cantoneiras L52x52x6.

No Quadro 2.3 são apresentadas as características geométricas das secções das diagonais transversais, quer as localizadas nos montantes de apoio, como as localizadas nos montantes no vão.



a) Montantes no vão (cm)

b) Montantes de apoio (cm)

Figura 2.15 - Forma e dimensões das secções das diagonais transversais.

Quadro 2.3 - Características geométricas das secções das diagonais transversais.

Diagonal Transversal	Secção (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>Apoio</b>	100x52x0.9	17.00	239.58	39.71	3.75	1.53
<b>Restantes</b>	52x52x6	5.93	23.05	6.04	1.97	1.01

### 2.3.4 Montantes

Os montantes são peças verticais solicitados por esforços axiais, que unem as cordas superior e inferior das vigas treliça. Os montantes da zona dos apoios apresentam uma configuração distinta (Figura 2.16) por terem de suportar os esforços associados às reações e garantir a adequada rigidez nas extremidades do tabuleiro.

Assim sendo, os montantes ao longo do vão do tabuleiro são materializados por duas cantoneiras L68x68x7, com uma chapa de espessura de 5mm entre aquelas.

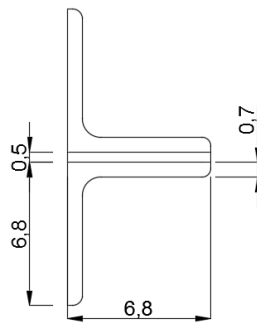


Figura 2.16 - Forma e dimensões das secções dos montante no vão do tabuleiro (cm).

Em relação aos montantes localizados nos apoios, estes elementos apresentam uma geometria única que se apresenta na Figura 2.17, resultante da assemblagem de cantoneiras e chapas ligadas por rebites.

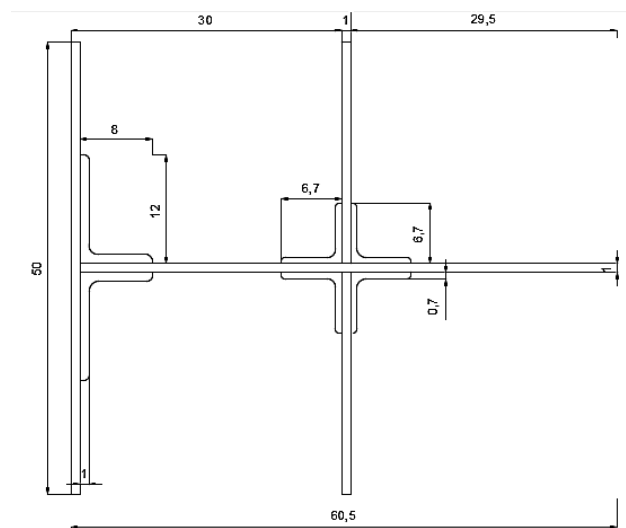


Figura 2.17 - Forma e dimensões das secções dos montantes de apoio (cm).

No Quadro 2.4 são apresentadas as características geométricas das secções dos diferentes montantes.

Quadro 2.4 - Características geométricas das secções dos montantes.

Montante	Comprimento	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>Apoio</b>	3.758	232.68	64449.58	22489.85	16.64	9.83
<b>Zona Corrente</b>	3.758	21.64	163.15	96.51	2.75	2.11

### 2.3.5 Longarinas

A configuração das longarinas é semelhante a um perfil I, sendo constituídas por uma chapa 305x10 mm à qual se unem nas extremidades duas cantoneiras L70x70x8, como se representa na Figura 2.18. No Quadro 2.5 é apresentada as características geométricas das mesmas.

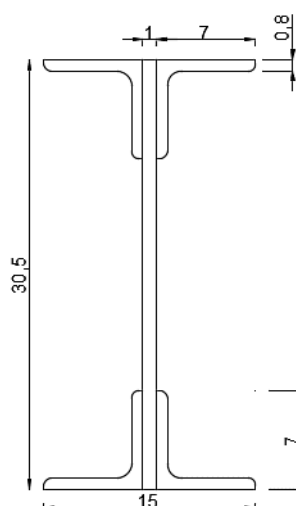


Figura 2.18 - Configuração e dimensões das secções das longarinas (cm).

Quadro 2.5 - Características geométricas das secções das longarinas.

Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>73.177166293</b>	10039.96	459.37	11.71	2.51

### 2.3.6 Carlingas

Tal como as longarinas, também as carlingas apresentam também uma configuração de um perfil I através da assemblagem de uma chapa 600x10 mm com duas cantoneiras L80x80x10, exposto na Figura 2.19. A secção das carlingas é mais alta devido à magnitude dos esforços a que estão sujeitas, sendo as suas características apresentadas no Quadro 2.6.

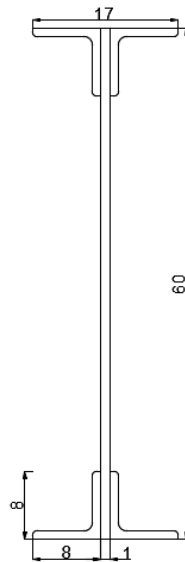


Figura 2.19 - Forma e dimensões das secções das carlingas (cm).

Quadro 2.6 - Características geométricas das secções das carlingas.

Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>120.437166401</b>	64603.78	840.84	23.16	2.64

### 2.3.7 Contraventamentos

Os elementos dos contraventamento inferior e superior são constituídos por cantoneiras, existindo no total onze secções diferentes.

Na Figura 2.20 é possível visualizar a localização dos contraventamentos em meia ponte, cujas secções são identificadas com códigos numéricos. A sua disposição ao longo da ponte apresenta também simetria em relação aos eixos principais do tabuleiro, estando as suas características geométricas expostas no Quadro 2.7.

Os contraventamentos superiores são representados pela cor verde e os contraventamentos inferiores pela cor roxa.

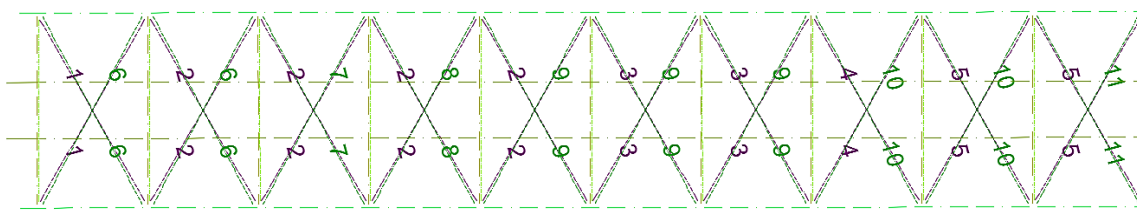


Figura 2.20 - Localização dos contraventamentos superiores e inferiores.

Quadro 2.7 - Características geométricas das secções dos contraventamentos inferiores e superiores.

Contraventamento	Código Numérico	Secção (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
Inferior	1	65x65x7	8.70	52.97	13.86	2.47	1.26
	2	60x60x7	7.98	41.27	10.81	2.27	1.16
	3	50x50x5	4.80	17.37	4.55	1.90	0.97
	4	45x45x5	4.30	12.41	3.26	1.70	0.87
	5	40x40x5	3.79	8.59	2.26	1.51	0.77
Superior	6	80x80x9	13.70	126.82	33.15	3.04	1.56
	7	70x70x8	10.67	74.86	19.63	2.65	1.36
	8	65x65x8	9.85	59.36	15.59	2.46	1.26
	9	60x60x7	8.70	52.97	13.86	2.47	1.26
	10	50x50x6	5.69	20.33	5.34	1.89	0.97
	11	40x40x6	4.48	9.97	2.65	1.49	0.77

### 2.3.8 Travessas

As travessas são compostas por cantoneiras L50x50x6 (Figura 2.21) e encontram-se ligadas às chapas gousset nos nós das vigas treliça.

As características geométricas das travessas, relativamente ao seu comprimento, inércia e raio de giração são apresentadas no Quadro 2.8.

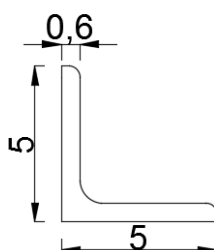


Figura 2.21 - Configuração e dimensões das secções das travessas (cm).

Quadro 2.8 - Características geométricas das secções das travessas.

Área (cm <sup>2</sup> )	Comprimento (m)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
5.693552884	3.505	20.33	5.34	1.89	0.97

### 2.3.9 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio têm como função garantir um adequado comportamento estrutural, bloqueando ou permitindo, total ou parcialmente, os movimentos adequados. Na ponte em estudo existem apenas dois tipos de apoios, identificados como apoios móveis ou fixos (Figura 2.22). Os primeiros permitem deslocamentos longitudinais, mas impedem movimento na direção transversal, enquanto os segundos bloqueiam os deslocamentos em ambas as direções. Todos os apoios permitem rotações em torno dos eixos transversais. Os apoios fixos encontram-se posicionados no encontro do lado de Amarante enquanto os móveis localizam-se na outra extremidade.

Os encontros que transferem as cargas do tabuleiro ao terreno onde se implanta a estrutura são em alvenaria de pedra.



a) Encontro de alvenaria de pedra

b) Aparelho de apoio móvel

c) Aparelho de apoio fixo

Figura 2.22 - Encontro de alvenaria de pedra e aparelhos de apoio.

## Capítulo 3

### MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE SÃO LÁZARO

Neste capítulo é apresentada a modelação numérica e a identificação das propriedades modais da ponte de São Lázaro.

Na secção 3.1 é descrito o modelo numérico de elementos finitos desenvolvido com recurso ao programa Autodesk Robot Structural Analysis (2016), sendo detalhada a metodologia aplicada para a sua construção. São explicitadas as principais considerações assumidas durante o processo ao nível da seleção dos elementos finitos utilizados, das características geométricas e mecânicas adotadas, das propriedades dos materiais, condições de apoio e massas consideradas.

A secção 3.2 apresenta uma análise da massa considerada no modelo numérico para estimativa dos parâmetros modais, com o objetivo de verificar a validade do modelo.

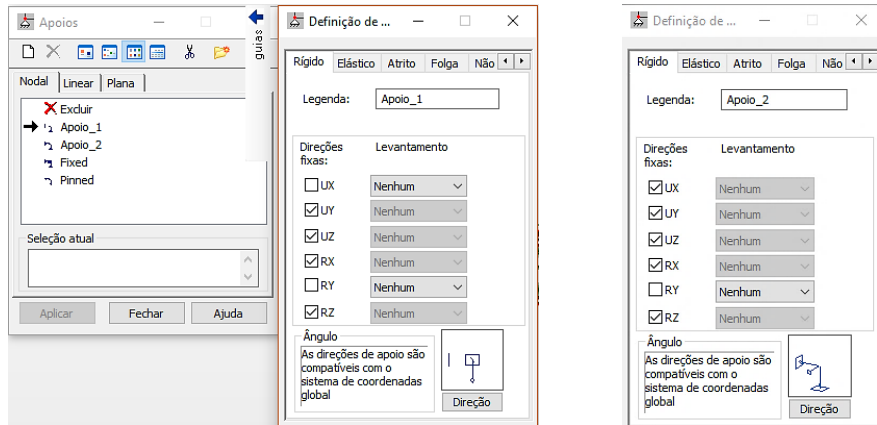
Na secção 3.3 são apresentados os parâmetros modais calculados a partir do modelo numérico, em termos de frequências naturais e respetivos modos de vibração.

#### 3.1 DESCRIÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ELEMENTOS FINITOS

Como referido anteriormente, para o desenvolvimento da modelação da Ponte de São Lázaro foi utilizado o programa Autodesk Robot Structural Analysis (2016). Apesar de o programa ser simples de utilizar, o processo de modelação foi demorado devido à complexidade da estrutura em causa.

Inicialmente foi definido a geometria da estrutura, com recurso à funcionalidade do programa para importação de ficheiros de dados noutros formatos. Os eixos das barras das vigas treliça foram desenhados no Autodesk AutoCAD (2016), gravados no formato .dxf e posteriormente importados pelo Robot, que procedeu à sua conversão automática como barras genéricas.

A introdução das condições de apoio teve em conta os apoios existentes na estrutura original, ou seja, a existência de apoios simples e apoios duplos. Assim sendo, para a definição e atribuição dos apoios recorreu-se à função *Supports*, como mostra a Figura 3.1.



a) Apoio simples

b) Apoio duplo

Figura 3.1 - Definição dos apoios.

Contudo antes da atribuição dos apoios foi necessário a aplicação de barras rígidas (Figura 3.2), pois no modelo estão representados os centros de gravidade das secções, existindo, desta forma uma distância entre o centro do apoio e o centro da corda inferior que nele apoia. Deste modo, a colocação da barra rígida permitiu descrever de uma forma mais adequada as condições de apoio existentes da estrutura, sendo a sua extensão igual à distância entre o centro de gravidade da corda respectiva e o centro de rotação do apoio.

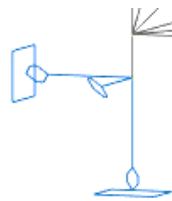


Figura 3.2 - Barra rígida entre o centro de gravidade da corda inferior e o centro de rotação do apoio.

Após a definição dos eixos das barras da estrutura procedeu-se à definição e atribuição das secções corretas às barras. Para tal, foi necessário criar as secções e introduzi-las na base de dados do programa, através do módulo Section Definition, o qual permite desenhar ou importar secções em formato .dxf. A importação das secções exige um cuidado especial na verificação das características que se pretendem introduzir, nomeadamente ao nível das unidades geométricas de representação e do material a adotar. Em seguida procedeu-se ao cálculo das propriedades mecânicas e resistentes das peças, no menu Results → Geometric Properties → Results.

Tendo as secções já inseridas na base de dados do programa, foi possível atribuí-las às barras respetivas. No entanto, foi necessário corrigir a orientação espacial dos eixos principais de algumas barras de modo a posicioná-los corretamente. Para tal as barras foram rodadas em torno do seu eixo longitudinal, conforme se observa na Figura 3.3, com recurso ao menu *Geometry* → *Properties* → *Gamma Angle*.

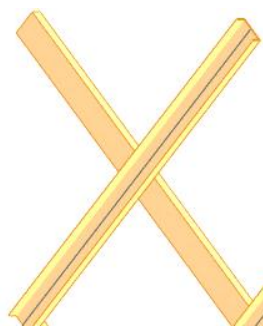


Figura 3.3 - Rotação de diagonais (função: gamma angle).

Adicionalmente, com o objetivo de traduzir da melhor forma possível a transmissão de esforços entre barras com os baricentros em diferentes posições, recorreu-se à função *Offsets* para deslocar os eixos das barras corretamente. Para o efeito, foram utilizadas as propriedades das secções agregadas em formato de tabela pelo programa (*View* → *Tables* → *Properties*). As distâncias adotadas podem ser consultadas no Anexo 5.

Um aspeto importante a referir, reside na colocação de rótulas nos contraventamentos horizontais e transversais, atendendo a que a sua ligação às vigas treliça não é rígida por ser conseguida através de chapa gousset esbelta. Na Figura 3.4, é possível observar as rótulas inseridas no programa, estando estas representadas de cor vermelha. Para este efeito a operação foi realizada através da opção *Geometry* → *Releases* → *Pinned-Pinned*, sendo apresentado na Figura 3.5 as opções seleccionadas para a criação das rótulas.

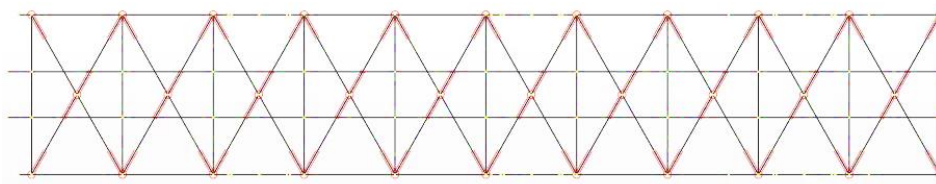


Figura 3.4 - Rótulas nos elementos de contraventamentos superiores.

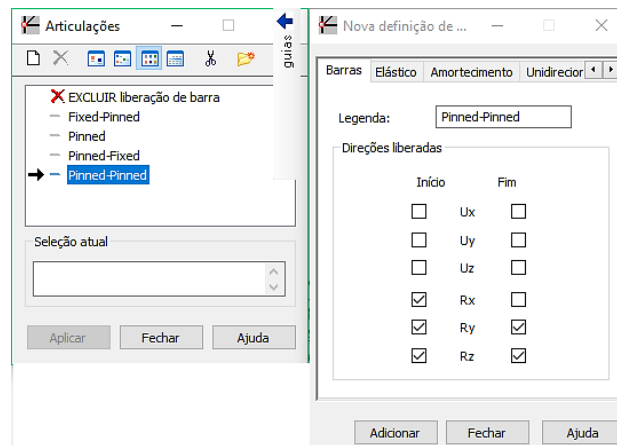


Figura 3.5 - Aplicação de rótulas nas barras dos contraventamentos horizontais.

Após definida a geometria da estrutura, as secções constituintes e respetivos materiais, como também as condições apoio, obteve-se o aspeto final da ponte apresentado na Figura 3.6.

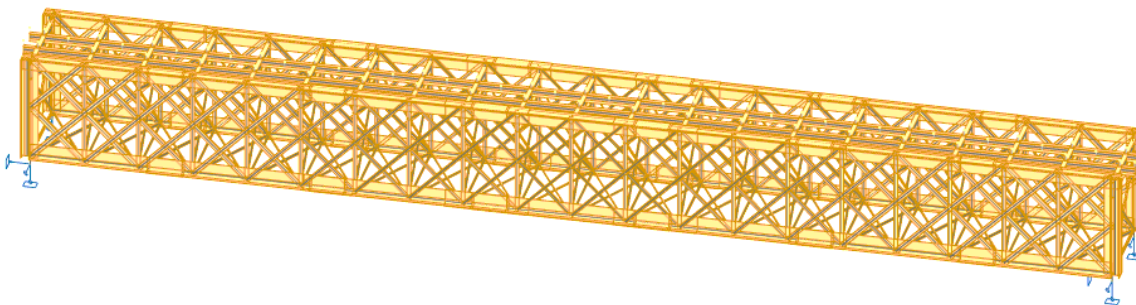
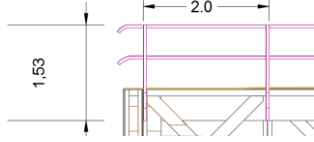






Figura 3.6 - Resultado geral do modelo após a definição da geometria, das secções, dos materiais e condições de apoio.




### 3.1.1 Quantificação dos casos de carga

As cargas permanentes correspondem à atuação da força da gravidade sobre a massa de elementos estruturais ou não estruturais apoiadas fixas à estrutura. As massas em correspondência com o peso próprio estrutural são quantificadas automaticamente pelo programa de cálculo automático, tendo por base a geometria das peças e a respetiva densidade dos materiais que a constituem. Contudo, a massa relativa aos elementos que não são considerados estruturais, tais como passeios, guarda corpos, rebites e chapas, foi considerada pelo programa através da conversão em massa das cargas aplicadas para simulação do peso destes elementos. Para tal, realizou-se o estudo das respetivas massas de todos os elementos não estruturais (Quadro 3.1).

Quadro 3.1 - Pesos dos guarda-corpos, acessos e chapas de reforço ou de ligação.

Elementos	Características	Pesos
<b>Guarda-Corpos Superior</b> 	<u>Perfis horizontais:</u> - 2 cantoneiras 50x50x5(mm): $G=3,77 \text{ kg/m}$ <u>Perfis verticais:</u> - Cantoneira 50x50x5(mm): $G= 3,77 \text{ kg/m}$	<u>Peso por 2 metros:</u> $P=3,77 \times 2 \times 2 + 3,77 \times 1,53$ $=20,8481 \text{ kg}$ <u>Peso por metro:</u> 10,424 kg/m Total: 0,1023kN/m
<b>Acesso Superior</b> 	<u>Chapa L=41,3416m:</u> -Largura: 55 cm -Espessura: 0,5 cm Peso da chapa de 5mm: $42,75 \text{ kg/m}^2$ <u>Perfis de suporte (2 perfis):</u> -UPN 120: $G= 13,4 \text{ Kg/m}$	$P= 42.75 \times 0.55 = 23,5125 \text{ kg/m}$ $P_{\text{total}} = 42,75 \times 0,55 \times 41,3416 + 13,4 \times 41,3416 \times 2 = 2079,999 \text{ kg}$ Total: 0,4936 kN/m
<b>Acesso Inferior</b> 	<u>Chapa L=39,978m:</u> -Largura: 58 cm -Espessura: 0,8 cm Peso da chapa de 8mm: $66,3 \text{ kg/m}^2$ <u>Perfis de suporte (2 perfis):</u> -Cantoneira 60x60x7: $G= 6,26 \text{ Kg/m}$	$P= 66,3 \times 0.58 = 38,454 \text{ kg/m}$ $P_{\text{total}} = 66,3 \times 0.58 + 6,26 \times 2 = 50,974 \text{ kg/m}$ Total: 0.50kN/m
<b>Guarda-Corpos acesso Inferior</b> 	<u>Perfis horizontais:</u> L=39,978m - 1 cantoneira 30x30x5 (mm): $G=2,18 \text{ kg/m}$ <u>Perfis verticais:</u> L=0,97m - 2 cantoneiras 30x30x5 (mm): $G=2,18 \text{ kg/m}$ <u>Perfis diagonais:</u> L= 1,08m ( $\alpha=31^\circ$ ) - 3 cantoneiras 30x30x5 (mm): $G=2,18 \text{ kg/m}$	Por 2metros: $P=2,18 \times 2 + 2 \times 2,18 + 3,18 \times 3 \times \text{sen}(31) = 13,63 \text{ kg/2m}$ Por 1metro $P_{\text{total}} = 6,817 \text{ kg/m}$ Total: 0,0669kN/m
<b>Chapas gousset ligação inferior</b> 	<u>Tramos Intermédios:</u> -Seção retangular: $A=0.122 \text{ m}^2$ ( $t=0,6\text{cm}$ ) (20unidades) -Secção retangular: $A= 0,0324 \text{ m}^2$ ( $t=0,6\text{cm}$ ) (10 unidades) <u>Encontros:</u> $A= 0.0918 \text{ m}^2$ ( $t= 0,6 \text{ cm}$ ) (4 unidades) Peso da chapa de 6mm: $50,6 \text{ kg/m}^2$	$P_I = 20 \times 0.122 \times 50,6 + 10 \times 0,0324 \times 50,6 = 139,858 \text{ kg}$ $P_E = 4 \times 0.0918 \times 50,6 = 18,58 \text{ kg}$ Total: 158,438kg (0,0383kN/m)

Quadro 3.2 - Pesos dos guarda-corpos, acessos e chapas de reforço ou de ligação (Continuação).

Elementos	Características	Pesos
<b>Chapas gousset ligação Superior</b> 	<u>Tramos Intermediários:</u> -Seção trapezoidal: $A=0.068 \text{ m}^2$ ( $t=0,6\text{cm}$ ); (40unidades) -Secção retangular: $A=0,0324 \text{ m}^2$ ( $t=0,6\text{cm}$ ) (10unidades)  <u>Encontros:</u> -Seção trapezoidal: $A=0.0614 \text{ m}^2$ ( $t=0,6\text{cm}$ ); (4unidades)	$P_i=40 \times 0.068 \times 50,6 + 10 \times 50,6 \times 0,0324 = 154,0264 \text{ kg}$  $P_E=4 \times 0,0614 \times 50,6 = 12,427 \text{ kg}$  Total: 166,4534kg (0,040kN/m)
	<b>Chapas quadradas cordas inferiores e superiores</b> 	$A_{\text{corda superior}} = A_{\text{corda inferior}}$ $A = 0,1386\text{m}^2$ ( $t=1\text{cm}$ )  Corda Superior: 6 unidades Corda Inferior: 6 unidades
<b>Chapas Triangulares unir carlingas às longarinas</b> 	$A=0,647 \text{ m}^2$ Espessura=5mm Peso da chapa de 5mm: $42,75 \text{ kg/m}^2$	$P=42,75 \times 0,647 = 27,66\text{kg}$  Total: 0,271kN

A aplicação das cargas é realizada sobre os elementos que os suportam, sendo que no caso do passeio e dos guarda corpos as suas massas foram aplicadas nas cordas mais próximas.

Um aspeto importante a referir, reside na contabilização da massa dos rebites por tratar-se de uma ponte cujos elementos e ligações entre os mesmos são rebitados. Para tal, realizou-se uma quantificação dos mesmos, tendo sido aplicadas cargas em função da variação da sua quantidade em cada elemento estrutural, conforme se lista no Quadro 3.3, admitindo o valor de 40.4kG/1000 cabeças, sugerido nas Tabelas Técnicas (Brazão Farinha, J.S.; Correia dos Reis, A., 1993).

Quadro 3.3 - Peso dos Rebites em cada elemento estrutural.

Elemento	Número Cabeças	Peso (kg)	Peso (kN)	Comprimento (m)	Peso(kN/m)
<b>Carlinga</b>	38	3.07	0.03	1.25	0.02
	20	1.62	0.02	1.01	0.02
	38	3.07	0.03	1.25	0.02

Quadro 3.4 - Peso dos Rebites em cada elemento estrutural (Continuação).

Elemento	Número Cabeças	Peso (kg)	Peso (kN)	Comprimento (m)	Peso(kN/m)
<i>Montante Apoio</i>	238	19.23	0.19	3.998	0.05
<i>Montante Restante</i>	50	4.04	0.04	3.998	0.01
<i>Diagonais(metade)</i>	26	2.10	0.02	2.828	0.01
<i>Viga Inferior</i>	1140	92.11	0.90	40.61	0.02
<i>Viga Superior</i>	504	40.72	0.40	40.61	0.01

A análise modal permite determinar as frequências naturais da estrutura e respetivos modos de vibração, em função das características de rigidez e massa. Por conseguinte, é fundamental uma atribuição correta das massas para minimizar os desvios entre os resultados estimados pelo modelo numérico e os medidos experimentalmente. Uma contabilização errada da massa dinâmica efetivamente mobilizada influencia decisivamente os resultados obtidos, e por conseguinte, a adequação do modelo numérico e/ou o processo de calibração do mesmo.

A cada frequência natural corresponde um modo de vibração, que constitui uma configuração de deformação natural da estrutura quando é excitada por uma ação dinâmica. Esta excitação induz na estrutura um movimento vibratório que mobiliza a massa que lhe está associada. A ordem dos modos de vibração é ditada pelos valores das frequências naturais associadas.

Após a realização duma análise modal preliminar foi possível observar a existência de muitos modos locais associados a movimentos vibratórios dos contraventamentos horizontais, contraventamento verticais, diagonais das vigas treliça e travessas. De forma a minimizar o número destes modos gerados pela simulação numérica, procedeu-se à aplicação de cargas pontuais nos nós das vigas treliça em correspondência com o peso daqueles elementos estruturais, devidamente subtraído ao peso geral da estrutura contabilizado de forma automática (Figura 3.7). Desta forma a massa dos contraventamentos, diagonais e travessas foi considerada como estando aplicada de forma concentrada nos nós da estrutura, e a massa global dinâmica não é alterada.

	Caso	Tipo de carga	Lista		
	1:DL1	peso próprio	2para108 148	Parte da estrutur <input type="text" value="v"/>	-Z
				Toda a estrutura	
				Parte da estrutura	

Figura 3.7 - Alteração do caso de carga correspondente ao peso próprio da estrutura.

Neste sentido, foi necessário calcular os pesos/nó correspondentes a cada caso de carga, sendo estes expostos nos Quadros 3.5, 3.6, 3.7 e 3.8. No entanto, além de apresentados os pesos/nó será também apresentado o aspeto das cargas pontuais aplicadas no modelo (Figura 3.8)

Quadro 3.5 - Pesos relativos aos elementos do contraventamento horizontal.

	Secção	Material	Comprimento (m)	Peso (kG/m)	Peso (kN)	Peso/nó (kN)
Contraventamento Superior	Csum 80x80x9	S 235	2.017735426	10.758449	0.2130	0.212952567
	CSds 70x70x8	S 235	2.017735426	8.378419	0.1658	0.16584228
	CStr 65x65x8	S 235	2.017735426	7.733885	0.1531	0.153084394
	CSqu 60x60x7	S 235	2.017735426	6.830809	0.1352	0.135208922
	CSci 50x50x6	S 235	2.017735426	4.471053	0.0885	0.088499952
	CSse 40x40x6	S 235	2.017735426	3.517556	0.0696	0.069626439
Contraventamento Inferior	Clum 65x65x7	S 235	2.017735426	6.830809	0.1352	0.135208922
	Clido 60x60x7	S 235	2.017735426	6.266520	0.1240	0.124039401
	Cltr 50x50x5	S 235	2.017735426	3.772151	0.0747	0.074665891
	Clqu 45x45x5	S 235	2.017735426	3.379509	0.0669	0.066893946
	Clci 40x40x5	S 235	2.017735426	2.9757099	0.0589	0.058901156

Quadro 3.6 - Pesos relativos às diagonais.

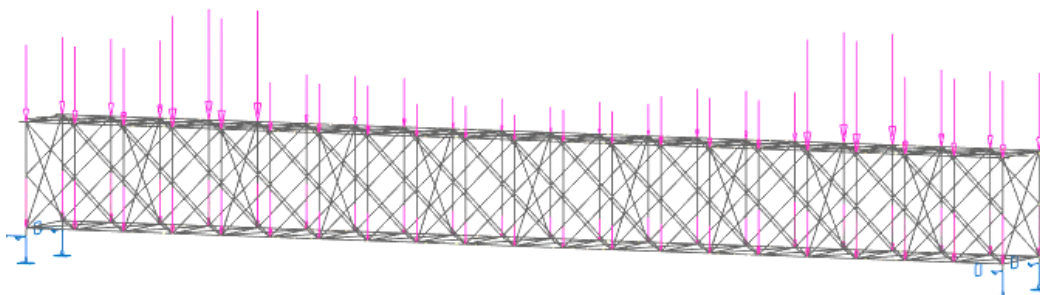
Secção	Material	Comprimento (m)	Peso (kG/m)	Peso (kN)	Peso/nó (kN)
DI Au 76x200x10	S 235	2.827720106	26.29112243	0.7293	0.364657004
DI Ad 65x180x10	S 235	2.827720106	23.03069487	0.6389	0.319434981
DI At 65x175x10	S 235	2.827720106	22.63805314	0.6280	0.313989053
DI Aq 50x140x10	S 235	2.827720106	17.53371068	0.9728	0.243192
DI Ac 55x120x10	S 235	2.827720106	16.74842722	0.4646	0.232300135
DI As 67x105x8	S 235	2.827720106	14.17424063	0.3932	0.196596251
DI AS 50x100x5	S 235	3.505	7.524561493	0.2587	0.129362449
DI AO 80x45x8	S 235	2.827720106	9.839475953	0.2730	0.136473208

Quadro 3.7 - Pesos relativos aos elementos de contraventamento verticais.

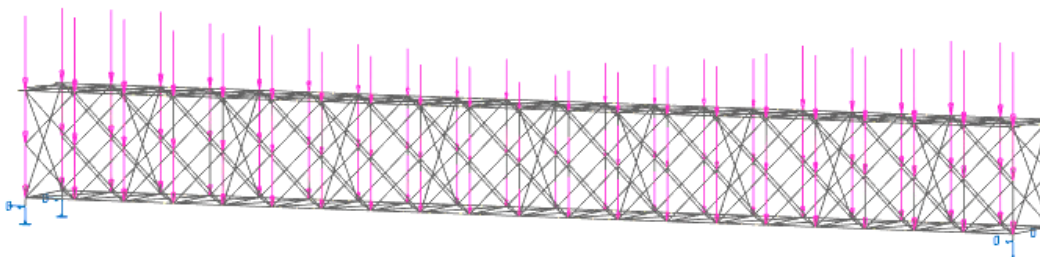
Secção	Material	Comprimento (m)	Peso (kG/m)	Peso (kN)	Peso/nó (kN)
DTMA 52x100x9	S 235	4.728562255	13.35419952	0.6195	0.309731933
DTMR 52x52x6	S 235	4.728562255	4.659520913	0.2161	0.108071054

Quadro 3.8 - Pesos relativos às Travessas.

Seção	Material	Comprimento (m)	Peso (kG/m)	Peso (kN)	Peso/nó (kN)
TRAV 50x50x6	S 235	3.505	4.471052884	0.1537	0.076866453
DIAS 50x100x5	S 235	3.505	7.524561493	0.2587	0.129362449



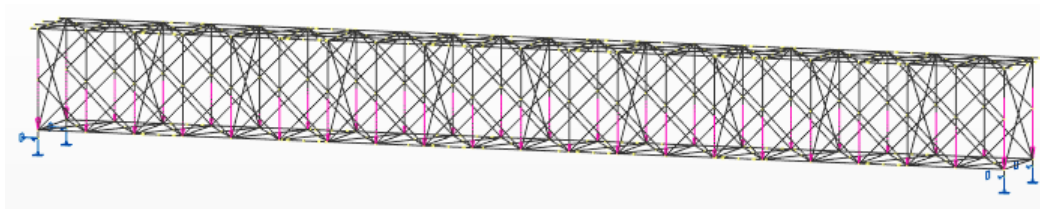
a) Elementos do contraventamento horizontal



b) Diagonais



c) Elementos de contraventamento verticais



d) Travessas

Figura 3.8 - Cargas concentradas equivalentes ao peso da massa dos contraventamentos horizontais, contraventamento verticais, diagonais das vigas treliça e travessas.

### 3.2 VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação da massa global do modelo numérico envolveu uma análise das diversas massas introduzidas, comparando a massa global existente no modelo antes da simplificação com vista à eliminação dos modos locais e a introduzida após o processo.

Para tal, os valores dos pesos das cargas pontuais foram obtidos através do comando View → Tables → Reactions. Os resultados obtidos constam do Quadro 3.9, sendo na Figura 3.9 mostrado a forma como o programa apresenta os valores das reações correspondentes aos casos de carga.

Nó/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
<b>Caso 1</b>	<b>DL1</b>					
Soma de val.	0.000	0.000	474.374	0.0810	-0.0000	-0.0266
Soma de reação	0.000	0.000	474.374	-1065.2060	-9632.4151	0.0000
Soma de for.	0.0	0.000	-474.374	1065.2060	9632.4172	0.0000
Verificar val.	0.000	0.000	-0.000	-0.0000	0.0021	0.0000
Precisão	1.24310e-010	4.61052e-014				
<b>Caso 2</b>	<b>Guarda Corpos Superior</b>					
Soma de val.	0.000	-0.000	8.290	0.0009	0.0000	-0.0005
Soma de reação	0.000	-0.000	8.290	-18.6412	-168.4682	0.0000
Soma de for.	0.0	-0.000	-8.290	18.6412	168.4682	-0.0000
Verificar val.	0.000	-0.000	-0.000	-0.0000	0.0000	0.0000
Precisão	1.34655e-010	4.68137e-014				

Figura 3.9 - Valores das reações dos diferentes casos de carga que traduzem a massa considerada no modelo.

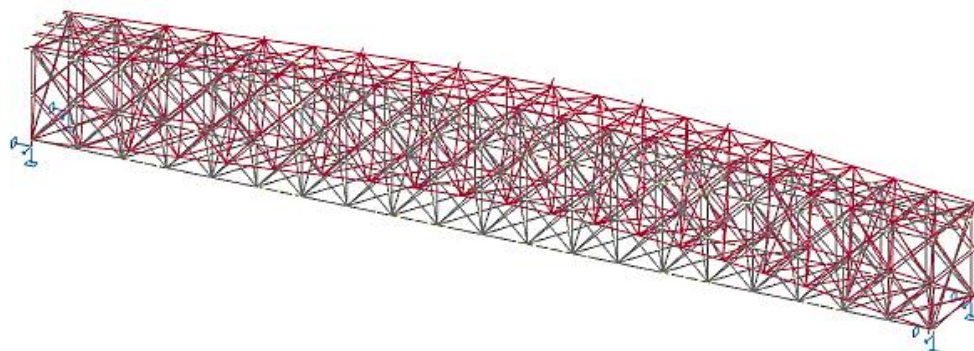
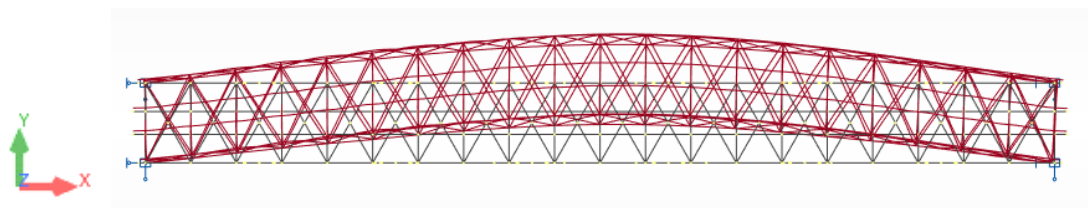
Quadro 3.9 - Quantificação das várias parcelas de peso associadas à massa dinâmica após a simplificação.

Peso total (kN)	Peso da estrutura	Peso dos contraventamentos horizontais	Peso das diagonais	Peso dos contraventamentos verticais	Peso das travessas
<b>584.2708</b>	474.374	19.506	81.706	6.368	3.438
	<b>585.392</b>				

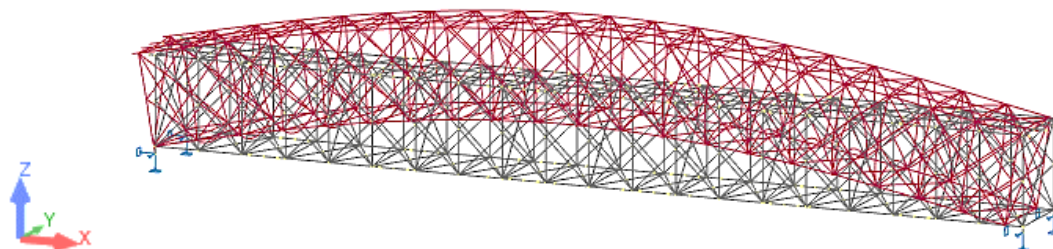
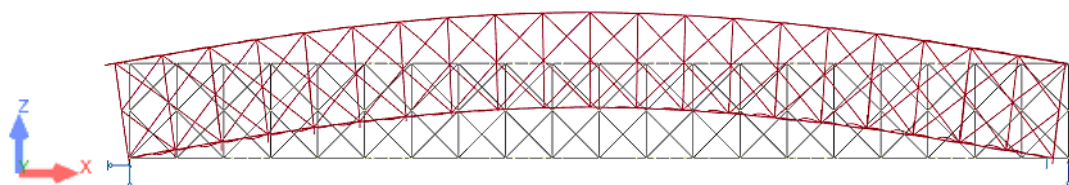
Comparando o valor do peso total estrutural antes do processo de simplificação (584.271 kN) com o considerado na fase posterior, verifica-se um desvio próximo dos 0.19%, o qual se pode considerar mínimo. Desta forma foi possível validar o processo de introdução de massas no modelo para a contabilização do contributo de alguns elementos estruturais muito esbeltos aos quais se associavam modos locais na análise modal preliminar.

### 3.3 PARÂMETROS MODAIS OBTIDOS NO MODELO NUMÉRICO

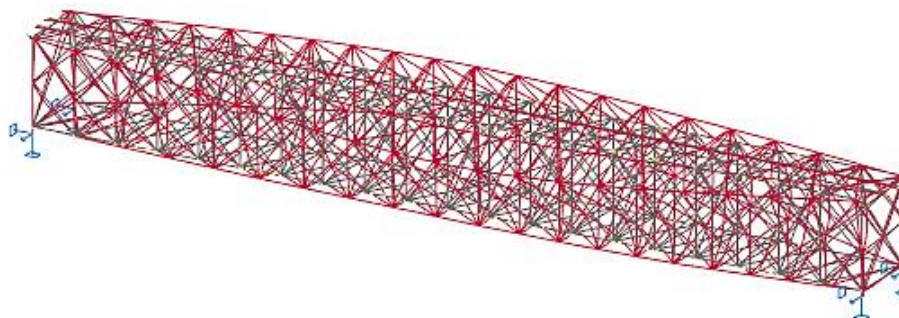
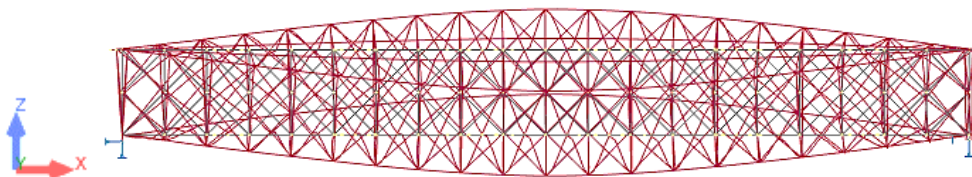
Os parâmetros modais calculados através modelo numérico correspondem às frequências naturais da estrutura e configurações modais dos diferentes modos de vibração, sendo apresentados na Figura 3.10.



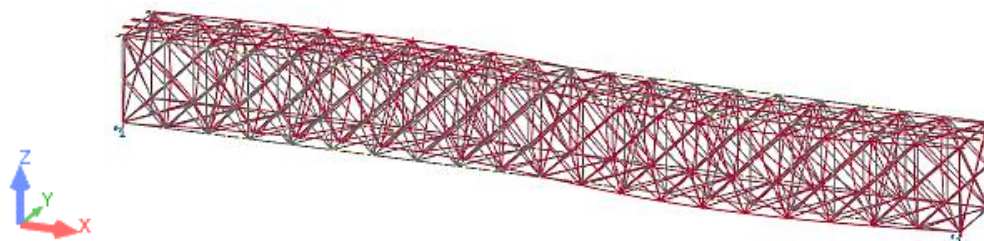
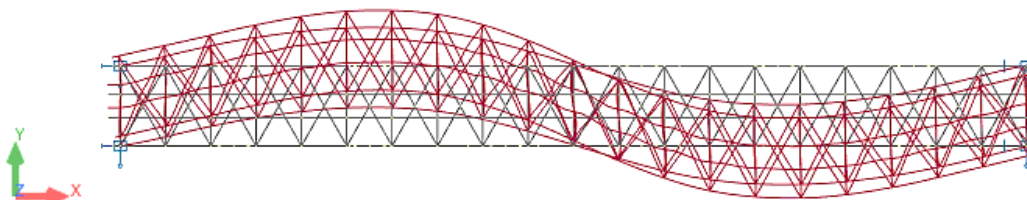
a)  $f = 3,69\text{Hz}$  (1º Modo Transversal)



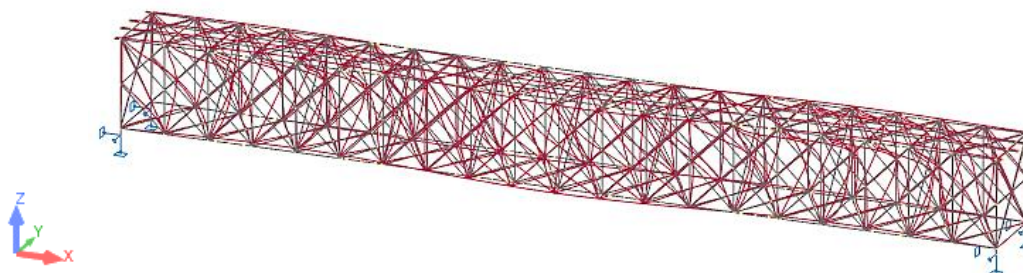
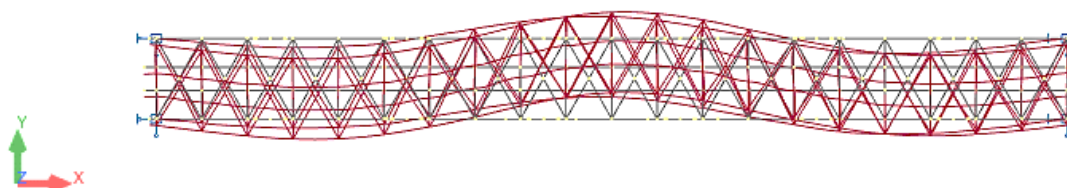
b)  $f = 5,45\text{Hz}$  (1º Modo Vertical)



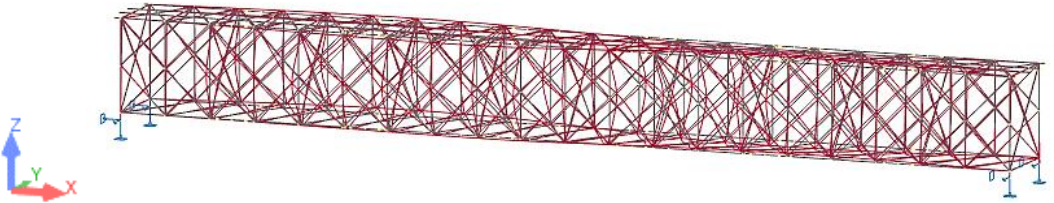
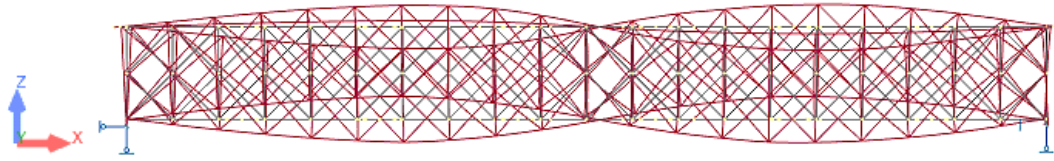
c)  $f = 6,25\text{Hz}$  (1º Modo Torção)



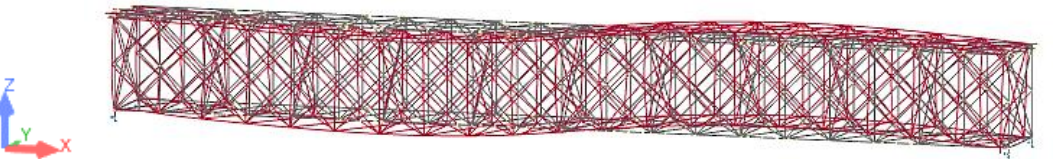
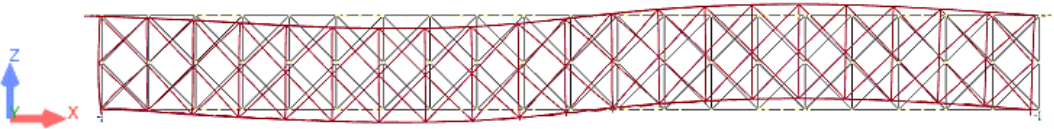
d)  $f = 7,40\text{Hz}$  (Modo Transversal)



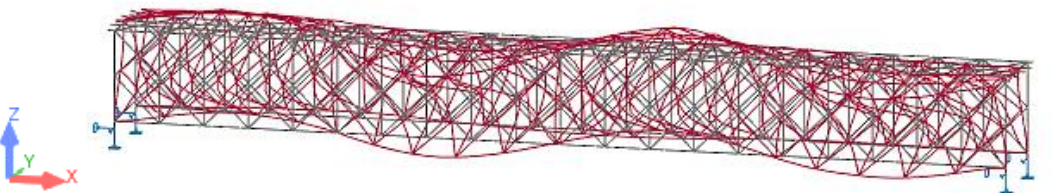
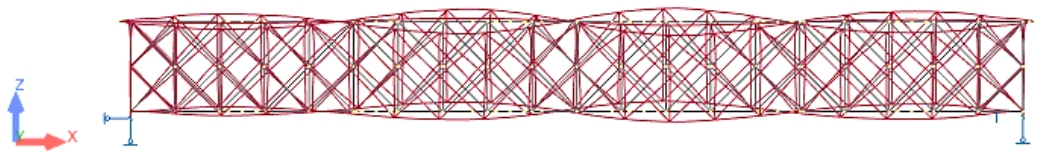
e)  $f = 10,04\text{Hz}$  (Modo Transversal)



f)  $f= 13,02\text{Hz}$  (Modo Torção)



g)  $f=16,47\text{Hz}$  (Modo Vertical)



h)  $f=16,96\text{Hz}$  (Modo Torção)

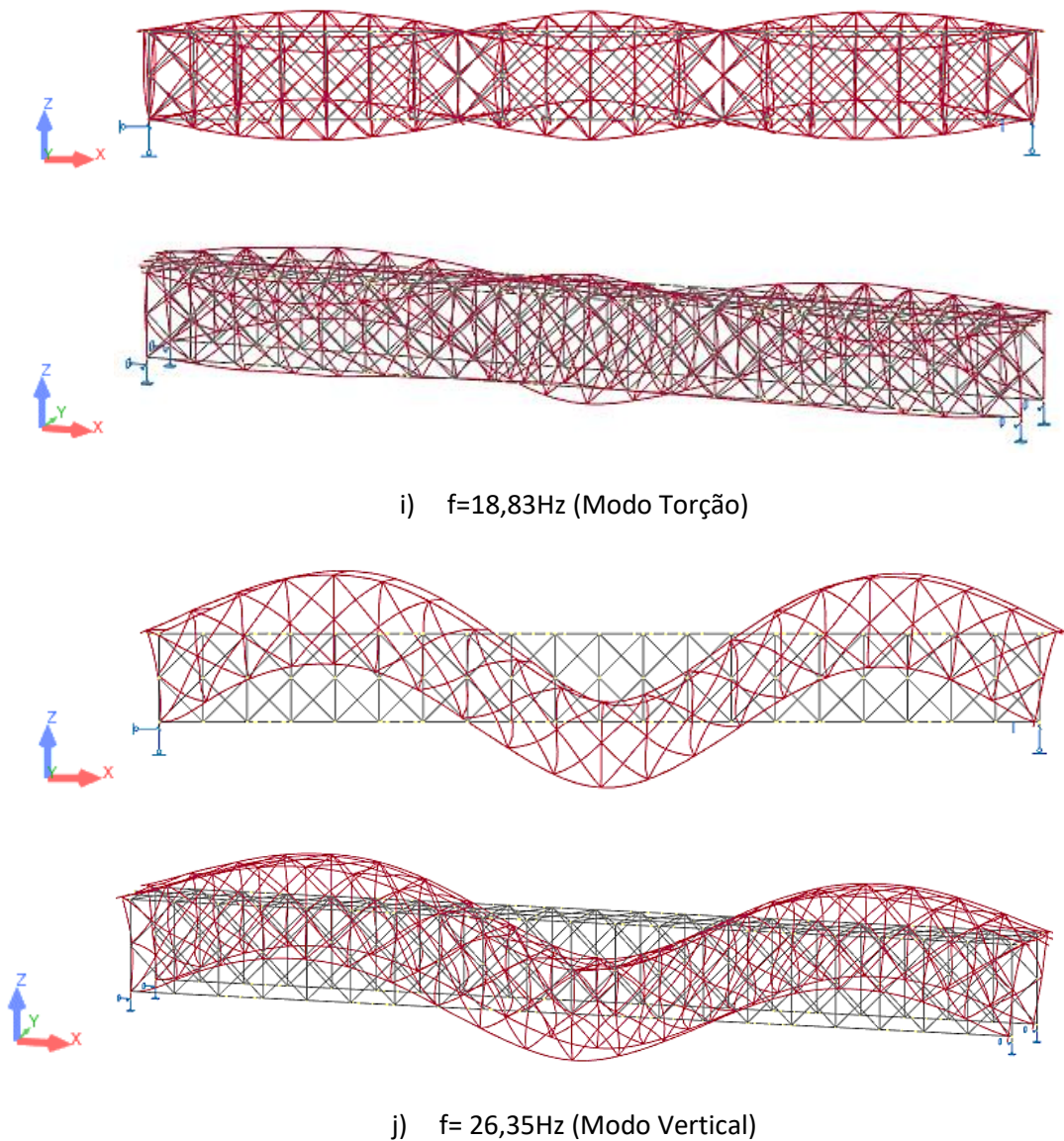


Figura 3.10 - Vista em perspectiva e em planta/alçado dos parâmetros modais estimados através do modelo numérico.

## Capítulo 4

### **ENSAIO DINÂMICO DA PONTE DE SÃO LÁZARO**

A realização de ensaios de caracterização dinâmica tem como objetivo a identificação dos parâmetros modais das estruturas, em particular as frequências de vibração e correspondentes configurações modais e os coeficientes de amortecimento. Para tal, é necessário aplicar uma técnica de ensaio in situ, tendo em conta as dimensões e localização da estrutura. No caso de a estrutura ter dimensões elevadas, é em muitas situações necessário prever a excitação forçada da estrutura, uma vez que as ações ambientais devidas ao vento, a pequenos sismos, ao tráfego, entre outras, não são suficientes para uma adequada mobilização da estrutura.

Para a realização dos ensaios, é também importante conhecer as características dos equipamentos a utilizar, e realizar um planeamento e preparação bem elaborados. Assim, neste capítulo irão ser descritos os equipamentos a utilizar num ensaio de vibração ambiental, bem como, as técnicas existentes para a sua execução e o modo como é realizada a aquisição e pós-processamento de dados.

#### **4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Os ensaios de caracterização dinâmica de estruturas tem como objetivo específico identificar e estimar os valores das frequências naturais e os correspondentes modos de vibração, e os coeficientes de amortecimento.

Neste capítulo será descrito o ensaio dinâmico realizado na Ponte de São Lázaro, realizado no dia 23 de junho de 2017, que contou com a colaboração da empresa SARTIS, da unidade I&D CONSTRUCT-FEUP e o Laboratório de Estruturas do ISEP, e enquadrado no âmbito de um projeto I&D entre o ISEP e a Câmara Municipal de Amarante.

Na secção 4.2 irá ser abordado o planeamento do ensaio e quais os equipamentos necessários para a sua execução. Nesta secção serão abordados os aspetos envolventes num ensaio, as condicionantes do local, as técnicas de ensaio utilizadas, a escolha dos equipamentos para a realização do ensaio, como também será realizada uma abordagem teórica para a secção seguinte, isto é, o significado dos parâmetros modais que irão ser identificados.

Na secção 4.3 irão ser identificados os parâmetros modais relativos ao ensaio dinâmico, expondo os valores singulares da matriz das funções de densidade espectral de potência obtidos através da aplicação do método EFDD. No entanto, será também mostrado e analisados os respetivos diagramas polares.

Por fim, na secção 4.4 será realizada uma análise de correlação entre o modelo numérico e os resultados obtidos experimentalmente.

## **4.2 PLANEAMENTO DO ENSAIO E EQUIPAMENTOS**

### **4.2.1 Técnicas de ensaio in situ para caracterização dinâmica de estruturas**

Como referido inicialmente na dissertação, diferenciam-se três tipos de técnicas de ensaio in situ para a caracterização dinâmica das estruturas, sendo elas:

- Ensaio de vibração forçada;
- Ensaio em vibração livre;
- Ensaio de vibração ambiental.

No âmbito do presente estudo foi realizado um ensaio de vibração forçada, pois foi necessário recorrer a um grupo de pessoas a caminhar sobre a ponte durante os ensaios para garantir níveis de vibração adequados.

#### **4.2.1.1 Ensaio de vibração forçada**

Os ensaios de vibração forçada consistem na aplicação e medição de uma excitação controlada num ou vários pontos da estrutura e na medição da resposta em num ou vários pontos da mesma estrutura. Neste tipo de ensaio com base nos registos das forças de excitação e das respostas dinâmicas é possível avaliar as funções de resposta em frequência (FRF), que relacionam as respostas medidas nos diversos pontos com as forças aplicadas, e com base nas quais é realizada a identificação modal.

Para a aplicação das forças de excitação é necessário recorrer a equipamentos adequados mediante as dimensões da estrutura em estudo. No caso de estruturas de pequenas ou médias dimensões, a excitação pode ser assegurada por meio de um martelo de impulsos ou de vibradores eletrodinâmicos. Por outro lado, no caso de estruturas de grande dimensão, como é o caso das pontes, o equipamento a utilizar é mais complexo e de maior dimensão, podendo ser utilizados geradores de vibrações de massa excêntrica do tipo servo-hidráulico ou mecânico. As forças de excitação podem ser de variados tipos, desde excitações com variação harmónica até excitações com características de ruído branco numa certa gama de frequências. Associados a estes equipamentos, normalmente são também essenciais as unidades de

potência hidráulica e geradores móveis capazes de alimentar os equipamentos com a energia necessária, produzindo energia na ordem de 50W a 100W (Felber e Cantieni, 1996).

#### **4.2.1.2 Ensaios em vibração livre**

Nos ensaios de medição da resposta da estrutura em vibração livre, é imposta uma deformação inicial à estrutura em estudo seguida da sua libertação instantânea, provocando dessa forma, uma vibração livre na estrutura.

Neste tipo de ensaios é possível identificar as características dinâmicas da estrutura, isto é, identificar as frequências, configurações modais e coeficientes de amortecimento. A utilização deste ensaio é particularmente útil na avaliação dos coeficientes de amortecimento da estrutura, visto que nos ensaios sob ações ambientais, a resposta medida é muito baixa, dificultando por vezes a sua correta avaliação.

A título exemplificativo, refira-se que a execução deste ensaio pode ser efetuada com recurso a um cabo ancorado ao terreno, ou a uma estrutura vizinha que seja suficientemente rígida, ou puxado por uma grua, camião ou rebocador, que posteriormente é tensionado até ao valor limite duma ligação fusível. Quando atinge o seu valor limite o cabo é libertado de forma instantânea deixando desta forma a estrutura a vibrar em regime livre.

Existe também outra forma de executar o ensaio, semelhante à anterior, mas utilizando um peso suspenso, que é posteriormente libertado instantaneamente. Esta técnica foi utilizada nos ensaios realizados na ponte de Vasco da Gama (Caetano et al., 2010), sendo neste caso, libertada uma barra de suspensão de uma barçaça com massa igual a 60 toneladas, aplicando uma força impulsiva numa secção próxima de 1/3 vão, excentricamente.

#### **4.2.1.3 Ensaios de vibração ambiental**

Os ensaios de medição da resposta da estrutura às ações ambiente, tal como o nome indica, consistem na medição da resposta da estrutura às ações a que estas são sujeitas no seu meio envolvente, como por exemplo o vento, tráfego de veículos e de peões, sismos de baixa intensidade, ondulação marítima, escoamento de um rio, entre outros. Um ponto a realçar é que a medição da resposta dinâmica é normalmente efetuada em aceleração.

Uma vantagem deste tipo de ensaio, é que para a sua execução não é necessário interromper o funcionamento normal das estruturas, pois as ações decorrentes do funcionamento da estrutura são consideradas como fontes de excitação dinâmica e a resposta é medida consoante estas ações. Além da vantagem referida, é um ensaio de menor custo relativamente aos outros anteriormente referidos.

Os ensaios de vibração ambiental, possibilitam a identificação de modos de vibração com frequências muito baixas (inferiores a 1 Hz). Por outro lado, a sua execução inclui exigências específicas que é

necessário ter em conta, tais como, a elevada sensibilidade dos transdutores, a adequada resolução dos sistemas de aquisição de dados, um procedimento de ensaio específico, e a adequada aquisição e controlo dos registos de resposta, de modo a avaliar corretamente as características dinâmicas das estruturas.

No caso das estruturas de grandes dimensões, existe a necessidade de extensões elevadas de cablagens elétricas, de modo a obter uma representação adequada dos modos de vibração. Assim, refente a exemplos de ensaios de vibração ambiental, incide o estudo realizado em 1985 na ponte suspensa de Humber, no Reino Unido. Esta tem com um vão central de 1410m e foi utilizado apenas 3 acelerómetros, 2 km de cabos e um sistema de gravação analógica em fita magnética (Brownjohn et al., 1987).

#### **4.2.2 Transdutores**

O objetivo da utilização de transdutores em ensaios dinâmicos é transformar uma grandeza física correspondente à resposta do sistema num sinal elétrico proporcional a essa grandeza. A resposta do sistema pode ser medida em deslocamento, velocidade, aceleração ou extensão.

Usualmente, os transdutores estão associados a condicionadores de sinal, externos ou incorporados no próprio sensor, e que asseguram a alimentação elétrica do transdutor além da amplificação e filtragem dos sinais de resposta (Rodrigues, 2004). Assim sendo, para que exista uma correta medição da resposta da estrutura às ações ambientais, é necessário que os transdutores cumpram dois requisitos importantes, sendo eles:

- ter uma boa sensibilidade, capaz de medir movimentos extraordinariamente pequenos dos sistemas estruturais, de modo a analisar corretamente as respostas medidas no sistema;
- ter uma resposta em frequência adequada, comparativamente às frequências em que se encontram os principais modos de vibração da estrutura a identificar.

No caso prático da presente dissertação serão utilizados acelerómetros piezoelétricos para a medição da resposta do sistema da estrutura. Desta forma, é relevante descrever a sua constituição e o seu funcionamento.

##### **4.2.2.1 Acelerómetros piezoelétricos**

Os acelerómetros piezoelétricos, baseiam-se na propriedade que alguns cristais apresentam de, quando sujeitos a uma deformação, gerarem cargas elétricas proporcionais a essa deformação. Esta propriedade é atribuível ao facto de que a deformação corresponde a uma alteração da forma do cristal que resulta na geração de uma carga elétrica (Walter, 1999; Rodrigues, 2004). Os cristais com propriedades de piezoelectricidade, podem ser de diversos tipos, tais como quartzo, turmalina ou materiais cerâmicos policristalinos.

A construção dos acelerómetros piezoelétricos, depende do funcionamento pretendido, pois estes podem funcionar de três formas diferentes, ou seja, em flexão, compressão ou corte, como se observa na Figura 4.1.

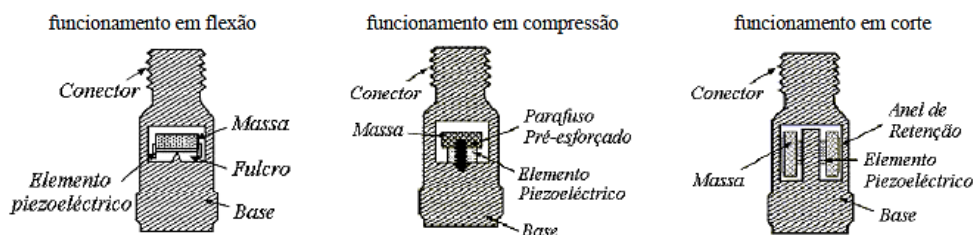


Figura 4.1 - Modos de funcionamento dos acelerómetros piezoelétricos (Rodrigues, 2004).

Em qualquer dos modos de funcionamento, os acelerómetros são essencialmente constituídos por uma base, um conetor, um elemento piezoelétrico e uma massa, que em determinados casos pode ser designada como massa sísmica. Quando o acelerómetro é submetido a uma aceleração, a massa induz uma força ( $F = m \times a$ ) no elemento piezoelétrico, gerando uma diferença de potencial proporcional à aceleração.

Relativamente ao caso de estudo serão utilizados no total 14 acelerómetros piezoelétricos com funcionamento ao corte, do modelo PCB 393B12, com uma sensibilidade de 10 V/g e com gama de medição de  $\pm 0,5g$ .

#### 4.2.3 Sistema de aquisição de dados

A medição dos sinais elétricos provenientes dos transdutores é tipicamente realizada através de sistemas de aquisição de dados, com recurso a placas de conversão analógica/digital, ligados a computadores digitais com unidades de memória, ou seja, o disco rígido do computador, onde é efetuado o armazenamento das respostas observadas, sob a forma de séries discretas por amostragem.

A operação mais importante que é efetuada num sistema de aquisição de dados é a conversão analógica/digital que transforma os sinais contínuos analógicos provenientes dos transdutores em séries discretas por amostragem. Esta operação permite que haja uma precisão satisfatória em termos de frequência, amplitude e fase.

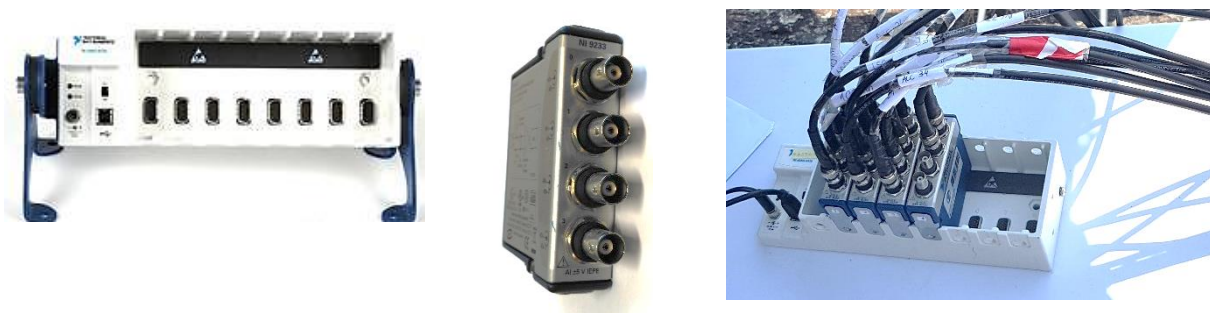
O processo de conversão analógica/digital envolve dois conceitos importantes, sendo eles, a amostragem e a quantização (Rodrigues, 2004). O primeiro conceito está relacionado com o intervalo de tempo para a extração dos sinais analógicos e a sua transformação em sinais digitais, enquanto que o segundo conceito está relacionado com a representação digital da amplitude dos sinais analógicos. Consequentemente, estes conceitos afetam diretamente os termos da frequência, amplitude e fase,

sendo que o primeiro termo é influenciado pela amostragem e os restantes termos influenciados por ambos os conceitos.

A operação de quantização consiste na conversão da amplitude de um certo valor analógico para o valor inteiro mais próximo, disponível no conversor analógico/digital. Segundo Jorge Rodrigues (2004), esta operação envolve a representação de uma gama de valores que os sinais analógicos à entrada do sistema de aquisição podem assumir, por meio da definição de um número inteiro de níveis. No entanto, o número discreto de níveis depende da resolução, ou número de bits, do conversor, ou seja, um conversor com uma resolução de  $n$  bits tem capacidade para discretizar a gama de valores dos sinais analógicos, em  $2^n$  níveis.

Quando se realiza a identificação modal das estruturas, é importante que a amostragem dos sinais de resposta seja realizada de forma simultânea relativamente a todos os transdutores que estiverem a ser usados. Para tal, existem duas formas possíveis de assegurar esta simultaneidade de amostragem. Estas duas formas são apresentadas por Rodrigues (2004): *A primeira consiste na utilização de circuitos de amostragem-retenção independentes para cada canal e na sua ligação a um único circuito de conversão analógica/digital; neste caso os sinais são capturados simultaneamente pelos circuitos de amostragem-retenção e seguidamente o circuito de conversão percorre todos os canais, efetuando a conversão da amplitude elétrica, retida em cada um, para um valor digital. A segunda opção, consiste na utilização de circuitos de amostragem e de conversão analógica/digital independentes para cada canal; é uma opção mais dispendiosa, uma vez que o número de circuitos de conversão multiplica-se pelo número de canais, mas que tem uma performance melhor.*

No ensaio dinâmico da ponte de São Lázaro, a aquisição de dados foi realizada com recurso a uma unidade de aquisição fixa NI cDAQ-9172, com recurso a quatro módulos NI 9233, da National Instruments. Cada módulo tem 4 canais analógicos com uma gama de entrada  $\pm 5V$  para acelerómetros do tipo IEPE (Figura 4.2).



a) NI CDAQ 9172

b) módulo NI 9233

c) Ligações realizadas no dia do ensaio

Figura 4.2- Sistema de aquisição de dados.

A leitura dos registos foi realizada através de um computador portátil, através da utilização do software LabView, permitindo desta forma o controlo e a aquisição dos dados do ensaio.

Assim sendo, para uma correta aquisição de dados, é necessário proceder-se à prévia configuração dos sensores com recurso a um programa desenvolvido/adaptado para o efeito, e cuja interface gráfica é apresentada na Figura 4.3.

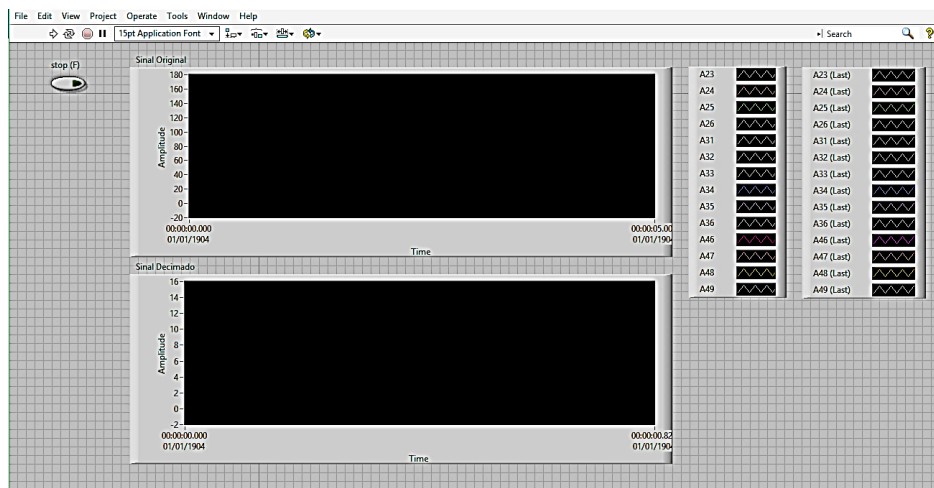
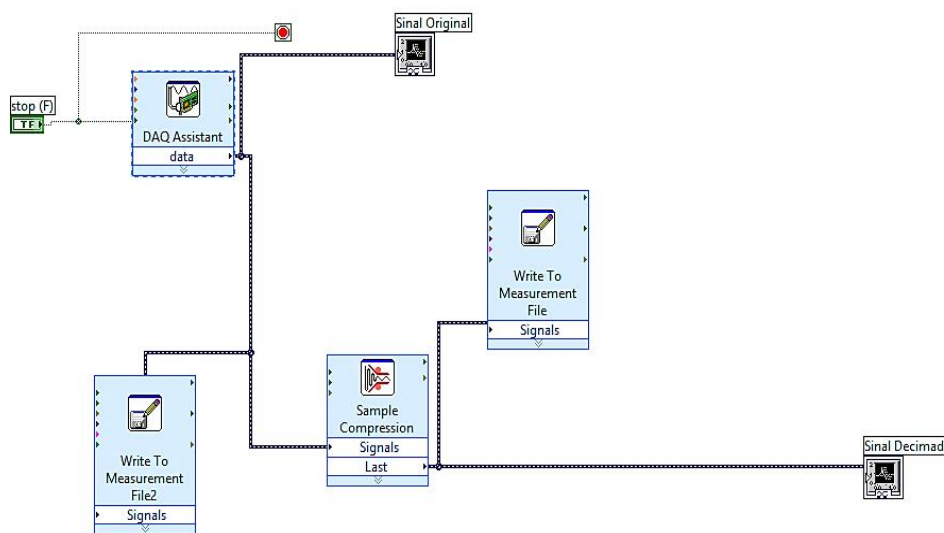
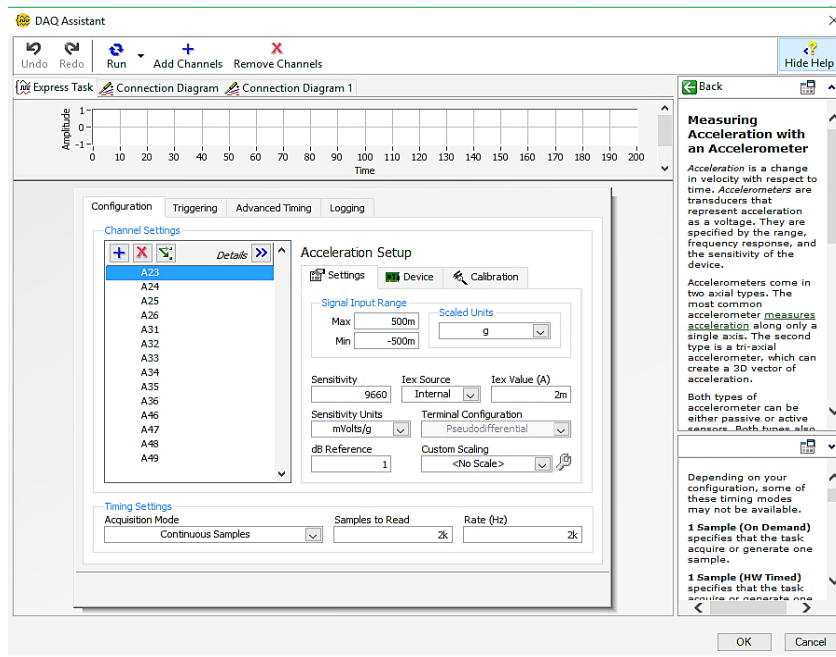


Figura 4.3 - Interface gráfica do programa LabView desenvolvido para aquisição de dados.

A ferramenta requer a introdução da sensibilidade especifica de cada acelerómetro e o canal a que este estará conectado. Para tal, é obrigatório aceder ao diagrama de blocos da aplicação, como é apresentado nas Figura 4.4.



a)



b)

Figura 4.4 - Programa LabView: a) diagrama de blocos; b) DAQ AssistantAssistant.

Além do programa em LabView, foi também desenvolvida uma rotina em MatLab, com o objetivo de, no dia do ensaio, realizar uma análise prévia dos resultados obtidos, de forma a verificar a qualidade da informação recolhida. Após correr a rotina em MatLab, é criado um ficheiro .asc, sendo este posteriormente aberto no programa ARTeMIS, programa no qual é realizada a identificação modal e onde é possível visualizar de forma gráfica os resultados obtidos no ensaio. Além do ficheiro .asc, o programa Artemis exige um ficheiro de configuração com a extensão .cfg onde são definidos os pontos existentes em cada setup, bem como, as linhas que os unem e direção das medições.

Assim sendo, para melhor compreensão, é apresentado na Figura 4.5 um esquema ilustrativo que resume a estratégia de processamento da informação experimental realizada.

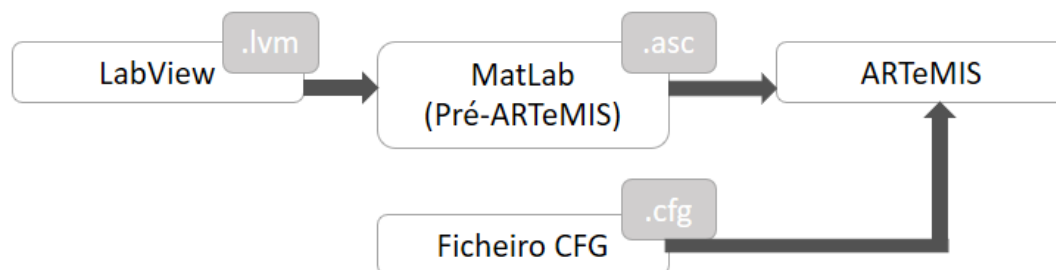


Figura 4.5 - Esquema ilustrativo de aquisição de dados.

#### 4.2.4 Preparação e execução do ensaio dinâmico

Na realização do estudo de identificação modal de uma estrutura, é necessário ter em conta diversos aspetos para que o planeamento e a preparação do ensaio ocorram sem problemas. Sendo assim, é importante que na fase inicial se conheçam as estimativas das frequências e as configurações dos modos de vibração da estrutura, a partir de um modelo de elementos finitos. Por norma, este modelo já existe no caso de a estrutura ter sido alvo de estudo. Por norma, este modelo já existe, porém, quando se trata de uma obra antiga, o modelo numérico pode não existir, obrigando ao seu desenvolvimento de raiz.

Relativamente à medição da resposta da estrutura, é preciso garantir um número suficiente de pontos, para que seja possível definir de forma clara as suas configurações modais. O número de pontos deve ser definido com base nas características da estrutura (número de pisos ou número de tramos de uma ponte) e no grau de refinamento pretendido. Como geralmente o número de pontos da estrutura é superior ao número de transdutores disponíveis, é necessário efetuar vários ensaios (denominados de setups ou configurações experimentais) para medir a resposta do sistema. Desta forma, recorre-se, geralmente, a uma técnica de ensaio em que se mantêm alguns transdutores fixos, denominados como transdutores de referência, e os restantes transdutores são móveis e serão colocados em diversos pontos da estrutura alternadamente, realizando vários setups.

Um ponto importante a referir para a escolha dos pontos fixos é evitar que estes fiquem localizados em pontos “mortos” dos modos de vibração, ou seja, pontos que têm ordenadas nulas nos modos de vibração. Portanto, para a escolha dos pontos é necessário ter em conta as configurações dos modos de vibração obtidos no modelo de elementos finitos, como também a experiência adquirida anteriormente em ensaios efetuados em estruturas semelhantes.

Antes da realização do ensaio e do seu planeamento é de grande importância visitar o local, pois apenas desta forma é possível conhecer os locais de acesso e saber quais as condições existentes para a realização do ensaio. Um aspeto a ter em conta na visita, é a verificação de ligações a uma rede de corrente elétrica para a alimentação dos equipamentos, pois no caso de inexistência é necessário recorrer a outras soluções, como seja, a utilização de baterias ou geradores.

Outro ponto a ter em conta, são as amplitudes da resposta dinâmica que se pretende medir, de modo a utilizar o equipamento corretamente configurado. Para tal, em determinados casos, é vantajoso efetuar alguns registos prévios que permitam analisar o nível de resposta que será medido e identificar as frequências dos modos de vibração, com recurso, por exemplo, a macrossismógrafos.

Os pontos onde será medida a resposta da estrutura durante o ensaio devem ser previamente marcados, com recurso a uma numeração definida na fase do planeamento. Porém, será benéfico a realização de esquemas que indiquem de forma explícita a sequência a utilizar durante o ensaio e a distribuir por todas

as pessoas envolvidas. Nestes, além dos números dos pontos, devem também constar os transdutores a utilizar e o local a colocar, com a respetiva numeração. Uma técnica utilizada de modo a facilitar o decurso do ensaio é a colocação de etiquetas nos cabos a utilizar, com a marcação do transdutor.

Os cabos a utilizar devem ser previamente medidos e marcados com etiquetas com o seu respetivo comprimento. Além deste aspeto, as fichas BNC devem ser verificadas através do uso de um voltímetro, prevenindo desse modo, falhas nas leituras aquando a execução do ensaio.

Aquando a realização de um ensaio dinâmico, é necessário estudar previamente quais as frequências de amostragem que queremos adquirir nos registos da resposta da estrutura, pois estas irão condicionar a escolha da frequência dos transdutores e da frequência de corte de filtros analógicos passa-baixo incluídos nos equipamentos de condicionamento e na aquisição do sinal. Posto isto, para evitar erros de aliasing nos resultados, deve-se adotar uma relação entre a frequência de amostragem e a frequência de corte dos filtros analógicos passa-baixo, superior a 2.

No entanto, durante a execução do ensaio é importante registar a duração total dos registos obtidos em cada ensaio, a temperatura da estrutura e a temperatura ambiente. No caso dos ensaios de vibração ambiental, como não existe o controlo das forças de excitação é de grande importância registar a duração dos ensaios, de modo a garantir que nesse período de tempo todos os modos do sistema são suficientemente excitados apenas pelas ações ambiente, sendo que a duração deve ser razoavelmente longa.

#### **4.2.5 Configurações experimentais e técnica de ensaio**

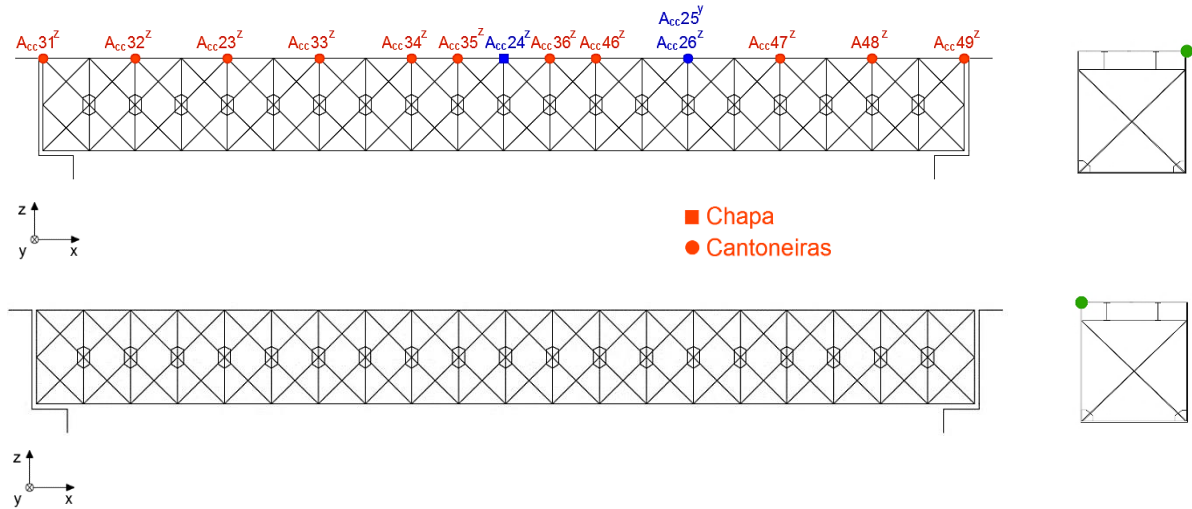
Os materiais e equipamentos utilizados para a realização do ensaio constam no Anexo 2, sendo esta lista realizada aquando a preparação do ensaio.

Inicialmente foi importante conhecer a disponibilidade dos acelerómetros e a quantidade de cabo coaxial necessário. Para tal, primeiro foram escolhidos os pontos em que estes iriam ser colocados, todos na corda superior da viga treliça, e quais os setups a realizar no dia do ensaio.

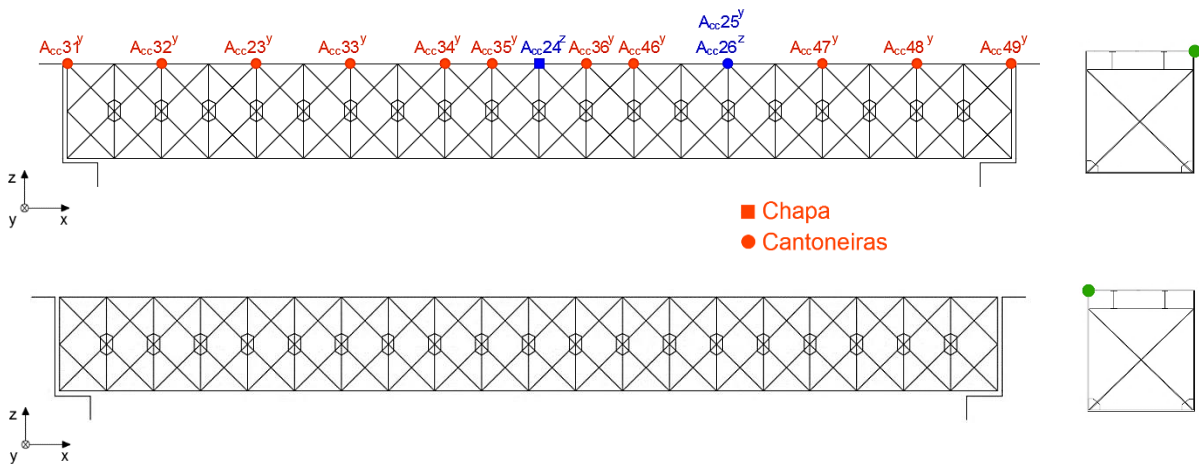
É importante referir que no cálculo das distâncias dos cabos foi considerado uma distância acrescida de 5m, de modo a contabilizar a distância do início da ponte até ao sistema de aquisição de dados. No Anexo 3 consta um quadro resumo do cálculo dos comprimentos dos cabos.

Na Figura 4.6 apresentam-se as várias configurações experimentais (setups) utilizadas no ensaio dinâmico da ponte de São Lázaro. A sua definição teve em atenção a adequada movimentação dos sensores no decorrer do ensaio, ou seja, definida a ordem em que estes se iriam realizar de forma a mover as menores distâncias, sempre que possível.

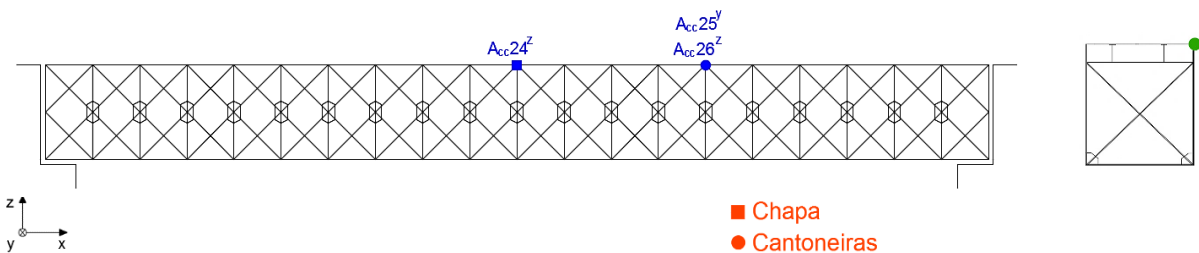
O ensaio dinâmico envolveu a medição da resposta dinâmica na direção vertical, transversal e longitudinal, num total de quatro setups. A técnica utilizada no ensaio foi a técnica de pontos de referência fixos (Rodrigues, 2004), em que em cada configuração se utilizou 3 sensores de referência e 11 sensores móveis, sendo estes últimos movimentados ao longo da estrutura. Os sensores de referência fixos estão localizados a meio vão (na direção vertical) e os restantes entre 1/3 e 1/4 vão (nas direções vertical e transversal). Os sensores móveis foram deslocados de forma agrupada.



a) Setup 1 (direção vertical, lado do passeio e lado oposto ao passeio)



b) Setup 2 (direção transversal, lado do passeio e lado oposto ao passeio)



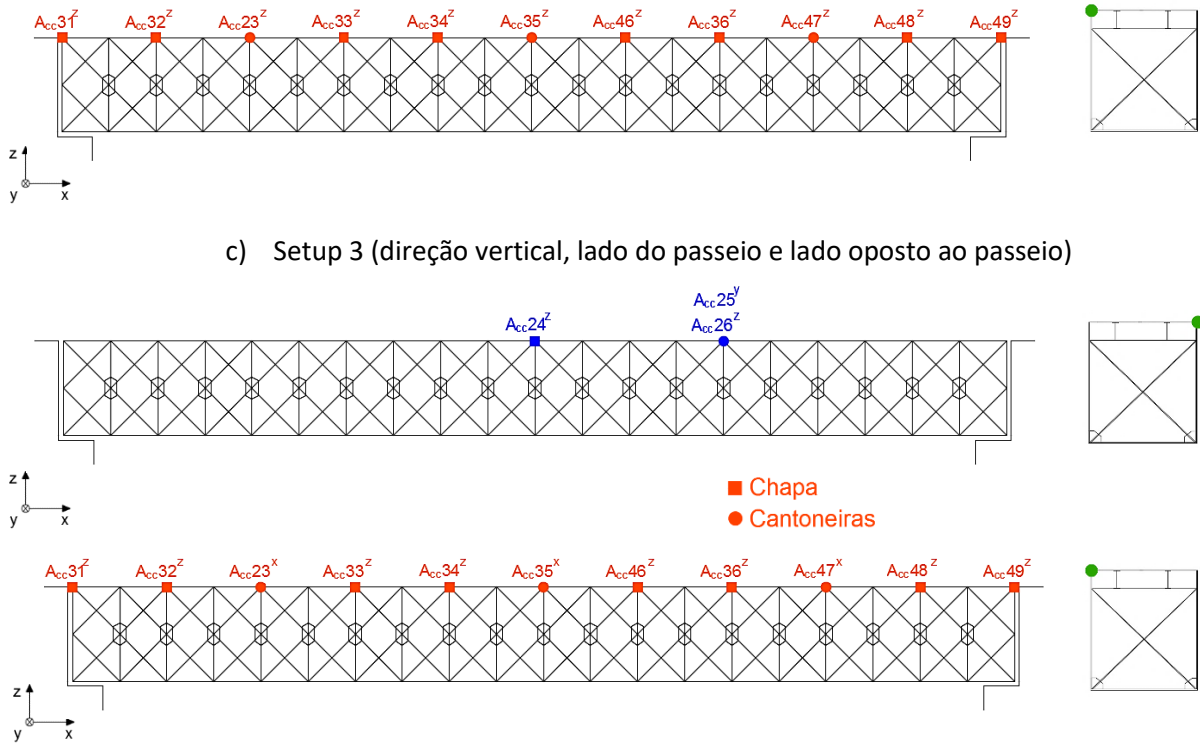


Figura 4.6 – Configurações experimentais do ensaio dinâmico da ponte de São Lázaro.

A ligação dos acelerómetros à estrutura foi realizada por intermédio de cantoneiras e chapas metálicas, conectadas à estrutura por meio de magnetos circulares. Nas zonas de ligação intermédias, entre os cabos dos sensores e as bobines que ligam ao sistema de aquisição, utilizaram-se conetores BNC, protegidos com fragmentos de mangueira plástica, de modo a reduzir o ruído elétrico que poderiam afetar os pontos mais sensíveis do circuito.



a) Pormenor da proteção da ligação entre cabos com troços de mangueira



b) Na zona de uma carlinga

Figura 4.7 - Ligação dos acelerómetros à estrutura.

A ligação dos acelerómetros à estrutura foi realizada ao nível das extremidades das carlingas, mesmo junto à interseção com as vigas principais (Figura 4.7), devido ao facto de nos dois primeiros testes realizados, verificar-se que a chapa não estava completamente ligada à viga, e por isso, as frequências

obtidas eram sobretudo associadas a modos de vibração locais das chapas do passadiço e não eram correspondentes a frequências naturais da estrutura como pretendido.

As séries temporais tiveram uma duração média de 8 minutos e uma frequência de amostragem de 1000Hz, sendo medidas em cada setup a temperatura ambiente e a temperatura na estrutura, como é mostrado na Figura 4.8.



a) Termómetro que mede a temperatura da estrutura



b) Termómetro que mede a temperatura ambiente

Figura 4.8 - Medição da temperatura.

Após a realização dos primeiros setups e com os valores obtidos, foi possível concluir que apenas a excitação natural da estrutura não era suficiente para obter bons resultados, sendo desta forma, necessário garantir uma excitação forçada por meio de um conjunto de pessoas permanentemente a caminhar/saltar de uma forma aleatória no tempo e no espaço.

As séries dos registos de acelerações realizadas no decorrer do ensaio dinâmico, encontram-se resumidas no Quadro Anexo4.1 que consta no Anexo 4.

A Figura 4.9 mostra parte do registo de acelerações relativas ao setup 1, e aos acelerómetros de referência, sendo os gráficos correspondentes à leitura efetuada no local de ensaio.

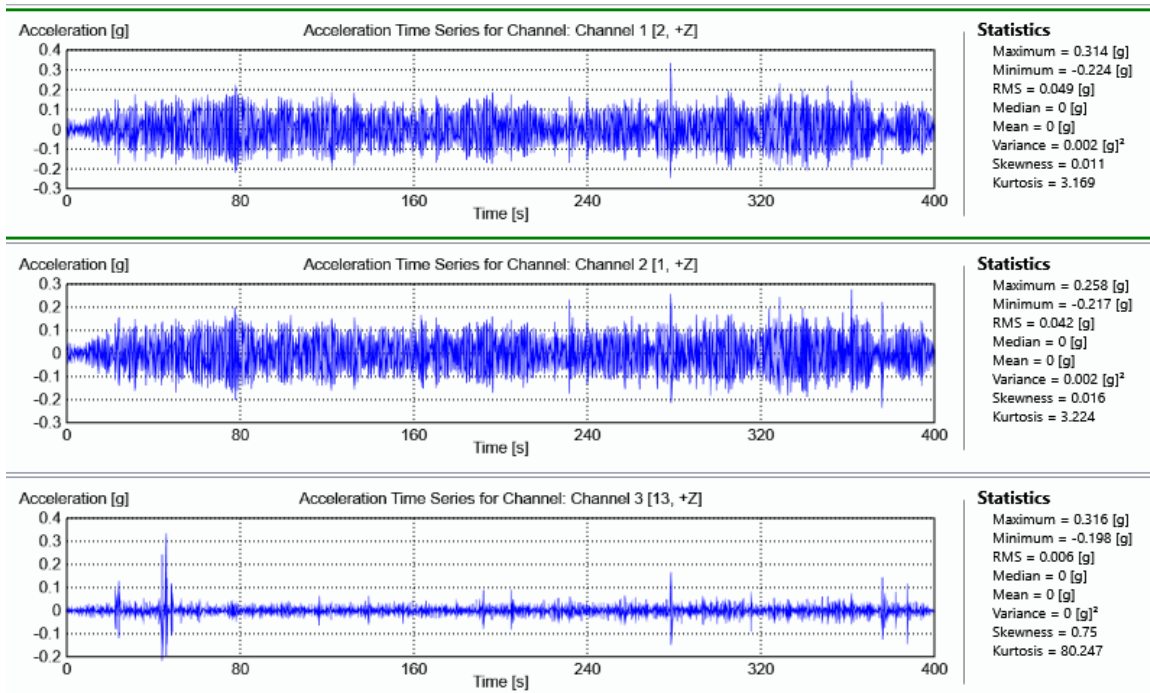


Figura 4.9 - Registos temporais em acelerações do setup 1.

Após a recolha dos registos dos diversos setups, sob a forma de várias séries temporais, foi executado o pré-processamento de sinal através do programa MatLab. No programa foram realizadas rotinas que permitiram executar as seguintes operações:

- i. correção da linha de base e eliminação da tendência linear das séries registadas;
- ii. decimação do sinal de modo a melhorar o manuseamento dos ficheiros de informação de dados, pois a frequência de aquisição é de 1000Hz, o que torna o processo mais demorado. A decimação efetuada passou a frequência de amostragem do sinal para 500Hz.

#### 4.2.6 Técnicas de identificação modal

As técnicas de identificação modal que fundamentam o conhecimento da resposta das estruturas relativamente à excitação ambiental têm tido um grande desenvolvimento, permitindo, desta forma, uma estimativa precisa dos parâmetros dinâmicos das estruturas, em particular das frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

Na Figura 4.10 é apresentado um esquema com os principais métodos de identificação modal utilizados nas estruturas.

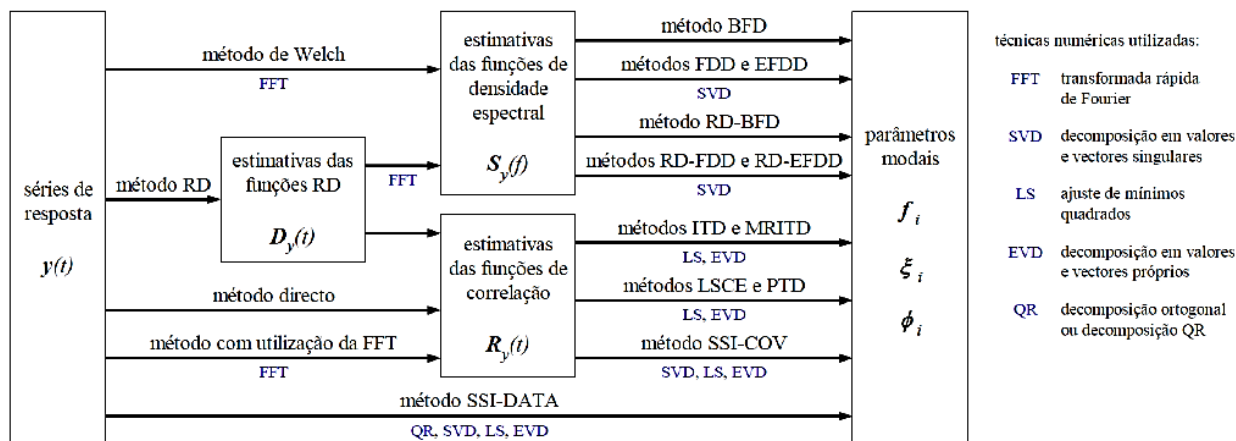


Figura 4.10 - Principais métodos de identificação modal (Rodrigues, 2004).

Como é possível observar, na Figura 4.10, existem diversos métodos para a identificação modal das estruturas. Contudo, na presente dissertação apenas será abordado e aplicado o método EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*), que traduz o tratamento das séries de resposta no domínio tempo para o domínio da frequência, por meio de métodos não paramétricos. Todavia, é de realçar que contrariamente ao método de seleção de picos PP - *Peak Picking* (Bendat e Piersol, 1980), os métodos FDD e EFDD possibilitam a identificação de modos de vibração com frequências próximas e estimativas mais precisas dos coeficientes de amortecimento modais.

#### 4.2.6.1 Método de Decomposição no Domínio da Frequência - EFDD

O método EFDD, encontra-se atualmente integrado no programa ARTEMIS e consiste na seleção de picos de ressonância contidos nos espectros de potência de resposta, sendo de aplicação simples, rápida e automática. Este método foi desenvolvido por Brincker et al. (2001) e baseia-se na versão original de decomposição no domínio da frequência FDD (*Frequency Domain Decomposition*), do mesmo autor. Porém a informação base do método EFDD é desenvolvida com recurso ao algoritmo da transformada rápida de Fourier FFT - *Fast Fourier Transform* (Cooley e Turkey, 1965), que desenvolve as estimativas das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração ( $S_y$ ). Segundo Brincker et al. (2001), as matrizes das estimativas das funções são decompostas através da ferramenta de factorização matricial, designada por decomposição em valores singulares SVD (*Singular Value Decomposition*). Este algoritmo conduz a um conjunto de funções de densidade espectral de potência de osciladores de 1 grau de liberdade, com as mesmas frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento e decompõe uma qualquer matriz,  $A$  ( $m \times n$ , sendo  $m > n$ ), no produto de outras três, como demonstrado na expressão 4.1:

$$A = U \cdot S \cdot V^T, \quad \text{com } S = \begin{bmatrix} S_1 \\ 0 \end{bmatrix} \tag{4.1}$$

A matriz  $S_1$  trata-se de uma matriz quadrada, de dimensão  $n$  e engloba os valores singulares da matriz  $A$ , por ordem decrescente. Por outro lado, as matrizes  $U$  e  $V$ , são matrizes unitárias, ou seja, matrizes que satisfazem a condição de matriz identidade ( $A \cdot A^T = I$ ), de dimensão  $m \times m$  e  $n \times n$  e contêm os vetores singulares à esquerda e à direita, respetivamente.

#### 4.2.6.2 Frequências naturais e configurações modais

A matriz das funções de resposta em frequência é obtida através da decomposição em valores singulares da matriz de espectros de resposta da estrutura,  $S_y(\omega)$ .

$$S_y(\omega) = U_k \cdot S_k \cdot U_k^H \quad (4.2)$$

Onde:

$U_k$  – matriz correspondente aos vetores singulares da matriz dos espectros da resposta;

$S_k$  – matriz diagonal, com dimensão  $n \times l$  ( $l$  corresponde ao número de pontos instrumentados e  $n$  à dimensão da matriz  $S_y$ ) que engloba os valores singulares da matriz dos espectros da resposta;

$U_k^H$  – matriz transposta e conjugada da matriz  $U_k$ .

Os valores singulares da matriz  $S_k$  coincidem com as ordenadas dos espectros de potência dos osciladores de 1 grau de liberdade, na frequência  $\omega_k$ , correspondentes aos modos de vibração da estrutura que contribuem para uma resposta de frequência significativa. No entanto, devido ao facto de o algoritmo SVD organizar os valores singulares por ordem decrescente, o primeiro valor singular inclui a ordenada do auto-espectro do oscilador de um grau de liberdade relativo ao modo de vibração de cada frequência.

Por outro lado, a primeira coluna da matriz  $U_k$  contém para cada frequência a configuração do modo dominante  $\phi_k$ , as configurações dos restantes modos. É de realçar, que se não existirem modos com frequências próximas, as configurações modais associadas a cada frequência podem ser estimadas através da primeira coluna da matriz  $U_k$ , sendo que o mesmo acontece para modos com frequências próximas, ou seja, o modo dominante é estimado através da primeira coluna da matriz.

No caso de aplicações práticas, os valores singulares obtidos estão diretamente relacionados com os graus de liberdade instrumentados no ensaio, uma vez que estes correspondem aos pontos medidos nos vários setups. Desta forma, podemos concluir que o número de valores singulares é igual ao número de sensores de referência adotados.

As funções de auto-correlação, associadas a cada modo de vibração, são adquiridas pela transformada para o domínio tempo, por aplicação da FFT inversa (*Inverse Fast Fourier Transform – IFFT*) às funções de densidade espectral de potência dos osciladores de um grau de liberdade resultantes da SVD. Assim, inicialmente, é necessário estimar o valor das frequências naturais amortecidas do sistema,  $\omega_{ka}$ , e das

frequências naturais,  $\omega_k$ , (Equação 4.3). A frequência amortecida corresponde ao inverso do tempo preciso para concluir um ciclo completo, sendo que este tempo é determinado através da avaliação do intervalo temporal entre os dois cruzamentos do eixo das abscissas ou entre a ocorrência de dois valores extremos da função de auto-correlação, separados por um número qualquer de ciclos.

$$\omega_k = \frac{\omega_{ka}}{\sqrt{1 - \xi_k^2}} \quad (4.3)$$

Contudo, para a aplicação da Equação 2.3 é necessário determinar previamente o valor do coeficiente de amortecimento modal, com recurso ao decremento logarítmico, conforme descrito no ponto a seguir.

É importante salientar, que a seleção dos pontos do espectro na vizinhança de cada frequência de ressonância, no cálculo da FFT inversa, é executada a partir da comparação da configuração modal de cada frequência com os vetores singulares associados às frequências,  $\omega_k$ . Esta comparação entre vetores é realizada utilizando o parâmetro MAC (*Modal Assurance Criterion*) (Allemang e Brown, 1982).

O MAC é obtido a partir da Expressão 4.4 (Allemang, 2003), onde  $\phi_i$  e  $\phi_j$  correspondem a dois vetores coluna, correspondentes aos modos de vibração  $i$  e  $j$  respetivamente, de dimensão igual ao número de graus de liberdade instrumentados.

$$MAC_{i,j} = \frac{(\phi_i^T \cdot \phi_j)^2}{(\phi_i^T \cdot \phi_i) \cdot (\phi_j^T \cdot \phi_j)} \quad (4.4)$$

O parâmetro assume valores entre 0 e 1, sendo que quando o valor obtido é igual a um, os modos são coincidentes ou apenas diferem na escala e quando a igual a 0, os modos não estão correlacionados. No entanto, segundo Ewins (2000) os valores superiores a 0,80 apresentam uma boa correlação entre modos de vibração enquanto que os valores inferiores a 0,20 apresentam má correlação.

#### 4.2.6.3 Coeficientes de amortecimento

Os coeficientes de amortecimento modais são obtidos através das funções de auto-correlação de cada modo de vibração do sistema por aplicação do método do decremento logarítmico (Clough e Penzien, 1993), definido pela Equação 4.5.

$$\delta = \ln \frac{v_n}{v_{n+m}} = \frac{1}{m} \cdot \ln \frac{v_n}{v_{n+m}} = \frac{\ln(v_n) - \ln(v_{n+m})}{m} \quad (4.5)$$

Na Expressão 4.5, os valores de  $v_n$  e  $v_{n+m}$  correspondem a dois valores extremos, da função de auto-correlação, e encontram-se afastados entre si de  $m$  ciclos.

Após calculado o decremento logarítmico, é possível determinar o coeficiente de amortecimento  $\xi$ . Assim, este é calculado pela seguinte equação:

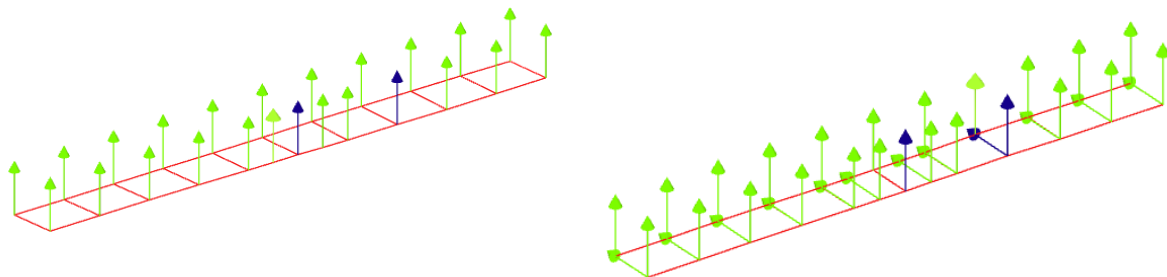
$$\xi = \frac{2 \cdot \pi \cdot \xi}{\sqrt{1 - \xi^2}} \leftrightarrow \xi = \frac{\delta}{\sqrt{4 \cdot \pi^2 + \delta^2}} \quad (4.6)$$

Porém, é importante referir que nem sempre o amortecimento é perfeitamente viscoso, pois o seu valor depende da amplitude, como também do movimento. Para tal, a sua determinação envolve o seguinte procedimento: (1) determinar todos os máximos relativos da função de auto-correlação; (2) definir um conjunto de pontos, mediante os máximos obtidos, sendo que as ordenadas correspondem aos valores dos logaritmos dos máximos determinados e as abcissas ao número de ciclos anteriores à sua ocorrência; (3) traçar uma reta com os pontos anteriores. O declive da reta deve coincidir com o decremento logarítmico.

### 4.3 IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS DA PONTE DE SÃO LÁZARO

A identificação dos parâmetros modais da ponte de São Lázaro, particularmente as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento foi efetuada com recurso ao programa ARTeMIS, aplicando o método EFDD.

Os dados obtidos experimentalmente dos vários setups foram dispostos em duas configurações, como se verifica na Figura 4.11.



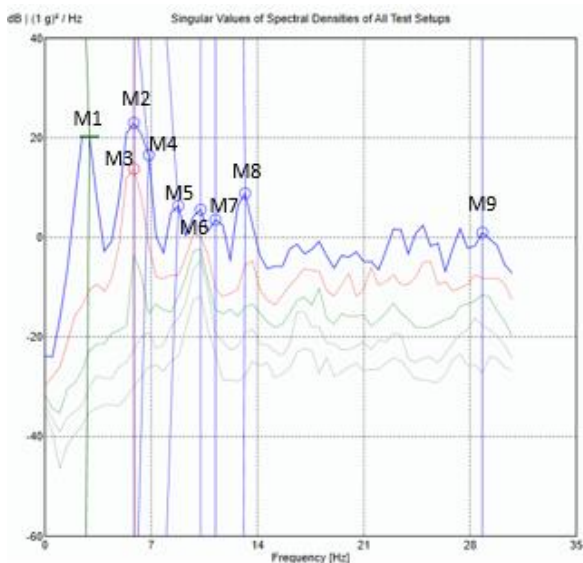
a) Cruzamento Setup 1+3

b) Cruzamento Setup 1+2+3

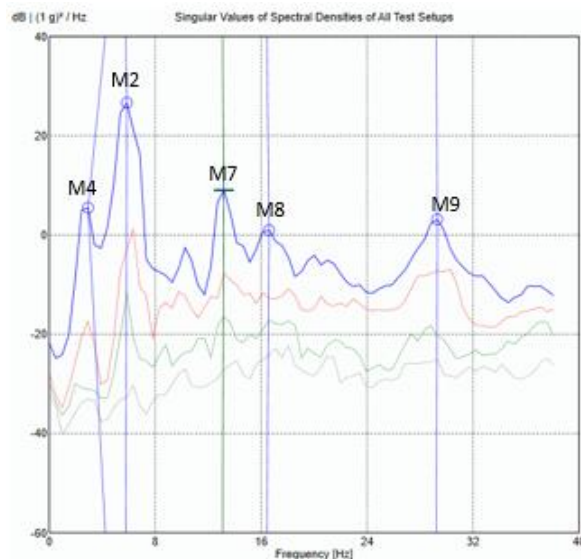
Figura 4.11 - Organização dos dados experimentais no programa ARTeMIS.

Através da Figura 4.11, é possível observar os 24 pontos de medição e respetivas orientações dos sensores. A cor azul estão representados os 3 acelerómetros de referência e a verde os acelerómetros móveis.

Após introduzidos os dados obtidos no ensaio, são expostos os valores singulares da matriz das funções de densidade espectral de potência obtidos através da aplicação do método EFDD, como é observado na Figura 4.12. Seguidamente, realiza-se a seleção dos picos, sendo desta forma possível identificar as frequências de vibração da estrutura, bem como os correspondentes coeficientes de amortecimento.



a) Setup 1+2+3



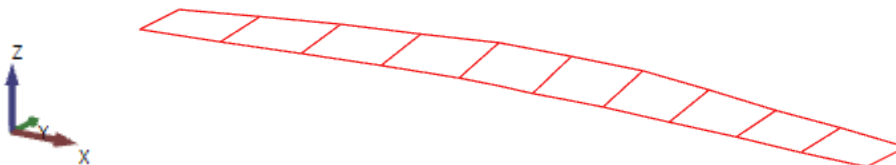
b) Setup 1+3

Figura 4.12 - Método EFDD (seleção de picos da curva do 1º valor singular).

Após a seleção dos picos, a estimativa das frequências e dos coeficientes de amortecimento obtida através do método EFDD é realizada com recurso à transformada inversa de Fourier, transformando uma porção da função em torno do pico da frequência em domínio tempo.

É possível observar na Figura 4.13, a deteção dos diversos modos de vibração (M1 a M9). Contudo, é de salientar que a maioria dos modos foram obtidos com a configuração setup 1+2+3, ou seja, os setups correspondentes à medição vertical e transversal. No entanto, é preciso referir que no setup 1+3, está identificado o modo 3 inicialmente, pois a configuração observada no programa influencia, isto é, parece ser um modo de torção, mas na realidade trata-se do modo transversal e os deslocamentos verticais apresentados, simulam os pequenos deslocamentos que a estrutura tem quando se move transversalmente.

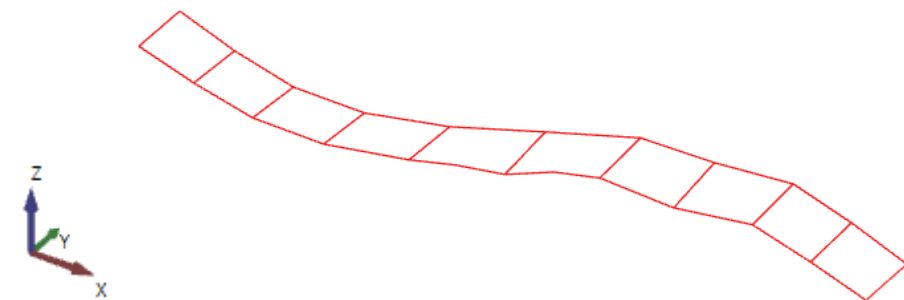
Na Figura 4.13 são apresentados os parâmetros modais obtidos experimentalmente.



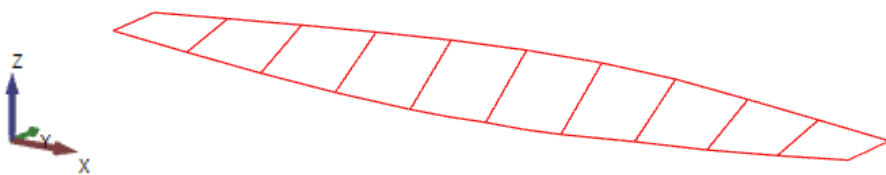
a) Modo M1:  $f = 2,711\text{Hz}$ ;  $\xi = 10,191\%$



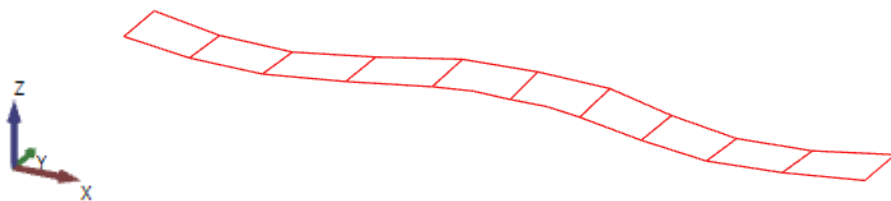
b) Modo M2:  $f= 5,771\text{Hz}$ ;  $\xi=5,264\%$



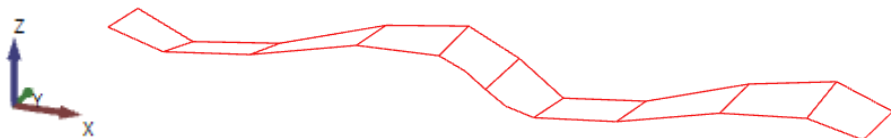
c) Modo M3:  $f= 5,932\text{Hz}$ ;  $\xi=4,186\%$



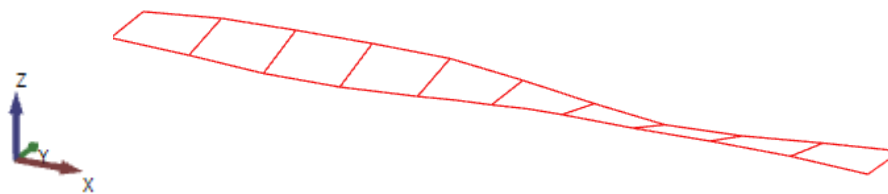
d) Modo M4:  $f=6,142\text{Hz}$ ;  $\xi=5,286\%$



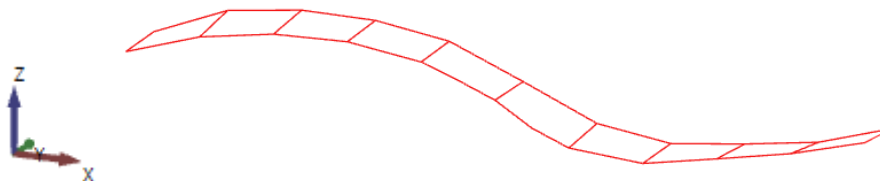
e) Modo M5:  $f= 8,033\text{Hz}$ ;  $\xi=3,277\%$



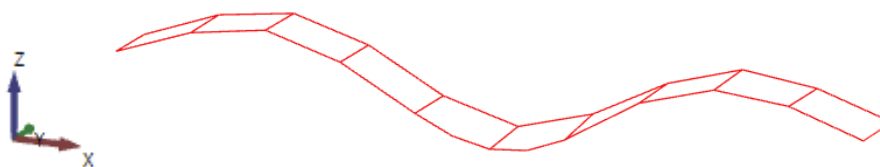
f) Modo M6:  $f=11,009\text{Hz}$ ;  $\xi=2,444\%$



g) Modo M7:  $f=13,089\text{Hz}$ ;  $\xi=2,21\%$



h) Modo M8:  $f= 16,429\text{Hz}$ ;  $\xi=2,697\%$

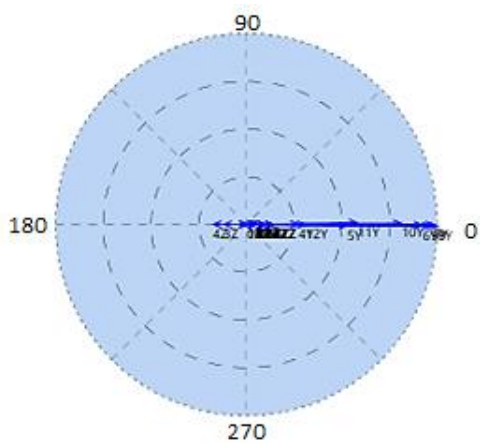


i) Modo M9:  $f= 29,221\text{Hz}$ ;  $\xi=1,563\%$

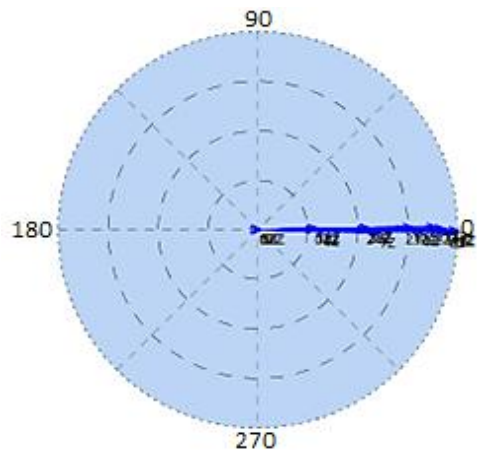
Figura 4.13 - Parâmetros modais experimentais.

Depois de analisados todos os modos de vibração obtidos experimentalmente, podemos concluir que todos eles correspondem a modos globais. Os modos M2, M8 e M9 são modos de flexão vertical do tabuleiro, os modos M1, M3 e M5 são modos de flexão transversal, enquanto que os modos M4, M6 e M7 são modos de torção. Podemos também afirmar que os mesmos apresentam uma muito boa definição no que toca à sua configuração.

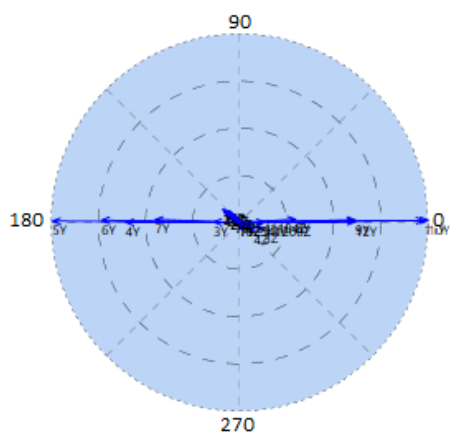
A Figura 4.15 apresenta, em forma de diagrama polar, as componentes modais identificadas para todos os modos de vibração experimentais. No diagrama está representado a amplitude e a fase de cada componente modal, sendo expresso em forma de vetor.



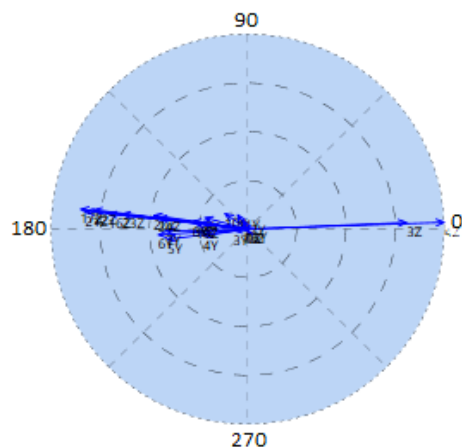
a)



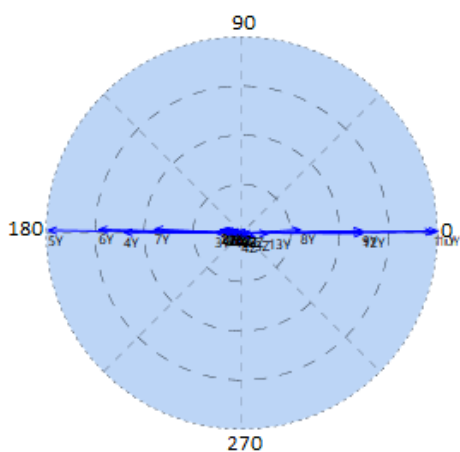
a)



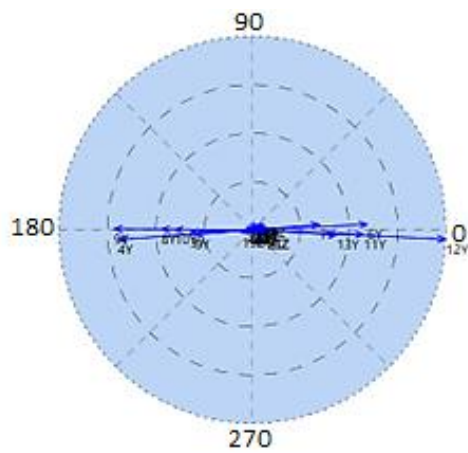
b)



d)



e)



f)

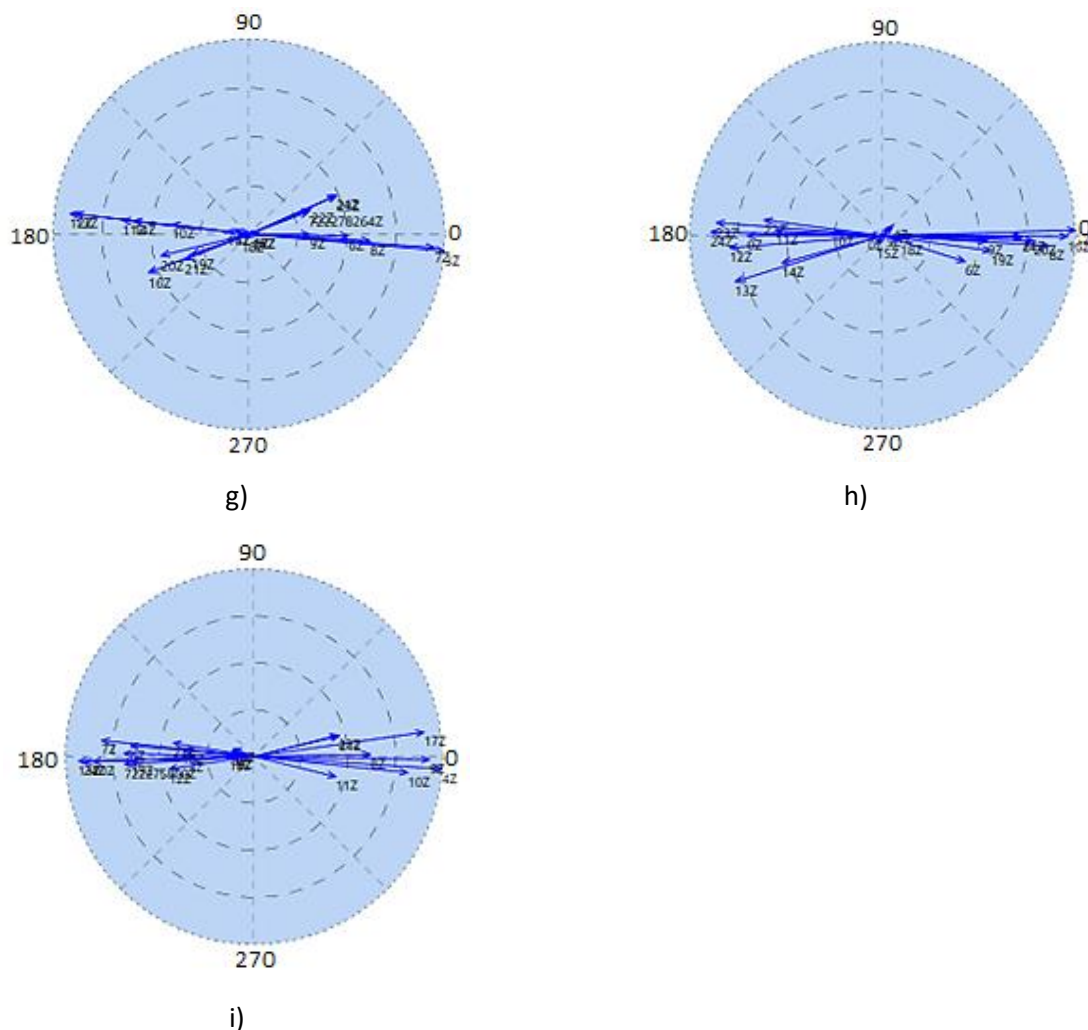


Figura 4.14 - Diagramas polares dos modos de vibração experimentais: a) Modo M1; b) Modo M2; c) Modo M3; d) Modo M4; e) Modo M5; f) Modo M6; g) Modo M7; h) Modo M8; i) Modo M9.

Através da análise dos diagramas da Figura 4.15, podemos afirmar que os vetores das componentes modais apresentam uma tendência essencialmente para os ângulos 0° e 180°. Esta tendência, permite-nos considerar os modos de vibração obtidos reais.

Contudo, existem diagramas que as componentes modais se afastam de 0° e de 180°, ou seja, o amortecimento não é proporcional e pode surgir de ruído existente no ensaio, provocando erros na identificação modal, como é possível verificar nos modos M7, M8 e M9.

#### 4.4 ANÁLISE DE CORRELAÇÃO NUMÉRICA E EXPERIMENTAL

Após obtidos os valores numéricos e experimentais, é possível comparar os modos de vibração através do cálculo do desvio percentual das respetivas frequências e do parâmetro MAC. Para tal, apresenta-se no Quadro 4.1, os valores das frequências de vibração obtidos por via experimental e numérica (modelo base inicial), bem como, o desvio percentual existente entre as respetivas frequências.

Quadro 4.1 - Comparação dos valores das frequências de vibração obtidas no modelo numérico e experimentalmente.

<b>Modo</b>	<b>Ensaio (Hz)</b>	<b>Modelo Base (Hz)</b>	<b>Desvio (%)</b>
<b>1</b>	2.71	3.69	26.56
<b>2</b>	5.77	5.45	-5.87
<b>3</b>	5.93	7.4	19.86
<b>4</b>	6.14	6.25	1.76
<b>5</b>	8.03	10.04	20.02
<b>6</b>	11.01	16.96	35.08
<b>7</b>	13.09	12.71	-2.99
<b>8</b>	16.43	16.47	0.24
<b>9</b>	29.22	26.35	-10.89

Com a análise do quadro, é possível constatar que a maioria dos modos apresentam desvios significativos, nomeadamente os modos transversais. O desvio médio das frequências é de 13,7%, considerando todos os modos, e igual a 16,24%, considerando os modos M1 a M6, que serão os que no capítulo 5 serão utilizados na calibração do modelo numérico. Estes desvios podem ser causados por deficiências ao nível da execução do ensaio dinâmico, mas estarão sobretudo relacionados com limitações do modelo numérico inicial e a sua incapacidade em reproduzir o comportamento dinâmico da estrutura.

Além da comparação dos valores das frequências de vibração, recorreu-se ao uso do parâmetro MAC para a comparação das configurações dos modos de vibração, através da utilização de uma rotina em MatLab desenvolvida para o efeito, e por aplicação da Expressão 4.4.

Com a aplicação da rotina no programa, este gera um gráfico de barras (Figura 4.15) com os resultados dos coeficientes MAC. No entanto, para melhor perceção dos resultados é possível também consultar a tabela correspondente ao gráfico (Quadro 4.2), que o programa cria automaticamente.

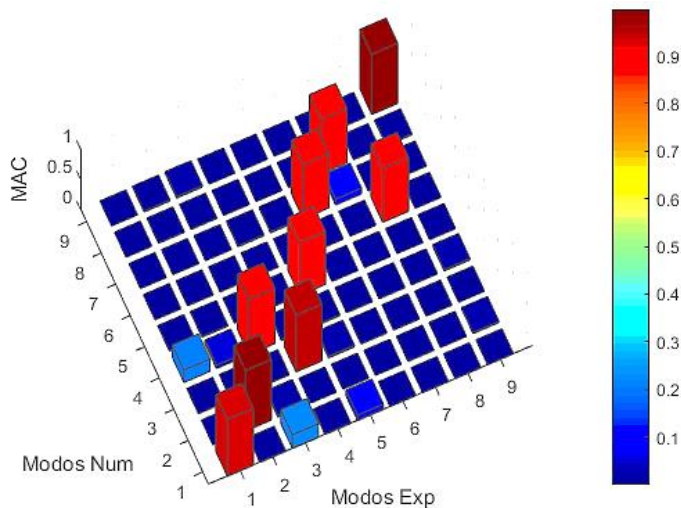


Figura 4.15 - Matriz de auto-correlação MAC.

Quadro 4.2 - Resultados dos parâmetros MAC.

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	<b>0.9351</b>	0.0003	0.0033	0.2044	0.0089	0.0027	0.0002	0.0000	0.0003
2	0.0008	<b>0.9978</b>	0.0035	0.0542	0.0102	0.0021	0.0000	0.0051	0.0143
3	0.2254	0.0260	0.0013	<b>0.9100</b>	0.0021	0.0019	0.0005	0.0019	0.0215
4	0.0074	0.0000	<b>0.9359</b>	0.0137	0.0028	0.0000	0.0132	0.0000	0.0000
5	0.0887	0.0001	0.0272	0.0118	<b>0.8696</b>	0.0035	0.0141	0.0000	0.0002
6	0.0000	0.0005	0.0043	0.0029	0.0000	0.0000	<b>0.8888</b>	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0036	0.0038	0.0028	0.0000	0.0000	0.0951	<b>0.8904</b>	0.0000
8	0.0000	0.0001	0.0009	0.0000	0.0011	<b>0.8842</b>	0.0005	0.0012	0.0000
9	0.0011	0.0162	0.0000	0.0207	0.0007	0.0004	0.0000	0.0143	<b>0.9917</b>

Após análise dos resultados MAC é possível observar que não existem correlações significativas entre modos, demonstrando desta forma, que os modos são desacoplados e apresentam valores de coeficientes MAC elevados (todos superiores a 87%). O valor do MAC médio é igual a 92,26%, considerando os 9 modos de vibração, e igual a 92,63%, considerando os modos M1 a M6, que serão os que no capítulo 5 serão utilizados na calibração do modelo numérico.



## Capítulo 5

### **CALIBRAÇÃO MANUAL DO MODELO NUMÉRICO DE ELEMENTOS FINITOS**

A avaliação do comportamento das estruturas, novas ou existentes, é geralmente realizada com base em modelos numéricos de elementos finitos das estruturas em estudo. Porém, o modelo numérico não simula o comportamento real da estrutura, apresentando desvios mais ou menos significativos, sendo estes relacionados com erros ou incertezas existentes durante o desenvolvimento do modelo, normalmente associados a características geométricas e mecânicas da estrutura, a erros nos resultados experimentais, ou ao processo de calibração.

A calibração dos modelos numéricos consiste na correção dos parâmetros modais do modelo, para que estes se aproximem o mais possível dos valores obtidos no ensaio experimental, com o intuito de o modelo representar o comportamento real da estrutura.

Desta forma, a realização de ensaios experimentais, descritos no Capítulo 4, são de grande importância para o processo de calibração, pois permite-nos conhecer o valor do desvio aquando comparado com o modelo numérico.

Inicialmente, neste capítulo, será realizada uma pequena introdução, onde serão expostas as considerações iniciais, tais como o objetivo da calibração, o seu processo e a razão dos erros que podem surgir durante a sua execução.

Posteriormente, serão apresentados os critérios e as metodologias utilizadas para a calibração manual do modelo numérico da ponte de São Lázaro, uma vez que o processo de calibração se baseou nos resultados obtidos experimentalmente, nomeadamente as frequências e os modos de vibração.

Será também abordado quais as frequências e modos que irão ser considerados na calibração do modelo numérico, dado que existem desvios significativos aquando a comparação com os resultados experimentais.

Por fim, serão descritas todas as hipóteses consideradas para a calibração manual e as suas razões, bem como qual será o cenário mais adequado para a calibração do modelo numérico.

## 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A calibração de modelos numéricos consiste na correção dos parâmetros modais do modelo, de modo a que os valores dos parâmetros modais obtidos no ensaio experimental sejam o mais próximos possível dos obtidos no modelo numérico, de forma a este representar o comportamento real da estrutura. No entanto, a sua execução é influenciada por erros que podem estar associados a vários motivos, nomeadamente aos resultados experimentais, ao modelo numérico de elementos finitos ou ao processo de calibração.

Assim, os erros associados à informação experimental estão relacionados com diversos fatores, como: a falta de precisão dos registos experimentais, ruído elétrico produzido por fontes externas de excitação ou pelo próprio sistema de medição, erros de aquisição e processamento de sinal, ou com o inadequado posicionamento dos sensores.

Por outro lado, os erros associados ao modelo numérico estão relacionados com a incorreta definição dos parâmetros de modelação ou com as incertezas relativamente às propriedades dos materiais, da geometria dos elementos e das condições de apoio.

Por fim, os erros associados à calibração do modelo numérico podem ser causados por vários fatores e dependem do método de calibração a implementar. Atualmente, existem dois tipos de métodos de calibração, os métodos diretos e os métodos iterativos. O método direto corresponde à alteração direta dos termos das matrizes massa, rigidez e amortecimento numa única iteração e é afetado por matrizes mal condicionadas e muitas vezes sem significado físico. O método iterativo envolve a minimização de uma função objetivo, através de iterações sucessivas, permitindo controlar de forma mais direta os valores das diferentes variáveis de calibração, como por exemplo, a alteração do módulo de elasticidade de um material ou das condições de apoio. No caso prático será aplicado o segundo método descrito.

Tal como no ensaio experimental, para cada cenário criado durante a calibração serão calculados os desvios das frequências numéricas e experimentais e analisada a correlação entre os modos, aplicando o parâmetro MAC.

## 5.2 CALIBRAÇÃO MANUAL

No processo de calibração manual do modelo numérico, o número de parâmetros do modelo numérico que se pretende otimizar está relacionado com a complexidade do modelo, sendo muitas vezes necessário avaliar atentamente os parâmetros que tenham impacto significativo na resposta da estrutura, através de uma análise de sensibilidade do modelo. Neste sentido, é possível aumentar a eficiência do algoritmo de otimização.

A análise de sensibilidade pode ser realizada por meio de duas abordagens distintas: análise de sensibilidade local ou análise de sensibilidade global. A diferença entre estas duas abordagens é que no primeiro caso a análise é feita através da variação de apenas um parâmetro numérico enquanto no segundo caso a variação incide sobre todos os parâmetros numéricos simultaneamente. No caso prático irão ser utilizadas as duas análises de sensibilidade, sendo que numa primeira fase apenas se irá recorrer à primeira análise de sensibilidade, pois será avaliada a influência isolada de cada parâmetro numérico nos parâmetros modais da estrutura.

Como durante o processo de calibração os valores das frequências e os modos de vibração estão sempre a modificar, devido às variações dos parâmetros numéricos, recorre-se a técnicas de emparelhamento para assegurar uma correta correspondência entre os modos numéricos e experimentais. Para tal, utiliza-se o critério de garantia modal (MAC) proposto por Allemang e Brown (1982), descrito na secção 4.2.6.2.

Relativamente aos modos de vibração que irão ser incluídos na calibração, serão todos os modos exceto os modos 6 e 9. O modo 9 apresenta uma frequência igual a 29,22 Hz que está acima do limite superior de 20 Hz definido para as frequências a incluir na calibração. Por sua vez, o modo 6 será excluído devido à posição em que foram colocados os sensores de referência no ensaio, uma vez que se encontram próximos do nó onde é expectável o deslocamento nulo. Para ambos os modos os desvios relativamente às frequências de vibração numéricas, e após várias tentativas, demonstraram ser sucessivamente muito significativos.

### **5.2.1 Análise de Sensibilidade Local**

Num processo de calibração é fundamental perceber a sensibilidade das frequências de vibração às alterações dos valores dos diferentes parâmetros numéricos. Neste contexto, será analisado a influência do módulo de elasticidade e das condições de apoio.

#### ***A – Influência do módulo de elasticidade do aço***

O primeiro parâmetro a ser avaliado foi o módulo de elasticidade do aço da estrutura, pois não foram realizados ensaios laboratoriais para avaliar as suas propriedades mecânicas. Neste sentido, foram criados 4 cenários que assumiram diferentes valores do módulo de elasticidade do aço: o primeiro cenário terá o valor de 210GPa, no segundo considerou-se 200GPa, no terceiro foi assumido o valor de 190GPa e no quarto considerou-se 180GPa. No Quadro 5.1 e na Figura 5.1 apresentam-se os valores das frequências obtidas para os 4 cenários em análise.

A variação assumida para o módulo de elasticidade do aço enquadra-se numa variação de aproximadamente  $\pm 5\%$ , o que vai ao encontro das indicações de Ribeiro (2012).

Quadro 5.1 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade do aço.

Modo	Ensaio	E=210GPa	Desvio (%)	E=200GPa	Desvio (%)	E=190GPa	Desvio (%)	E=180GPa	Desvio (%)
1	2.71	3.69	26.53	3.56	23.85	3.51	22.76	3.59	24.48
2	5.77	5.45	-5.89	5.25	-9.92	5.18	-11.41	5.29	-9.09
3	5.93	7.40	19.84	7.15	17.03	7.04	15.74	7.15	17.03
4	6.14	6.25	1.73	6.03	-1.86	5.95	-3.23	6.07	-1.19
5	8.04	10.04	19.93	9.74	17.46	9.55	15.82	9.50	15.38
6	13.09	12.71	-2.99	12.28	-6.60	12.38	-5.74	12.36	-5.91
7	16.43	16.47	0.24	15.87	-3.53	15.66	-4.92	15.99	-2.75
<b>Média desvio (7 Modos)</b>		11.02		11.46		11.37		10.83	
<b>Média desvio (5 Modos)</b>		9.86		6.66		5.66		6.79	

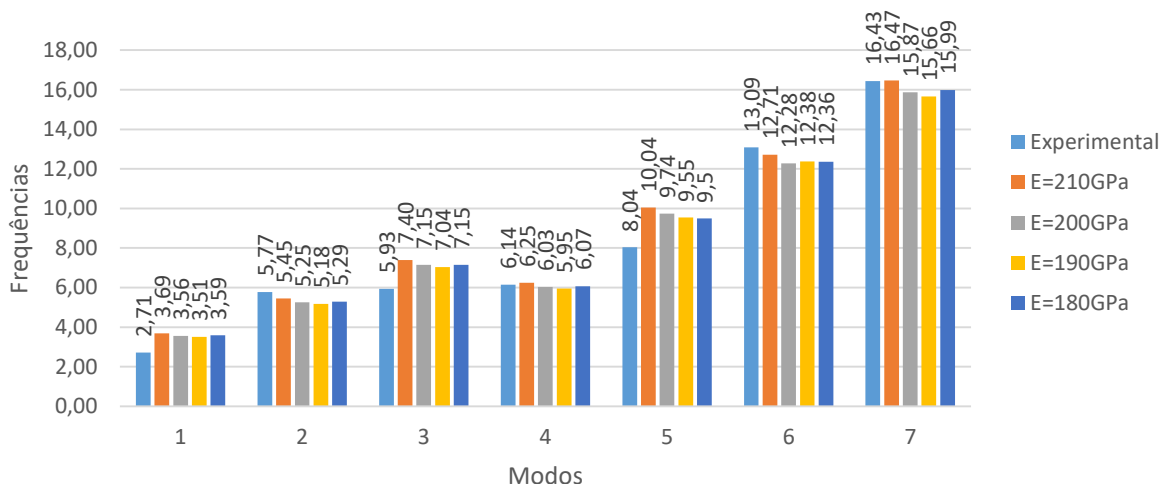


Figura 5.1 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade do aço.

Através da análise do Quadro 5.1 é possível constatar que a redução do valor do módulo de elasticidade do aço afeta diretamente os valores das frequências, provocando uma diminuição dos valores das mesmas. Esta alteração é particularmente benéfica para o ajuste das frequências os modos de vibração de flexão transversais, mas prejudicial para o ajuste das frequências dos modos de flexão vertical e de torção. É importante realçar o facto de os modos com frequências superiores a 10Hz não terem o mesmo comportamento que as restantes, e também o facto de todos os valores das frequências dos modos transversais terem um decréscimo de cerca de 4%.

Outro aspeto a referir, é que quando se baixa muito o módulo de elasticidade, como o caso de  $E=180\text{GPa}$ , o valor das frequências volta a aumentar, tornando-se prejudicial principalmente para os modos transversais. Por esta mesma razão, este caso não será incluído na calibração.

No entanto, quando analisados os 4 cenários da variação do módulo de elasticidade verifica-se que o mais adequado para a calibração será o cenário com  $E=190\text{GPa}$ , pois este apresenta valores de desvios médios inferiores, quer quando comparado todos os modos em estudo, quer quando analisado apenas os cinco primeiros modos.

Desta forma, pode-se concluir que apenas a variação do módulo de elasticidade não é suficiente para uma adequada calibração do modelo numérico, pois apresenta desvios médios superiores ao limiar desejável fixado em cerca de 5%.

### **B – Influência do peso específico do aço**

Numa segunda análise, foi avaliada a influência da variação da massa, em particular do peso específico do aço ( $\rho$ ), nos valores das frequências de vibração. Foram admitidos 3 cenários distintos: o valor adotado no modelo inicial igual a  $77,01\text{kN/m}^3$ , valor por defeito associado ao aço S235, e os valores de  $73,34\text{kN/m}^3$  e  $80,00\text{kN/m}^3$ , correspondentes a uma variação de  $\pm 5\%$ .

No Quadro 5.2 e na Figura 5.2 apresentam-se os valores das frequências obtidas para os 3 cenários em análise.

Quadro 5.2 - Valores das frequências de vibração em função da variação do peso específico do aço.

Modo	Ensaio	$\rho=73.343$	Desvio (%)	$\rho=77.010$	Desvio (%)	$\rho=80$	Desvio (%)
1	2.71	3.75	27.71	3.69	26.53	3.65	25.73
2	5.77	5.53	-4.36	5.45	-5.89	5.38	-7.27
3	5.93	7.5	20.91	7.40	19.84	7.32	18.96
4	6.14	6.35	3.28	6.25	1.73	6.17	0.45
5	8.04	10.11	20.48	10.04	19.93	9.98	19.45
6	13.09	12.87	-1.71	12.71	-2.99	12.58	-4.05
7	16.43	16.72	1.73	16.47	0.24	16.27	-0.98
<b>Média desvio (7 Modos)</b>		11.45		11.02		10.99	
<b>Média desvio (5 Modos)</b>		13.60		12.43		11.46	

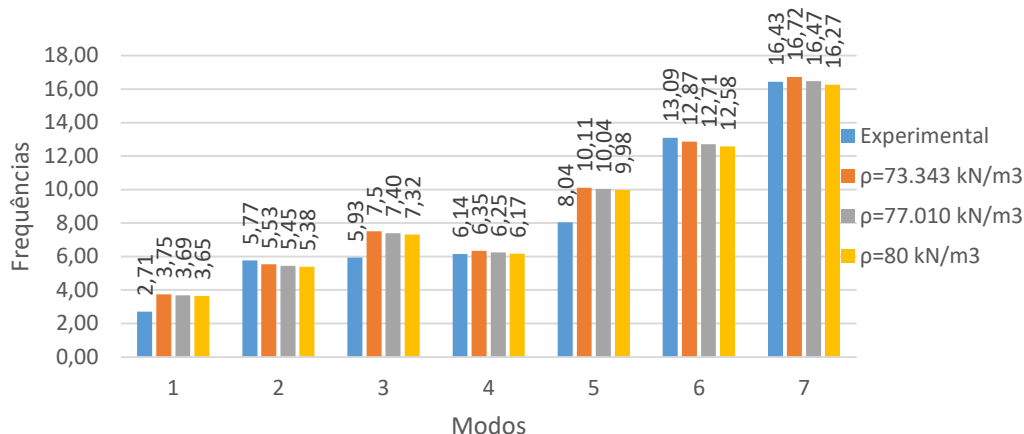


Figura 5.2 - Valores das frequências de vibração em função da variação do peso específico do aço.

Com a variação do peso específico do aço, quanto maior o seu valor menor são os valores das frequências relativamente ao modelo base. Tal como no caso anterior, o aumento deste parâmetro faz reduzir o desvio sobretudo para os modos transversais, o primeiro modo de torção e o segundo modo vertical, mas aumenta o desvio dos valores das frequências para o primeiro modo vertical e o 2º modo de torção.

Outro aspeto que é possível verificar, comparativamente ao caso anterior, da variação do módulo de elasticidade, é o valor das médias dos desvios se mantêm inalterados, quando comparado os casos  $\rho=77,010\text{kN/m}^3$  e  $E=210\text{GPa}$  e os casos  $\rho=73,343\text{kN/m}^3$  e  $E=200\text{GPa}$ . No primeiro caso, era de esperar que os valores sejam iguais, pois por defeito o programa para um módulo de elasticidade igual a 210GPa assume um valor de peso específico de 77,010kN/m<sup>3</sup>. Já nos casos de  $\rho=73,343\text{kN/m}^3$  e  $E=200\text{GPa}$ , o valor médio nestes casos também se mantiveram inalterados, pois o valor do peso específico foi escolhido com base na diferença existente entre 200GPa e 210GPa.

### C – Influência das condições de apoio

Neste ponto foi analisada a influência de alguns dos parâmetros associados às condições de apoio. Como não foi realizada nenhuma inspeção específica aos aparelhos de apoio e como a informação sobre o seu estado de conservação atual é inexistente, foi necessário extrapolar acerca do seu funcionamento para pequenos níveis de vibração da estrutura, que é o caso reproduzido no ensaio de vibração ambiental.

No Quadro 5.3 e Figura 5.3 são apresentados os valores das frequências de vibração em função da alteração dos parâmetros de rigidez dos apoios, em particular os casos em que são considerados os apoios rígidos e apoios elásticos com rigidezes transversais iguais a 70000kN/m e 40000kN/m. Neste primeiro caso foi alterada apenas rigidez transversal e posteriormente será alterada a rigidez longitudinal, de forma separada.

Quadro 5.3 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez transversal.

Modo	Ensaio	Apoios rígidos	Desvio (%)	K <sub>T</sub> =70000	Desvio (%)	K <sub>T</sub> =40000	Desvio (%)
1	2.71	3.69	26.53	3.49	22.32	3.36	19.32
2	5.77	5.45	-5.89	5.45	-5.89	5.45	-5.89
3	5.93	7.40	19.84	6.95	14.65	6.62	10.39
4	6.14	6.25	1.73	6.24	1.57	6.23	1.41
5	8.04	10.04	19.93	9.8	17.97	9.58	16.09
6	13.09	12.71	-2.99	12.83	-2.03	12.76	-2.59
7	16.43	16.47	0.24	16.46	0.18	16.46	0.18
<b>Média desvio (7 Modos)</b>		11.02		9.23		7.98	
<b>Média desvio (5 Modos)</b>		12.43		8.26		10.12	

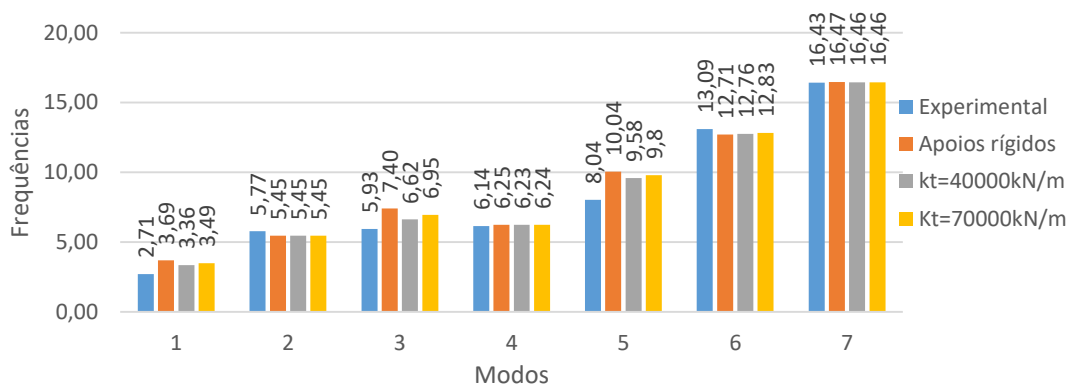


Figura 5.3 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez transversal.

A alteração da rigidez transversal condiciona diretamente as frequências dos modos de vibração de flexão transversal, permanecendo praticamente inalteradas as frequências dos modos de vibração de flexão vertical e de torção. Numa perspetiva global esta alteração permite obter um desvio médio inferior, pois quanto mais baixo for o valor da rigidez transversal, mais próximos os valores se encontram dos valores experimentais.

Contudo, é preciso ter em atenção que com a rigidez transversal no valor de 40000kN/m já se obtém descidas percentuais bastante elevadas tendo em consideração os valores do modelo base, sendo que para o modo 3, o segundo modo transversal, a descida chega a ser superior a 9%. Esta descida, torna-se favorável para o processo de calibração, pois um dos principais objetivos é aproximar o máximo possível dos valores obtidos experimentalmente, ou seja, reduzir os valores dos modos transversais.

No Quadro 5.4 e Figura 5.4 são apresentados os valores das frequências de vibração em função da alteração dos parâmetros de rigidez dos apoios, em particular os casos em que são considerados os apoios rígidos e apoios elásticos com rigidezes longitudinais iguais a 70000kN/m e 40000kN/m.

Quadro 5.4 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez longitudinal.

Modo	Ensaio	Apoios rígidos	Desvio (%)	$K_L=70000$	Desvio (%)	$K_L=40000$	Desvio (%)
1	2.71	3.69	26.53	3.59	24.48	3.56	23.85
2	5.77	5.45	-5.89	5.86	1.52	5.76	-0.19
3	5.93	7.40	19.84	7.31	18.85	7.29	18.63
4	6.14	6.25	1.73	6.22	1.25	6.21	1.10
5	8.04	10.04	19.93	10.04	19.93	10.04	19.93
6	13.09	12.71	-2.99	12.7	-3.07	12.7	-3.07
7	16.43	16.47	0.24	15.11	-8.74	14.95	-9.90
<b>Média desvio (7 Modos)</b>		11.02		11.12		10.95	
<b>Média desvio (5 Modos)</b>		12.43		12.66		13.21	

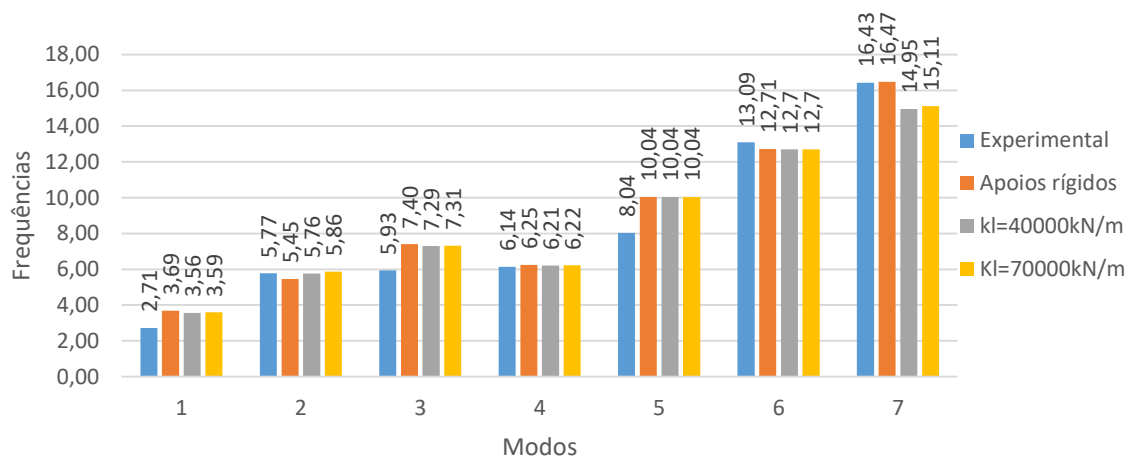


Figura 5.4 - Valores das frequências de vibração em função da variação da rigidez longitudinal.

A modificação da rigidez longitudinal dos apoios afeta essencialmente as frequências dos modos de vibração de flexão vertical, permanecendo quase inalterados os modos de torção. Porém, quanto maior for a rigidez longitudinal dos apoios, maior será o valor da frequência do primeiro modo de flexão vertical, sendo inclusivamente ultrapassado o valor da frequência ensaio obtido no ensaio experimental. Porém, como a frequência do modo 7, do 2º modo vertical, do modelo base já era próxima do valor experimental a alteração é prejudicial neste caso.

Com a análise de sensibilidade das alterações dos parâmetros do módulo de elasticidade, do peso específico do aço e das condições de apoio, conclui-se que não basta apenas alterar um só parâmetro, existindo desta forma a necessidade de realizar uma alteração conjunta de vários parâmetros. Assim, seguidamente, serão mostradas estas alterações conjuntas de modo a perceber qual o melhor cenário, e tendo sempre em consideração as conclusões já obtidas.

### 5.2.1.1 Cenários de calibração

Neste ponto serão abordados diferentes cenários para a calibração do modelo numérico, de modo a que as frequências e os modos de vibração se aproximem o mais possível dos resultados experimentais. Contudo, como referido no ponto anterior, não basta alterar apenas um parâmetro para obter uma correta calibração, sendo deste modo necessário alterar vários parâmetros simultaneamente.

Relativamente ao módulo de elasticidade, este será um parâmetro a ter em conta, pois afetou diretamente todos os modos de vibração. Por outro lado, o valor do peso específico não será modificado, ou seja, será adotado o valor de  $\rho=77.010\text{kN/m}^3$  uma vez que apresentou variações menos significativas entre os cenários atrás analisados.

Outros parâmetros a serem modificados em conjunto, serão os valores das rigidezes transversais e longitudinais dos apoios, porque ambos afetam diretamente as frequências verticais e transversais e os modos de vibração.

Um ponto importante a ter em conta na calibração, é a ordenação dos modos numéricos, pois esta não se encontra igual à ordenação dos modos experimentais, tornando-se assim um aspeto a ter em conta aquando a calibração, isto é, tentar com que a ordenação fique idêntica.

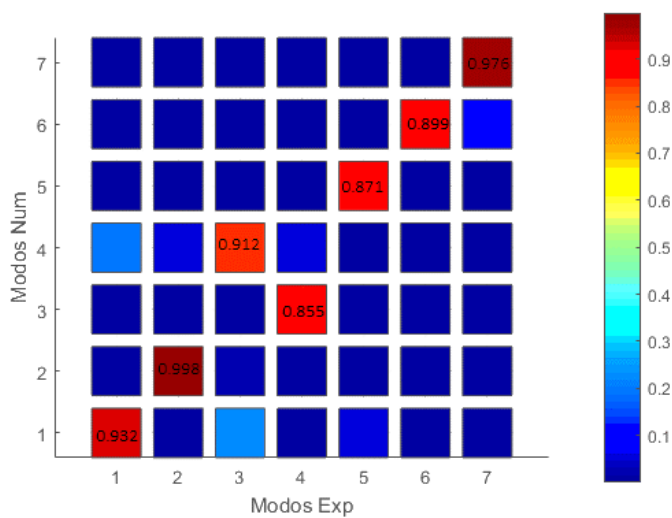
Portanto, foram criados vários cenários, para compreender de melhor forma o efeito que tem no modelo a variação dos parâmetros em simultâneo, nomeadamente os cenários 1, 2 e 3.

#### **A – Cenário 1**

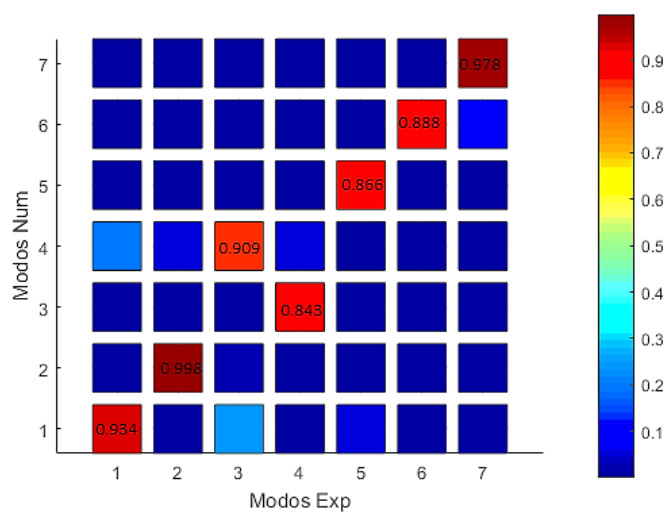
No cenário 1 apenas variou-se o módulo de elasticidade do aço, estabelecendo um valor fixo de rigidez, tanto transversal como longitudinal, igual a  $40000\text{kN/m}$ . No Quadro 5.5 apresentam-se os valores das frequências de vibração, e respetivos desvios tomando como referência os valores experimentais, para o cenário 1 de calibração. Na Figura 5.5 são apresentados os valores do parâmetro MAC para os três casos, no entanto, quando comparado apenas os primeiros cinco modos, os cenários com  $E=190\text{GPa}$  e  $E=200\text{GPa}$ , apresentam melhores resultados.

Quadro 5.5 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e mantendo a rigidez longitudinal e transversal igual a 40000kN/m.

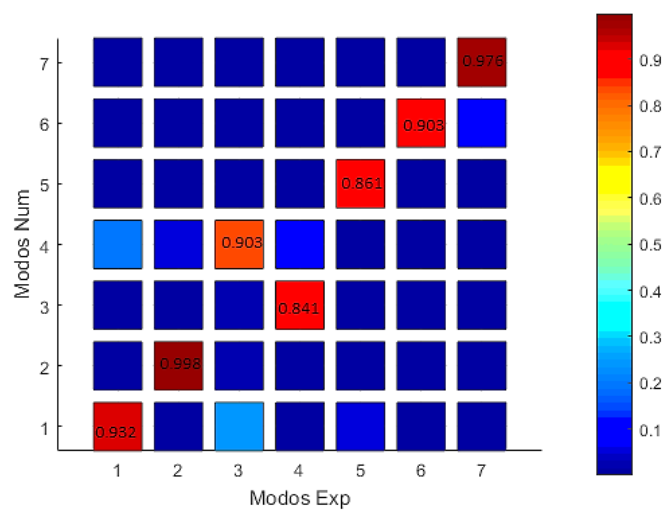
<b>Modo</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Modelo Base</b>	<b><math>E=190GPa</math> <math>K_L=40000</math> <math>K_T=40000</math></b>	<b>Desvio (%)</b>	<b><math>E=200GPa</math> <math>K_L=40000</math> <math>K_T=40000</math></b>	<b>Desvio (%)</b>	<b><math>E=210GPa</math> <math>K_L=40000</math> <math>K_T=40000</math></b>	<b>Desvio (%)</b>
<b>1</b>	2.71	3.69	3.13	13.39	3.16	14.21	3.26	16.84
<b>2</b>	5.77	5.45	5.49	-5.12	5.56	-3.79	5.76	-0.19
<b>3</b>	5.93	7.40	6.34	6.44	6.4	7.31	6.6	10.12
<b>4</b>	6.14	6.25	5.88	-4.46	5.95	-3.23	6.17	0.45
<b>5</b>	8.04	10.04	9.16	12.24	9.31	13.65	9.58	16.09
<b>6</b>	13.09	12.71	12.37	-5.82	12.45	-5.14	12.74	-2.75
<b>7</b>	16.43	16.47	14.24	-15.38	14.6	-12.53	14.95	-9.90
<b>Média desvio (7 Modos)</b>			8.98		8.55		8.05	
<b>Média desvio (5 Modos)</b>			8.33		8.74		8.44	



a) E=190GPa



b) E=200GPa



c) E=210GPa

Figura 5.5 - MAC dos valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e mantendo a rigidez longitudinal e transversal igual a 40000kN/m.

Os valores médios de MAC no caso 1 é de 92,05%, no caso 2 de 91,66% e no caso 3 de 91,63%. Assim, o caso com desvios das frequências menores, quando comparado os primeiros cinco modos e com o MAC médio mais elevado é o caso com  $E = 190\text{GPa}$ , embora a diferença para os restantes casos seja mínima.

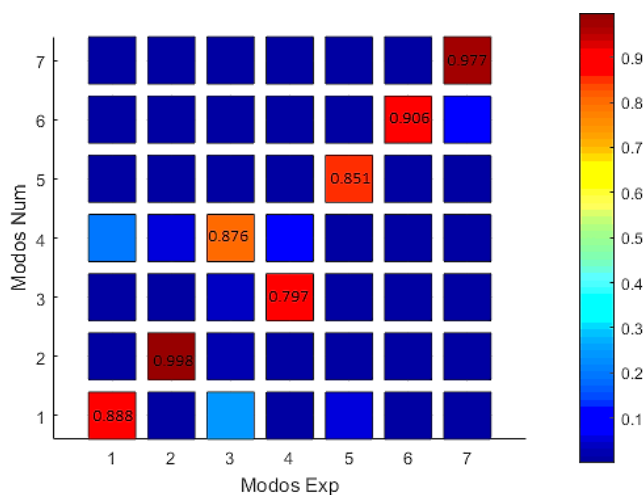
No entanto, os parâmetros ainda precisam de ser ajustados, pois os modos ainda apresentam desvios elevados, superiores a 5% e a ordem ainda não se encontra correta como se observa na Figura 5.5.

### **B – Cenário 2**

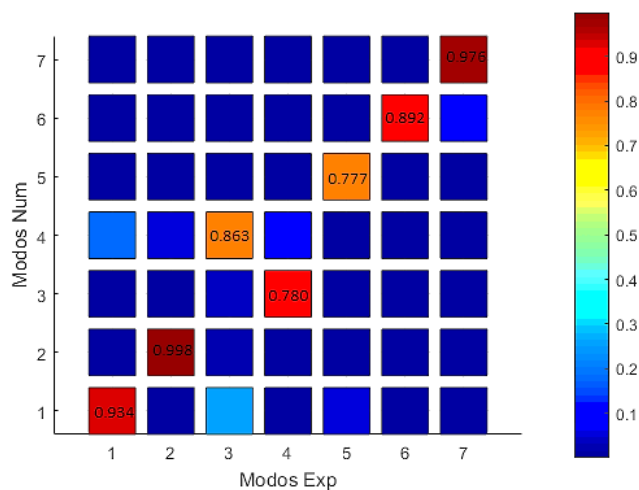
O cenário 2 de calibração baseou-se na alteração das rigidezes, aumentando a rigidez longitudinal para aumentar os valores das frequências dos modos de flexão verticais, e diminuir a rigidez transversal de forma a diminuir os desvios das frequências dos modos transversais. Desta forma, no Quadro 5.6 são apresentados os desvios para os 3 casos e posteriormente na Figura 5.6 são apresentados os valores MAC respetivos.

Quadro 5.6 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e das rigidezes longitudinal e transversal.

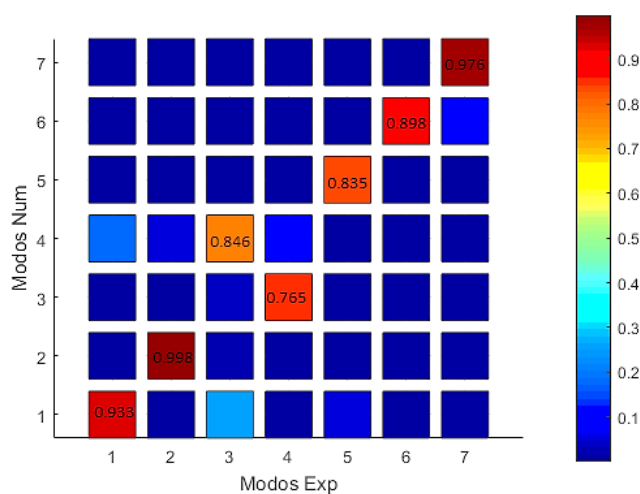
Modo	Ensaio	$E=190\text{GPa}$ $K_L=80000$ $K_T=30000$	Desvio (%)	$E=200\text{GPa}$ $K_L=80000$ $K_T=30000$	Desvio (%)	$E=210\text{GPa}$ $K_L=80000$ $K_T=30000$	Desvio (%)
1	2.71	3.08	11.98	3.14	13.66	3.2	15.28
2	5.77	5.62	-2.69	5.75	-0.37	5.89	2.02
3	5.93	6.15	3.54	6.27	5.39	6.38	7.02
4	6.14	5.88	-4.46	6.03	-1.86	6.17	0.45
5	8.04	9.01	10.78	9.22	12.81	9.41	14.57
6	13.09	12.09	-8.27	12.4	-5.56	12.69	-3.15
7	16.43	14.48	-13.47	14.83	-10.79	15.17	-8.31
<b>Média desvio (7 Modos)</b>		7.88		7.21		7.26	
<b>Média desvio (5 Modos)</b>		6.69		6.82		7.87	



a) E=190GPa



b) E=200GPa



c) E=210GPa

Figura 5.6 - MAC dos valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e das rigidezes longitudinal e transversal.

Com esta alteração é possível afirmar uma descida dos valores MAC, sendo que no primeiro caso o valor MAC é igual a 89,9%, no segundo é de 88,86% e no terceiro caso de 89,3%. Tal como acontecia no cenário anterior, o caso  $E=190\text{GPa}$   $K_L=80000$   $K_T=30000$  é o caso que apresenta melhores valores MAC e melhor média de desvios dos primeiros cinco modos. Porém, o cenário em que contabilizando todas as frequências, apresenta melhor desvio médio é o caso 2, ou seja,  $E=200\text{GPa}$   $K_L=80000$   $K_T=30000$ .

No entanto, em todos os casos os valores de MAC são inferiores relativamente ao cenário anterior, apesar de os valores dos desvios das frequências diminuir e continuam a não ter a ordem igual à obtida experimentalmente.

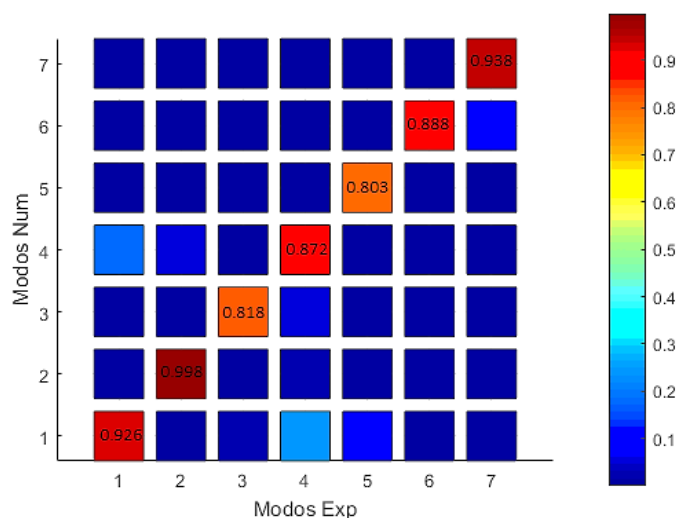
### C – Cenário 3

No cenário de calibração 3 considerou-se no caso de  $E=200\text{GPa}$  e de  $E=190\text{GPa}$ , um aumento do valor da rigidez longitudinal dos apoios e diminuição da rigidez transversal dos apoios, enquanto que no caso  $E=210\text{GPa}$  considerou-se uma diminuição da rigidez longitudinal e transversal dos apoios. Com as alterações de parâmetros em simultâneo, os modos com frequência de vibração superiores tendem a piorar, pois exigiria maior rigor para a sua calibração. Em contrapartida, existe um melhoramento dos restantes modos, ou seja, dos primeiros cinco modos.

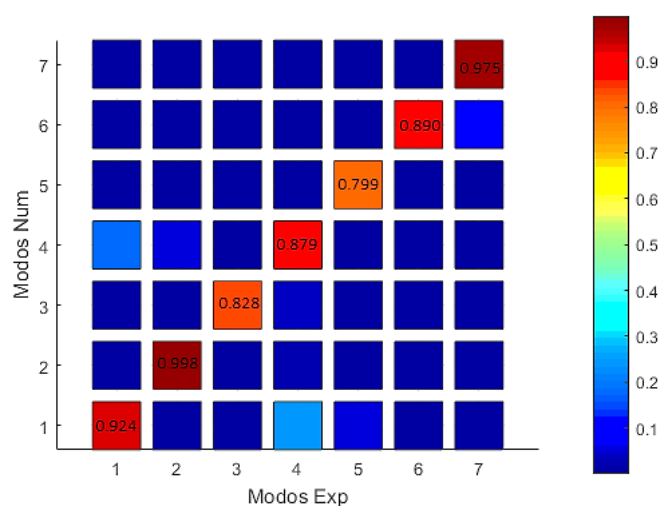
Com a alteração no caso de  $E=190\text{GPa}$ , verifica-se que este tem os valores superiores, quer considerando o total dos modos, quer considerando apenas os cinco modos. Neste sentido, serão apenas apresentados os valores no Quadro 5.7 e não exposta a sua matriz MAC (Figura 5.7).

Quadro 5.7 - Valores das frequências de vibração em função da variação do módulo de elasticidade e das rigidezes longitudinal e transversal.

Modo	Ensaio	$E=190\text{GPa}$ $K_L=90000$ $K_T=20000$	Desvio (%)	$E=200\text{GPa}$ $K_L=90000$ $K_T=20000$	Desvio (%)	$E=210\text{GPa}$ $K_L=50000$ $K_T=20000$	Desvio (%)
1	2.71	2.94	7.79	2.99	9.33	3.02	10.23
2	5.77	5.65	-2.14	5.78	0.16	5.79	0.33
3	5.93	5.75	-3.17	5.85	-1.40	5.94	0.13
4	6.14	5.89	-4.28	6.04	-1.69	6.16	0.29
5	8.04	8.73	-4.28	8.91	9.78	9.09	11.56
6	13.09	12.01	-8.99	12.31	-6.34	12.59	-3.97
7	16.43	14.55	-12.92	14.9	-10.27	15	-9.53
<b>Média desvio (7 Modos)</b>		6.74		5.57		5.15	
<b>Média desvio (5 Modos)</b>		5.06		4.47		4.51	



a) E=200GPa



b) E=210GPa

Figura 5.7 - MAC da variação do módulo de elasticidade com a rigidez transversal e longitudinal.

Com as alterações efetuadas, em ambos os casos, podemos verificar que descendo a rigidez transversal para 20000kN/m, a ordem dos modos fica igual à ordem obtida experimentalmente.

O caso que apresenta melhor desvio de frequências é o caso E=210GPa  $K_L=50000$   $K_T=20000$ , sendo que em determinados modos, apresenta também melhores valores MAC.

Relativamente aos valores médios MAC, o caso de E=210GPa  $K_L=50000$   $K_T=20000$  é de 89,9% e no outro é de 89,18%. Desta forma, o caso E=210GPa  $K_L=50000$   $K_T=20000$  é o mais adequado para a calibração, pois este contém desvios menores e melhores valores MAC.

O valor da rigidez transversal não pode ser mais minimizado, pois isso implicaria desorganização dos modos de vibração e a rigidez longitudinal também não deve ser alterado porque irá influenciar os modos

verticais e o primeiro modo vertical já se encontra muito próximo do valor experimental, com um valor MAC perto de 1, logo está ótimo.

Com estes casos é possível concluir que o módulo de elasticidade estará compreendido entre o intervalo de 200GPa e 210GPa e que os aparelhos de apoio não estão a funcionar por completo. Este último fator é devido ao facto de estes nunca terem sido substituídos, nem terem sido alvo de substituição ou manutenção, ou seja, apesar de mostrarem um bom aspeto exteriormente, interiormente devem apresentar níveis de corrosão elevados, causado pelo tempo e desgaste durante a sua utilização.

## 5.2.2 Comparação dos Parâmetros Modais após a Calibração

Para a calibração do modelo considerou-se o último cenário apresentado no ponto anterior, referente ao  $E=210\text{GPa}$   $K_L=50000$   $K_T=20000$ , pois foi o que apresentou melhores resultados quando analisados os desvios de frequências e valores do parâmetro MAC.

Assim, para uma melhor perceção da alteração e ajuste a que o modelo foi sujeito, apresenta-se no Quadro 5.8 e na Figura 5.8 uma síntese dos resultados obtidos com este cenário e na Figura 5.9 a comparação entre os valores MAC.

Quadro 5.8 - Valores das frequências de vibração do modelo antes e após calibração.

<b>Modo</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Modelo Inicial</b>	<b>Desvio (%)</b>	<b>Modelo Calibrado</b>	<b>Desvio (%)</b>
<b>1</b>	2.71	3.69	26.53	3.02	10.23
<b>2</b>	5.77	5.45	-5.89	5.79	0.33
<b>3</b>	5.93	7.40	19.84	5.94	0.13
<b>4</b>	6.14	6.25	1.73	6.16	0.29
<b>5</b>	8.04	10.04	19.93	9.09	11.56
<b>6</b>	13.09	12.71	-2.99	12.59	-3.97
<b>7</b>	16.43	16.47	0.24	15	-9.53
<b>Desvio médio</b>		11.02		5.15	

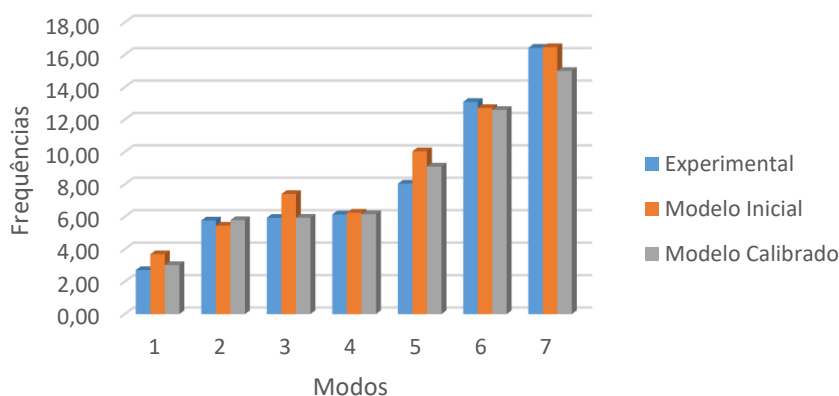
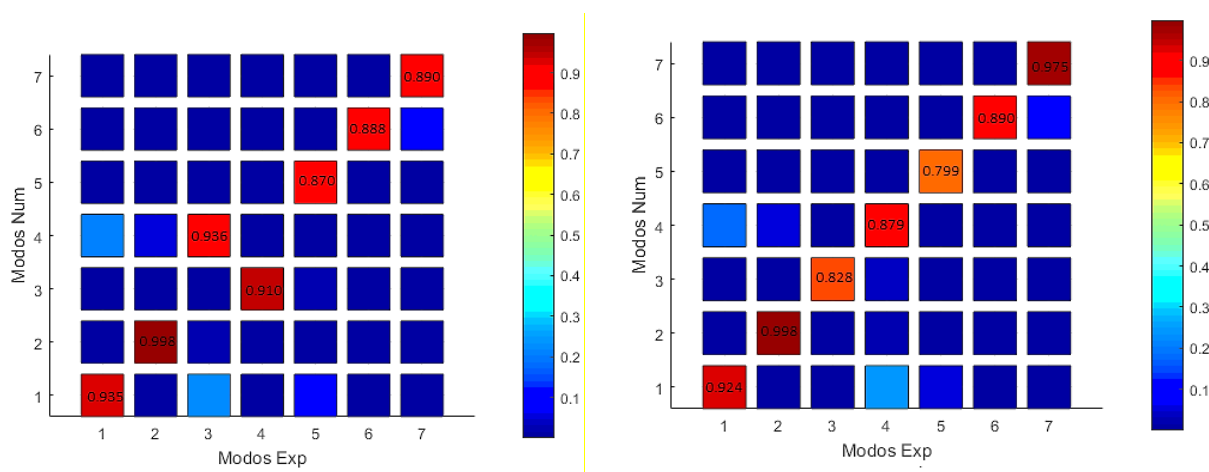


Figura 5.8 - Valores das frequências de vibração do modelo antes e após calibração.



a) Antes da calibração

b) Após a calibração

Figura 5.9 - Valores das frequências de vibração do modelo antes e após calibração.

Através da análise do gráfico, é possível verificar que as frequências após a calibração se aproximaram bastante dos valores experimentais, sobretudo para os primeiros 4 modos de vibração. Em particular importa registar que o primeiro modo de flexão vertical, o modo mais relevante na perspetiva da resposta da estrutura face a futuras ações de tráfego ferroviário, tem uma diferença de apenas 0,01Hz. No entanto, os últimos modos, com frequências de vibração superiores a 10Hz, tenderam a afastar-se dos valores experimentais, uma vez que no modelo inicial se encontravam relativamente próximos.

Analisando o Quadro 5.8, verifica-se uma diminuição dos valores médios das frequências superior a 5%.

Relativamente aos parâmetros MAC, é possível observar na Figura 5.9 que alguns baixam e outros melhoram a configuração dos modos, mas no geral a média baixa, pois passa de 91,81% para 89,90%.

O fator mais condicionante no processo da calibração foram as condições dos aparelhos de apoio em aço, pois estes são ainda os aparelhos originais da ponte e possivelmente nunca foram sujeitos a nenhum tipo

## *CAPÍTULO 5*

de intervenção de manutenção ou reparação. É por isso previsível que os aparelhos de apoio apresentem fenómenos de corrosão mais ou menos acentuada no seu interior o que parece estar a alterar seu o comportamento expectável aquando da conceção da estrutura.

## Capítulo 6

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

#### 6.1 CONCLUSÕES

A presente dissertação teve como principal objetivo a análise numérica e o estudo dinâmico da ponte de São Lázaro, envolvendo aspetos de modelação numérica e respetiva calibração. No entanto, foi importante a realização de um estudo pormenorizado de todas as seções da estrutura e adquirir conhecimentos sobre a identificação modal e sobre o processamento de dados decorrentes de um ensaio dinâmico.

No Capítulo 2 foi apresentado as características geométricas da ponte, de modo a conhecer as características de todos os elementos estruturais constituintes da estrutura. Estes dados foram obtidos através de um levantamento geométrico realizado por parte da Câmara Municipal de Amarante, pois não existiam dados sobre a mesma nas Infraestruturas de Portugal. Esta fase é essencial para posteriormente se realizar uma correta modelação da estrutura, de forma a que esta represente o máximo possível a realidade do comportamento da mesma. Contudo, é de salientar que esta fase terá um impacto significativo na calibração, pois se os elementos estruturais não apresentarem as características reais, será muito mais complicado realizar o processo de otimização do modelo numérico.

No Capítulo 3 foi descrito o modelo numérico tridimensional de elementos finitos da ponte de São Lázaro, desenvolvido no programa Autodesk Robot Structural Analysis. O estudo incidiu sobre toda a estrutura, porém os ensaios foram apenas realizados no tabuleiro superior da ponte. Neste mesmo capítulo, foi também abordado a análise modal do modelo numérico, permitindo identificar 11 modos de vibração, nomeadamente modos verticais, transversais e de torção, todos de carácter global. As frequências obtidas no modelo estavam compreendidas entre o intervalo de 3,69Hz e 26,35. Todavia, devido às alterações realizadas relativamente aos casos de carga, causados pelos modos locais que se estavam a obter no programa, foi efetuada uma validação do modelo numérico, através da contabilização de todas as cargas e massa estrutural admitida no programa. Assim, na validação do modelo obteve-se um desvio de 0,19%, isto é, o modelo não se encontra sobrevalorizado.

No Capítulo 4 foi apresentado o estudo dinâmico realizado na ponte de São Lázaro, bem como, os aspetos teóricos para se compreender de melhor forma o porquê dos passos realizados e os aspetos necessários

a ter em conta na realização de um ensaio deste tipo. Foram também explicados os processos necessários a realizar para o processamento do sinal e do tratamento de dados adquiridos no ensaio, bem como, descritas as condições físicas do dia do ensaio.

Por fim, neste capítulo foram apresentados os modos de vibração obtidos experimentalmente, sendo que estes foram possíveis de visualizar através do programa ARTeMIS e com recurso ao método EFDD, tendo obtido frequências compreendidas no intervalo de 2,711Hz e 29,221Hz. Os modos recolhidos no programa apresentavam todos uma boa definição quanto à sua configuração.

Ainda, foi também apresentado uma comparação entre os modos obtidos experimentalmente e no modelo numérico, tendo obtido um desvio médio de 13,67% e um MAC médio de 92,26%, isto é, apesar de apresentarem desvios elevados, os modos apresentam valores de MAC elevados, significando uma boa correspondência entre os modos numéricos e experimentais. É importante realçar que os desvios mais elevados são os dos modos transversais e que o bom comportamento da estrutura é na direção vertical.

No Capítulo 5 foi mostrado o processo de calibração manual do modelo numérico com base nos parâmetros modais identificados experimentalmente. Para tal, inicialmente realizou-se uma análise de sensibilidade global, de forma a conhecer que influência teria a modificação de determinados parâmetros. Neste contexto, verificou-se que o módulo de elasticidade e a alteração da rigidez dos apoios afetam diretamente todos os modos de vibração, mas que a alteração do peso específico do aço é pouco significativo. Desta forma, começou-se por adotar cenários conjuntos, ou seja, alterar simultaneamente o módulo de elasticidade e as rigidezes longitudinalmente e transversalmente. No final obteve-se dois cenários distintos, sendo o primeiro  $E=210\text{GPa}$   $K_L=50000$   $K_T=20000$  e o segundo  $E=200\text{GPa}$   $K_L=90000$   $K_T=20000$ , com desvios médios de 5,15% e 5,57%, respetivamente. Todavia, realizou-se também uma média dos desvios, mas apenas para os primeiros 5 modos de vibração, pois os últimos inicialmente estavam próximos dos valores experimentais, obtendo assim, uma média inferior com valores de 4,51% no primeiro caso e 4,47% no segundo caso.

Juntamente com a análise dos desvios foram também apresentados os valores MAC correspondentes, obtendo uma média de 89,19% para o primeiro caso e de 89,9% para o segundo caso. No final, o cenário utilizado para comparação dos resultados antes e após a calibração foi o primeiro cenário, pois este apresentava valores de desvios inferiores e valores de MAC superiores. Outra razão para a sua escolha foi a proximidade do modo vertical e de outros modos, tais como, o primeiro modo de torção e o segundo modo transversal.

Neste capítulo foi também apresentado um esquema em que envolveu os resultados obtidos no ensaio e no modelo numérico após a calibração, para se ter uma melhor perceção da configuração dos modos da estrutura.

## 6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na presente dissertação foi realizado um levantamento de todos os elementos estruturais da ponte ferroviária e, posteriormente, desenvolvido um modelo numérico de elementos finitos baseado nesse levantamento. Contudo, não foram inspecionados os aparelhos de apoio nem os encontros em que estes estão colocados.

Assim, em trabalhos futuros será de grande importância realizar uma inspeção rigorosa da flexibilidade dos aparelhos de apoio, permitindo, desta forma, aproximar a configuração dos modos transversais numéricos e experimentais, e conseqüentemente aproximar as frequências de vibração.

Relativamente à calibração seria interessante a realização de uma calibração automática, com recurso a algoritmos matemáticos e a realização de novos ensaios experimentais, para confrontar alguns dos resultados obtidos através da calibração com esses novos dados. Este último aspeto, era relevante para o primeiro modo transversal, pois este ainda se encontra afastado do resultado obtido no ensaio e para os modos cujas frequências se encontram superiores a 10Hz. Ainda, referente ao ensaio, aquando a sua nova execução, a posição dos sensores de referência também deveria ser alterada, de modo a não ficar nenhum destes perto ou no local de nodos.

Por fim, como trabalhos futuros seria importante a realização da validação experimental do modelo calibrado.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### A

Allemang, R. and Brown, D. *A correlation coefficient for modal vector analysis*. In: International Modal Analysis Conference. Orlando, USA, 1982.

Allemang, R. *The modal assurance criterion (MAC) - twenty years of use and abuse*. Journal of Sound and Vibration. Volume 37 (8), p.14-21, 2003.

### B

Bendat, J., Piersol, A. *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis*, John Wiley & Sons, USA, 1980.

Brazão Farinha, J.S., Correia dos Reis, A. *Tabelas Técnicas*. Edição P.O.B. 1993.

Brehm, M., Zabel, V. e Bucher, C. *An automatic mode pairing strategy using an Enhanced modal assurance criterion based on modal strain energies*. Journal of Sound and Vibration. Volume 329, p.5375-5392. 2010

Brincker, R., Zhang, L., e Andersen, P. *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition*. *Smart Materials and Structures*. Volume 10, 2001.

Brownjohn J., Dumanoglu A., Severn R., Taylor C. *Ambient vibration measurements of the Humber suspension bridge and comparison with calculated characteristics*. Volume 83, p.561-600, 1987.

### C

Caetano E., Magalhães, F., e Cunha, A. *Novas perspectivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas*. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões. Volume 18, p.23-34, 2010.

Coelho, Aristides Guedes., Freitas, José A.M., Azeredo, Manuel., Costa, Aníbal., Cruz, José Sena., Santos, Nuno Eduardo., Lopes, Duarte Barroso. *Estudo da Viabilidade de Utilização da Ponte Luiz I pelo Metro Ligeiro do Porto*. Relatório Técnico: Instituto da Construção / Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto / Metro do Porto, S.A.

Clough, R. and Penzien, J. *Dynamics of Structures*, 3rd edition. New York: McGraw-Hill. 2003

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cooley, J. W., Tukey, J. W. *An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series*, *Mathematics of Computation*. Volume 19, No. 90, 1965.

Costa, Bruno. *Strutural Identification of Old Steel Bridges: Monitoring and Rehabilitation Assessment*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

Costa, B., Félix, C., e Figueiras, J.A. *Avaliação Experimental e Numérica do Comportamento Estrutural da Ponte Luiz I*. VI Congresso de Construção Metálica e Mista, 2009.

Cruz, Luís. *Avaliação do Comportamento de uma Ponte Metálica Centenária Sujeita à Ação de Tráfego Ferroviário Ligeiro*. Dissertação, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015.

## E

Ewins, D. J. *Modal validation: correlation for updating*. *Sādhanā*. Volume 25 (3), p.227. 2000

## F

Felber, A. e Cantieni, R. *Advances in Ambient Vibration Testing: Ganter Bridge, Switzerland*. *Structural Engineering International*, Vol. 3, p. 187-190, 1996

## M

Magalhães, Filipe. *Identificação Modal Estocástica para Validação Experimental de Modelos Numéricos*. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

Magalhães, F. e Cunha, A. *Ensaio de vibração ambiental da ponte Ferroviário na foz do rio Tua*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011

Marques, Diogo. *Avaliação do Comportamento e Reforço da Ponte de Maçainhas sob a Ação do Tráfego Ferroviário*. Dissertação, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2015.

## P

Pacheco, João. *Ponte Ferroviária sobre o Rio Tua. Interpretação de dados de monitorização*. Dissertação, Faculdade de Engenharia do Porto, 2016.

## R

Ribeiro, Diogo. Delgado, Rui. *Calibração do Modelo Numérico da Ponte Ferroviária de São Lourenço com base em Parâmetros Modais*. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Série II. 2012.

Rodrigues, Jorge. *Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil*. Dissertação, Faculdade de Engenharia do Porto, 2004.

**S**

Santos, André. *Análise Numérica e Experimental do Comportamento Dinâmico da Ponte Ferroviária de Antuã*. Dissertação, Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2014.



## ANEXO 1

Na figura seguinte está representado um alçado esquemático de meia ponte, sendo nesta perceptível a variação geométrica dos banzos. Apenas é apresentado meia ponte, pois a sua variação é simétrica.

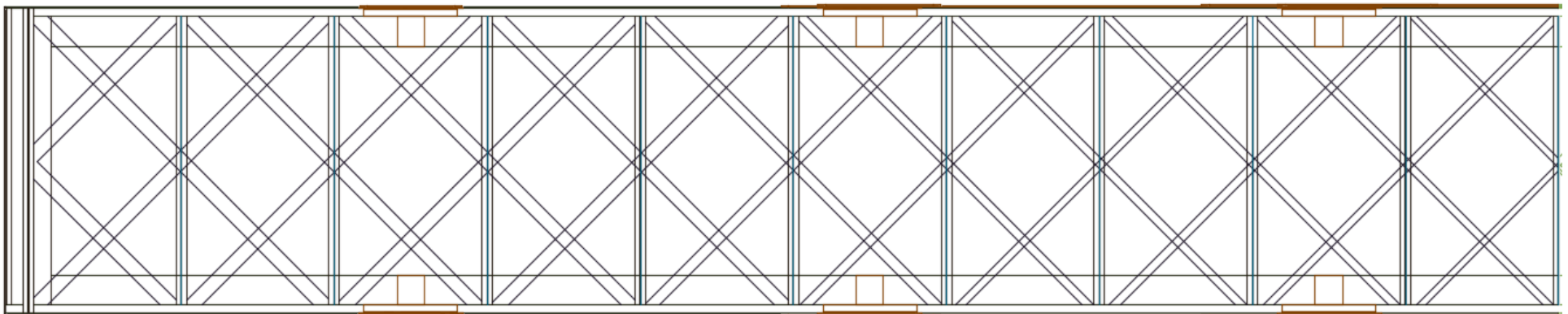


Figura Anexo1.1 - Variação geométrica dos banzos de meia ponte.



## ANEXO 2

Os materiais e equipamentos necessário para a realização do ensaio dinâmico, foram os seguintes:

- i. 14 Acelerómetros Piezoelétricos;
- ii. Bobines de cabo coaxial com as extensões adequadas;
- iii. Acopladores BNC;
- iv. Magnetos circulares;
- v. Chapas e cantoneiras metálicas;
- vi. Bateria;
- vii. Conversor;
- viii. Varão de cobre;
- ix. Extensão Elétrica;
- x. Sistema de Aquisição de Dados;
- xi. Módulos (NI9233 e NI9234);
- xii. Caixa de Ferramentas;
- xiii. Mesa e Cadeiras;
- xiv. Tábuas de Madeira.



## ANEXO 3

Quadro Anexo3.1 - Distâncias dos cabos coaxiais.

Acelerómetro	Distância								
	Setup 1		Setup 2		Setup 3		Setup 4		Máximo (m)
	<i>m</i>	<i>arred</i>	<i>m</i>	<i>arred</i>	<i>m</i>	<i>arred</i>	<i>m</i>	<i>arred</i>	
<b>A23</b>	13.2	15	13.2	15	13.2	15	13.2	15	15
<b>A24</b>	25.2	30	25.2	30	25.2	30	25.2	30	30
<b>A25</b>	33.2	35	33.2	35	33.2	35	33.2	35	35
<b>A26</b>	33.2	35	33.2	35	33.2	35	33.2	35	35
<b>A31</b>	5.2	10	5.2	10	5.2	10	5.2	10	10
<b>A32</b>	9.2	10	9.2	10	9.2	10	9.2	10	10
<b>A33</b>	17.2	20	17.2	20	17.2	20	17.2	20	20
<b>A34</b>	21.2	25	21.2	25	21.2	25	21.2	25	25
<b>A35</b>	23.2	25	23.2	25	25.2	30	25.2	30	30
<b>A36</b>	27.2	30	27.2	30	33.2	35	33.2	35	35
<b>A46</b>	29.2	30	29.2	30	29.2	30	29.2	30	30
<b>A47</b>	37.2	40	37.2	40	37.2	40	37.2	40	40
<b>A48</b>	41.2	45	41.2	45	41.2	45	41.2	45	45
<b>A49</b>	45.2	50	45.2	50	45.2	50	45.2	50	50
<b>A23</b>	13.2	15	13.2	15	13.2	15	13.2	15	15
<b>A24</b>	25.2	30	25.2	30	25.2	30	25.2	30	30
<b>A25</b>	33.2	35	33.2	35	33.2	35	33.2	35	35
<b>A26</b>	33.2	35	33.2	35	33.2	35	33.2	35	35



## ANEXO 4

Quadro Anexo4.1 - Séries de registos de acelerações dos setups realizados.

Setup	Nome do ficheiro	Hora inicio	Duração	Temperatura Ambiente	Temperatura da estrutura	Observações
1	Setup_1.lvm	10:00	8min	34.3°C	33.7°C	Ordem:2mg; vento pouco; a seco; com sol; Ruído no Acc 32.
1	Setup_2.lvm	10:18	7min	35°C	34.9°C	Ordem: 20mg; vento pouco; 1 pessoa a caminhar no lado do passeio e 3 pessoas a caminhar no lado da corda.
1	Setup_3.lvm	10:42	9min	27.8°C	38.7°C	Ordem: 10mg; vento pouco; 4 pessoas a caminhar lado oposto.
1	Setup_4.lvm	11:01		26.8°C	38.1°C	O Acc 35, foi mudado para a carlinga; 5 pessoas a caminhar no lado oposto do passeio; nenhum vento; com este setup descobriu-se que a vibração das chapas estava a influenciar o resultado para frequências mais altas, pois estavam a medir a frequência da chapa (>5).
1	Setup_5.lvm	11:33	8min	30.8°C	39.8°C	Os sensores passaram todos para as carlingas; ordem: 2mg; vento fraco; 4 pessoas a caminhar; confirmou-se a influência das chapas nos modos de vibração, pois os sinais já estão corretos para as frequências mais altas.
1	Setup_6.lvm	11:48	9min	35.8°C	41.7°C	Com sol; ordem de 1-2 mg; os acelerómetros continuam nas carlingas; 4 pessoas a caminhar e a dar saltos pontualmente; vento fraco.
2	Setup_7.lvm	12:23	8min	28.8°C	43.2°C	Com sol; vento fraco; ordem: 20-30mg; 4 pessoas a caminhar e a realizar agitação nos guarda corpos lateralmente (os modos são na direção yy); a agitação e o caminhar é descoordenado; para o último minuto do ensaio só foi a caminhar e os últimos segundos em seco.

Quadro Anexo4.2 - Séries de registos de acelerações dos setups realizados (continuação).

Setup	Nome do ficheiro	Hora inicio	Duração	Temperatura Ambiente	Temperatura da estrutura	Observações
2	Setup_8.lvm	12:43	8min	29.7°C	43.5°C	Com sol; vento fraco; ordem: 20-30mg; 4 pessoas a caminhar e a realizar agitação nos guarda corpos lateralmente (os modos são na direção yy); a agitação e o caminhar é descoordenado.
2	Setup_9.lvm	12:55	9min	35.5°C	43.6°C	Ordem: 2mg; medição a seco; com bastante sol; sem vento.
2	Setup_10.lvm	13:19	7min	39.4°C	45°C	Ordem: 2mg; medição a seco; com bastante sol; sem vento.
3	Setup_11.lvm	14:19	4min	31.8°C	45°C	A caminhar 3 pessoas; Acc 25 com muito ruido; com muito sol; Ordem: 20mg.
3	Setup_12.lvm	14:35	7min	32.7°C	45.4°C	Ordem: 20 a 30mg; pouco vento; 3 pessoas a caminhar; com sol.
3	Setup_13.lvm	14:50	8 min	33.2°C	45.8°C	Ordem: 20mg; mais vento; 4 pessoas a caminhar e a dar pontualmente ligeiros saltinhos; com sol.
3	Setup_14.lvm	14:58	7min	33.3°C	44.9°C	Ordem: 1mg; vento moderado; medição a seco.
4	Setup_15.lvm	15:12	8min	33°C	43.6°C	Ordem:10mg; vento moderado; 4 pessoas a caminhar.
4	Setup_16.lvm	15:25	8min	33.7°C	42.5°C	Ordem:10mg; vento moderado; 4 pessoas a caminhar.

## ANEXO 5

Como referido no Capítulo 3, a introdução de Offsets, na modelação, tem como objetivo traduzir da melhor forma possível a transmissão de esforços entre barras com os baricentros em diferentes posições, pois esta opção permite deslocar os eixos das barras corretamente.

Assim, no Quadro seguinte encontram-se os valores dos deslocamentos realizados.

Quadro Anexo5.1 – Valores dos Offsets.

<b>Secção</b>	<b>Deslocamento</b>
<b>BSUP</b>	Desl_Z_-7,412850173
<b>BINF</b>	Desl_Z_-7,412850173
<b>MAPO</b>	Desl_X_10,913993196 (+/-)
<b>MCORR</b>	Desl_Y_2,153385667 (+/-)
<b>Carl</b>	Desl_Z_51,8
<b>Long</b>	Desl_Z_37,05
<b>TRAV</b>	Desl_Z_0,843614373
<b>DIAS (travessa)</b>	Desl_Z_5,00
<b>DTMA</b>	Desl_I_-82.4_X_2,122782839
<b>DTMA</b>	Desl_I_-82.4_X_-2,122782839
<b>DTMA</b>	Desl_I_-82.4_X_-2,614123464
<b>DTMA</b>	Desl_I_-82.4_X_2,614123464
<b>DIAu</b>	Desl_Y_1,974958300 (+/-)
<b>DIAd</b>	Desl_Y_1,707859381 (+/-)
<b>DIAt</b>	Desl_Y_1,728808886 (+/-)
<b>DIAq</b>	Desl_Y_1,388480712 (+/-)
<b>DIAc</b>	Desl_Y_1,650289963 (+/-)
<b>DIAs</b>	Desl_Y_2,136976174 (+/-)
<b>DIAS</b>	Desl_Y_1,414836670 (+/-)
<b>DIAo</b>	Desl_Y_1,453646695 (+/-)

Quadro Anexo5.2 - Valores dos Offsets (continuação).

<b>Clum</b>	Desl_Z_1,410843841
<b>Clido</b>	Desl_Z_1,244534143
<b>Cltr</b>	Desl_Z_0,784309841
<b>Clqu</b>	Desl_Z_0,608483437
<b>Clci</b>	Desl_Z_0,442731615
<b>CSum</b>	Desl_Z_-78,959910868
<b>CSds</b>	Desl_Z_-79,329396865
<b>CStr</b>	Desl_Z_-79,495331599
<b>CSqu</b>	Desl_Z_-79,507783505
<b>CSci</b>	Desl_Z_-80,030123001
<b>CSse</b>	Desl_Z_-80,371930374
<b>CSTu</b>	Desl_Z_10,325810884 (+/-)
<b>CSPu</b>	Desl_Z_5,021069802 (+/-)
<b>CSBd</b>	Desl_Z_2,941544716 (+/-)
<b>CSTd</b>	Desl_Z_8,697955267 (+/-)
<b>CSPd</b>	Desl_Z_3,341584549 (+/-)
<b>CSTt</b>	Desl_Z_7,301716242 (+/-)
<b>CSBt</b>	Desl_Z_1,807027194 (+/-)
<b>CSPT</b>	Desl_Z_2,035839742 (+/-)
<b>CSBu</b>	Desl_Z_4,334427421 (+/-)