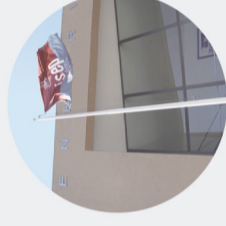




Desenvolvimento e Análise do Comportamento de um Modelo Laboratorial para a Implementação de um Sistema SHM

BERNARDO DIAS DUARTE TAVARES

novembro de 2021



Desenvolvimento e Análise do Comportamento de um Modelo Laboratorial para a Implementação de um Sistema SHM

Laboratorial para a Implementação de um Modelo
de um Sistema SHM

BERNARDO DIAS DUARTE TAVARES
Novembro de 2021

BERNARDO DIAS DUARTE TAVARES
Novembro de 2021



DESENVOLVIMENTO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM MODELO LABORATORIAL PARA A IMPLEMENTAÇÃO DE UM SISTEMA SHM

BERNARDO DIAS DUARTE TAVARES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Professor Carlos Manuel da Silva Félix

Co-Orientador: Doutor Filipe José Moreira Guerra dos Santos Cavadas (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

NOVEMBRO DE 2021

Eu, Bernardo Dias Duarte Tavares, estudante nº 1151542, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Desenvolvimento e Análise do Comportamento de um Modelo Laboratorial para a Implementação de um Sistema SHM” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2021/11/17

Bernardo Dias Duarte Tavares

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xiii
Índice de Figuras.....	xvii
Índice de Tabelas.....	xxi
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Pontes Metálicas.....	7
CAPÍTULO 3 Sistemas de Monitorização SHM	21
CAPÍTULO 4 Conceção e Descrição do Modelo Laboratorial	41
CAPÍTULO 5 Exploração do Modelo Laboratorial à Escala Reduzida	73
CAPÍTULO 6 Considerações Finais.....	111
Referências Bibliográficas	115
Anexo 1 – Posições da Carga Móvel no Modelo Numérico	119

RESUMO

Os sistemas SHM (*Structural Health Monitoring*), quando aplicados a estruturas reais, representam ferramentas poderosas que garantem a avaliação da segurança e auxiliam a elaboração de um plano de manutenção eficaz. Um dos principais objetivos destes sistemas passa pela monitorização do comportamento estrutural sob o efeito de ações operacionais e ambientais, e pela aplicação de técnicas de deteção de dano, com alarmes automáticos no caso da deteção de valores anormais. No entanto, a conceção de um sistema SHM viável e robusto carece de uma validação das técnicas de deteção de dano que dificilmente é conseguida em pontes reais. Neste contexto, a utilização de modelos laboratoriais é essencial.

O presente documento apresenta as fases de elaboração de um sistema SHM, aplicado a um modelo laboratorial à escala reduzida, de uma estrutura metálica que simula o tabuleiro de uma ponte. Pretende-se com este modelo o desenvolvimento e a verificação de métodos de deteção de dano, induzindo cenários de danos realistas. Para o efeito, foram desenvolvidas diferentes soluções de instrumentação, diversas hipóteses de solicitação da estrutura e de cenários de dano, e exploradas técnicas de processamento de dados.

Tendo por base os resultados experimentais recolhidos, procede-se à calibração de um modelo numérico que dá suporte a uma análise detalhada do comportamento estrutural.

Palavras-chave: Structural Health Monitoring; modelo laboratorial à escala reduzida; estrutura metálica; carga móvel; análise numérica; deteção de dano.

ABSTRACT

Structural Health Monitoring (SHM) systems, when applied to real structures, are a powerful tool to ensure safety and to support their maintenance. One of the main objectives of these systems consists in monitoring the structural behavior under operational and environmental variations and applying damage detection techniques, with automatic generation of alarms in case of abnormal behavior. However, integral application of robust and reliable SHM systems requires the performance evaluation of damage detection techniques which is rarely possible to obtain in full-scale bridges. In this context, the use of laboratorial models is essential.

The document presents the implementation of a SHM system applied to a reduced-scale laboratorial model of a metallic structure that simulates the deck of a bridge. The main objective of this model is the development and validation of damage detection methods by inducing practical damages under controlled, although realistic, conditions. In addition, aiming at increasing reliability and robustness, different solutions for structural instrumentation, as well as data processing techniques are assessed.

Based on the laboratorial results, a numerical model is calibrated which supports a detailed analysis of the structural behavior.

Keywords: Structural Health Monitoring; reduced-scale laboratorial model; metallic structure; moving load; thermal load; numerical analysis; damage detection.

AGRADECIMENTOS

De todas as pessoas que me acompanharam ao longo destes anos no ensino superior, gostaria de deixar um sincero agradecimento às seguintes em especial:

- Ao Professor Carlos Félix, por me ter desafiado e por me ter acolhido neste projeto de braços abertos. Por toda a paciência e acompanhamento ao longo do desenvolvimento desta dissertação, pela partilha da sua experiência na área da monitorização de estruturas e pelos convites à visita da ponte Luiz I.
- Ao Professor Filipe Cavadas, por toda a disponibilidade que sempre demonstrou e pela amabilidade com que me orientou em todos os desafios que surgiram ao longo deste trabalho.
- Aos meus amigos, irmãos e primos por todo o apoio e cumplicidade.
- Aos meus pais, por todos os valores transmitidos que contribuíram para o homem que sou hoje e pelo enorme espírito de sacrifício que sempre foi reconhecido.
- Aos meus avós, das pessoas mais importantes da minha vida.

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base - UIDB/04708/2020 e Financiamento programático - UIDP/04708/2020 da Unidade de Investigação CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC); e pelo projeto POCI-01-0145-FEDER-031355 – “S4Bridges – A smart approach for the maintenance of existing bridges”, financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) através do Programa Operacional Competitividade e Internacionalização - COMPETE 2020 e por Fundos Nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia.



ÍNDICE DE TEXTO

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xiii
Índice de Figuras.....	xvii
Índice de Tabelas.....	xxi
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Motivação	3
1.3 Objetivos	5
1.4 Estrutura e Organização da Dissertação	5
CAPÍTULO 2 Pontes Metálicas.....	7
2.1 Nota Histórica	7
2.2 Soluções Estruturais de Pontes Metálicas	10
2.2.1 Pontes em vigas treliçadas	10
2.2.2 Pontes em arco	11
2.2.3 Pontes suspensas.....	13
2.3 Pontes Metálicas em Portugal	13
2.4 Anomalias Frequentes	16
2.4.1 Corrosão	17

ÍNDICE DE TEXTO

2.4.2	Fadiga.....	18
2.4.3	Aparelhos de Apoio.....	19
CAPÍTULO 3 Sistemas de Monitorização SHM		21
3.1	Considerações Iniciais	21
3.2	Sensores	24
3.2.1	Deslocamentos	25
3.2.2	Rotações	27
3.2.3	Extensões	28
3.2.4	Temperatura	29
3.3	Aquisição de Dados.....	31
3.4	Tratamento de Dados	35
3.4.1	Técnicas de filtragem – Mediana.....	35
3.4.2	Técnicas de filtragem – Filtro <i>Savitsky-Golay</i>	36
3.4.3	Técnicas de filtragem – Transformadas <i>Wavelet</i>	37
3.4.4	Redes Neurais Artificiais	39
CAPÍTULO 4 Conceção e Descrição do Modelo Laboratorial		41
4.1	Considerações Iniciais	41
4.2	Modelo Laboratorial Desenvolvido.....	42
4.2.1	Descrição Geral	42
4.2.2	Modelo Numérico	46
4.3	Cargas Aplicadas	48
4.3.1	Ações Permanentes	48
4.3.2	Ações Variáveis	52
4.3.3	Ação da Temperatura	55
4.4	Ligações no Modelo Numérico	56
4.5	Cenários de Dano	58
4.6	Verificações de Segurança	65

4.6.1	Ligações aparafusadas	67
4.6.2	Encurvadura	70
CAPÍTULO 5 Exploração do Modelo Laboratorial à Escala Reduzida		73
5.1	Introdução	73
5.2	Sistema de Monitorização	74
5.3	Resultados (Ponto 0)	78
5.3.1	Deslocamentos Verticais	81
5.3.2	Rotações	83
5.3.3	Extensões	85
5.3.4	Discussão dos Resultados	88
5.4	Identificação das Causas para o Comportamento Diferido do Modelo	89
5.5	Resultados (Ponto 1)	94
5.5.1	Deslocamentos Verticais	97
5.5.2	Rotações	99
5.5.3	Extensões	101
5.5.4	Discussão dos Resultados	104
5.6	Determinação das Extensões Estimadas	104
5.7	Conclusões	109
CAPÍTULO 6 Considerações Finais		111
6.1	Conclusões	111
6.2	Desenvolvimentos Futuros	112
Referências Bibliográficas		115
Anexo 1 – Posições da Carga Móvel no Modelo Numérico		119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ponte de <i>Coalbrookdale</i> (pedonal) [7]	7
Figura 2.2 – Evolução dos processos siderúrgicos [8]	8
Figura 2.3 – Evolução das ligações nas estruturas metálicas [8].....	8
Figura 2.4 – Tipos de vigas em treliça [4]	11
Figura 2.5 – Ponte D. Maria Pia (ferroviária).....	12
Figura 2.6 – Ponte <i>Harburger Elbbrücke</i> (pedonal)	12
Figura 2.7 – Ponte <i>Akashi-Kaikyo</i> (rodoviária e ferroviária)	13
Figura 2.8 – Ponte de Murça (ferroviária) [13].....	14
Figura 2.9 – Ponte <i>Eiffel</i> sobre o rio Lima (rodoviária e ferroviária)	14
Figura 2.10 – Ponte 25 de Abril (rodoviária e ferroviária)	15
Figura 2.11 – Bolsas de ferrugem [16]	17
Figura 2.12 – Abertura devido à corrosão numa chapa metálica [16].....	18
Figura 2.13 – Apoio fixo.....	20
Figura 2.14 – Apoio móvel.....	20
Figura 3.1 – Fases de um sistema de monitorização [21]	23
Figura 3.2 – Sensores (precisão e repetibilidade) [21].....	24
Figura 3.3 – LVDT de mola.....	25
Figura 3.4 – LVDT a) constituição b) funcionamento [24].....	26
Figura 3.5 – Mesa de calibração.....	26
Figura 3.6 – Inclínometro	27
Figura 3.7 – Extensómetros (Ponte de <i>Wheatstone</i>)	28
Figura 3.8 – Extensómetro de resistência elétrica protegido com <i>Araldite</i> ®	29

Figura 3.9 – Sensor de temperatura RTD	30
Figura 3.10 – Sensor de temperatura de embeber no betão	30
Figura 3.11 – Armário com o sistema de aquisição de dados	31
Figura 3.12 – <i>c-Daq</i> 9189 com os respetivos módulos.....	32
Figura 3.13 – Painel frontal (<i>LabView</i>)	33
Figura 3.14 – Código <i>LabView</i>	34
Figura 3.15 – Comparação entre o sinal filtrado e não filtrado (filtro mediana)	36
Figura 3.16 – Comparação entre o sinal filtrado e não filtrado (filtro <i>Savitsky-Golay</i>).....	36
Figura 3.17 – Comparação entre o sinal filtrado e não filtrado (transformadas <i>Wavelet</i>)	37
Figura 3.18 – Código <i>MatLab</i> utilizado para as técnicas de filtragem.....	38
Figura 4.1 – Vista geral do modelo laboratorial à escala reduzida.....	43
Figura 4.2 – Chapas de ligação	43
Figura 4.3 – Chapas de aço com furos para a instalação de novas barras	44
Figura 4.4 – Furos normais e ovalizados.....	45
Figura 4.5 – Condições de apoio na extremidade direita.....	45
Figura 4.6 – <i>Render</i> do modelo laboratorial.....	46
Figura 4.7 – Modelo numérico	47
Figura 4.8 – “ <i>Releases</i> ” aplicados no modelo numérico	48
Figura 4.9 – Vista em planta das barras de aço correspondentes às restantes cargas permanentes	49
Figura 4.10 – Aplicação das restantes cargas permanentes no modelo numérico.....	49
Figura 4.11 – Barras de aço e tanques de água aplicados ao nível da corda inferior	50
Figura 4.12 – Aplicação das cargas de peso próprio distribuídas no modelo numérico	51
Figura 4.13 – Aplicação das cargas de peso próprio concentradas no modelo numérico	51
Figura 4.14 – Deformada da estrutura devido ao peso próprio (a) e às restantes cargas permanentes (b)	52
Figura 4.15 – Aplicação dos reservatórios de água no modelo numérico	53
Figura 4.16 – Veículo sobre o tabuleiro da ponte	53

Figura 4.17 – Aplicação da carga móvel (veículo robotizado) no modelo numérico	54
Figura 4.18 – Deformada da estrutura devida às cargas variáveis: tanques de água cheios (a) e carga variável móvel a meio vão (b)	55
Figura 4.19 – Deformada da estrutura devido à variação térmica +10 °C (a) e -10 °C (b)	56
Figura 4.20 – “Releases” aplicados nos perfis verticais e diagonais	57
Figura 4.21 – Sistema de travamento do apoio na extremidade esquerda	59
Figura 4.22 – Cota do apoio na extremidade esquerda (ponto de contacto entre o varão e a roldana) ..	60
Figura 4.23 – Cota do apoio na extremidade direita (eixo da roldana)	60
Figura 4.24 – Legenda dos nós e das barras.....	61
Figura 4.25 – Aplicação das cargas: extremidade esquerda (a) e extremidade direita (b)	61
Figura 4.26 – Condições de apoio na extremidade esquerda	62
Figura 4.27 – Condições de apoio na extremidade direita.....	62
Figura 4.28 – Deformada da estrutura com restrição dos deslocamentos horizontais na extremidade esquerda devida à variação térmica +10 °C: 20×30×3 (a) e 50×30×3 (b)	64
Figura 4.29 – Deformada da estrutura com restrição dos deslocamentos horizontais na extremidade esquerda devido ao efeito dos reservatórios de água cheios: 20×30×3 (a) e 50×30×3 (b).....	64
Figura 4.30 – Deformada da estrutura com restrição dos deslocamentos horizontais na extremidade esquerda devido ao efeito do veículo terrestre a meio vão: 20×30×3 (a) e 50×30×3 (b)	65
Figura 4.31 – Carga aplicadas na condição mais desfavorável.....	66
Figura 4.32 – Esforço máximo atuante na barra	66
Figura 4.33 – Pormenor da ligação considerada	67
Figura 5.1 – Planta do veículo sobre o tabuleiro.....	73
Figura 5.2 – Numeração dos módulos e montantes da estrutura	74
Figura 5.3 – Instrumentação no modelo laboratorial do lado de montante	77
Figura 5.4 – Instrumentação no modelo laboratorial do lado de jusante	77
Figura 5.5 – Deslocamentos verticais (sem paragens)	78
Figura 5.6 – Rotações (sem paragens)	79
Figura 5.7 – Extensões (sem paragens)	79

Figura 5.8 – Deslocamentos verticais com paragens do veículo sobre o tabuleiro	81
Figura 5.9 – Linha de influência dos deslocamentos	82
Figura 5.10 – Rotações com paragens do veículo sobre o tabuleiro	83
Figura 5.11 – Linha de influência das rotações	84
Figura 5.12 – Extensões com paragens do veículo sobre o tabuleiro	85
Figura 5.13 – Linha de influência das extensões	86
Figura 5.14 – Ensaio longa duração	88
Figura 5.15 – Esquema do ensaio da barra emendada simplesmente apoiada	91
Figura 5.16 – Imagens do dispositivo de ensaio da barra simplesmente apoiada	91
Figura 5.17 – Resultados do ensaio pré-decapagem	93
Figura 5.18 – Resultados do ensaio pós-decapagem	93
Figura 5.19 – Cargas aplicadas na estrutura	95
Figura 5.20 – Deslocamentos verticais para a sequência de etapas considerada	97
Figura 5.21 – Deslocamentos verticais obtidos numericamente para a sequência de etapas considerada	97
Figura 5.22 – Rotações para a sequência de etapas considerada	99
Figura 5.23 – Rotações obtidas numericamente para a sequência de etapas considerada	100
Figura 5.24 – Extensões para a sequência de etapas considerada	101
Figura 5.25 – Extensões obtidas numericamente para a sequência de etapas considerada	102
Figura 5.26 – Casos de carga coincidentes com a posição das rodas do veículo no tabuleiro	105
Figura 5.27 – Eixos de inércia do banzo superior	106
Figura 5.28 – Componente do esforço axial	108
Figura 5.29 – Componente do momento fletor na direção y	108
Figura 5.30 – Componente do momento fletor na direção z	109

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Casos de acidentes em pontes.....	4
Tabela 3.1 – Comparação entre o sistema nervoso e sistemas SHM [3]	40
Tabela 4.1 – Resultados para as ações permanentes (1/2).....	52
Tabela 4.2 – Resultados para as ações permanentes (2/2).....	52
Tabela 4.3 – Resultados para as ações variáveis (1/2)	54
Tabela 4.4 – Resultados para as ações variáveis (2/2)	54
Tabela 4.5 – Resultados para a ação da temperatura (1/2).....	56
Tabela 4.6 – Resultados para a ação da temperatura (2/2).....	56
Tabela 4.7 – Resultados devidos à perda da ligação rígida (1/2)	57
Tabela 4.8 – Resultados devido à perda da ligação rígida (2/2).....	58
Tabela 4.9 – Resultados devidos à restrição nos apoios na extremidade esquerda (1/2).....	63
Tabela 4.10 – Resultados devidos à restrição nos apoios na extremidade esquerda (2/2).....	64
Tabela 5.1 – Instrumentação no modelo laboratorial.....	75
Tabela 5.2 – Situações de carregamento em observação.....	80
Tabela 5.3 – Deslocamentos verticais: experimental <i>versus</i> numérico	82
Tabela 5.4 – Rotações: experimental <i>versus</i> numérico.....	84
Tabela 5.5 – Extensões: experimental <i>versus</i> numérico (1/2)	86
Tabela 5.6 – Extensões: experimental <i>versus</i> numérico (2/2)	87
Tabela 5.7 – Hipóteses para o deslizamento da estrutura.....	89
Tabela 5.8 – Sequência do ensaio de carga-descarga da barra	92
Tabela 5.9 – LVDTs no ensaio de decapagem	92
Tabela 5.10 – Sequência do ensaio de carga-descarga.....	96

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5.11 – Deslocamentos verticais: experimental <i>versus</i> numérico	98
Tabela 5.12 – Rotações: experimental <i>versus</i> numérico.....	100
Tabela 5.13 – Extensões: experimental <i>versus</i> numérico (1/2)	102
Tabela 5.14 – Extensões: experimental <i>versus</i> numérico (2/2)	103
Tabela 5.15 – Extensões no ponto TC-3-4-D* para cada situação de carga para o caso de carga “Roda 1”	106
Tabela 5.16 – Extensões no ponto TC-3-4-D*	107

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A importância da adoção de sistemas de monitorização inteligentes é o resultado natural da evolução do conhecimento da otimização dos recursos, sendo que o conceito de monitorização está presente, virtualmente, em todas as áreas de atividade do mundo contemporâneo. A engenharia civil não é exceção e as técnicas de observação do comportamento de estruturas correspondem a uma ferramenta frequentemente utilizada em obras de arte de grandes dimensões e que representam avultados investimentos, como é o caso das pontes e viadutos em vias de comunicação.

Structural Health Monitoring (SHM) consiste numa análise detalhada de uma estrutura ao longo de um determinado período durante o qual esta é monitorizada, permitindo ao utilizador recolher dados em tempo real e determinar, a partir desses dados, o estado atual do sistema [1]. A observação de estruturas, a que se associa a interpretação dos resultados experimentais, traduz-se na possibilidade de se obterem informações fidedignas e representativas da obra em análise sempre que necessário, facilitando assim a criação de um sistema de manutenção eficaz e, em casos mais extremos, uma janela de oportunidade para evitar potenciais acidentes. Ainda que o conceito de SHM tenha as suas origens na engenharia aeronáutica e mecânica, a sua adoção na engenharia civil foi rápida e de crescente utilização, uma vez que auxilia a tomada de decisão relativamente à manutenção e preservação da estrutura, em condições de segurança e de economia. Isto permite garantir o bom comportamento da mesma e aumentar, em simultâneo, o seu tempo de serviço, resultando em vantagens económicas a longo prazo e, acima de tudo, na proteção da vida humana [2].

Os sistemas de monitorização devem ser preferencialmente complementados com modelos numéricos devidamente calibrados. Estes modelos, que deverão estar disponíveis desde a fase inicial de arranque do sistema, podem ser progressivamente ajustados e melhorados de modo a representar, de uma forma mais rigorosa, a estrutura real. A capacidade computacional e os diversos *software* ao dispor dos engenheiros hoje em dia revelam-se meios indispensáveis e que devem ser adotados em qualquer tipo de projeto de monitorização possibilitando, entre outros, a recolha de inúmeros parâmetros, a construção de uma base de dados que reúna toda a informação relativa ao comportamento experimental e a

subsequente análise detalhada da estrutura. Potencia-se, deste modo, o despiste de erros, aumentando consideravelmente o grau de confiança e facilitando o processo da tomada de decisão sobre o momento mais apropriado para se proceder a eventuais intervenções na estrutura [3].

Apesar de as campanhas de inspeção periódicas de obras de arte serem importantes, uma gestão eficaz das pontes e viadutos, pelos menos as de maior dimensão ou de maior importância, deve assentar em sistemas SHM. A comparação entre os resultados de modelos numéricos complexos e os resultados obtidos através de um sistema SHM apresenta benefícios inegáveis e salienta a necessidade de se realizar a transição para metodologias que viabilizem a observação em tempo real de diversas grandezas, garantindo a segurança e o bom estado geral da estrutura. Isto é conseguido via análise dos dados e o respetivo processamento, algoritmos de *machine learning* e a posterior construção de redes neuronais artificiais.

A importância do tema é acentuado tendo em conta o parque construído manifestamente envelhecido na Europa e no mundo, sobretudo no que diz respeito a pontes metálicas, muitas delas construídas ou reabilitadas no período subsequente à Segunda Guerra Mundial [4]. Não obstante o dimensionamento original destas obras ter padronizado o período de vida útil de 100 anos, o aumento das cargas e das velocidades de circulação, uma manutenção menos cuidada e condições ambientes desfavoráveis, são alguns dos fatores que contribuíram para a degradação e mesmo o abandono de muitas delas. Os sistemas SHM permitem prolongar o período de vida útil das obras, através de uma gestão eficiente dos recursos, apoiando as intervenções de conservação e de reabilitação, contribuindo para a sustentabilidade do parque edificado.

A necessidade de desenvolvimento de modelos reduzidos à escala resulta, por um lado, da necessidade da validação dos sistemas de monitorização e, por outro, da importância de aumentar o conhecimento no que se refere à resposta estrutural. O conhecimento passível de ser alcançado a partir de análises em ambiente laboratorial controlado não deve, de todo, ser menosprezado, com a oportunidade de se conduzirem ensaios que, de outro modo, seriam impossíveis numa estrutura real, nomeadamente na concretização de cenários de dano. A informação recolhida em laboratório é da maior importância para a conceção dos modelos de deteção de dano e representa uma mais-valia tanto na área de projeto de estruturas novas, como na área da conservação de estruturas existentes.

1.2 MOTIVAÇÃO

As pontes e viadutos são obras essenciais numa sociedade desenvolvida e contribuem para o bem-estar da população ainda que representem avultados investimentos, quer na construção, quer na manutenção da exploração em condições de segurança. De facto, a correlação entre o investimento em infraestruturas civis e o desenvolvimento dos países é evidente, sendo como tal exigível às entidades responsáveis por estas um aumento da sua longevidade por comparação com outros tipos de construções, sem nunca comprometer uma utilização intensiva.

O recurso a sistemas SHM, dotados de mecanismos de vigilância, aliado a um eficiente plano de manutenção, permite a deteção precoce de danos e uma gestão adequada das intervenções em obra. Tais sistemas traduzem-se, a longo prazo, em vantagens económicas, sem que seja colocada em causa a segurança, protegendo-se os investimentos iniciais, sendo que estes aspetos são do maior interesse da sociedade.

Além do mais, o território de qualquer país é marcado pelas áreas da arquitetura e da engenharia civil. O valor patrimonial conferido pela construção de obras de arte deve ser protegido uma vez que os vários estilos arquitetónicos difusos através de diversas edificações na história do mundo são o espelho das manifestações culturais, da arte, dos desenvolvimentos tecnológicos e do que era aceite pelas sociedades de outrora, variando de país para país. A construção civil, aliada à arquitetura, reflete deste modo o quadro geral da época em que determinada obra se insere, permitindo uma fácil compreensão e diferenciação entre os diversos movimentos arquitetónicos. A título de exemplo, a torre *Eiffel* (Paris, França) foi construída na época da revolução industrial, refletindo o progresso da humanidade e a utilização de materiais exclusivamente metálicos.

Mais concretamente, obras como pontes e viadutos, cuja evolução ao longo do tempo está patente no parque edificado, caracterizam de forma clara o progresso e desenvolvimento da sociedade por meio das técnicas e materiais construtivos, das dimensões das edificações, e de avanços tecnológicos (proteção contra a corrosão, ligações entre os componentes, etc.).

Tendo em conta a natureza de infraestruturas de vias de comunicação como pontes ou viadutos, os acidentes associados a estes têm sempre consequências devastadoras. Episódios relacionados com o colapso deste género de estruturas chocam sempre as populações e o mundo da engenharia civil. Casos como a ponte de Génova (agosto de 2018) levantam questões pertinentes face aos esforços que são feitos para evitar desastres semelhantes.

Um controlo assente em sistemas SHM é crítico na prevenção de acidentes, uma vez que a razão principal pela qual algumas pontes cedem, ruindo e causando danos humanitários quase sempre catastróficos, é a

de falhas estruturais sem qualquer ação externa [5]. De referir que estes factos recaem sobre pontes na sua generalidade, não sendo exclusivo a pontes de construção metálica.

Os principais motivos que levam ao colapso de uma ponte podem ser resumidos em nove categorias principais, como se pode verificar na Tabela 1.1, publicada em 2010 [5].

Tabela 1.1 – Casos de acidentes em pontes

Categoria	Número de casos (com informação detalhada)
Falhas na construção	105
Falhas em serviço sem fatores externos	107
Falhas devido ao impacto da colisão de embarcações	59
Falhas devido ao impacto de trânsito debaixo da ponte	19
Falhas devido ao impacto de trânsito na ponte	21
Falhas devido a inundações, icebergs, detritos de madeira e furacões	41
Falhas devido a incêndios e explosões	22
Falhas devido a atividade sísmica	6
Falhas devido a erros do projeto	60
Total	440

Recorrendo-se aos conhecimentos e experiência obtidos através de acidentes passados, e à aplicação de medidas preventivas em projetos atuais, de modo a precaver a ocorrência de eventos deste género no futuro, zela-se pela proteção da vida humana, que tem de ser a prioridade número um em qualquer projeto de engenharia civil.

Em Portugal, o caso mais dramático ocorreu no ano de 2001 na ponte *Hintze Ribeiro* que fazia a ligação entre Castelo de Paiva e Entre-os-Rios. O desastre vitimou 59 pessoas.

Infelizmente, e devido aos custos associados à implementação de sistemas SHM em estruturas, os elevados encargos financeiros que esta técnica acarreta ainda representa um obstáculo e justifica o facto pelo qual a maioria das obras de engenharia civil ainda não estarem munidas deste tipo de instrumentação [6].

Considerando os fatores supracitados, a inclusão dos sistemas de monitorização inteligentes insere-se, de forma natural, no desenvolvimento tecnológico das sociedades. As valências destes podem ser alargadas desde a segurança, através do controlo em tempo real do estado de saúde de uma determinada estrutura,

a uma melhor gestão financeira, até à preservação de autênticas obras de arte, tanto de construção antiga como de construção contemporânea.

1.3 OBJETIVOS

Esta dissertação de mestrado tem como objetivos principais a conceção, o estudo e a exploração de um modelo laboratorial à escala reduzida. Este modelo encontra-se submetido ao efeito de cargas estáticas e cargas móveis, representativas de condições operativas de curta-duração, assim como ao efeito de cargas térmicas, estas últimas com relevo no resultado de solicitações a médio e longo prazo.

Neste contexto, são pontos chaves do presente documento o desenvolvimento do modelo laboratorial, a elaboração do respetivo sistema de monitorização, o processamento dos dados brutos obtidos em laboratório, a utilização de técnicas que permitam a deteção de dano da estrutura, a validação de um modelo numérico complementar e a construção de uma base de dados.

Não obstante as dificuldades inerentes a este género de trabalhos, nomeadamente contratempos laboratoriais (ruídos elétricos, defeitos nos equipamentos de medição, erros de medição, falhas de energia, etc.), pretende-se também melhorar a fiabilidade deste tipo de sistemas com recursos a algoritmos de tanto pré como de pós processamento de dados.

Inserido no projeto *S4 Bridges*, o trabalho desenvolvido corresponde a uma das tarefas definidas, sendo que o objetivo final passa pela aplicação das técnicas estudadas e validadas em laboratório a uma obra de arte na cidade do Porto, mais precisamente, à ponte Luiz I. Com início em 2018, o projeto mencionado é liderado pelo Instituto Superior de Engenharia do Porto e conta com a colaboração da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e da *Construct* – Instituto de I&D em Estruturas e Construções.

1.4 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente documento está subdividido em seis capítulos. O capítulo atual corresponde a uma introdução sucinta e à apresentação do tema desenvolvido ao longo deste documento.

O capítulo 2 corresponde a uma exposição referente às pontes metálicas, iniciando-se com uma nota histórica, uma apresentação das soluções estruturais mais frequentes e das obras mais emblemáticas de Portugal, terminando com as anomalias mais comuns neste tipo de estruturas.

O capítulo 3 é dedicado aos sistemas de monitorização de estruturas, apresentando-se os diversos elementos que os constituem, onde se estabelece uma analogia com o sistema nervoso do corpo humano, e sumarizam-se as técnicas utilizadas no tratamento de dados.

CAPÍTULO 1

O capítulo 4 incide sobre o modelo laboratorial à escala reduzida desenvolvido. Este é apresentado em detalhe, justificando-se todas as escolhas de projeto, incluindo os sistemas de carregamento concebidos e os cenários de dano previstos. O modelo tridimensional e numérico são de igual modo apresentados, salientando-se a sua importância para o avanço do projeto.

O desenvolvimento e exploração de ensaios laboratoriais e a posterior comparação entre os resultados obtidos em laboratório e os resultados obtidos através do modelo numérico são tópicos em evidência no capítulo 5.

Por fim, o capítulo 6 é dedicado às considerações finais e à discussão dos resultados obtidos face aos objetivos previamente definidos. Inclui também os desenvolvimentos futuros e as potencialidades do modelo laboratorial construído, nomeadamente no que toca à sua contribuição para o desenvolvimento dos sistemas SHM.

CAPÍTULO 2

PONTES METÁLICAS

2.1 NOTA HISTÓRICA

As pontes metálicas surgiram entre o final do século XVIII e o início do século XIX como resposta à revolução industrial. Esta revolução foi marcante na história da humanidade e veio acompanhada de um aumento significativo quer de vias rodoviárias, quer de vias ferroviárias, resultado direto da necessidade de construir infraestruturas que satisfizessem as novas exigências da população, assim como as da indústria. De facto, as pontes representam uma peça fundamental no sistema de transportes de qualquer país motivo pelo qual, em cenários de guerra, são alvos principais [4].

Com epicentro em Inglaterra, país onde se iniciou a revolução industrial e pioneiro na produção de ferro fundido, a adoção deste material na construção de estruturas surgiu naturalmente, sendo que a primeira ponte metálica construída foi a ponte de *Coalbrookdale* sobre o rio *Severn*, localizada em *Shropshire*, Inglaterra (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Ponte de *Coalbrookdale* (pedonal) [7]

Projetada pelo arquiteto *Thomas Farnolls Pritchard*, a ponte de *Coalbrookdale* foi inaugurada em 1778 e é hoje considerada um monumento histórico, encontrando-se ainda em serviço, ainda que limitada à utilização exclusiva de peões. Não obstante ter sido construída com recurso a ligas metálicas, o que

representou um grande avanço tecnológico para o período em questão, o *design* é bastante semelhante ao das pontes anteriormente construídas em pedra e alvenaria. De salientar que, apesar de várias pontes deste género terem sido construídas, muitas foram entretanto desativadas por questões de segurança face ao tráfego crescente e ao aumento das cargas.

Com efeito, o potencial dos novos materiais de construção, resultantes da revolução industrial, apenas foi explorado na segunda metade do século XIX, com desenvolvimentos na área da metalurgia e de aços com boa resistência à tração e elevada ductilidade (Figura 2.2). Este progresso permitiu o projeto de vários tipos de pontes com recurso a diversas soluções estruturais tais como as vigas de alma rota, vigas tubulares, sistemas reticulados com recurso a ligações soldadas, rebitadas ou aparafusadas (Figura 2.3) e arcos de grandes dimensões.

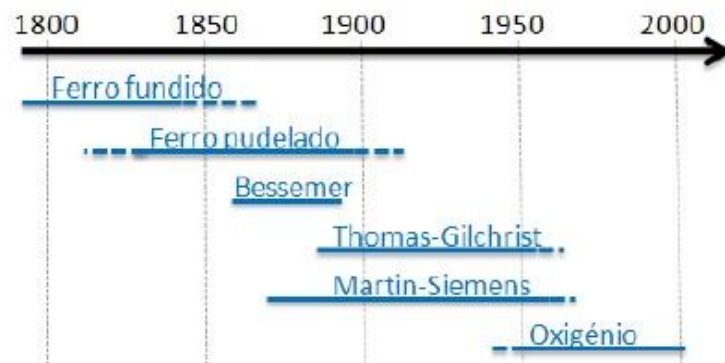


Figura 2.2 – Evolução dos processos siderúrgicos [8]

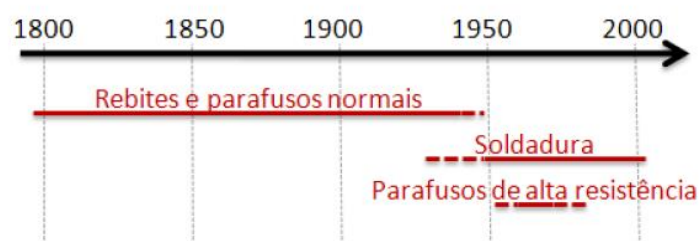


Figura 2.3 – Evolução das ligações nas estruturas metálicas [8]

De facto, grande parte da construção metálica é executada em aço. Atualmente, este é uma liga ferrocarbónica formada a partir de minérios de ferro cujos componentes principais são o ferro e o carbono. Existem, no entanto, outros constituintes, uns considerados como impurezas resultantes do processo de produção (tais como o manganês, o silício, o fósforo, o enxofre, etc.), e outros adicionados em percentagens bem definidas para melhorar algumas propriedades, como por exemplo, a resistência à corrosão [9].

Isto traduz-se num material muito resistente, homogéneo e leve, o que permite diminuir drasticamente o peso próprio deste tipo de estruturas, quando comparadas a obras em betão, reduzindo-se custos associados com as fundações, e aumentando-se simultaneamente a segurança geral, sendo que a sua durabilidade está essencialmente condicionada pela sua resistência à corrosão (assunto detalhado no capítulo 2.4.1), exposição ambiental e pelas medidas preventivas adotadas.

A utilização do aço como material de construção apresenta assim inúmeras vantagens face a materiais construtivos mais tradicionais. A resistência, durabilidade, uniformidade e facilidade na construção são algumas das razões que levam os projetistas a optarem, com alguma frequência, por construções metálicas.

Além do mais, considerando que a solução de pontes metálicas permite que grande parte dos seus elementos seja produzido fora do estaleiro de obra, i.e., em fábricas cujo ambiente de produção é mais controlado, assegura-se, do melhor modo, a qualidade dos mesmos, seja por via da certificação dos materiais (classe e qualidade do material), seja através da realização de ensaios (testes laboratoriais, ensaios não destrutivos, etc.). O processo de pré-fabricação passível de ser adotado na construção deste tipo de estruturas é de igual modo vantajoso, na medida em que existe uma consequente diminuição dos resíduos resultantes da produção.

A velocidade superior na execução de obras com recurso a materiais de construção metálicos surge de forma natural como resultado dos princípios supramencionados, resultando em vantagens económicas que frequentemente compensam o custo relativamente elevado do aço [10].

Como referido anteriormente, a durabilidade do aço depende, entre outros fatores, da sua resistência à corrosão. Assim, o aço, se corretamente protegido através de pinturas orgânicas, revestimentos ou mesmo recorrendo-se à utilização de aços auto protegidos (como é o caso do aço inoxidável), poderá aumentar significativamente a sua resistência à corrosão, resultando numa estrutura com uma durabilidade devidamente ajustada aos requisitos do projeto [9].

O aço é igualmente um material construtivo ecológico. Este pode ser, com alguma facilidade, reutilizado sem perder as suas características originais. Ademais, a natureza das estruturas metálicas acarreta igualmente benefícios relativamente a intervenções de reparação, ou seja, no caso de deteção de anomalias em determinados elementos da obra, é possível proceder-se à substituição direta do componente em questão. Naturalmente, estas possibilidades são vantajosas tanto de um ponto de vista económico, como de um ponto de vista prático e logístico.

A facilidade de adaptação de estruturas metálicas às crescentes necessidades das sociedades atuais zela, de igual modo, pela proteção do meio ambiente e pela sustentabilidade, devendo-se priorizar a

reutilização de uma ponte metálica antiga, caso o projeto seja viável, à construção de uma estrutura de raiz.

De referir que em intervenções de reabilitação deverá ter-se presente a diferença entre os novos materiais disponíveis e os materiais de construção originais. Na substituição de elementos existentes ou na adição de novos elementos estruturais, deverá ser dada preferência à utilização de aços modernos, uma vez que estes são o resultado da evolução da indústria metalúrgica e garantem um melhor comportamento estrutural face a materiais idênticos aos originais, aumentando assim a longevidade da ponte em questão e evitando intervenções de reparação mais frequentes.

É igualmente importante salientar que a qualidade de construção destas estruturas, aliada a um plano de monitorização e manutenção eficazes (inspeções, pinturas, reparações, etc.), resulta numa elevada durabilidade demonstrada em inúmeros exemplos, cuja duração em serviço já ultrapassa, em alguns casos, os 100 anos.

2.2 SOLUÇÕES ESTRUTURAIS DE PONTES METÁLICAS

O projeto de uma ponte para um determinado local é o resultado de um estudo detalhado no qual se pondera, entre outros fatores: (i) as exigências do tráfego e eventuais condicionantes do traçado da via; (ii) as condições do local de implementação (podendo estas ser geotécnicas, topográficas, climatéricas, etc.); (iii) o orçamento disponível. A arte do projeto passa, portanto, por encontrar a melhor alternativa, considerando todos os fatores relevantes. Isto resulta numa grande variedade de pontes espalhadas pelo mundo, não existindo, virtualmente, duas pontes iguais [11].

Ainda assim, é possível classificar todo o conjunto de pontes metálicas em três categorias estruturais principais, nomeadamente: pontes em vigas treliçadas, pontes em arco e pontes suspensas.

2.2.1 Pontes em vigas treliçadas

Pontes em vigas treliçadas correspondem ao tipo de pontes mais recorrentemente utilizado, estando diretamente relacionadas com o crescimento das linhas férreas em países como Portugal, entre a segunda metade do século XIX e o início do século XX. De referir que durante este período surgiram, de igual modo, as primeiras pontes com vigas de alma cheia que posteriormente evoluíram para pontes em viga caixão [8].

As vigas treliçadas têm sido usadas isoladas, em pontes de um só vão, ou numa sucessão de vigas idênticas, formando pontes de diversos vãos. Não obstante esta solução estrutural ter sido muito usada, ela apresenta limitações relativas ao comprimento do vão.

Podem inclusive ser subdividas em três grupos principais com ligeiras diferenças entre elas: (i) *Howe*; (ii) *Pratt*; e (iii) *Warren* (Figura 2.4). As treliças tipo *Howe* podem ser identificadas através das diagonais, que convergem com inclinação positiva para o ponto de meio vão, o que difere das tipo *Pratt*, onde estas diagonais convergem igualmente para o ponto meio vão, mas com uma inclinação negativa. Por outro lado, as treliças tipo *Warren* poderão incluir, ou não, perfis verticais.

O modelo laboratorial desenvolvido nesta dissertação corresponde a uma ponte treliçada, mais precisamente do tipo *Pratt* com uma inclinação alternada das diagonais.

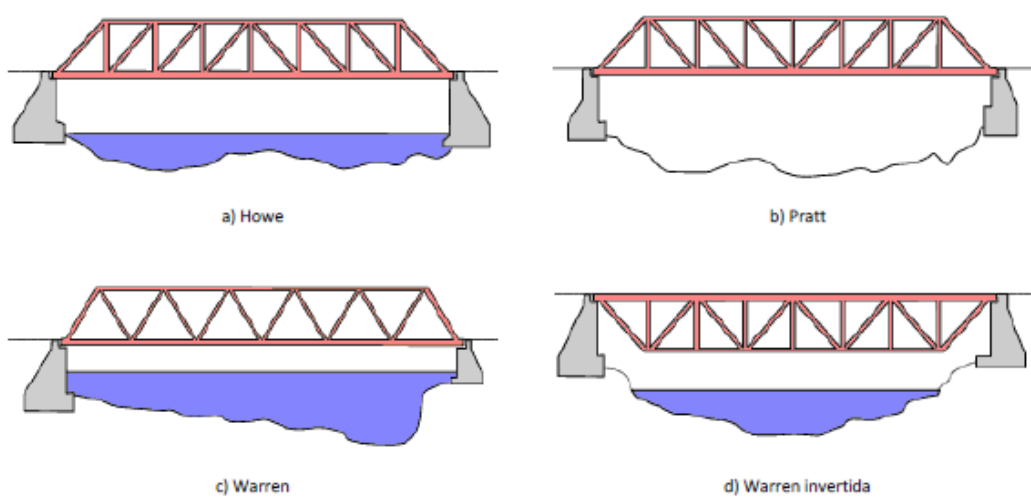


Figura 2.4 – Tipos de vigas em treliça [4]

2.2.2 Pontes em arco

Como referido anteriormente, a primeira ponte metálica construída foi uma ponte em arco (Figura 2.1). Estruturalmente, o arco neste tipo de pontes é executado frequentemente com recurso a uma treliça cuja dimensão poderá variar ao longo do seu comprimento [12]. Apesar de em Portugal estas não serem tão comuns como as anteriormente apresentadas pontes em vigas treliçadas, a ponte D. Maria Pia (Figura 2.5) constitui um dos mais emblemáticos exemplos deste tipo de solução estrutural, e ilustra o trabalho de um dos maiores impulsionadores das pontes metálicas, o célebre engenheiro francês *Gustave Eiffel*.

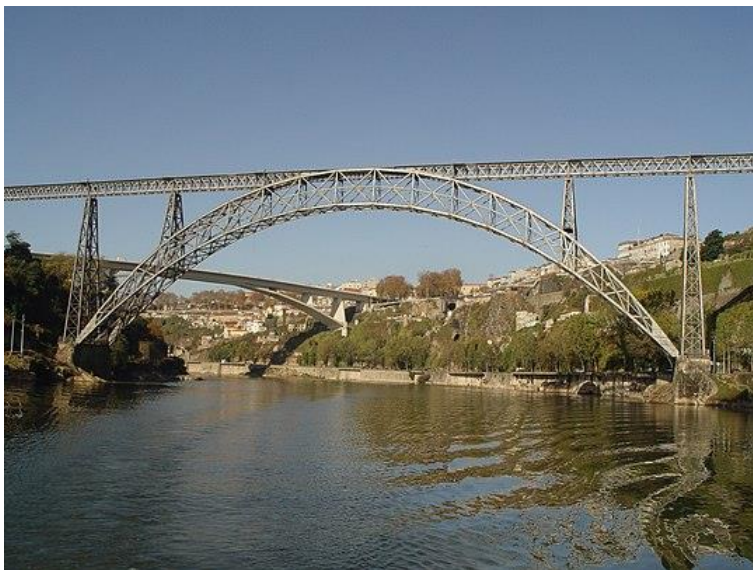


Figura 2.5 – Ponte D. Maria Pia (ferroviária)

Uma variante das pontes em arco corresponde às pontes atirantadas com tabuleiro inferior. Esta solução permite o dimensionamento de pontes capazes de suportar cargas mais exigentes e de vencer, em simultâneo, vãos de maior comprimento em situações em que, pelo relevo do local, não é possível a implementação da solução tradicional de arco inferior. A título de exemplo, apresenta-se na Figura 2.6 a ponte *Harburger Elbbrücke* (Hamburgo, Alemanha).



Figura 2.6 – Ponte *Harburger Elbbrücke* (pedonal)

Estes avanços tecnológicos tornaram possível oferecer soluções relativamente económicas e com um elevado grau de espetacularidade para efetuar travessias de vales muito profundos ou de rios relativamente largos.

2.2.3 Pontes suspensas

Pontes suspensas, ou pontes pênsil, são estruturas caracterizadas pela suspensão do tabuleiro. Inicialmente, esta suspensão era conseguida através de correntes de ferro pudelado (solução mais tradicional na Europa) ou por cabos metálicos (solução mais tradicional na América do Norte) [8]. De salientar que as pontes suspensas são, de todos os tipos de pontes metálicas apresentadas, as que permitem vencer vãos de maior comprimento, sendo que, atualmente, a ponte suspensa de maior vão é a ponte *Akashi-Kaikyo* (*Akashi*, Japão) (Figura 2.7) com um comprimento total de 1991 m.

Ainda que uma das primeiras pontes suspensas tenha sofrido um dramático acidente devido à ação do vento e da consequente ressonância mecânica (ponte de *Tacoma Narrows*, *Tacoma*, Estados Unidos da América), um dos problemas mais significativos relacionados com estas estruturas encontrava-se em garantir uma força de tração uniforme em todos os fios dos cabos metálicos. Tal adversidade foi solucionada por *John Augustus Roebling*, engenheiro alemão mas com grande influência nos Estados Unidos da América, nomeadamente devido ao projeto da famosa *Brooklyn Bridge* (Nova Iorque, Estados Unidos da América). *Roebling* desenvolveu técnicas que permitiram enrolar os cabos *in situ*, garantindo assim iguais forças de tração nos fios do cabo metálico [7].



Figura 2.7 – Ponte *Akashi-Kaikyo* (rodoviária e ferroviária)

2.3 PONTES METÁLICAS EM PORTUGAL

Como referido anteriormente, o parque de pontes metálicas em Portugal está diretamente relacionado com o aumento das ligações ferroviárias, cujo crescimento se deu maioritariamente na transição entre os séculos XIX e XX. De facto, a primeira grande obra deste cariz corresponde à ponte da Praia do Ribatejo, em 1862. Ainda que tenha sido alvo de uma intervenção recente (entre 2019 e 2021), esta ponte em vigas

treliçadas deu início à construção de várias pontes semelhantes dispersas pelo país, de entre as quais se salientam a ponte do Meirinho e a ponte de Murça (Figura 2.8).

Hoje em dia, das aproximadamente 2500 pontes que asseguram as ligações de caminhos-de-ferro do país, sensivelmente 23% são metálicas e uma grande parte destas tem mais de 100 anos [13].



Figura 2.8 – Ponte de Murça (ferroviária) [13]

O panorama das pontes metálicas portuguesas ficou, de igual modo, marcado pelo trabalho do famoso engenheiro francês *Gustave Eiffel*. Responsável por pontes como a já referida D. Maria Pia, o seu trabalho estende-se por todo o território nacional e, das mais de vinte obras das quais é autor, destaca-se a ponte com o seu nome em Viana do Castelo (Figura 2.9). Alvo de intervenções de reforço recentes, esta ponte consiste em dez tramos contínuos perfazendo um total de 561.76 m, com dois tabuleiros que asseguram trânsito rodoviário (tabuleiro superior) e trânsito ferroviário (tabuleiro inferior).



Figura 2.9 – Ponte *Eiffel* sobre o rio Lima (rodoviária e ferroviária)

Duas das obras mais emblemáticas de Portugal estão localizadas na cidade do Porto: a ponte D. Maria Pia (1878) (Figura 2.5) e a ponte Luiz I (1886). À data da sua construção, a ponte D. Maria Pia era a ponte metálica com o maior arco do mundo e teve um papel fundamental em assegurar a ligação ferroviária entre o norte e o sul do país. Esta foi desativada no ano de 1991, após 113 anos ao serviço, por já não satisfazer as novas condições de segurança impostas pelo tráfego, apesar de ter sido vencedora do título *Civil Engineering Historical Landmark*, tanto pela Ordem dos Engenheiros, como pela *American Society of Civil Engineers* [8]. Por sua vez, a ponte Luiz I não só corresponde a um dos símbolos da cidade e a uma das maiores atrações turísticas, como a sua importância enquanto ligação rodoviária e, mais recentemente, como linha férrea explorada pela Metro do Porto S.A., tornam esta numa obra imprescindível para a cidade.

Com 2277 m de comprimento, a ponte 25 de Abril (Figura 2.10) é das pontes mais famosas de Portugal. Construída na era do Estado Novo (1967) de onde advém o seu nome original ponte Salazar, esta assegura a ligação entre as duas margens do rio Tejo, facultando tanto o tráfego rodoviário como o tráfego ferroviário. Tendo por base a famosa ponte norte-americana *Golden State Bridge*, localizada em São Francisco, Estados Unidos da América, a ponte 25 de Abril enquadra-se nas pontes suspensas e é materializada com recurso a um tabuleiro de treliça contínua e cabos metálicos com um total de 37 cordões de aço [8].



Figura 2.10 – Ponte 25 de Abril (rodoviária e ferroviária)

Naturalmente, estas construções acarretam uma enorme responsabilidade, não só pelo serviço em termos de transporte e de comércio, mas também pelo grande impacto paisagista que impõem no panorama de uma cidade, marcando-o de forma profunda e definitiva.

É neste contexto que surge a necessidade de manutenção e preservação de construções que representam autênticas obras de arte, adaptando-se às novas condições de utilização e aos novos condicionalismos de segurança. De facto, o interesse pela recuperação de pontes metálicas tem vindo a aumentar, sendo novamente a ponte Luiz I um exemplo com a sua adaptação a servir o metro do Porto. Outro caso é o da ponte rodoferroviária de Valença, responsável pela fronteira no rio Minho, entre Portugal e Espanha, que foi alvo de trabalhos de reabilitação no ano de 2012, permitindo assim a adaptação a novas cargas e velocidades de circulação mais exigentes, cumprindo desta forma todos os regulamentos em vigor.

Relativamente à manutenção e trabalhos de conservação ou reforço das pontes metálicas em Portugal, destacam-se duas entidades, a Rede Rodoviária Nacional (RRN) e a Rede Ferroviária Nacional (REFER E.P.E.).

Desta maneira, as pontes podem-se distinguir de todas as restantes obras devido ao seu carácter adaptativo, sendo passíveis de serem adotadas para novos cenários ou necessidades, independentemente da causa de estes ser natural ou humana. São construções de cariz evolutivo que, com a devida manutenção e adaptação, poderão ter o seu tempo de serviço largamente prolongado [14].

2.4 ANOMALIAS FREQUENTES

Ao longo do seu período de vida útil, as pontes metálicas têm de enfrentar várias adversidades, podendo estas ter causas naturais ou humanas. O aumento das solicitações na estrutura, o roubo de elementos, deficiências estruturais (assentamentos de apoio, fenómenos de encurvadura, etc.), acidentes relacionados com o tráfego, incêndios, cheias, carências de obras de manutenção (luminosidade, passeios, guardas, sistemas de drenagem, juntas de dilatação, etc.) englobam alguns dos principais problemas aos quais as pontes metálicas estão sujeitas.

Neste subcapítulo serão brevemente exploradas três das principais anomalias estruturais: (i) corrosão; (ii) fadiga dos materiais; e (iii) anomalias nos aparelhos de apoio, ainda que uma parte significativa destas apenas seja detetada durante trabalhos de manutenção. Efetivamente, algumas das anomalias desenvolvidas posteriormente neste capítulo somente são conhecidas após inspeções nas quais ocorre a remoção de componentes ou da própria pintura, revelando assim situações até então desconhecidas, quer por se encontrarem em condições de acesso restritas, quer por estarem ocultadas por outros elementos, e que poderiam eventualmente comprometer a segurança ou o comportamento estrutural previsto da obra em questão [12].

Acentua-se assim a necessidade de controlo e conservação da qual estas estruturas carecem, cruciais para a sua longevidade que, de outro modo, estaria certamente comprometida. Para tal, os planos de manutenção deverão assentar em inspeções rotineiras com ênfase na deteção de corrosão dos elementos

metálicos e das respetivas ligações, da deterioração da pintura, da espessura e aderência da tinta, e de eventuais extrações de provetes para ensaios de controlo [15].

2.4.1 Corrosão

A corrosão do aço pode ser definida como a oxidação do ferro quando exposto à presença de água. Uma obra que esteja localizada nas proximidades de água salgada, leitos de rios ou outras zonas com elevado teor de humidade, irá estar, naturalmente, mais vulnerável a esta anomalia, sendo esta uma das mais comuns.

O efeito catalisador da localização da construção das pontes metálicas aliada à natureza destas, i.e., elementos sujeitos a esforços axiais, eventuais microfissuras, falhas na pintura ou ovalização dos furos dos rebites e secções angulares, cuja geometria favorece a acumulação de humidade ou de águas pluviais, resulta na corrosão ser a principal anomalia neste género de estruturas.

Outros fatores não tão significativos mas que podem também favorecer a corrosão incluem a poluição industrial potencialmente corrosiva, excrementos ou ninhos de aves, derrame de substâncias por parte de veículos que transportem produtos de composição química potenciadores da corrosão, e até a circulação de correntes elétricas ou correntes vagabundas, que podem dar origem a ações eletrolíticas [12].

Em pontes metálicas, a corrosão surge maioritariamente sob a forma de formação de óxido de ferro (frequentemente conhecido como ferrugem), entre as chapas metálicas e a formação de aberturas nas superfícies das mesmas [14].

As bolsas de ferrugem manifestam-se devido ao espaçamento entre rebites ser superior ao recomendado, admitindo a acumulação de ferrugem no seu interior, como pode ser observado no esquema da Figura 2.11, que por sua vez poderá resultar em fenómenos de encurvadura. Medidas de prevenção englobam a selagem das aberturas com materiais impermeáveis, ainda que esta seja apenas uma medida temporária, sendo necessário uma substituição completa das chapas metálicas em casos mais extremos.

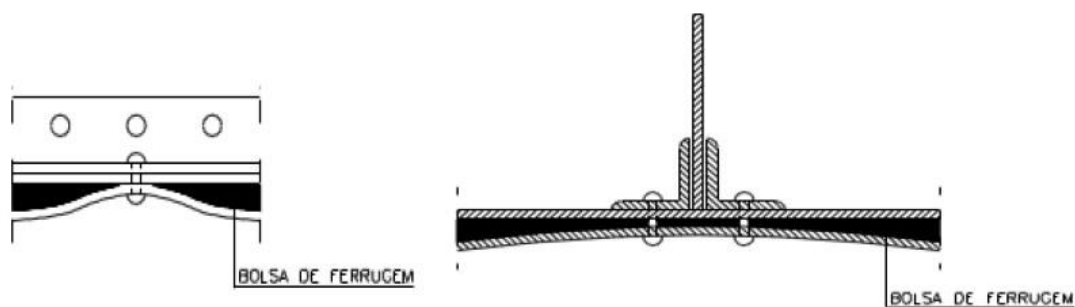


Figura 2.11 – Bolsas de ferrugem [16]

Por sua vez, as aberturas nas próprias chapas (visível na Figura 2.12) correspondem ao resultado de fenômenos de corrosão extremamente avançados, podendo mesmo atingir dimensões bastante consideráveis. Nestes casos, a perda de secção poderá ser demasiado significativa e comprometedora, obrigando à substituição integral do elemento em questão.

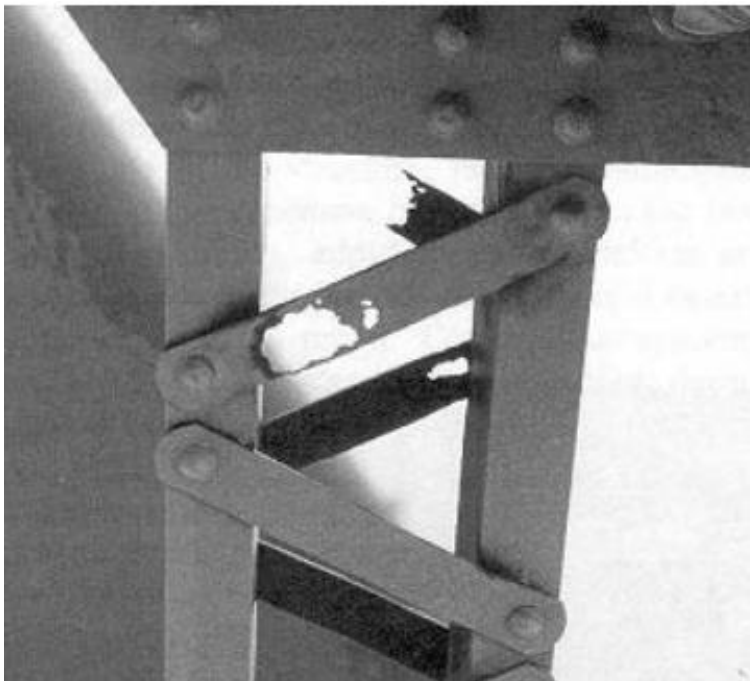


Figura 2.12 – Abertura devido à corrosão numa chapa metálica [16]

Assim, no dimensionamento de estruturas metálicas, a aplicação de medidas preventivas face à corrosão é imperativa, podendo-se recorrer a técnicas como a proteção das superfícies com recurso a pinturas anticorrosivas, a galvanização, um projeto do sistema de drenagem eficaz e pormenores construtivos que evitem zonas que favoreçam a acumulação de águas e detritos [9].

2.4.2 Fadiga

A fadiga resulta da rotura, fissura ou fraturas de um determinado elemento sujeito a progressivos ciclos de carga e descarga que, eventualmente, provam ser demasiado exigentes. Estas falhas na estrutura podem ser de cariz local ou de cariz global, ainda que os problemas relacionados com a fadiga apenas ocorram para tensões acima de um determinado patamar, sendo que abaixo deste o efeito dos ciclos de carga são desprezáveis e teoricamente incapazes de levar à fadiga do material.

O fenómeno da fadiga pode ser resumido em três fases distintas e com a presença ou não de fatores catalisadores, como por exemplo a corrosão, perdas de secção e buracos de rebites ou parafusos. A primeira destas fases ocorre a um nível microscópico com fendas no elemento metálico. Isto sucede-se quando as tensões de um cristal de aço atingem a tensão de cedência, resultando em deformações

plásticas, levando a uma propagação da fendilhação. Os contínuos ciclos de carga e descarga aliados à propagação das fendas resultam numa ou em várias fendas principais. Ocorre assim um rápido crescimento da fendilhação podendo ocorrer a rotura, frágil ou dúctil [12].

Atualmente, e quando inspeções a olho nu são insuficientes, a fadiga poderá ser detetada com recurso a métodos não destrutivos, tais como a penetração da tinta corante, partículas magnéticas, ultra-sons ou raios-X.

O fenómeno da fadiga dos materiais dita assim o futuro de pontes metálicas mais antigas. Pontes que outrora não estariam sujeitas a este problema, devido à sua idade e ao acréscimo no volume de tráfego e da massa que os veículos transportam, poderão estar atualmente em condições de fadiga do material. Deste modo, uma análise estrutural detalhada da obra em questão, a determinação da origem e das causas da fadiga, assim como o mapeamento das zonas afetadas por esta correspondem a um passo crítico no processo de recuperação de uma ponte metálica antiga, sendo que, em alguns casos, a opção mais viável passa por ser a do abandono total ou da adaptação a pontes pedonais, visto que estas acarretam menos exigências de dimensionamento.

2.4.3 Aparelhos de Apoio

Como função estrutural, os aparelhos de apoio são responsáveis pela transmissão de cargas do tabuleiro para os pilares ou para os encontros, sendo assim componentes de extrema importância e cujo mau funcionamento poderá condicionar toda a estrutura.

Na construção de pontes metálicas, um dos fatores mais condicionantes dos aparelhos de apoio refere-se ao efeito que as variações de temperatura provocam na estrutura. Estas geram dilatações lineares dos materiais, movimentos de expansão e contração, que deverão ser devidamente acomodados sob o risco da ocorrência de acidentes, tal como se sucedeu no início do século XIX na ponte *Southwark Bridge* (Londres, Reino Unido), cujo pilar em alvenaria foi destruído precisamente devido ao desprezo por este efeito [17].

Os tipos de aparelhos de apoio mais comuns nas pontes metálicas podem ser subdivididos em duas categorias principais, os fixos (que apenas permitem rotações, impedito os deslocamentos horizontais) e os móveis (que permitem tanto deslocamentos horizontais como rotações), como é possível observar na Figura 2.13 e na Figura 2.14, respetivamente [14].



Figura 2.13 – Apoio fixo



Figura 2.14 – Apoio móvel

Devido à sua natureza, estes são dos elementos mais suscetíveis a anomalias, nomeadamente no que se refere a pontes antigas, uma vez que as técnicas de construção à data da execução exigem uma maior manutenção, sobretudo visto estas não garantirem a durabilidade imposta hoje em dia.

Estes trabalhos passam nomeadamente pela lubrificação e limpeza dos apoios. Ainda que não aparentem ser trabalhos de elevado nível de complexidade, assegurar que ambos são cumpridos com a devida frequência permite atenuar os referidos efeitos das variações de temperatura, assim como a degradação das alvenarias que servem de base aos aparelhos de apoio.

CAPÍTULO 3

SISTEMAS DE MONITORIZAÇÃO SHM

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os sistemas SHM utilizados no mundo contemporâneo permitem o acompanhamento do comportamento estrutural ao longo de todo o ciclo de vida da obra para além de uma avaliação compreensiva do seu estado, possibilitando diagnósticos rigorosos que, conseqüentemente, levam à elaboração de planos de manutenção eficazes, aumentando de forma exponencial o período útil de vida da estrutura, em condições de segurança.

Ainda que frequentemente somente associados à deteção de danos, as técnicas de monitorização englobam igualmente um grande conjunto de funções e possibilidades das quais se destacam a observação das condições reais de carregamento da estrutura, de que resulta uma compreensão profunda do desempenho da estrutura e a verificação dos pressupostos do projeto, favorecendo a sustentabilidade e a preservação do património [18].

O recurso a sistemas de monitorização em obras de maior dimensão ou de grande importância é fundamental, no sentido em que estes poderão ter por base um conjunto variado de causas, i.e., do tipo de exploração a que a estrutura está sujeita, do aumento das cargas e das velocidades de circulação, de meios ambientes agressivos e, acima de tudo, da própria idade da obra em questão.

Apesar da extensa regulamentação de segurança imposta às edificações na fase de projeto, as estruturas estão sempre suscetíveis a anomalias que, sem as devidas intervenções de manutenção, podem vir a apresentar comportamentos indesejados face ao que seria o seu funcionamento normal.

Considerando fatores como a inevitável imperfeição dos materiais de construção, danos ou deterioração devidos a fenómenos como a fadiga dos materiais ou impactos provocados pelo meio ambiente, alterações nas cargas operacionais ou até mesmo erros de projeto, a conjugação de um ou mais destes aspetos pode levar a falhas na estrutura. Para além do mais, o panorama global do século XXI de urbanizações intensas em edificações maioritariamente antigas, alterações climáticas e ocorrências de natureza extrema cada vez mais frequentes (furacões, cheias, atividade sísmológica, etc.), são tudo aspetos a considerar e que salientam a necessidade da utilização de sistemas SHM, permitindo assim um

controlo sobre a degradação natural das estruturas, uma ferramenta no auxílio de tomada de decisão, ou uma resposta mais eficaz face a eventos de natureza imprevisível [19].

Os sistemas de monitorização SHM têm evoluído consideravelmente ao longo dos anos e a sua crescente utilização valida a ideia de que são elementos cada vez mais cruciais e imprescindíveis em obras de engenharia civil, nomeadamente face a infraestruturas de grandes dimensões ou obras de arte, como pontes, túneis ou barragens. Apesar de o interesse na monitorização de estruturas por parte de engenheiros ser desde outrora reconhecido, os avanços tecnológicos permitiram avanços muito significativos nesta área.

De facto, é possível verificar-se a evolução na avaliação estrutural de obras, cujos primórdios passavam por inspeções visuais com recurso a medições localizadas e pontuais, através de aparelhos mecânicos frequentemente pouco viáveis. A iteração seguinte passou pela monitorização contínua de estruturas, auxiliada pela comparação com modelos numéricos, estes últimos resultado direto do crescimento na capacidade computacional disponível. Atualmente, e incluído nos objetivos deste trabalho, os sistemas de monitorização correspondem ao desenvolvimento de algoritmos que permitam estimar o período de vida útil da estrutura assim como detetar danos, evoluindo por conseguinte para sistemas de *machine learning*, nos quais assentam as redes neuronais artificiais, tendo estas por base os princípios de funcionamento do sistema nervoso do ser humano, assunto desenvolvido nas páginas seguintes [3].

Um sistema de monitorização pode ser subdividido em seis componentes principais (Figura 3.1): rede de sensores e a sua localização, sistema de aquisição de dados, sistema de comunicação, controlo de aquisição, armazenamento e tratamento de dados, modelo de avaliação e deteção de dano e o sistema de gestão e de tomada de decisão [12]. Deste modo, o utilizador tem acesso a diversos parâmetros como deslocamentos, rotações, extensões, temperatura, acelerações, humidade, abertura de fendas, entre outros. É importante referir também que estas grandezas podem ser obtidas através de sensores elétricos ou de fibra ótica [20]. No objeto de estudo desta dissertação, recorreu-se exclusivamente a sensores elétricos.

Além do mais, os sistemas de monitorização SHM devem ser sempre complementados com recurso a modelos numéricos devidamente calibrados. Efetivamente, estes permitem criar referências e prever o comportamento estrutural da obra em estudo, independentemente das solicitações a que esta esteja sujeita e permitem a construção de uma base de dados com valores padrões que poderão ser diretamente comparados face aos obtidos *in situ*.

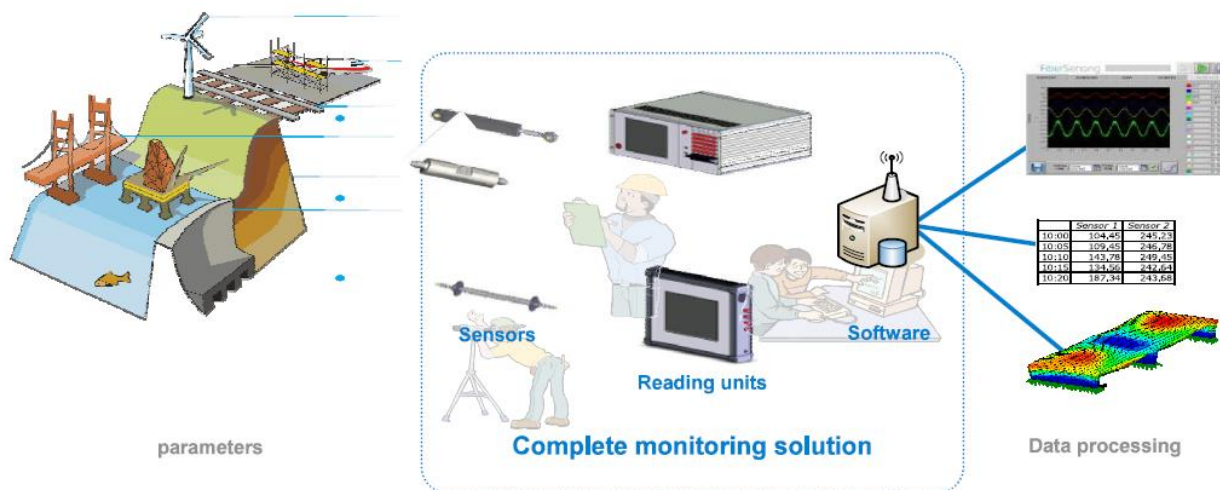


Figura 3.1 – Fases de um sistema de monitorização [21]

De maneira a serem eficazes, os sistemas SHM estão fundamentalmente dependentes do desenvolvimento de algoritmos que monitorizem de forma precisa as solicitações às quais a estrutura está submetida, nomeadamente na área da deteção de dano. Para tal, salienta-se a importância da capacidade dos algoritmos utilizados em identificar o tipo de dano ao qual uma determinada estrutura está submetida, podendo estes serem subdivididos em quatro níveis principais [22]:

- Nível 1: Falsos positivos – determinar se a estrutura está danificada ou não;
- Nível 2: Localização – a localização do dano na estrutura;
- Nível 3: Quantificação – a extensão do dano;
- Nível 4: Diagnóstico – prognóstico do tempo útil de serviço da estrutura pós dano;

Naturalmente, os sistemas de monitorização deverão estar desenvolvidos de tal forma a conseguirem dar resposta a qualquer um dos níveis acima apresentados. Isto é conseguido através da construção de um modelo de diagnóstico de dano, normalmente obtido como resultado da fusão de dados obtidos numericamente e em obra (ou laboratorialmente).

Portugal não é exceção na aplicação de sistemas de monitorização a estruturas, estando várias obras de arte instrumentadas atualmente. O aumento do interesse em mecanismos de vigilância por parte de entidades públicas e privadas, corrobora as vantagens intrínsecas à implementação de técnicas que permitam a monitorização de estruturas. Alguns exemplos de entidades que já instrumentaram parte do seu parque de obras incluem a Brisa S.A, a Metro do Porto S.A. e a REFER E.P.E. [23].

Sobre uma perspetiva mais global, desde a década de 90 que várias pontes têm sido instrumentadas, sendo estas predominantemente localizadas na Ásia (Japão, China e Coreia do Sul) e em países europeus e norte-americanos [18].

No entanto, a aplicação de um sistema SHM numa estrutura apresenta variados desafios, nomeadamente devido ao facto de ser uma tecnologia ainda pouco explorada. Estes incluem uma pobre seleção dos sensores e o seu desfavorável posicionamento em obra, falta de regulamentação, erros de medição, falta de experiência por parte dos intervenientes, quer na aplicação dos sensores, quer nas técnicas de interpretação de resultados, e na correlação entre os resultados obtidos através de modelos numéricos e os dados recolhidos [21].

3.2 SENSORES

A rede de sensores corresponde à primeira etapa de elaboração de um sistema de monitorização SHM. Para tal, a escolha destes deve ter por base, entre outros, os objetivos previstos no plano de trabalho, as grandezas e as respetivas escalas a serem medidas, as secções a instrumentar e garantir o seu acesso em obra, sendo imperativo um estudo prévio assente num primeiro modelo numérico e em testes preliminares.

A seleção de sensores e a sua validade para uma posterior utilização em obra rege-se por três critérios principais: (i) precisão; (ii) resolução; e (iii) repetibilidade. Pode-se definir a precisão como sendo a veracidade dos dados recolhidos, ou seja, se coincidem ou não com o que seria expectável. Já a resolução corresponde ao campo de leitura e se os valores a serem medidos se encontram no campo de medição do sensor. Por último, a repetibilidade corresponde ao grau de reprodutibilidade atingido com um determinado sensor (Figura 3.2).

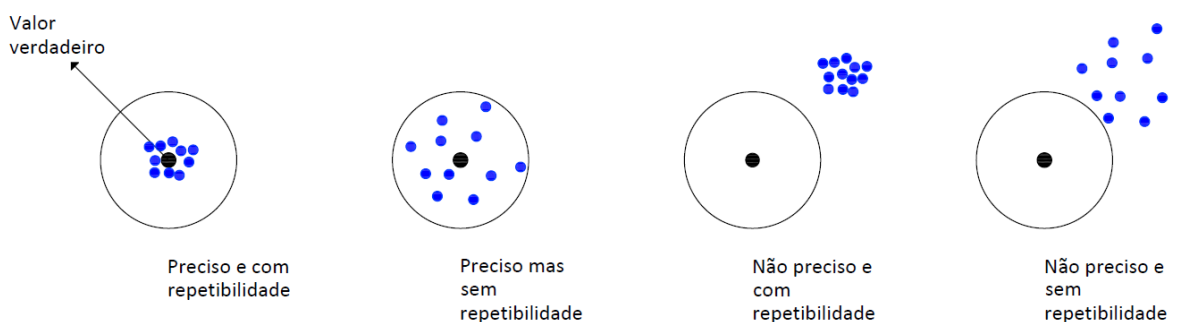


Figura 3.2 – Sensores (precisão e repetibilidade) [21]

Tendo em conta a extensa bibliografia publicada, o vasto número de sensores, os processos de medição e as tecnologias disponíveis, neste subcapítulo apenas serão descritos sucintamente o processo de funcionamento de transdutores indutivos, inclinómetros, extensómetros e sensores de temperatura, que correspondem aos sensores utilizados no objeto de estudo desta dissertação.

3.2.1 Deslocamentos

Os deslocamentos de uma estrutura podem ser medidos com recurso a transdutores indutivos, também conhecidos como LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*). Estes aparelhos medem movimentos retilíneos relativos e são dos instrumentos de medição mais frequentemente utilizados. No caso de estudo desta dissertação, recorreu-se ao modelo PLVX do fabricante *Honeywell* (Figura 3.3).

Os deslocamentos lineares correspondem assim a uma grandeza de grande relevância para a exploração de um modelo laboratorial ou de uma ponte real, uma vez que a versatilidade intrínseca a este tipo de aparelhos faz destes elementos essenciais, tanto em ensaios de carga, possibilitando a leitura das flechas máximas ou na verificação da recuperação no pós aplicação de uma carga na estrutura, como no despiste de eventuais erros, como por exemplo, na verificação dos deslocamentos horizontais nos aparelhos de apoio ou relativamente à eventual abertura de juntas.

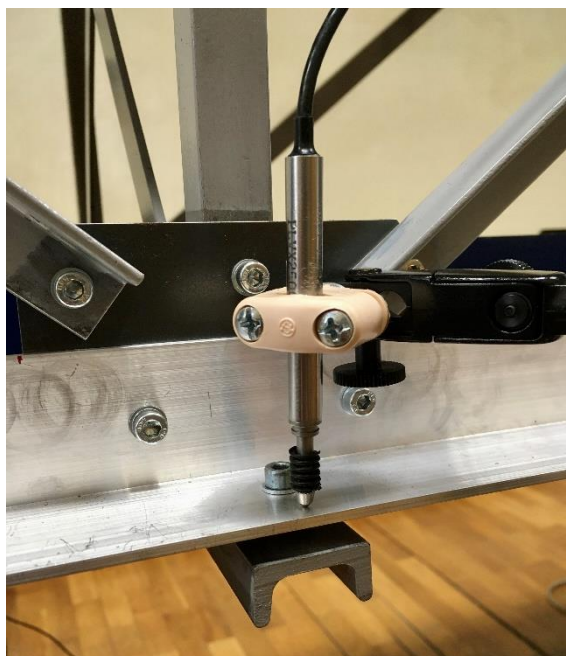


Figura 3.3 – LVDT de mola

Tal como se pode verificar na Figura 3.4, os LVDTs são constituídos por um enrolamento principal e dois secundários (colocados em série), sendo que o primeiro gera um campo magnético, fruto de uma corrente alternada (AC), induzindo tensão nos enrolamentos secundários. O núcleo móvel, quando sofre um deslocamento, provoca uma diferença de tensão resultante da variação no acoplamento do fluxo entre os enrolamentos secundários, que possibilita a leitura do deslocamento entre dois pontos, visto que a amplitude do sinal de saída varia de forma linear com o deslocamento do núcleo móvel.

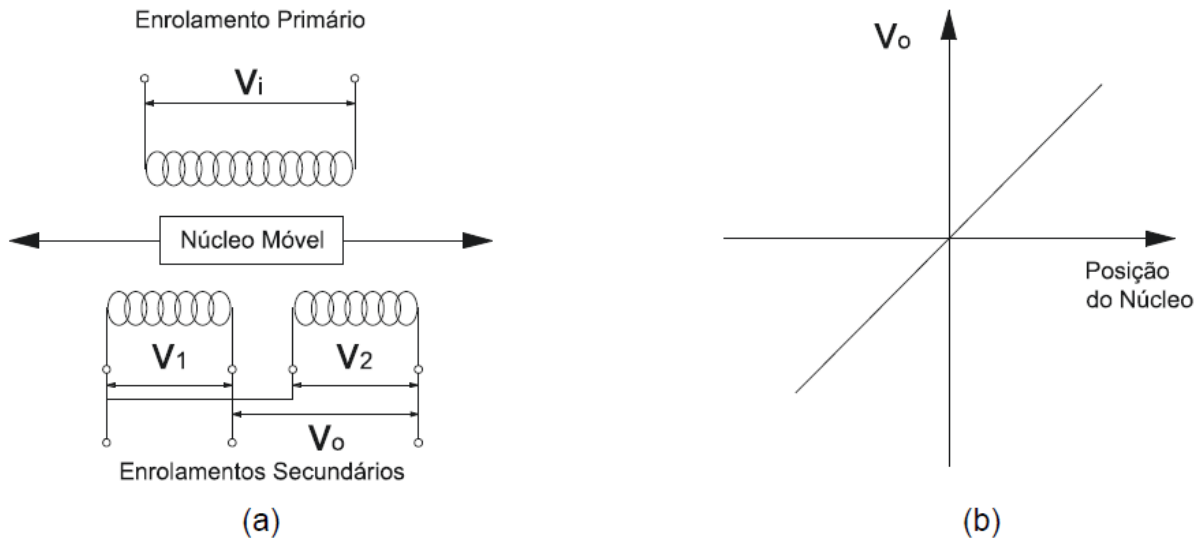


Figura 3.4 – LVDT a) constituição b) funcionamento [24]

Apesar de os LVDTs estarem munidos de uma constante de calibração de fábrica, poder-se-á optar por calibrar-se estes aparelhos manualmente. O objetivo deste exercício passa por assegurar que todos estão calibrados de acordo com a mesma referência, aumentando assim a confiança nos resultados. Para tal, recorre-se a uma mesa de calibração tal como ilustrado na Figura 3.5.



Figura 3.5 – Mesa de calibração

Admitindo um LVDT como referência (sendo possível recorrer-se à constante de calibração do fabricante), este é posicionado no sentido inverso ao aparelho a ser calibrado. De seguida, altera-se manualmente a posição do eixo central, objeto comum a ser monitorizado pelos LVDTs, ao longo de várias posições sendo que o primeiro irá ser comprimido enquanto o segundo será expandido.

3.2.2 Rotações

Na exploração do modelo laboratorial à escala reduzida, para a medição de rotações, optou-se por inclinómetros elétricos da série LSOC-3, fabricados pela *Sherborne Sensors*. Frequentemente colocados nas proximidades dos apoios ou dos encontros da estrutura, estes aparelhos podem ser ligados diretamente ao sistema de aquisição de dados.

Apesar de as rotações poderem ser de igual modo medidas por via de clinómetros (aparelhos mais tradicionais que assentam na medição direta por parte de um técnico da variação angular de um eixo entre a posição inicial e a final através da observação da posição da uma bolha de ar), estes não permitem a automatização com uma dada frequência de leituras como os inclinómetros elétricos.

Os inclinómetros elétricos (ver Figura 3.6) medem o desvio angular relativamente a um plano horizontal de referência. Isto é conseguido através do seu núcleo, constituído por bobines e por um pêndulo gravítico. Este último é composto por uma haste de rigidez elástica, responsável pela suspensão de um magneto de ferro, envolvido nas bobines. Assim, quando ocorre uma rotação em relação ao eixo horizontal de referência, a distância entre o magneto de ferro e as bobines altera-se, resultando numa variação da indutância que posteriormente é convertida num sinal elétrico. Este sinal é linear e permite determinar o ângulo de rotação, sendo este correspondente ao ângulo entre o eixo horizontal e o inclinómetro [24].

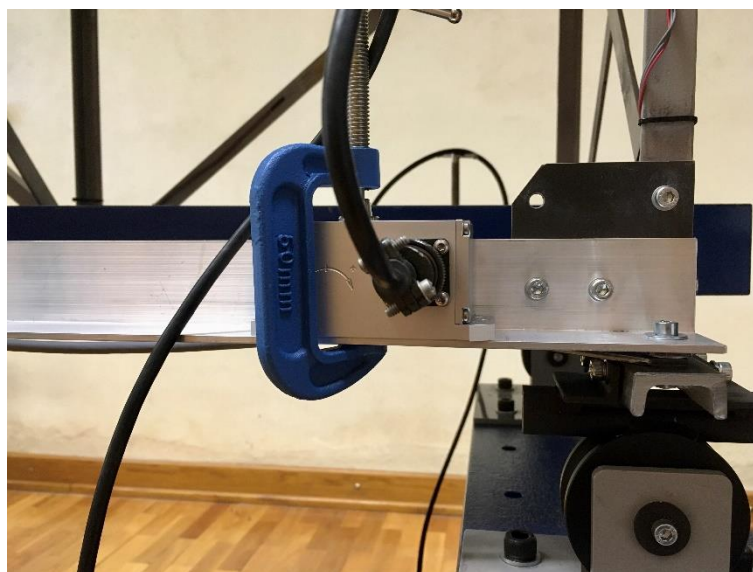


Figura 3.6 – Inclinómetro

3.2.3 Extensões

A extensão de um ponto de uma determinada secção corresponde à variação do comprimento nesta e, no caso de estruturas metálicas, é medida com recurso a extensómetros aplicados diretamente na superfície, como pode ser observado na Figura 3.8.

Os extensómetros de resistência elétrica têm o seu funcionamento baseado na variação da resistência elétrica resultado de uma deformação mecânica. Para a medição do valor da resistência, tendo em conta que as variações são de muito reduzido valor, é frequente recorrer-se à ponte de *Wheatstone*. Este circuito é constituído por quatro braços, com uma resistência elétrica cada, dispostos tanto em série como em paralelo. Uma fonte de alimentação alimenta a ponte entre os pontos C e D e um voltímetro é responsável pela medição da diferença de potencial entre os pontos A e B, como se pode observar na Figura 3.7 [25].

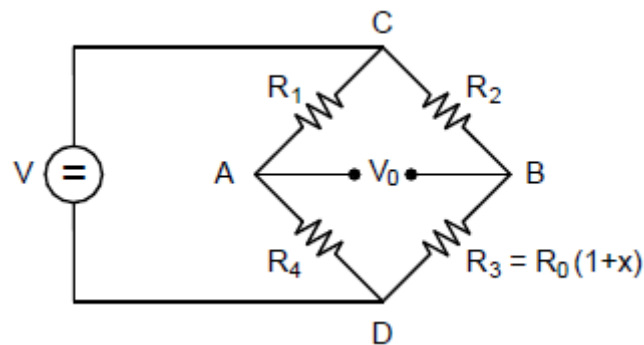


Figura 3.7 – Extensómetros (Ponte de *Wheatstone*)

De referir que os extensómetros podem ser colocados com recurso a um adesivo de cianoacrilato e devem ser convenientemente protegidos. Para assegurar esta proteção pode ser utilizada a *Araldite*® (Figura 3.8). Com efeito, a aplicação de extensómetros numa estrutura carece de particular atenção. Ao contrário do que se sucede com os outros tipos de sensores apresentados, para a aplicação de um extensómetro é necessário, numa primeira instância, proceder-se à preparação da superfície. Para tal, efetua-se a decapagem na zona de aplicação do extensómetro, removendo-se por completo a tinta e limpando-se a secção, retirando-se qualquer detrito e qualquer vestígio de gordura. Só após este procedimento é que estão reunidas as condições de aplicação do extensómetro, sendo necessário garantir-se uma correta orientação de modo a assegurar-se a validade das leituras. Por fim, procede-se à aplicação da mencionada proteção.

É importante referir que os extensómetros de resistência elétrica variam consoante o material de construção da secção a ser instrumentada. De facto, e tendo em conta a particularidade dos materiais de construção do modelo laboratorial construído, assunto que será desenvolvido no capítulo seguinte, foi necessária a aquisição de dois tipos de extensómetros diferentes, um para o aço e outro para o alumínio.

Estes são da marca *HBM* e apresentam valores de coeficientes de temperatura variáveis, em função do material de construção do elemento considerado.

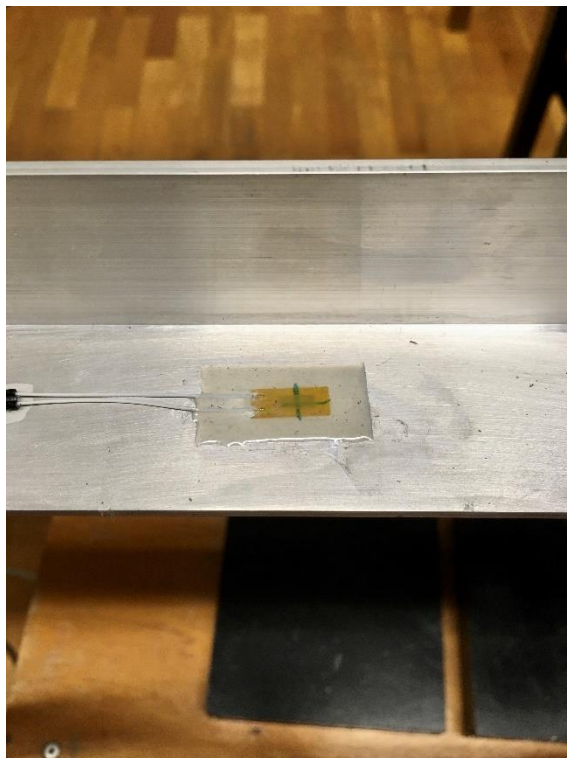


Figura 3.8 – Extensómetro de resistência elétrica protegido com *Araldite*®

3.2.4 Temperatura

O efeito da temperatura é particularmente impactante nas estruturas metálicas e, como tal, tendo em conta a variedade de instrumentos atualmente disponíveis no mercado, cada um com características diferentes que os adequam a determinadas situações de aplicação, os sensores de temperatura selecionados deverão ser alvo de particular atenção por parte dos responsáveis da obra.

Não obstante a oferta disponível, a monitorização estrutural é dominada pelos sensores termopares e pelos detetores de temperatura resistivos, também conhecidos como RDTs (*Resistance Temperature Detector*), sendo que a escolha para o modelo laboratorial incidiu sobre os RDTs, mais precisamente o modelo PT100 da marca *Omega* (ver Figura 3.9).

O funcionamento destes tem como princípio o aumento da resistência do metal, normalmente platina, mas que poderá ser de outra liga metálica como o cobre ou o níquel, que varia linearmente em função da temperatura [20]. São normalmente são caracterizados pela sua fácil aplicação, elevada condutibilidade térmica, o que permite uma resposta rápida face às variações térmicas, reduzidas dimensões e pela facilidade de ligação ao equipamento de aquisição de dados.



Figura 3.9 – Sensor de temperatura RTD

Além do mais, foi igualmente utilizado um sensor de temperatura de embeber no betão, cuja função em laboratório é a de medir a temperatura ambiente, apresentado na Figura 3.10.



Figura 3.10 – Sensor de temperatura de embeber no betão

3.3 AQUISIÇÃO DE DADOS

A aquisição de dados num sistema de monitorização SHM consiste, fundamentalmente, no seu sistema de aquisição, i.e., num sistema capaz de recolher os dados obtidos pela rede de sensores e disponibilizando-os numa base de dados num computador central.

Apesar de estes poderem ser placas integradas em computadores, a solução mais usual passa por sistemas autónomos, como o utilizado na exploração do modelo laboratorial, no qual incide esta dissertação. Estes permitem ligações em rede, evitam a permanência de um computador *in situ* (locais frequentemente prejudiciais para equipamentos desta natureza), sendo que podem ser armazenados em armários de proteção, conforme se verifica na Figura 3.11.

No caso concreto deste trabalho, o sistema de aquisição de dados corresponde a um *CompactDaq*, modelo 9189, da *National Instruments*. Este equipamento está munido dos módulos 9205, 9235 e 9216 (Figura 3.12) que permitem a digitalização dos sinais elétricos provenientes dos sensores utilizados, através de conversores analógico/digitais (AD), enviando estes dados para o computador central via uma porta de *Ethernet*.

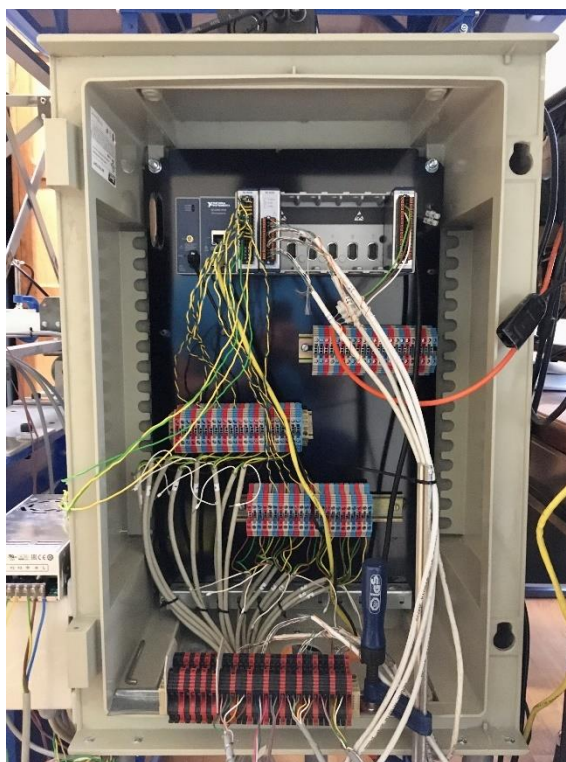


Figura 3.11 – Armário com o sistema de aquisição de dados



Figura 3.12 – *c-Daq* 9189 com os respetivos módulos

O chassi utilizado (*c-Daq*) combina, numa única plataforma, todos os sinais obtidos pelos módulos instalados, podendo estes ser facilmente removidos, acrescentados ou substituídos, assegurando, de forma automática, precisões temporais, uma vez que todos os módulos estão sincronizados com o relógio embutido no chassi.

Independentemente dos avanços tecnológicos significativos na área da aquisição de dados, o ruído elétrico continua a ser um fator que afeta as leituras e com o qual é necessário lidar. Para reduzir o efeito entre a rede elétrica e os equipamentos, poderão ser interpostos dispositivos de filtragem. Algumas fontes de alimentação externas (UPS – *Uninterruptible Power Supply*) integram, entre outros, tais sistemas de proteção.

A utilização destes aparelhos estabiliza a corrente elétrica que posteriormente será disponibilizada aos sensores, assegurando assim proteção contra picos de corrente ou, no caso de falhas elétricas, uma alimentação contínua de energia devida à bateria inserida na fonte de alimentação, que liga automaticamente em ocorrências deste género. Por consequência, e para além de permitir um fluxo de energia constante e sem picos aos aparelhos ligados, reduzindo drasticamente o ruído elétrico associado, as UPSs garantem igualmente uma linha de proteção aos instrumentos ligados a estas na eventualidade de perturbações elétricas.

O sistema de aquisição utilizado é controlado através de um *software* específico, mais precisamente o *LabView*. Neste, é possível proceder-se a um pré-processamento de dados por meio de médias aritméticas com o objetivo de se facilitar a visualização em tempo real da resposta da estrutura face às solicitações de cargas impostas. Os resultados podem, no entanto, ser armazenados na sua forma original após o

referido pré-processamento para uma análise posterior mais rigorosa e com recurso a ferramentas mais poderosas.

Assim, foi possível construir um painel frontal de leitura intuitiva, representado na Figura 3.13, resultado do código desenvolvido. Neste são apresentados três gráficos com a resposta da estrutura em tempo real, cada um correspondente a uma grandeza física diferente (deslocamentos, rotações e extensões), o número da iteração e o tempo (em segundos) desde o início do ensaio.

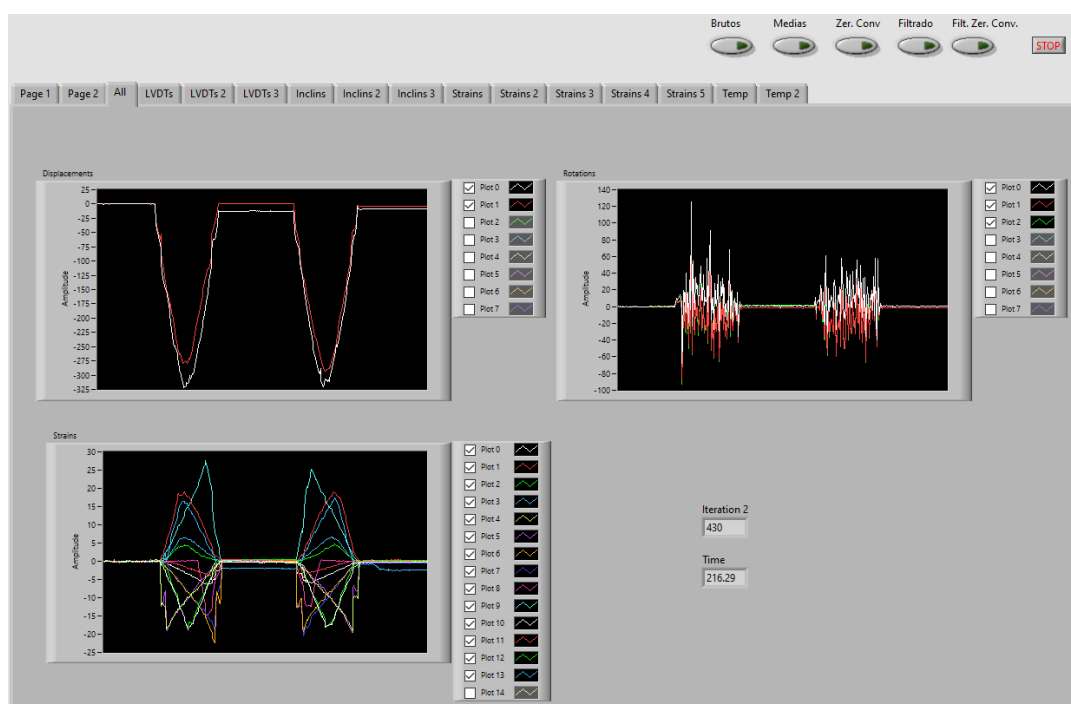


Figura 3.13 – Painel frontal (LabView)

A informação transmitida pelos sensores ao sistema de aquisição de dados é processada, tendo em conta dois procedimentos fundamentais, a conversão do sinal elétrico em grandeza física através das supramencionadas constantes de calibração (referente exclusivamente aos LVDTs e aos inclinómetros) e do tratamento do sinal, banalmente denominado como “zerar”. Este último baseia-se na estabilização do sinal num patamar neutro, como o próprio nome indica, através do cálculo da média das primeiras iterações (valor este correspondente a um *input* por parte do utilizador) redefinindo o valor do sinal para zero, viabilizando a leitura de todos os parâmetros recolhidos pelos sensores (à exceção da temperatura ambiente) para o ensaio laboratorial.

O código (Figura 3.14) foi elaborado de tal forma a permitir a gravação do sinal, para além do seu formato original, em formato (i) com a aplicação da média aritmética; (ii) zerados e com a conversão do sinal; (iii) do sinal filtrado; e (iv) do sinal filtrado, zerado e convertido.

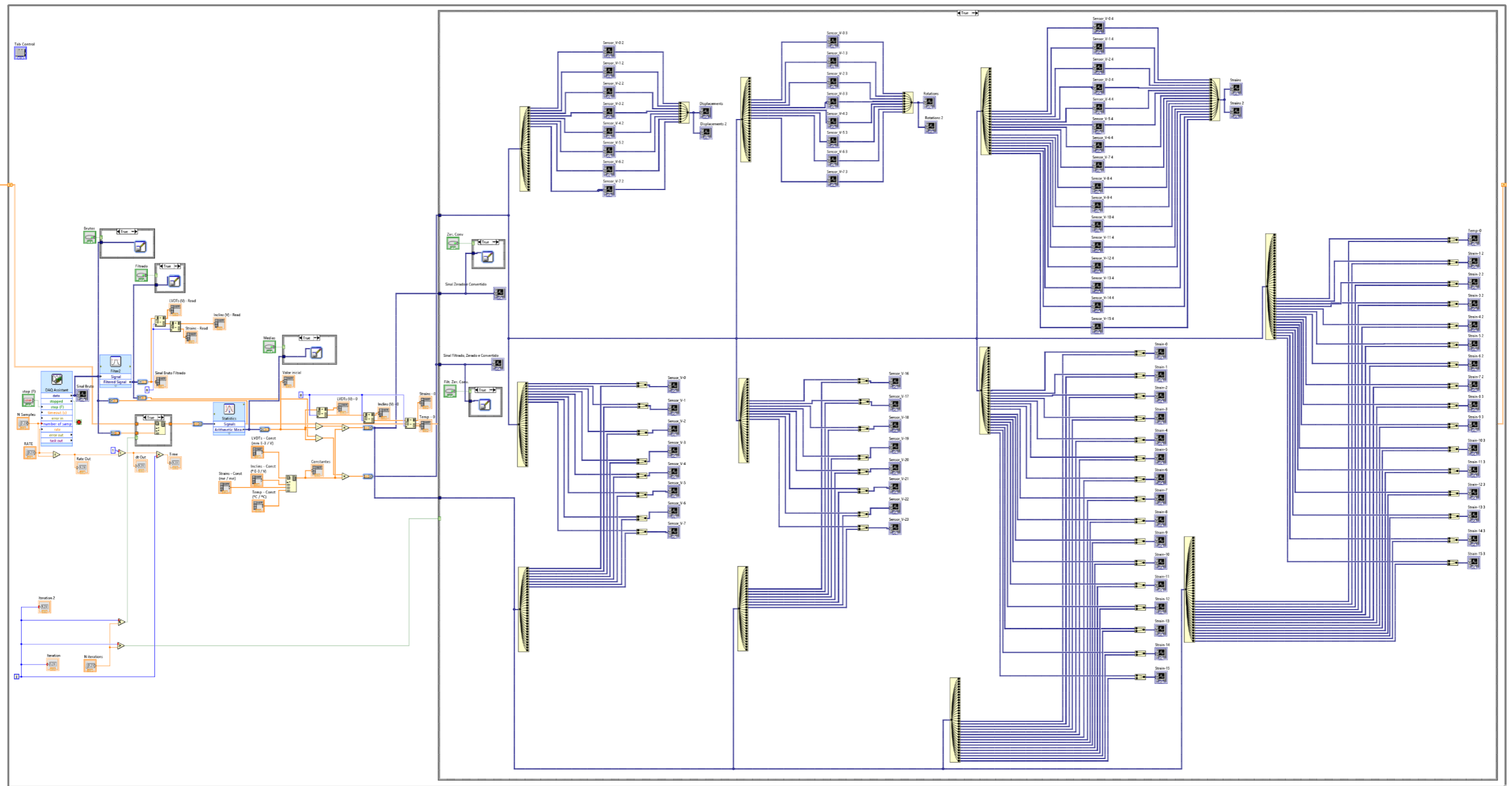


Figura 3.14 – Código LabView

3.4 TRATAMENTO DE DADOS

Como referido anteriormente, o código desenvolvido no *software LabView* permite a gravação dos valores brutos (não tratados), cuja utilização é crucial na fase de tratamento dos dados. O utilizador poderá posteriormente aplicar um conjunto variado de técnicas, algumas das quais serão exploradas adiante, recorrendo, nomeadamente, a métodos estatísticos e a outros modelos matemáticos.

Efetivamente, existe a necessidade de avaliar quais os resultados que não são pertinentes para uma determinada análise e qual será a melhor técnica a utilizar no processamento da informação de interesse para o ensaio, contabilizando sempre fatores externos que podem condicionar a validade do sinal como o ruído elétrico, a qualidade das leituras, frequências fora dos limites desejáveis, sinais não harmónicos, entre outros.

O recurso a metodologias que permitem um rigoroso tratamento dos dados é imperativo, sendo que a aplicação de filtros representa uma das ferramentas mais eficazes no alisamento do sinal e no aumento da confiança por parte do utilizador nos sinais lidos.

A fim de se verificarem as diferenças entre as várias técnicas de filtragem, são de seguida apresentadas três hipóteses para o tratamento do mesmo conjunto de dados (adotado a título de exemplo para esta demonstração), sendo estas: (i) mediana; (ii) filtro *Savitsky-Golay*; e (iii) transformadas *Wavelet*.

De referir que este exercício foi executado na ferramenta *MatLab*.

3.4.1 Técnicas de filtragem – Mediana

A mediana, quando aplicada ao tratamento de dados, é um processo não linear que pode ser utilizado para reduzir o ruído de um sinal elétrico. O algoritmo consiste na substituição de cada valor do sinal pela mediana de um dado intervalo dos valores adjacentes. É, portanto, um filtro mais simples, mas frequentemente utilizado no pré-processamento de dados, sendo mais eficaz do que o filtro de média aritmética.

Um dos principais problemas associados a esta técnica de filtragem passa pela definição do intervalo de pontos a considerar. No caso apresentado na Figura 3.15 o intervalo considerado foi de 40 pontos.

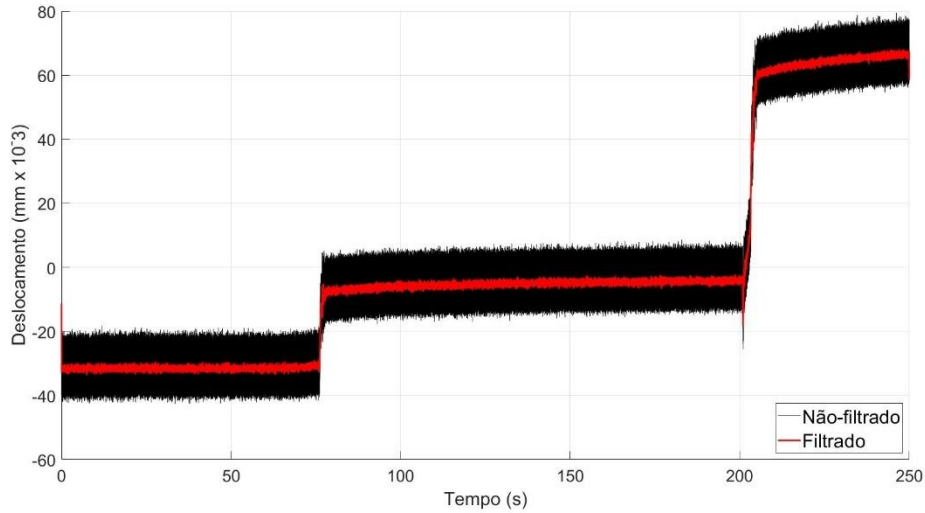


Figura 3.15 – Comparação entre o sinal filtrado e não filtrado (filtro mediana)

3.4.2 Técnicas de filtragem – Filtro *Savitsky-Golay*

O filtro digital *Savitsky-Golay* tem como principal objetivo o alisamento do sinal, aumentando a sua precisão sem distorcer a tendência deste, tendo por base a interpolação do sinal por meio de um polinómio de baixo grau, ajustado ao intervalo dos valores adjacentes.

No caso apresentado, os valores satisfatórios correspondem a um polinómio de 3º grau e a um intervalo de valores de 25.

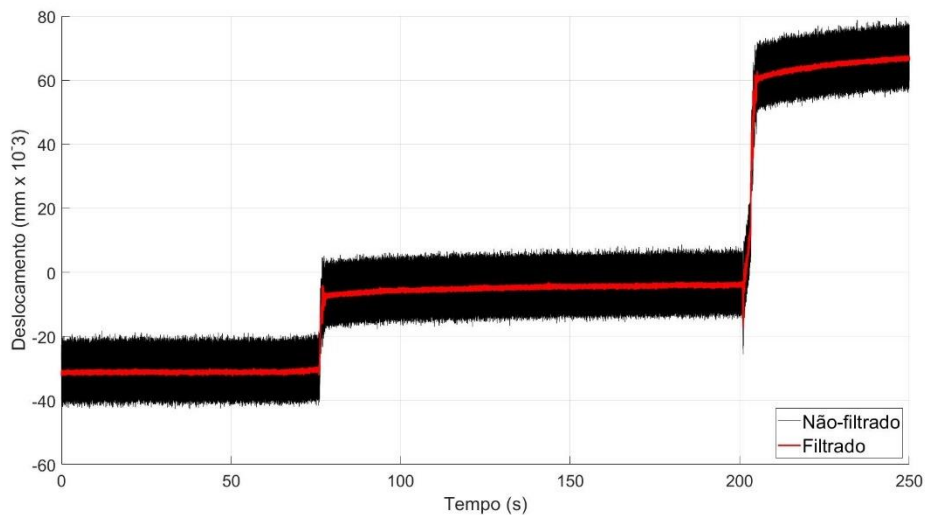


Figura 3.16 – Comparação entre o sinal filtrado e não filtrado (filtro *Savitsky-Golay*)

3.4.3 Técnicas de filtragem – Transformadas *Wavelet*

As transformadas *Wavelet* são o resultado de avanços matemáticos que tiveram por base as conhecidas transformadas de *Fourier*, ou iterações da mesma, como as SFTF (*Short Time Fourier Transform*). No entanto, as transformadas *Wavelet* contornam as limitações das técnicas de tratamento de dados previamente apresentadas, como por exemplo a perda do domínio do tempo nas transformadas de *Fourier* clássicas ou as limitações que a seleção do tamanho da janela a ser analisada impõe ao resto do exercício, nomeadamente no domínio da frequência.

De facto, as transformadas *Wavelet* possibilitam uma análise *quasi-harmonica* da dinâmica do sinal a ser utilizado, tal como demonstrado na Figura 3.17, e é, por este motivo, uma das técnicas de preferência em vários ramos da ciência e da engenharia [26].

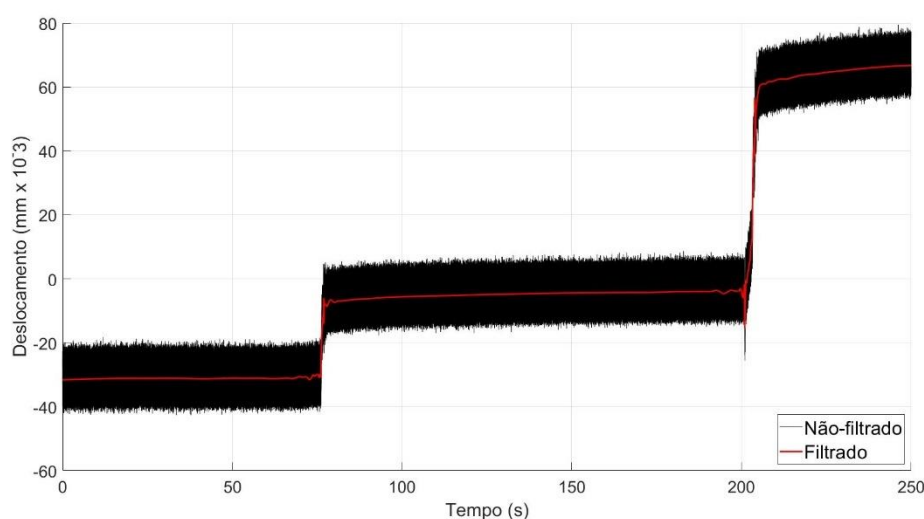


Figura 3.17 – Comparação entre o sinal filtrado e não filtrado (transformadas *Wavelet*)

Considerando as hipóteses apresentadas para o tratamento dos dados e os resultados obtidos, optou-se pela utilização das transformadas *Wavelet* para os resultados futuramente apresentados nesta dissertação.

A título de exemplo, apresenta-se de seguida o código utilizado no *software MatLab* para a técnica de filtragem com recurso às transformadas *Wavelet* (Figura 3.18).

```

FileLab = importdata('Z_1_Brutos_21-07-30_1700.lvm', '\t', 23);

Time = FileLab.data(1:end,1);

Disp0 = FileLab.data(1:end,2);

Disp0_f = FileLab.data(1:250000,2);

Disp0_av = mean(Disp0_f);

constante_0 = -1070.4;

Disp0_c = (Disp0-Disp0_av) * constante_0;

% Fator de decimação

d = 1000;

% "Wavelet signal denoiser"

Disp0_c_f = wdenoise(Disp0_c,17, ...
    'Wavelet', 'sym4', ...
    'DenoisingMethod', 'Bayes', ...
    'ThresholdRule', 'Median', ...
    'NoiseEstimate', 'LevelIndependent');

Time_d = decimate(Time,d);

Disp0_c_fd = decimate(Disp0_c_f,d);

% Gráfico

hold on
plot(Time,Disp0_c,'black')
plot(Time,Disp0_c_fd,'red','linewidth',2)
hold off
legend({'Não-filtrado','Filtrado'},'Location','southeast','FontSize',25)
set(gca,'FontSize',22);
xlabel('Tempo (s)');
ylabel('Deslocamento (mm x 10^-3)');
grid on;

% Valores médios por patamar

patamares = 3;

patamar = cell(patamares,1);
for n = 1:patamares
    patamar(1) = ([10:60]);
    patamar(2) = ([80:190]);
    patamar(3) = ([210:240]);
end

for n = 1:patamares
    Disp_0m(n) = mean(Disp0_c_fd([patamar(n)],:));
end

```

Figura 3.18 – Código *MatLab* utilizado para as técnicas de filtragem

A primeira etapa engloba a importação dos valores brutos, procedendo-se à redefinição do sinal para zero (anteriormente referido como “zerar”) com recurso ao cálculo da média dos primeiros mil valores lidos, sendo esta média subtraída ao valor das leituras seguintes. A constante de calibração do aparelho foi igualmente multiplicada pelo sinal, com o propósito de se converter o sinal elétrico numa grandeza física, neste caso em particular deslocamentos verticais medidos em milésimas de milímetros, como previamente mencionado.

De seguida, foi aplicado um fator de decimação (no exemplo considerado este fator de decimação equivale a mil) de maneira a reduzir o número de amostras por segundo a serem analisadas. Seguiu-se a aplicação do supramencionado filtro *Wavelet Signal Denoiser*, de modo a tornar os sinais mais sóbrios e de mais fácil leitura.

Por fim, foi elaborado o gráfico para o deslocamento vertical em função do tempo. Para além do mais, o código também permite ao utilizador seleccionar manualmente intervalos de leitura e obter o valor médio de cada patamar.

3.4.4 Redes Neurais Artificiais

Tendo por base os previamente referidos avanços tecnológicos que aumentaram, de forma exponencial, a capacidade computacional à qual os engenheiros têm acesso, a construção de sistemas de monitorização inteligentes tem tido um crescente protagonismo, mais precisamente relacionado com as redes neuronais artificiais.

As redes neuronais artificiais podem ser categorizadas como sendo um conjunto de algoritmos com recurso à tecnologia de *machine learning* (subcategoria da inteligência artificial). Esta técnica tem um papel cada vez mais fundamental no mundo contemporâneo, visto permitir um processamento mais fácil de grandes quantidades de dados obtidos, baseando-se numa combinação de técnicas estatísticas tradicionais de análise de resultados com algoritmos complexos, i.e., através de processos iterativos e com acesso a bases de dados, o computador identifica padrões sobre os quais faz previsões.

Sendo que a aprendizagem do computador está diretamente relacionada com a quantidade de dados e a “experiência” deste a processar os mesmos, a quantos mais ciclos de valores teste o computador estiver submetido, mais precisos serão os resultados de *machine learning*, muito semelhante à aprendizagem do ser humano. Para além do mais, podem-se categorizar duas técnicas principais relativas a *machine learning*, sendo estas *supervised learning* e *unsupervised learning*. A primeira está associada à determinação de correlações ou funções, tendo por base os dados inseridos, permitindo ao algoritmo fazer previsões. Por outro lado, *unsupervised learning* tem como objetivo analisar conjuntos de valores, detetar padrões e agrupar estes em categorias [27].

O conceito de redes neuronais artificiais assenta assim na analogia entre uma estrutura munida de um sistema de monitorização e o desempenho do sistema nervoso do corpo humano, sendo possível fazer-se a correlação presente na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Comparação entre o sistema nervoso e sistemas SHM [3]

Sistema nervoso	Sistema SHM
Corpo humano	Estrutura
Cérebro	Computador
Medula Espinal	Sistema de aquisição
Nervos	Cabos de ligação
Órgãos sensoriais	Sensores

De forma semelhante ao funcionamento do sistema nervoso do corpo humano, os sistemas SHM com recursos a redes neuronais artificiais apoiam-se no pressuposto da transmissão da informação sob a forma de sinais eléctricos, desde os sensores até ao computador, onde a informação é posteriormente processada, tratada e armazenada, da mesma maneira que os órgãos sensoriais enviam informação através da rede nervosa até ao cérebro.

Apesar de não ter sido desenvolvido um sistema de monitorização com recursos a redes neuronais artificiais neste trabalho, tal componente está prevista como sendo um desenvolvimento futuro.

CAPÍTULO 4

CONCEÇÃO E DESCRIÇÃO DO MODELO LABORATORIAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização de modelos laboratoriais à escala reduzida corresponde a uma técnica da maior importância para o desenvolvimento de sistemas SHM. A possibilidade de se aplicar dano a um modelo representativo da realidade num ambiente controlado constitui uma parte vital do estudo e de análise estrutural, permitindo a simulação de situações do mundo real com recurso a materiais e secções diferentes [28].

Da bibliografia existente sobre este assunto, salienta-se o modelo laboratorial de uma ponte metálica em treliça, explorado num ambiente laboratorial dotado de um sistema de monitorização, que incluiu a medição de grandezas tais como as extensões e a temperatura. O objetivo passou por analisar a resposta da estrutura face a solicitações de cariz térmico, com a particularidade de os autores terem conseguido isolar a resposta térmica dos demais efeitos aos quais a estrutura estava submetida. Este modelo foi sujeito a ciclos de carga térmicos diários, com recurso a um aquecedor infravermelho, assim como a um caso de dano no qual foi retirada uma barra do contraventamento horizontal inferior, procedendo-se igualmente ao afrouxamento da ligação ao nó, enfraquecendo significativamente esta ligação. Concluiu-se que, apesar de a retirada da barra ter tido impacto na análise dos resultados obtidos, o afrouxamento da ligação aparafusada no nó não foi relevante [29].

Outros estudos desenvolvidos com o intuito de explorar algoritmos de deteção de danos são também merecedores de uma referência neste documento. Entre outros, destaca-se o desenvolvimento de um sistema munido de diversos sensores que materializa uma carga móvel que faz a travessia de uma ponte metálica. Tal sistema permitiu monitorizar, de forma indireta, o estado de integridade da estrutura. Múltiplos ensaios de carga foram executados, considerando velocidades diferentes, assim como configurações de dano reversíveis com níveis variáveis de severidade. Apesar de os autores terem tido sucesso na obtenção de resultados, tanto por via indireta como direta, salientam de igual modo a necessidade de realizar estudos mais aprofundados que permitam verificar a eventual aplicação de monitorização indireta em obras reais [6].

Os sistemas SHM são igualmente versáteis visto permitirem ao utilizador recorrer a diferentes técnicas relativas à recolha de dados. Isto foi demonstrado em detalhe numa dissertação de mestrado na qual o autor conseguiu obter resultados satisfatórios, evitando falsas deteções de dano (correntemente conhecidas como falsos positivos) tanto através de algoritmos de *machine learning*, como através de outras ferramentas de análise de séries temporais [30].

Desta forma, e tendo por base o estudo de soluções anteriores, foi possível a criação de um modelo laboratorial à escala reduzida, mais avançado e que corresponde a uma simulação realista de uma ponte metálica, adotando muitas das técnicas mencionadas. A possibilidade de se aplicar, com elevados graus de autonomia, ações variáveis, cargas móveis e variações térmicas, tanto individualmente como em simultâneo, assim como induzir diferentes tipos de danos, representa, tendo em conta o melhor conhecimento do autor, um feito pioneiro e constitui uma das motivações para o presente trabalho.

4.2 MODELO LABORATORIAL DESENVOLVIDO

4.2.1 Descrição Geral

O modelo laboratorial consiste num par de treliças *Pratt* constituídas por seis módulos de 0.50 m cada, perfazendo um total de 3.0 m de vão (Figura 4.1). As treliças distam entre si de 0.40 m e têm uma altura constante de 0.40 m. Já os banzos superiores e inferiores são materializados por cantoneiras de abas iguais L20×20×3 em aço e L40×40×3 em alumínio, respetivamente. O objetivo da utilização de materiais diferentes será detalhado adiante. Relativamente aos montantes e às diagonais, estes equivalem a cantoneiras em aço de abas iguais L20×20×3. Por fim, as travessas, dispostas aos níveis superior e inferior das treliças, são constituídas por perfis de aço U30×15×3.

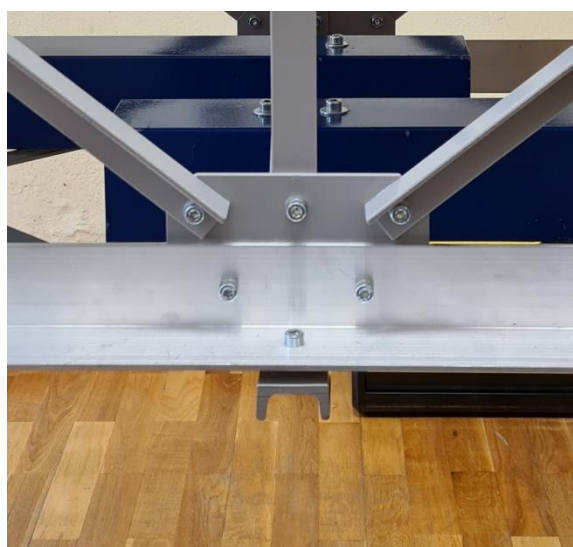
Complementa a estrutura treliçada o sistema de contraventamento transversal, tanto ao nível das cordas inferiores, como na ligação do banzo superior de uma viga ao banzo inferior da outra, composto por barras de secção retangular 20×3 mm², dispostas de modo cruciforme.

Para a escolha das secções consideradas e das dimensões das mesmas, teve-se em conta as relações de semelhança aquando da comparação do modelo laboratorial desenvolvido com uma hipotética ponte real.

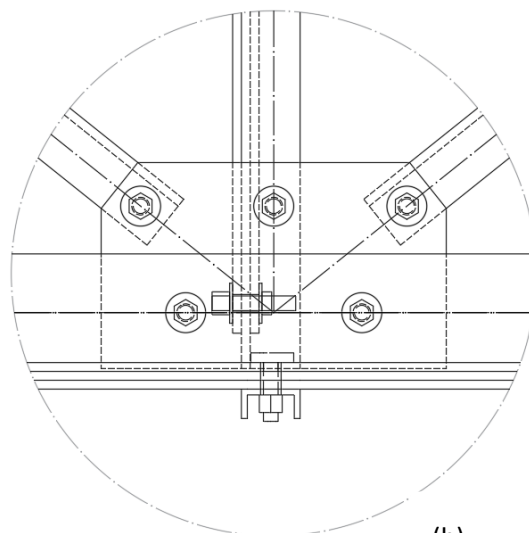


Figura 4.1 – Vista geral do modelo laboratorial à escala reduzida

A ligação entre as barras foi assumida como sendo rígida e é conseguida através de parafusos M5 de classe 8.8, utilizando-se chapas de ligação (*gussets*), com 3 mm de espessura. A adoção deste tipo de ligação em todos os nós (Figura 4.2) permite a adição de novas diagonais, viabilizando assim um dos cenários de dano considerados neste documento (Figura 4.3).



(a)



(b)

Figura 4.2 – Chapas de ligação

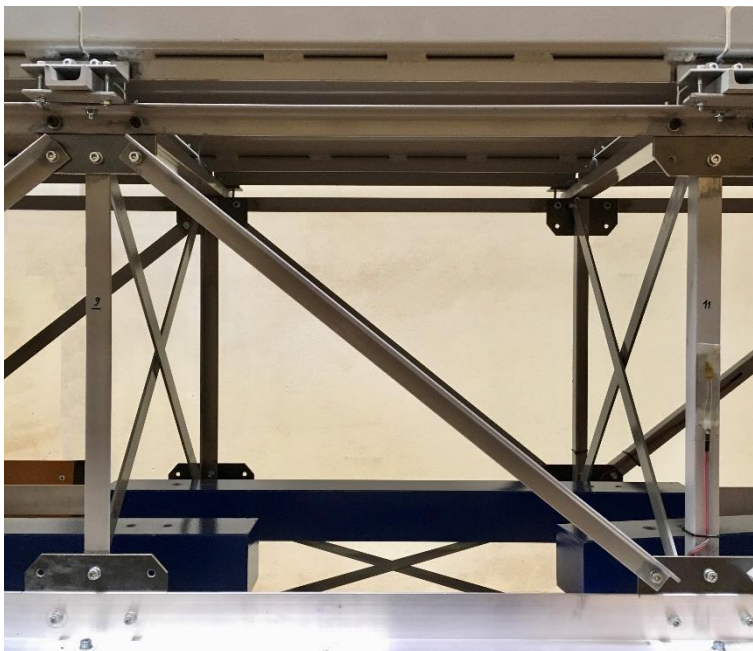


Figura 4.3 – Chapas de aço com furos para a instalação de novas barras

Tendo em vista o atravessamento do tabuleiro por um veículo robotizado que materializa uma carga móvel, a estrutura inclui um tabuleiro constituído por uma chapa de aço com 2 mm de espessura e 460 mm de largura, soldada a dois perfis “U” longitudinais (longarinas) responsáveis pela transferência das cargas para os nós do banzo superior. Como o objetivo das chapas de piso é apenas o de suportar a carga móvel, estas foram projetadas de modo a evitar o aumento da rigidez global da estrutura.

Em particular, o tabuleiro (que inclui tanto as chapas de piso, como os perfis longitudinais “U”) foi separado em módulos, i.e., compreendendo uma junta de expansão entre módulos.

Por outro lado, cada um dos módulos encontra-se simplesmente apoiado nas treliças (Figura 4.4), via cavilhas de 4 mm numa das extremidades (libertando as rotações), e furos ovalizados na extremidade oposta da cada módulo (libertando, para além das rotações, as translações). Desta forma, tanto o tabuleiro como as treliças podem deformar-se de forma independente, não contribuindo o tabuleiro para o aumento da rigidez global das treliças.

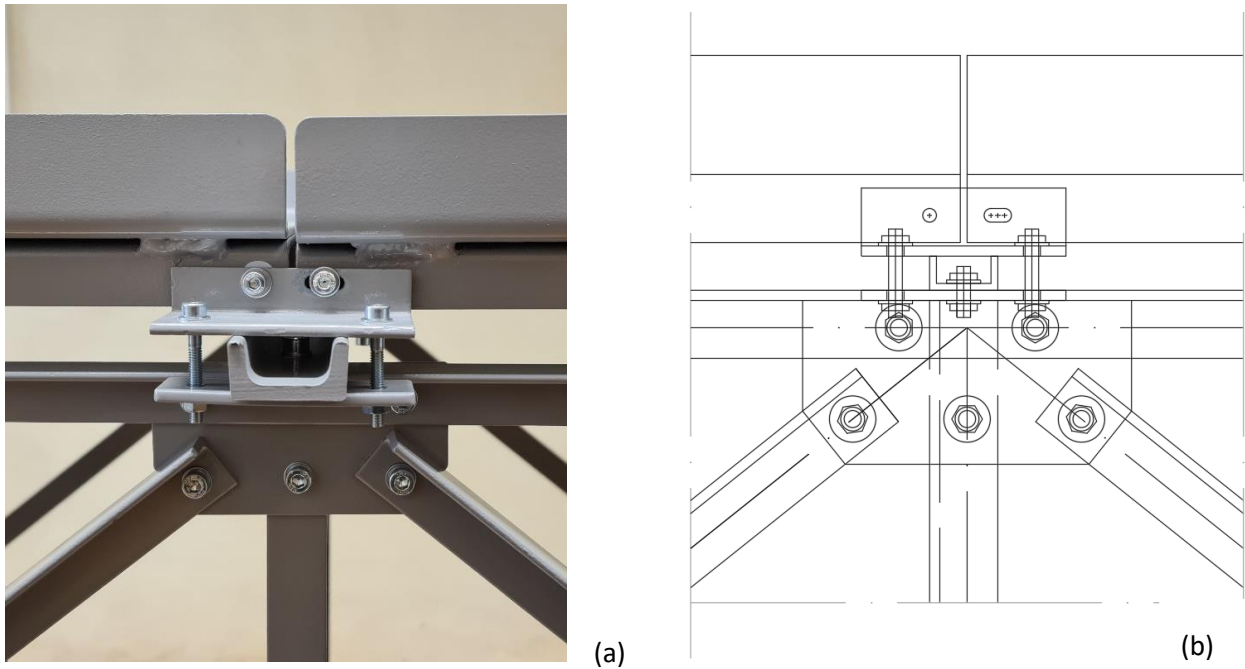


Figura 4.4 – Furos normais e ovalizados

Relativamente aos materiais de construção, a estrutura foi executada em aço (ST 37) à exceção dos banzos inferiores, para os quais foi adotado o alumínio (EN AW-5083). A escolha de um material de construção diferente na corda inferior será um tópico explorado nas páginas seguintes.

Os apoios são materializados através de um sistema de roldanas e de varões de aço que permitem as rotações dos nós em ambas as extremidades (ver Figura 4.5). No entanto, enquanto os varões de aço do lado esquerdo estão apenas apoiados sobre as roldanas, permitindo os deslocamentos horizontais nesta extremidade, os varões do lado direito foram soldados às roldanas, bloqueando os respetivos deslocamentos horizontais.

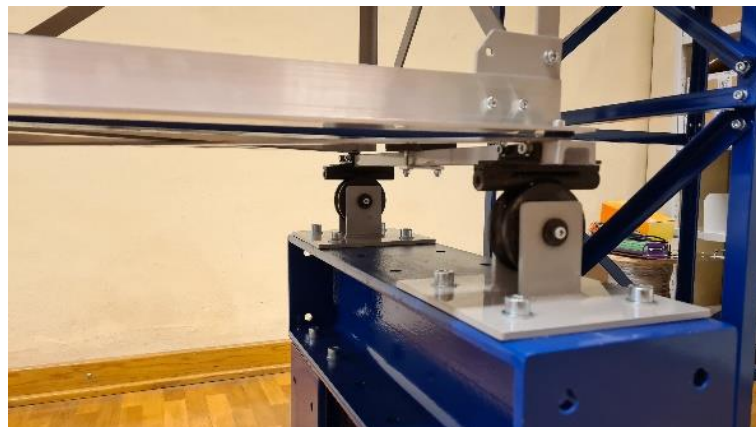


Figura 4.5 – Condições de apoio na extremidade direita

Estes dispositivos de apoio encontram-se sobre uma estrutura porticada constituída por perfis HEB 160, devidamente fixados ao piso através de buchas metálicas. De ambos os lados da treliça estão dispostas duas torres metálicas, também visíveis na Figura 4.1, sem qualquer continuidade com a treliça, mas igualmente dotadas de um piso um pouco mais largo que o existente sobre a treliça, com o propósito de permitir ao veículo inverter o seu sentido de marcha e o seu estacionamento, e para possibilitar uma estação de recarregamento das suas baterias.

O modelo laboratorial foi concebido com recurso a desenhos técnicos rigorosos elaborados utilizando o *software Autodesk Autocad*[®] (ver Figura 4.2 e Figura 4.4).

Foi também da maior importância a possibilidade de se gerarem imagens tridimensionais, com recurso aos *software Autodesk Advance Steel*[®] e *Fusion 360*[®] (ver Figura 4.6), que permitiram melhorar o grau de detalhe do modelo em fase de projeto e antever o resultado final.

Este modelo possibilitou e auxiliou a tomada de decisão referente a todos os detalhes, incluindo soluções geométricas, secções dos elementos estruturais, chapas de ligação, aparelhos de apoios, estruturas auxiliares, sistemas de carga, esquema de cores, etc., assim como o aspeto geral da estrutura.

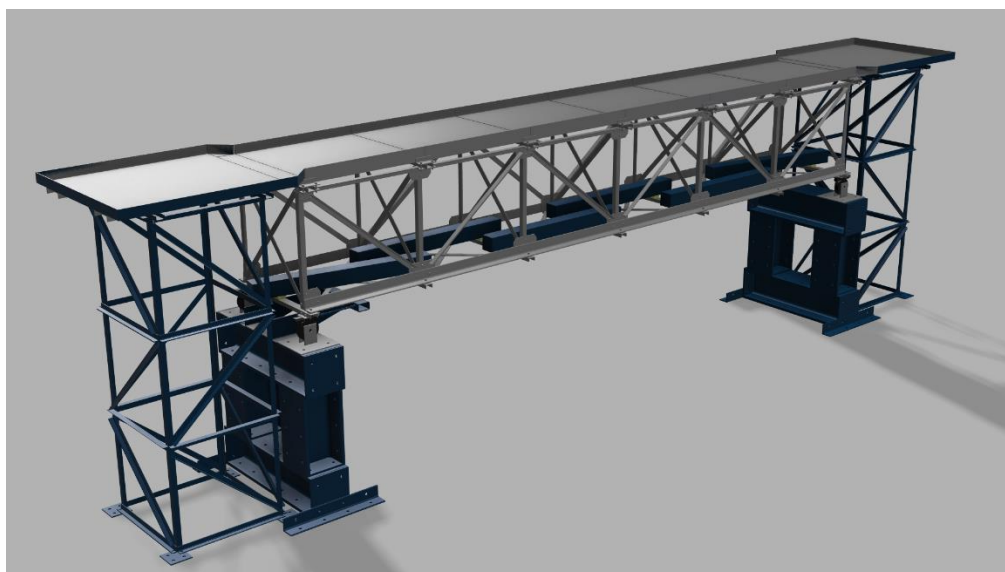


Figura 4.6 – Render do modelo laboratorial

4.2.2 Modelo Numérico

Como referido anteriormente, a exploração de um modelo laboratorial carece sempre de um modelo numérico constantemente atualizado que permita a corroboração dos resultados obtidos experimentalmente. Desta forma, um modelo numérico de elementos finitos foi desenvolvido tendo sido utilizado o *software Robot Structural Analysis*[®]. Este modelo numérico está retratado na Figura 4.7.

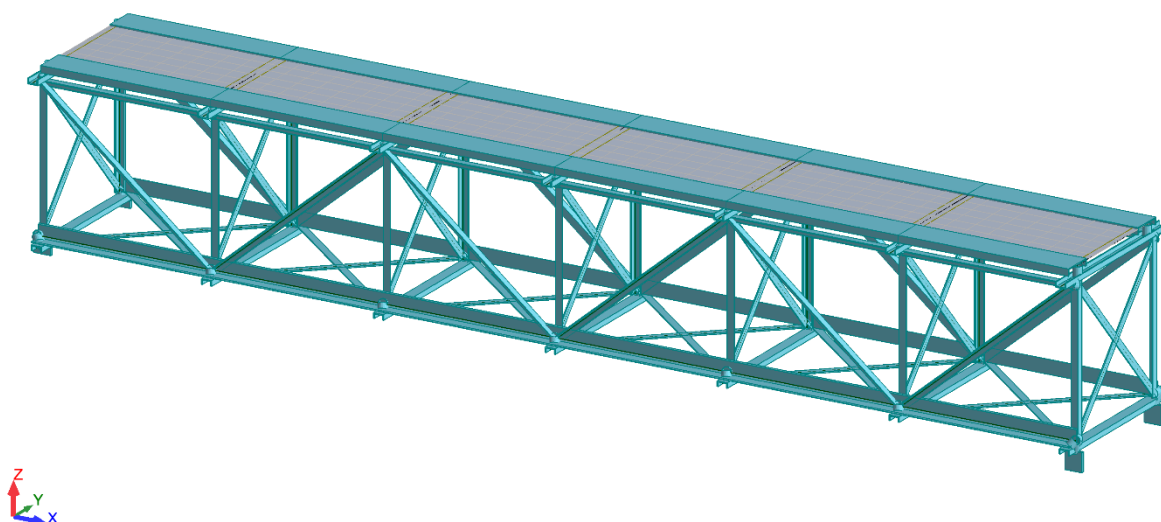


Figura 4.7 – Modelo numérico

De referir que as estruturas secundárias (torres de extremidade e pórticos de apoio) não estão incluídas neste modelo numérico. Relativamente às torres de extremidade, estas não têm impacto no comportamento estrutural do modelo laboratorial, uma vez que se encontram separadas desta. Face aos pórticos de apoio, e devido ao facto de a estrutura estar simplesmente apoiada, as condições de fronteira foram assumidas de acordo com esta suposição.

Considerando as disposições geométricas do modelo laboratorial, as ligações entre os nós e as barras não foram executadas através da ferramenta “*rigid links*”, devido a instabilidades detetadas durante o cálculo do modelo numérico e que poderiam comprometer a análise numérica numa fase posterior. Ao invés, estas ligações foram asseguradas via barras auxiliares com um módulo de elasticidade virtualmente infinito, reunindo os nós das barras coincidentes num único nó.

As propriedades das barras do modelo numérico também seguiram o previamente definido em termos da seleção de materiais de construção, correspondendo estes ao aço e ao alumínio. Os módulos de elasticidade equivalem assim a 210 GPa e a 70 GPa, respetivamente.

No modelo numérico, a ligação do piso à treliça foi materializada através da ferramenta “*releases*”. Apesar de o *software* admitir, *a priori*, que as barras do modelo estão rigidamente ligadas entre si nos nós, esta opção permite ao utilizador estabelecer quais os graus de liberdade que as extremidades das barras apresentam, libertando ou impedindo, quer translações, quer rotações.

A título de exemplo, e de modo a reproduzir-se o efeito obtido no modelo laboratorial, os perfis “Us” no modelo numérico apresentam a translação na direção “x” impedida na extremidade direita, enquanto na extremidade oposta, esta encontra-se livre (ver Figura 4.8).

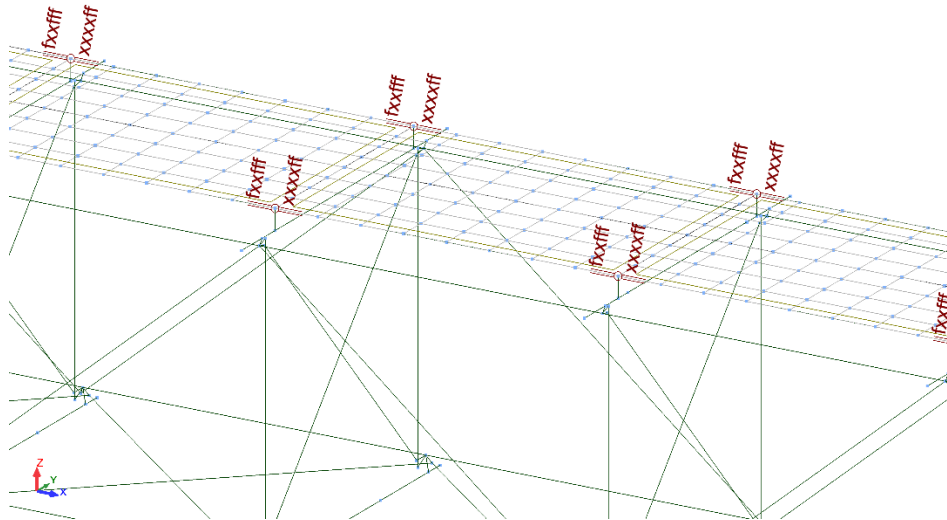


Figura 4.8 – “Releases” aplicados no modelo numérico

4.3 CARGAS APLICADAS

O sistema completo de carregamento, concebido para operar autonomamente, engloba vários tipos de cargas com a proporção adequada face à escala do modelo. Foram consideradas ações de cariz permanente e variável e a ação da temperatura. À semelhança das dimensões geométricas consideradas no modelo laboratorial, a escolha das cargas aplicadas teve também por base a escala do modelo face a uma hipotética estrutura real.

Os subcapítulos seguintes reportam as ações aplicadas ao modelo laboratorial e a sua correspondente simulação no modelo numérico, apresentando-se os resultados obtidos em termos de esforços e de deformadas.

Apesar de ter sido recolhido um número considerável de parâmetros, apenas alguns foram selecionados para este subcapítulo, nomeadamente os deslocamentos horizontais ($\delta_{h,M}$) e verticais ($\delta_{v,M}$) a meio vão, a força axial máxima no banzo inferior (N_{Bi}), os deslocamentos horizontais para as extremidades esquerda ($\delta_{h,E}$) e direita da estrutura ($\delta_{h,D}$), assim como as respetivas rotações (θ_E e θ_D) medidas nas barras longitudinais. Em termos de convenção de sinais, são considerados positivos os deslocamentos horizontais para a esquerda, deslocamentos verticais ascendentes e rotações no sentido anti-horário.

4.3.1 Ações Permanentes

No modelo laboratorial, foi considerada a atuação de outras cargas permanentes, para além do peso próprio, simulando o peso dos revestimentos e de outros elementos não estruturais de uma ponte. Esta ação foi conseguida através da colocação de seis barras de aço, de secção $60 \times 60 \text{ mm}^2$ e comprimento 700 mm, com 20 kg cada, distribuídas ao longo da estrutura e apoiadas através de calços em neoprene

sobre as travessas existentes ao nível das cordas inferiores, como se pode observar nos esquemas das Figura 4.9, Figura 4.10 e Figura 4.11.

De referir que as barras de aço são atravessadas por dois parafusos, em cada extremidade, que, por sua vez, ligam a uma chapa metálica posicionada debaixo da travessa. Este sistema permite a fixação das barras de aço às travessas inferiores.

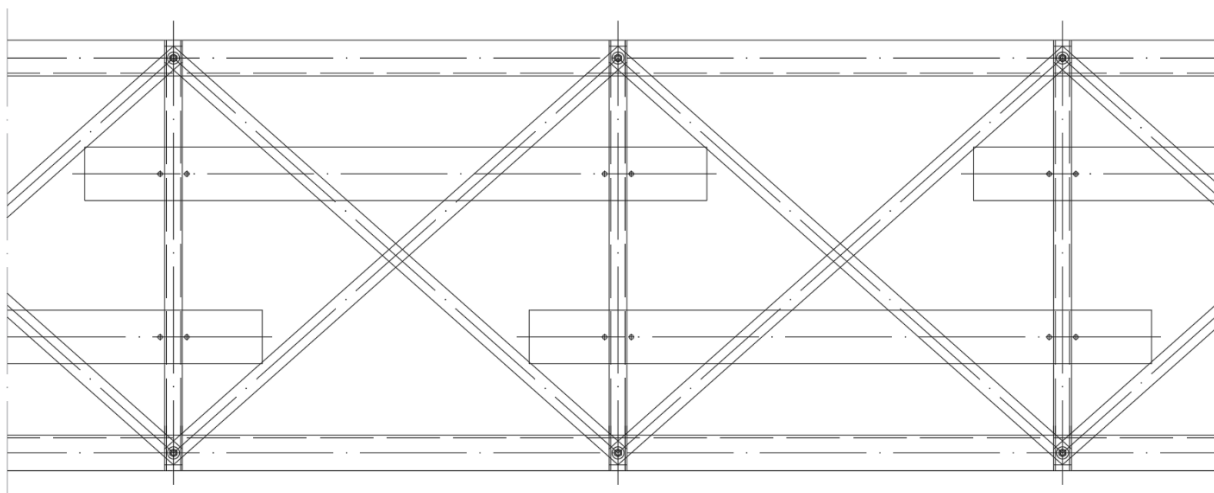


Figura 4.9 – Vista em planta das barras de aço correspondentes às restantes cargas permanentes

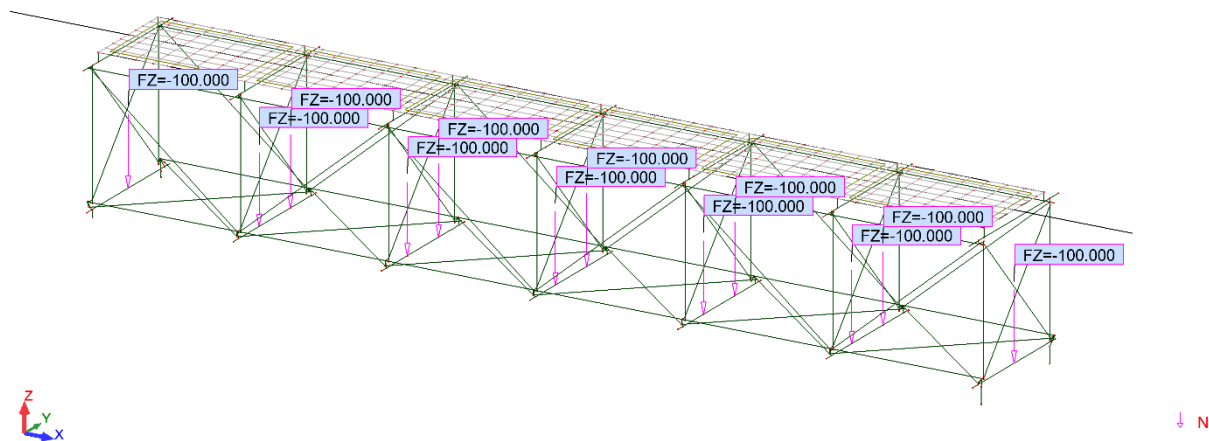


Figura 4.10 – Aplicação das restantes cargas permanentes no modelo numérico



Figura 4.11 – Barras de aço e tanques de água aplicados ao nível da corda inferior

Por sua vez, o peso próprio foi calculado manualmente e considerado no modelo numérico sob a forma de cargas uniformemente distribuídas ao longo das longarinas, para o peso das chapas de piso e das guardas laterais, e de cargas concentradas nos nós de extremidade, para o peso das demais peças de apoio. Resume-se de seguida o cálculo efetuado:

- Chapa de piso (498x460x2 mm) → 3.6 kg
- Guardas laterais (498x3x33 mm) → 0.41 kg
- Cantoneiras de apoio (L20x20x3) → 0.07 kg
- Barras horizontais (60x20x3 mm) → 0.03 kg
- Parafusos (total de 8 parafusos por ligação) → 0.03 kg

Para todos os componentes enumerados, o peso volúmico do aço foi admitido como sendo equivalente a 7875 kg/m³.

A carga uniformemente distribuída é então dada por:

$$Peso\ Próprio_{chapa} = \frac{3.6 * 9.81}{2} = 17.658\ N \rightarrow \frac{17.658}{498} = 0.03546\ N/mm$$

$$Peso\ Próprio_{guardas\ laterais} = 0.41 * 9.81 = 4.0221\ N \rightarrow \frac{4.0221}{498} = 0.00808\ N/mm$$

$$\sum_{cargas\ distribuídas} = 0.03546 + 0.00808 = 0.04354\ N/mm$$

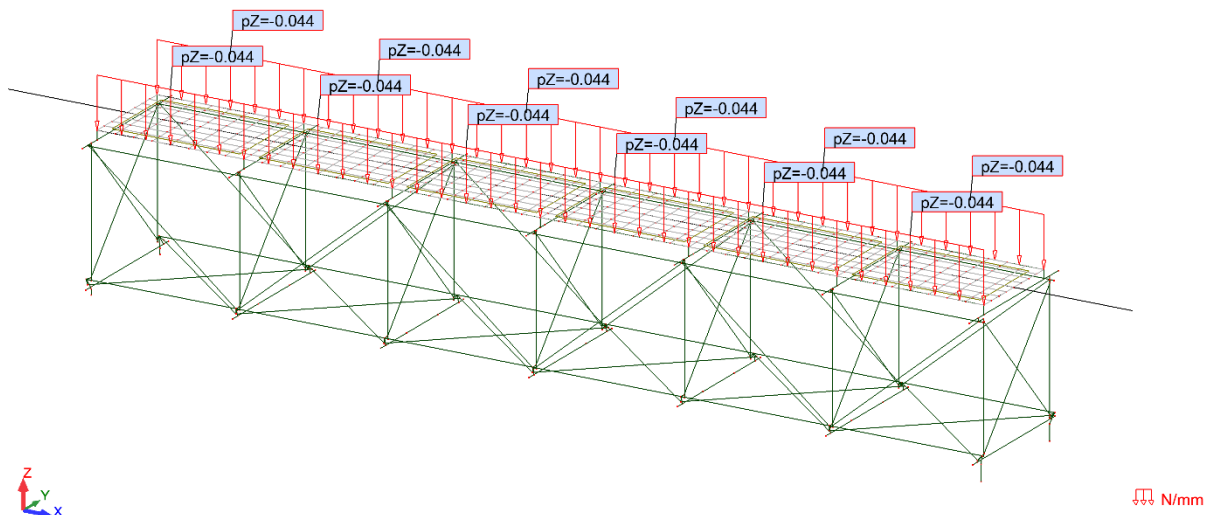


Figura 4.12 – Aplicação das cargas de peso próprio distribuídas no modelo numérico

Já as cargas concentradas são dadas por:

$$\text{Cargas concentradas} = 2 * (0.07 + 0.03) + 4 * (0.03) = 0.32 \text{ kg} \rightarrow 0.32 * 9.81 = 3.1392 \text{ N}$$

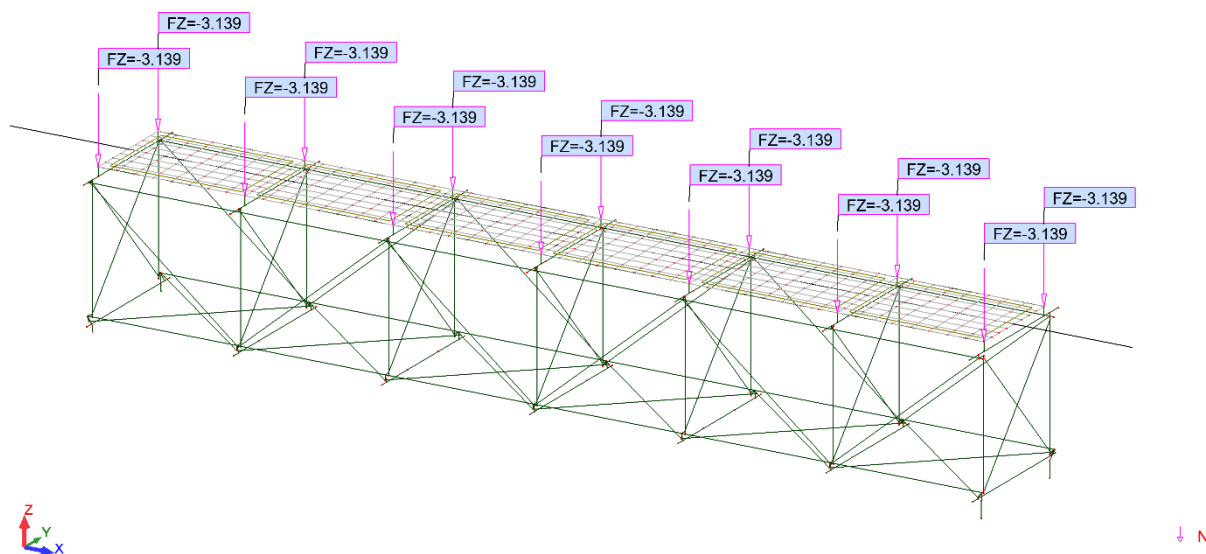


Figura 4.13 – Aplicação das cargas de peso próprio concentradas no modelo numérico

A Tabela 4.1 e a Tabela 4.2 resumam os principais resultados obtidos para a ação permanente enquanto a Figura 4.14 apresenta as correspondentes deformadas da estrutura.

Tabela 4.1 – Resultados para as ações permanentes (1/2)

	$\delta_{h,M}$ [mm]	$\delta_{v,M}$ [mm]	N_{Cl} [N]
Peso próprio	0.023	-0.105	288.2
Restantes cargas permanentes	0.034	-0.143	416.5

Tabela 4.2 – Resultados para as ações permanentes (2/2)

	$\delta_{h,E}$ [mm]	θ_E [°]	$\delta_{h,D}$ [mm]	θ_D [°]
Peso próprio	0.040	-0.004	0.005	0.004
Restantes cargas permanentes	0.060	-0.006	0.008	0.006

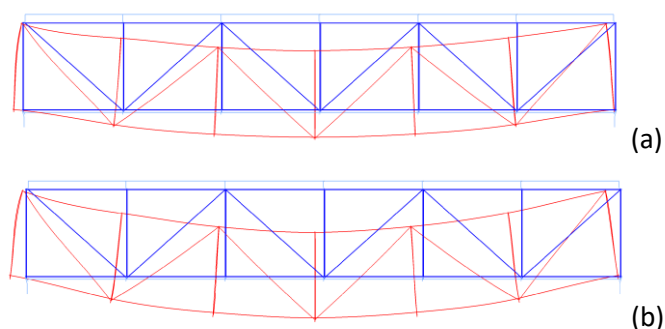


Figura 4.14 – Deformada da estrutura devido ao peso próprio (a) e às restantes cargas permanentes (b)

4.3.2 Ações Variáveis

De modo a simular as condições de trânsito ao longo de um ciclo diário, dois tanques de água com capacidade de 20 l foram projetados para ficarem suspensos de duas das travessas existentes ao nível da corda inferior (ver Figura 4.11.). Um circuito hidráulico, ainda em fase de desenvolvimento, permitirá o enchimento automático destes reservatórios, a níveis variáveis, permitindo a simulação dos ciclos diários de situações de trânsito lento ou fluído na ponte. A consideração desta ação no modelo numérico está ilustrada na Figura 4.15.

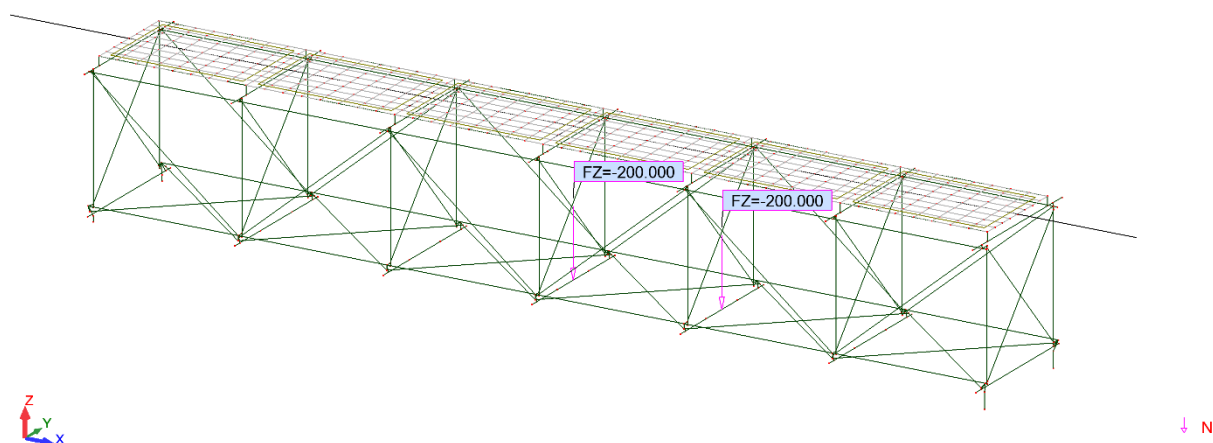


Figura 4.15 – Aplicação dos reservatórios de água no modelo numérico

Além dos reservatórios de água, um *robot* de quatro rodas (Figura 4.16) com um peso bruto máximo de 100 kg, foi utilizado de modo a simular os efeitos dos veículos durante a travessia da ponte, assim como permitir a obtenção de linhas de influência experimentais. O veículo foi programado de maneira a efetuar a travessia de um modo completamente autónomo, através de uma ligação sem fios ao computador central localizado no laboratório.



Figura 4.16 – Veículo sobre o tabuleiro da ponte

A título de exemplo, a Figura 4.17 ilustra a consideração desta ação sobre o modelo numérico para um ensaio conduzido no qual a carga total por rodado foi, de aproximadamente, 23 kgf. A Tabela 4.3 e a Tabela 4.4 apresentam os principais resultados obtidos para as ações variáveis e a Figura 4.18 as respectivas deformadas.

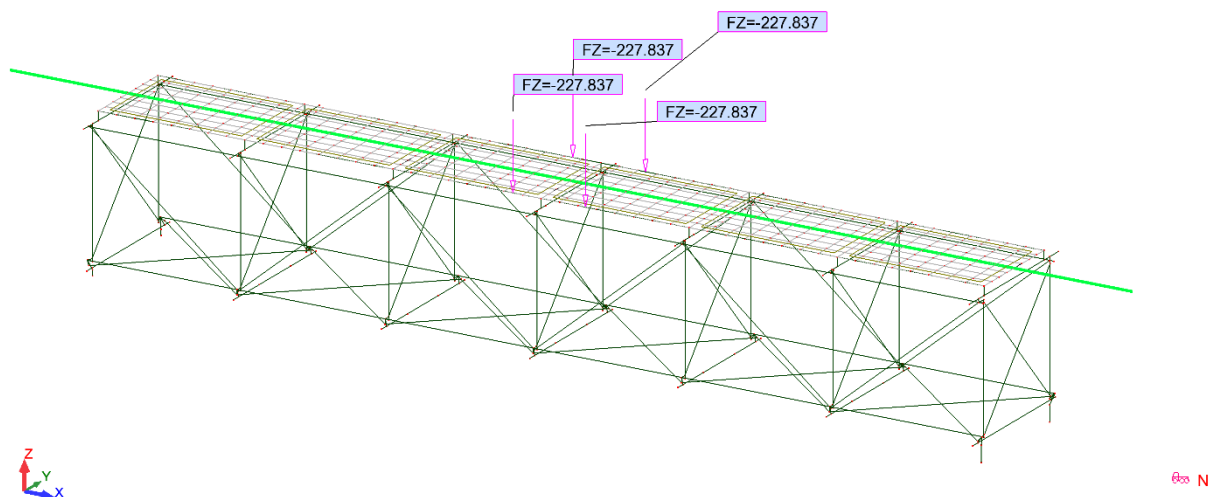


Figura 4.17 – Aplicação da carga móvel (veículo robotizado) no modelo numérico

Tabela 4.3 – Resultados para as ações variáveis (1/2)

	$\delta_{h,M}$ [mm]	$\delta_{v,M}$ [mm]	N_{Cl} [N]
Carga variável (reservatórios de água)	0.019	-0.072	272.6
Carga móvel (veículo terrestre)	0.035	-0.170	442.9

Tabela 4.4 – Resultados para as ações variáveis (2/2)

	$\delta_{h,E}$ [mm]	θ_E [°]	$\delta_{h,D}$ [mm]	θ_D [°]
Carga variável (reservatórios de água)	0.029	-0.003	0.004	0.003
Carga móvel (veículo terrestre)	0.060	-0.006	0.008	0.005

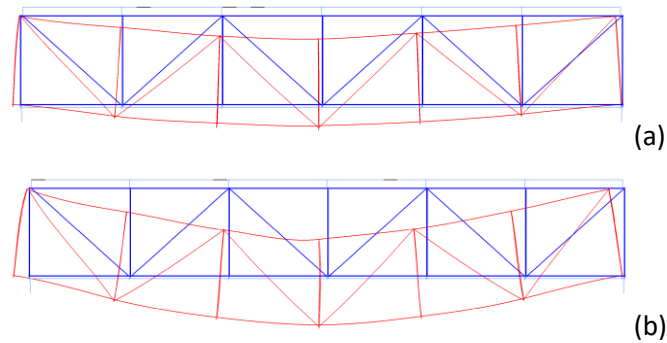


Figura 4.18 – Deformada da estrutura devida às cargas variáveis: tanques de água cheios (a) e carga variável móvel a meio vão (b)

4.3.3 Ação da Temperatura

Como referido anteriormente, o material de construção não é o mesmo em toda a estrutura. A escolha do alumínio para ser utilizado na corda inferior teve como objetivo simular, no modelo laboratorial, o efeito das diferentes condições de exposição dos elementos, à radiação solar, efeito que afeta as pontes reais. De facto, na generalidade das pontes metálicas existentes, o tabuleiro está localizado ao nível do banzo superior, o que impede a incidência solar direta em determinados elementos estruturais, gerando assim uma diferença substancial da deformação térmica, por exemplo, entre as cordas superiores e as cordas inferiores.

No modelo, este efeito surge ampliado, não pela variação térmica (todos os elementos encontrar-se-ão expostos a temperaturas semelhantes) mas sim pela variação do coeficiente de dilatação térmica (que foi considerado como sendo $0,000023 / ^\circ\text{C}$ para o alumínio e $0,000012 / ^\circ\text{C}$ para o aço).

Em comparação com o aço, o alumínio apresenta valores inferiores do módulo de *Young* (210 GPa e 70 GPa, respetivamente). Logo, e de modo a assegurar-se a resistência e rigidez axial adequadas do banzo inferior, foi necessário aumentar a secção deste elemento. Assim, e como referido anteriormente, a corda superior materializada por aço consiste numa cantoneira L20×20×3, enquanto a corda inferior, em alumínio, corresponde a uma cantoneira L40×40×3.

Em ambiente laboratorial, a variação da temperatura é assegurada por radiação com recurso a lâmpadas infravermelhas. ligadas a um sistema autónomo e programável, o que permite simular ciclos de temperaturas diárias e sazonais. À semelhança dos tanques de água representativos de trânsito lento ou fluído, a aplicação de variações térmicas encontra-se em fase de desenvolvimento.

No modelo numérico, foi analisado o efeito das variações uniformes de temperatura de +10 °C e de -10 °C. Os resultados são os que constam na Tabela 4.5 e na Tabela 4.6, com as deformadas patententes na Figura 4.19.

Tabela 4.5 – Resultados para a ação da temperatura (1/2)

	$\delta_{h,M}$ [mm]	$\delta_{v,M}$ [mm]	N_{Cl} [N]
Variação térmica (+10 °C)	0.315	-0.228	-400.2
Variação térmica (-10 °C)	-0.315	0.228	400.2

Tabela 4.6 – Resultados para a ação da temperatura (2/2)

	$\delta_{h,E}$ [mm]	θ_E [°]	$\delta_{h,D}$ [mm]	θ_D [°]
Variação térmica (+10 °C)	0.633	-0.008	-0.005	0.002
Variação térmica (-10 °C)	-0.634	0.008	0.005	-0.002

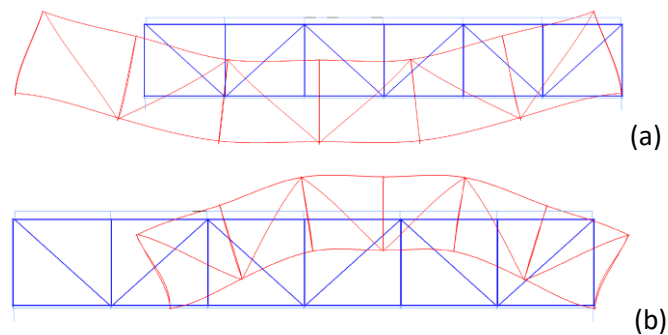


Figura 4.19 – Deformada da estrutura devido à variação térmica +10 °C (a) e -10 °C (b)

As deformadas da estrutura comprovam que esta, quando submetida a uma ação de temperatura uniforme, leva à sua flexão. Apesar de a deformada resultante não ser uma curvatura circular, esta corresponde aos objetivos e representa a maneira como a estrutura consegue acomodar este efeito.

4.4 LIGAÇÕES NO MODELO NUMÉRICO

Atendendo a que tanto os montantes como as diagonais estão ligados às chapas *gusset* através de um único parafuso em cada uma das extremidades, ajustando-se o aperto do parafuso, é possível obter-se uma ligação rígida (assumindo que não ocorre deslizamento) ou uma ligação articulada.

Contudo, os resultados obtidos na modelação numérica demonstram que o comportamento estrutural não sofre alterações consideráveis, independentemente de as ligações serem admitidas como rígidas ou articuladas. A comparação entre estes dois casos pode ser confirmada, tendo por base as tabelas seguidamente apresentadas (Tabela 4.7 e Tabela 4.8).

Para a modelação das ligações articuladas, recorreu-se, novamente, à ferramenta “*releases*”, libertando-se as rotações de acordo com a Figura 4.20.

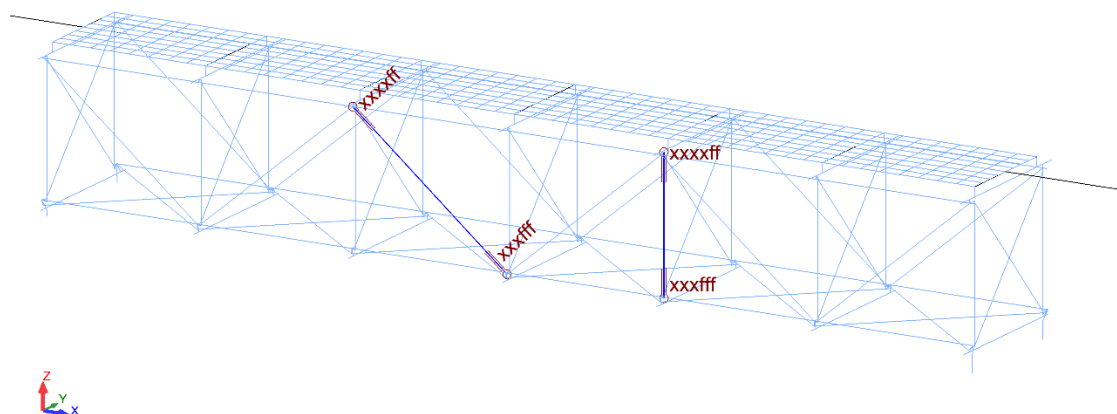


Figura 4.20 – “*Releases*” aplicados nos perfis verticais e diagonais

Os casos de carga seleccionados englobam: a variação térmica de +10 °C; os dois reservatórios de água cheios; a carga móvel posicionada a meio vão e com um total de 100 kg.

Tabela 4.7 – Resultados devidos à perda da ligação rígida (1/2)

Carga	Modelo	$\delta_{h,M}$ [mm]	$\delta_{v,M}$ [mm]	N_{Cl} [N]
ΔT (+10 °C)	Ligações rígidas	0.315	-0.228	-400.2
	Ligações articuladas	0.312	-0.234	-349.4
Reservatórios de água	Ligações rígidas	0.019	-0.072	272.6
	Ligações articuladas	0.022	-0.075	329.8
Carga móvel (veículo terrestre)	Ligações rígidas	0.035	-0.170	442.9
	Ligações articuladas	0.035	-0.174	473.6

Tabela 4.8 – Resultados devido à perda da ligação rígida (2/2)

Carga	Modelo	$\delta_{h,E}$ [mm]	θ_E [°]	$\delta_{h,D}$ [mm]	θ_D [°]
ΔT (+10 °C)	Referência	0.633	-0.008	-0.005	0.002
	Ligações desimpedidas	0.635	-0.010	-0.004	0.003
Reservatórios de água	Referência	0.029	-0.003	0.004	0.003
	Ligações desimpedidas	0.033	-0.002	0.004	0.003
Carga móvel (veículo terrestre)	Referência	0.060	-0.006	0.008	0.005
	Ligações desimpedidas	0.062	-0.005	0.007	0.005

4.5 CENÁRIOS DE DANO

Os cenários de dano considerados neste modelo laboratorial foram selecionados e projetados tendo por base uma comparação realista face a problemas típicos detetados neste tipo de pontes metálicas. Os efeitos na resposta estrutural, verificados através dos diferentes parâmetros medidos, dependem, não exclusivamente do tipo de dano, mas também do seu grau de severidade.

Desta forma, foram introduzidos os cenários de dano, de seguida apresentados, e estudada a consequente resposta da estrutura. Neste estudo é estabelecida a comparação face ao estado de referência que se admite como sendo o da estrutura simplesmente apoiada com ligações rígidas nos nós.

Foram assim previstos três cenários de dano:

- Perda de secção de barras;
- Perda de elementos estruturais;
- Restrições ao deslocamento horizontal nos apoios simples;

O primeiro cenário tem como objetivo analisar os efeitos da perda de rigidez de barras principais devida a perdas de secção, o que poderá estar associado a fenómenos de corrosão ou ao natural envelhecimento da estrutura. Neste modelo, este cenário está previsto ser simulado, recorrendo-se à substituição das barras por outras com diferentes propriedades físicas e mecânicas.

Por sua vez, o segundo cenário representa a perda total de elementos estruturais (i.e., a incapacidade de estes elementos receberem esforços), o que poderá ser causado tanto devido à perda completa do

elemento ou por falhas nas ligações. No entanto, e devido ao facto de o modelo laboratorial ser estaticamente determinado, tanto interna como externamente, a perda de elementos estruturais levaria à hipoestaticidade da estrutura. Assim, este cenário de dano está previsto ser analisado de forma inversa, acrescentando-se barras à estrutura ao invés de se retirar.

Por fim, o terceiro cenário de dano corresponde à simulação da degradação dos aparelhos de apoio, através de restrições aos deslocamentos horizontais. A fim de se viabilizar este cenário, surgiu a necessidade da criação de um sistema auxiliar que restringe tais deslocamentos nos apoios simples (extremidade esquerda). Neste sistema (Figura 4.21), os deslocamentos horizontais estão restringidos através de uma barra de travamento horizontal, que ganha reação nos pórticos de apoio e é ligada nas suas extremidades aos varões dos apoios através de esticadores. Desta forma, o deslocamento horizontal é controlado através da rigidez à flexão da barra de travamento. Tendo em conta que esta barra foi projetada de modo a ser facilmente substituída (na Figura 4.21 corresponde a uma secção retangular oca $20 \times 30 \times 3$), é possível simular diferentes efeitos relativos ao nível de restrição, resultando em diferentes níveis de dano aplicados ao apoio. Ademais, a conversão do modelo para uma estrutura simplesmente apoiada consegue-se facilmente, desligando-se os esticadores da barra de travamento.



Figura 4.21 – Sistema de travamento do apoio na extremidade esquerda

A título de exemplo, foi seleccionado o cenário de dano relativo às restrições aos aparelhos de apoio para ser explorado mais em detalhe neste documento.

Tendo em conta as particularidades deste cenário, desenvolveu-se um modelo numérico isolado, representativo dos pórticos de apoio, constituídos por perfis HEB 160. O desenvolvimento deste modelo teve por objetivo a determinação da rigidez destes pórticos, incluindo a rigidez da sua ligação ao piso e, conseqüentemente, permitir estimar as constantes elásticas a adotar no modelo numérico principal para cada um dos apoios da viga. Para tal, foi calculado o deslocamento horizontal, admitindo-se uma carga de 1000 N, aplicada tanto vertical como horizontalmente. As nuances relativas ao ponto de aplicação destas cargas em cada extremidade foi detalhada, uma vez que na extremidade direita (lado do apoio fixo), as

roldanas estão soldadas aos varões de apoio que, por sua vez, ligam à estrutura, ao invés do apoio do lado esquerdo, nos quais esses varões encontram-se apenas apoiados sobre as roldanas. Nestas condições, o ponto de aplicação da carga no apoio do lado esquerdo corresponde ao ponto de contacto entre o varão e a roldana (Figura 4.22), enquanto na extremidade oposta, este ponto coincide com o eixo da roldana (Figura 4.23).

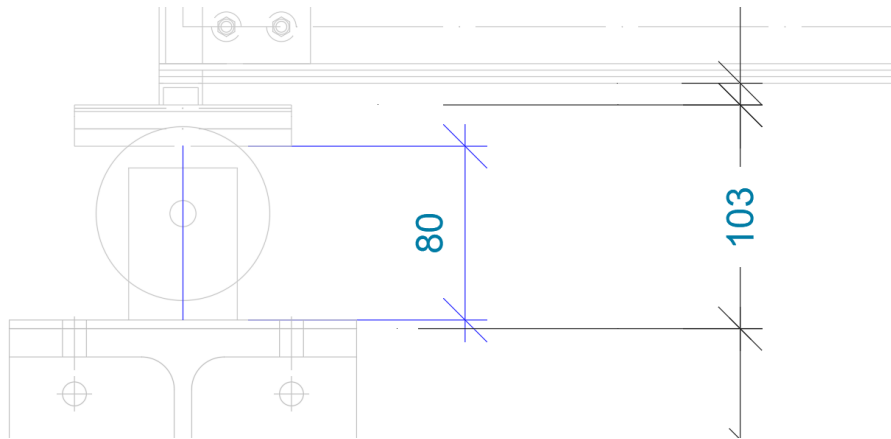


Figura 4.22 – Cota do apoio na extremidade esquerda (ponto de contacto entre o varão e a roldana)

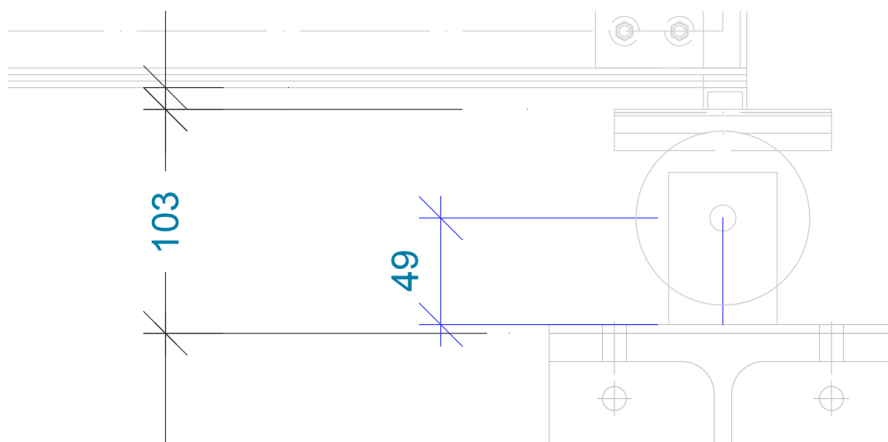


Figura 4.23 – Cota do apoio na extremidade direita (eixo da roldana)

Atendendo a este facto, a aplicação das cargas padrão horizontais alternou entre os nós 11 e 12 (Figura 4.24) para a extremidade direita e esquerda, respetivamente, apesar de a componente vertical ter sido aplicada em ambos no eixo da roldana, ou seja, no nó 11. A barra 7 foi assumida como sendo em aço S235 e com uma secção 50x8 mm, de modo a traduzir as duas chapas laterais de apoio da roldana. Importa também referir que a ligação dos pórticos de apoio ao piso foi admitida como sendo de encastramento perfeito.

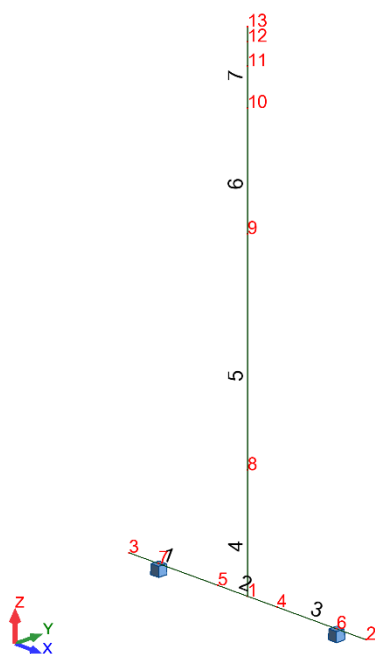


Figura 4.24 – Legenda dos nós e das barras

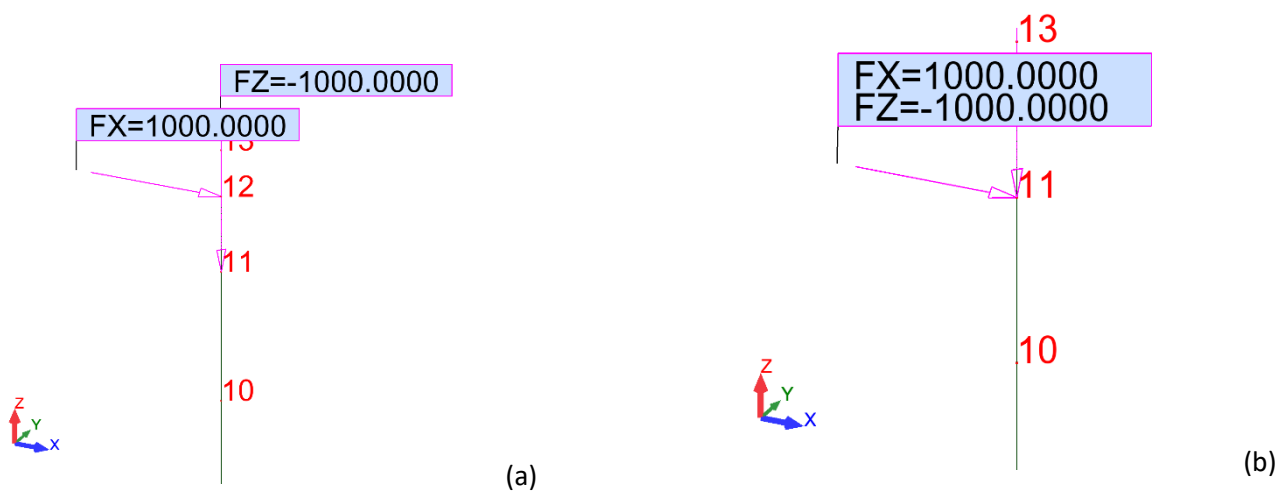


Figura 4.25 – Aplicação das cargas: extremidade esquerda (a) e extremidade direita (b)

Obtiveram-se as seguintes constantes elásticas para os apoios da viga principal a serem considerados neste cenário de dano (os efeitos relativos à carga vertical na estrutura não foram considerados no presente exercício uma vez que os assentamentos de apoio não revelaram ser significativos):

- Extremidade esquerda (Figura 4.26)

$$\frac{1000}{0.021036} = 47537.6 \text{ N/mm}$$

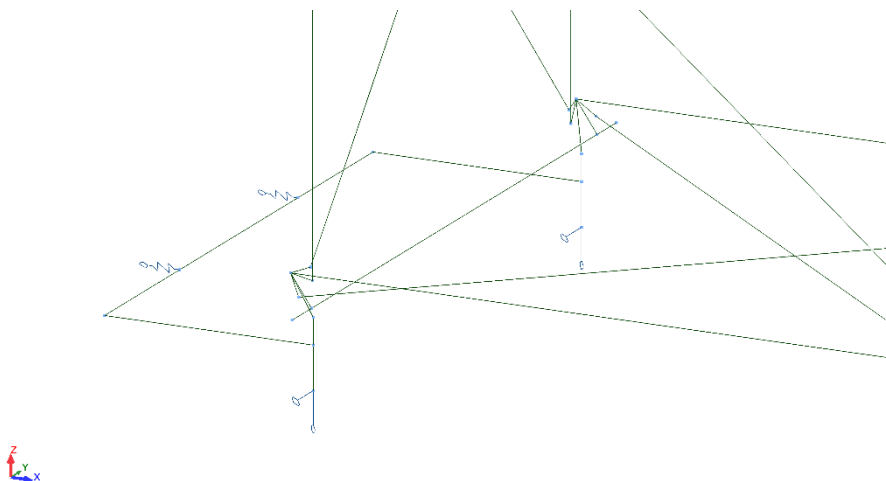


Figura 4.26 – Condições de apoio na extremidade esquerda

- Extremidade direita (Figura 4.27)

$$\frac{1000}{0.011201} = 89277.7 \text{ N/mm}$$

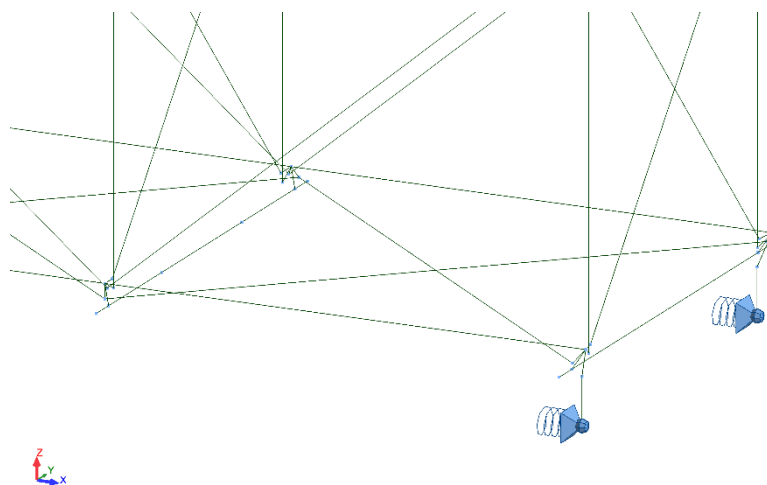


Figura 4.27 – Condições de apoio na extremidade direita

Por sua vez, a Tabela 4.9 e a Tabela 4.10 apresentam os efeitos provocados na resposta estrutural, estimados através do modelo numérico desenvolvido, devido às restrições nos deslocamentos horizontais nos aparelhos de apoio na extremidade esquerda da estrutura.

Como referido anteriormente, um modelo de referência (modelado como sendo simplesmente apoiado e com ligações rígidas) foi admitido, de modo a servir como medida de comparação face ao cenário de dano aplicado no modelo numérico.

Como medida complementar, as tabelas mencionadas incluem dois níveis de gravidade nas quais foram utilizados perfis tubulares 20×30×3 e 50×30×3, respetivamente. Estes correspondem à barra de travamento utilizada e previamente detalhada.

Os parâmetros estruturais foram analisados para: a variação térmica uniforme +10 °C; o efeito dos reservatórios de água cheios (20 l), posicionados como descrito anteriormente; e o efeito da carga móvel (100 kg) localizada a meio vão.

Tabela 4.9 – Resultados devidos à restrição nos apoios na extremidade esquerda (1/2)

Carga	Modelo	$\delta_{h,M}$ [mm]	$\delta_{v,M}$ [mm]	N_{Cl} [N]
ΔT (+10 °C)	Referência	0.315	-0.228	-400.2
	20×30×3	0.036	-0.135	-1032.8
	50×30×3	-0.065	-0.101	-1266.8
Reservatórios de água	Referência	0.019	-0.072	272.6
	20×30×3	0.005	-0.068	241.9
	50×30×3	0.000	-0.066	230.9
Veículo terrestre	Referência	0.035	-0.170	442.9
	20×30×3	0.005	-0.160	379.3
	50×30×3	-0.005	-0.157	356.5

Tabela 4.10 – Resultados devidos à restrição nos apoios na extremidade esquerda (2/2)

Carga	Modelo	$\delta_{h,E}$ [mm]	θ_E [°]	$\delta_{h,D}$ [mm]	θ_D [°]
ΔT (+10 °C)	Referência	0.633	-0.008	-0.005	0.002
	20x30x3	0.305	0.089	-0.235	-0.149
	50x30x3	0.186	0.127	-0.319	-0.203
Reservatórios de água	Referência	0.029	-0.003	0.004	0.003
	20x30x3	0.013	0.000	-0.008	-0.005
	50x30x3	0.007	0.004	-0.012	-0.008
Veículo terrestre	Referência	0.060	-0.006	0.008	0.005
	20x30x3	0.026	0.000	-0.017	-0.010
	50x30x3	0.014	0.007	-0.025	-0.016

Além do mais, as figuras seguintes (Figura 4.28, Figura 4.29 e Figura 4.30) representam a deformada do modelo laboratorial para ambos os níveis de severidade considerados na restrição dos deslocamentos horizontais.

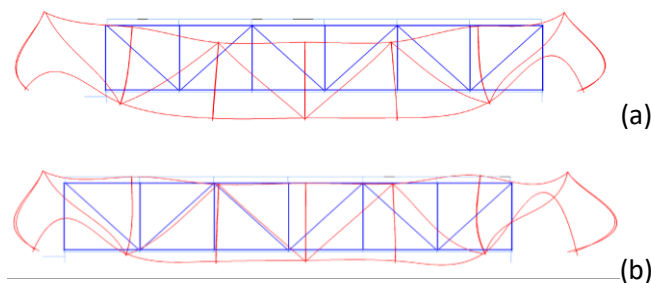


Figura 4.28 – Deformada da estrutura com restrição dos deslocamentos horizontais na extremidade esquerda devida à variação térmica +10 °C: 20x30x3 (a) e 50x30x3 (b)

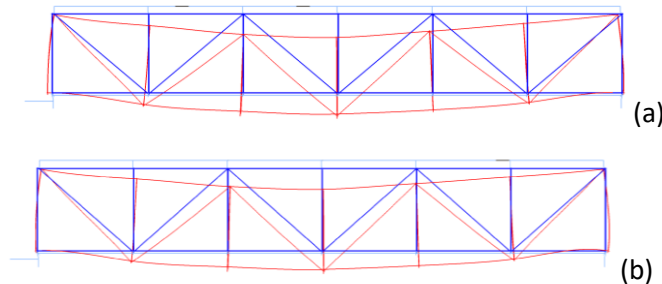


Figura 4.29 – Deformada da estrutura com restrição dos deslocamentos horizontais na extremidade esquerda devido ao efeito dos reservatórios de água cheios: 20x30x3 (a) e 50x30x3 (b)

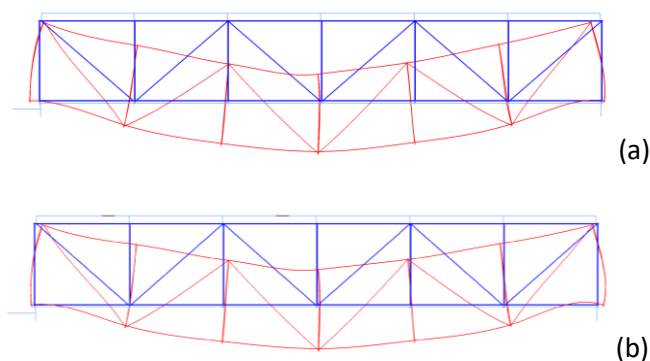


Figura 4.30 – Deformada da estrutura com restrição dos deslocamentos horizontais na extremidade esquerda devido ao efeito do veículo terrestre a meio vão: 20×30×3 (a) e 50×30×3 (b)

Como seria esperado, a deformada da estrutura diminui como consequência do aumento do grau de severidade imposto nas restrições dos apoios. De referir também o acréscimo de forças de compressão nas cordas inferiores como resultado direto do aumento das restrições.

De salientar que, devido à flexibilidade horizontal dos pilares, a estrutura tende a deformar-se na direção dos apoios fixos (posicionados na extremidade direita). Para além disso, e fruto da excentricidade dos apoios em relação ao eixo das cordas inferiores, as forças horizontais resultantes das restrições nos movimentos nesta direção induzem, ainda que localmente, uma rotação na direção oposta na extremidade destes elementos. Adicionalmente, deve ser referido que como resultado de pequenas diferenças nos aparelhos de apoio, as deformadas da estrutura não são simétricas.

4.6 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

No desenvolvimento do modelo laboratorial foi necessário proceder-se a verificações de segurança preliminares, mais precisamente, a verificação das ligações aparafusadas e das barras comprimidas. Para o efeito, e considerando o estabelecido no Eurocódigo 1 para ações em ambiente laboratorial, as cargas não foram majoradas [31].

No exercício da verificação da segurança, a estrutura foi assumida como sendo simplesmente apoiada e solicitada pela combinação de ações mais gravosa, i.e., em adição ao peso próprio e às restantes cargas permanentes, incluiu-se também a passagem da carga móvel com o seu valor máximo (100 kg) e os reservatórios de água cheios. Em termos de posição das ações variáveis, foi considerada a localização representada na Figura 4.31, ou seja, a carga móvel descentrada de meio-vão e próxima do apoio fixo da estrutura.

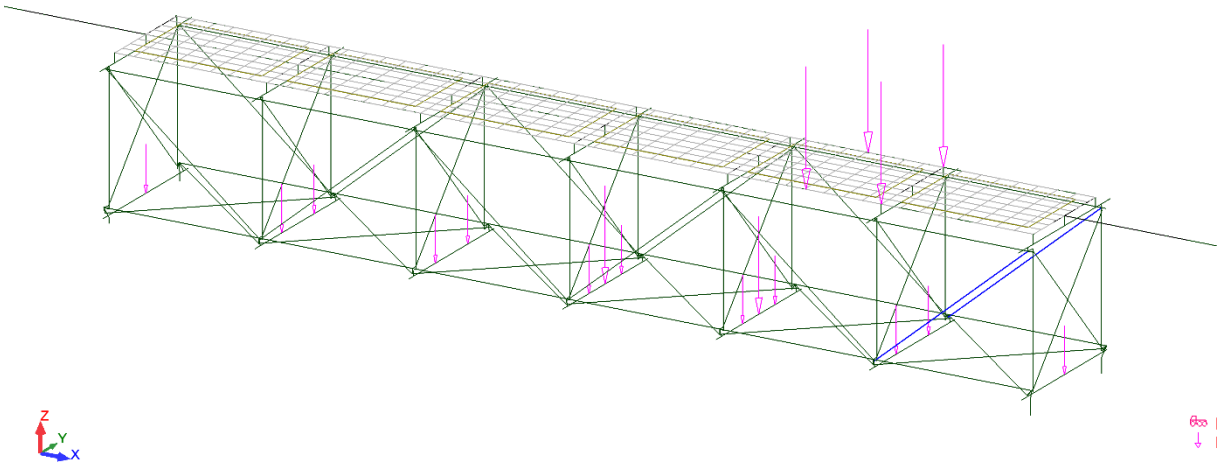


Figura 4.31 – Carga aplicadas na condição mais desfavorável

De seguida, determinou-se qual a barra e a correspondente ligação mais solicitada para o carregamento considerado. Conclui-se que esta equivale à diagonal (cantoneira L20×20×3) adjacente ao apoio fixo e a respetiva barra homóloga, com um valor de esforço axial de tração de 1451.078 N (Figura 4.32).

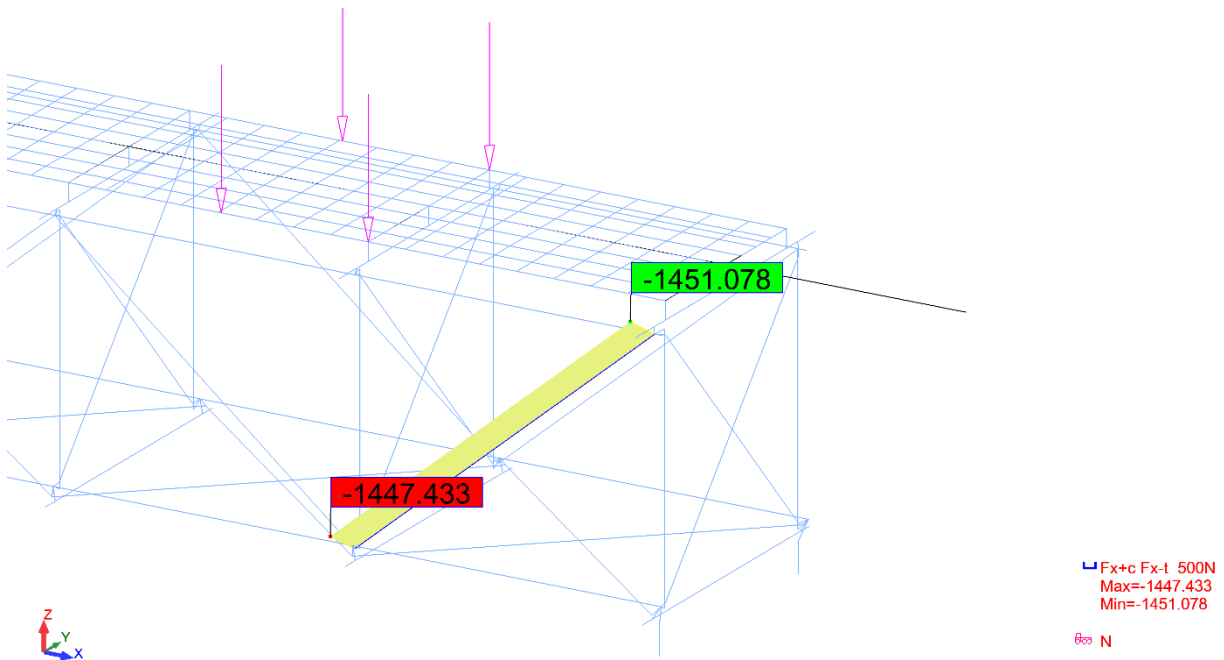


Figura 4.32 – Esforço máximo atuante na barra

4.6.1 Ligações aparafusadas

De acordo com o Eurocódigo 3 parte 1-8 [32] e assumindo parafusos M5 de classe 8.8 com furos de 6 mm, foi efetuada a verificação para o parafuso assinalado a laranja na Figura 4.33. Para efeitos de cálculo, admitiu-se como material construtivo o aço S235.

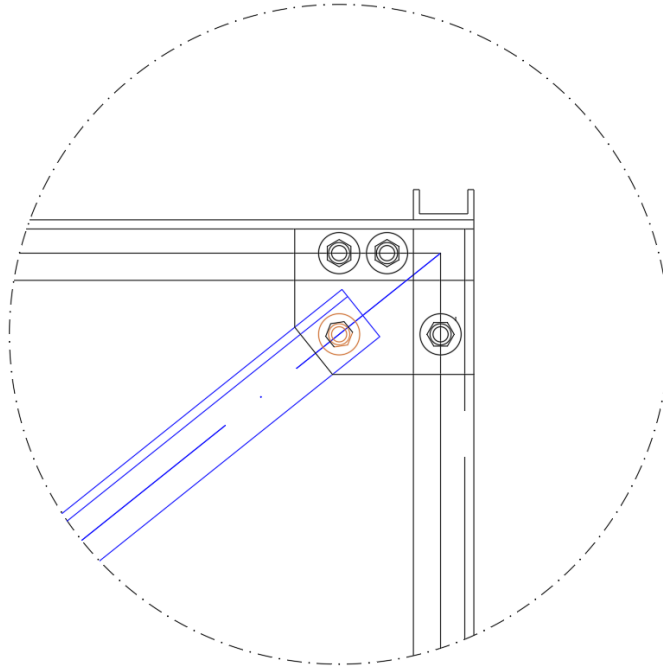


Figura 4.33 – Pormenor da ligação considerada

Disposições construtivas	
$d_0 = 6mm$ $e_1 = 10mm$ $t = 3mm$	
$1.2 * d_0 \leq e_1 \leq 4 * t + 40 \rightarrow 1.2 * 6 \leq 10 \leq 4 * 3 + 40$ $7.2 \leq 10 \leq 52$	
	Verifica

Com:

d_0 → diâmetro do furo do parafuso

e_1 → distância entre o centro do furo e a extremidade adjacente

t → espessura da peça exterior ligada de menor valor

CAPÍTULO 4

Uma vez que o valor de e_1 é constante para todos os *gussets* da estrutura, as disposições construtivas ficam automaticamente verificadas.

Resistência ao corte por plano de corte
$\alpha_v = 0.6$ $f_{ub} = 800N/mm^2$ $A = 14.2mm^2$ $\gamma_{M2} = 1.25$
$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} \rightarrow F_{v,Rd} = \frac{0.6 * 800 * 10^3 * 14.2 * 10^{-6}}{1.25}$ $F_{v,Rd} = 5.45 kN$

Com:

f_{ub} → tensão de rotura à tração

A → área da secção resistente do parafuso

γ_{M2} → coeficiente de segurança

$F_{v,Rd}$ → resistência ao corte

Resistência ao esmagamento das chapas
$f_u = 360MPa$ $k_1 = 2.5$ $t = 3mm$
$\alpha_b = \min \left(\frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3 * d_0}; 1.0 \right) \rightarrow \alpha_b = \min \left(\frac{800}{360} = 2.12; \frac{10}{3 * 6} = 0.56; 1.0 \right)$ $\alpha_b = 0.56$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} \rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2.5 * 0.56 * 360 * 10^3 * 5 * 10^{-3} * 3 * 10^{-3}}{1.25}$$

$$F_{b,Rd} = 6.05 \text{ kN}$$

Com:

f_u → tensão de rotura do aço

$F_{b,Rd}$ → resistência ao esmagamento da chapa

Resistência à rotura do bloco (assumindo um carregamento excêntrico)

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

$$A_{nt} = \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right) * t \rightarrow A_{nt} = \left(10 - \frac{6}{2} \right) * 3$$

$$A_{nt} = 21 \text{ mm}^2 = A_{nv}$$

$$V_{eff,1,Rd} = f_u * \frac{A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{1}{\sqrt{3}} * f_y * \frac{A_{nv}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{eff,1,Rd} = 360 * 10^3 * \frac{21 * 10^{-6}}{1.25} + \frac{1}{\sqrt{3}} * 235 * 10^3 * \frac{21 * 10^{-6}}{1.0}$$

$$V_{eff,1,Rd} = 5.89 \text{ kN}$$

Com:

f_y → tensão de cedência do aço

A_{nt} → área útil solicitada à tração

A_{nv} → área útil solicitada ao corte

γ_{M0} → coeficiente de segurança para secções transversais

Resistência à tração da aba da cantoneira (com um parafuso)
$N_{u,Rd} = \frac{2 * (e_2 - 0.5 * d_0) * t * f_u}{\gamma_{M2}} \rightarrow N_{u,Rd} = \frac{2 * (10 - 0.5 * 6) * 3 * 360 * 10^3}{1.25}$ $N_{u,Rd} = 12.09 \text{ kN}$

Com:

$N_{u,Rd}$ → resistência última da secção útil

Assim, pode-se concluir que o esforço máximo da ligação ocorre quando esta está submetida ao corte e tem um valor de 5.45 kN, sendo que o valor de cálculo do esforço resistente máximo é superior ao valor de cálculo do esforço axial atuante.

$$5450 \text{ N} > 1451.078 \text{ N}$$

4.6.2 Encurvadura

A verificação relativa ao efeito da encurvadura foi efetuada de acordo com o Eurocódigo 3 parte 1 [33], para uma cantoneira L20×20×3 com um comprimento de 56 mm. À semelhança das ligações aparafusadas, e para efeitos de cálculo, admitiu-se como material construtivo o aço S235. Como tal, a curva de encurvadura correspondente é “b” e o fator de imperfeição $\alpha_{LT} = 0.34$.

Classe de serviço
$f_y = 235 \text{ MPa}$ $h = b = 20 \text{ mm}$ $t = 3 \text{ mm}$
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} \rightarrow \varepsilon = \sqrt{235/235}$ $\varepsilon = 1.0$
$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11.5\varepsilon \rightarrow \frac{20}{3} \leq 15; \frac{20+20}{2*3} \leq 11.5$ $6.67 \leq 15; 6.67 \leq 11.5$
Verifica

Com:

h → altura da cantoneira

b → base da cantoneira

t → espessura da cantoneira

Tendo em conta a verificação referente à classe de serviço, a secção é de classe 3.

Resistência à encurvadura [6.3.1.1 e 6.3.1.2]
$L_{cr} = 56mm$ $i = 3.8mm$ $E = 210GPa$ $A = 1.12cm^2$ $\gamma_{M1} = 1.0$
$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \rightarrow \lambda = \frac{0.56}{0.38 \cdot 10^{-2}}$ $\lambda = 147.37$ $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} \rightarrow \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{200 \cdot 10^3 / 235}$ $\lambda_1 = 93.91$ $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{147.37}{93.91}$ $\bar{\lambda} = 1.57$ $\phi = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \phi = 0.5[1 + 0.34(1.57 - 0.2) + 1.57^2]$ $\phi = 1.79$ $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow \chi = \frac{1}{1.79 + \sqrt{1.79^2 - 1.57^2}}$ $\chi = 0.38$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,Rd} = \frac{0.38 * 1.12_{*10^{-4}} * 235_{*10^3}}{1.0}$$

$$N_{b,Rd} = 10.00 \text{ kN}$$

Com:

L_{cr} → comprimento de encurvadura

i → raio de giração

E → módulo de elasticidade

A → área da secção

γ_{M1} → coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos face à encurvadura

λ → esbelteza

λ_1 → esbelteza de referência

$\bar{\lambda}$ → esbelteza normalizada

ϕ → valor para determinar o coeficiente de redução

χ → coeficiente de redução

$N_{b,Rd}$ → valor de cálculo da resistência

$$10000 \text{ N} > 1451.078 \text{ N}$$

Tendo por base as verificações de segurança apresentadas, é possível concluir-se que nem as ligações aparafusadas, nem a resistência à encurvadura comprometem o funcionamento da estrutura, visto o valor do esforço atuante ser sempre inferior ao valor de esforço resistente dos elementos considerados. Ainda assim, de referir que as ligações aparafusadas correspondem ao fator limitante da estrutura.

CAPÍTULO 5

EXPLORAÇÃO DO MODELO LABORATORIAL À ESCALA REDUZIDA

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado à exploração do modelo laboratorial à escala reduzida, tendo por base os primeiros ensaios nos quais a carga móvel faz a travessia da ponte com uma velocidade constante ou com paragens em pontos previamente definidos.

A carga móvel nos ensaios apresentados é constituída pelo peso próprio do veículo e pela sobrecarga colocada neste, correspondendo a dois lingotes de chumbo denominados por lingote 13, posicionado no alinhamento esquerdo do veículo, e por lingote 30, posicionado no alinhamento direito do veículo (ver Figura 5.1). Esta nomenclatura teve por base as inscrições físicas existentes em ambos os lingotes.

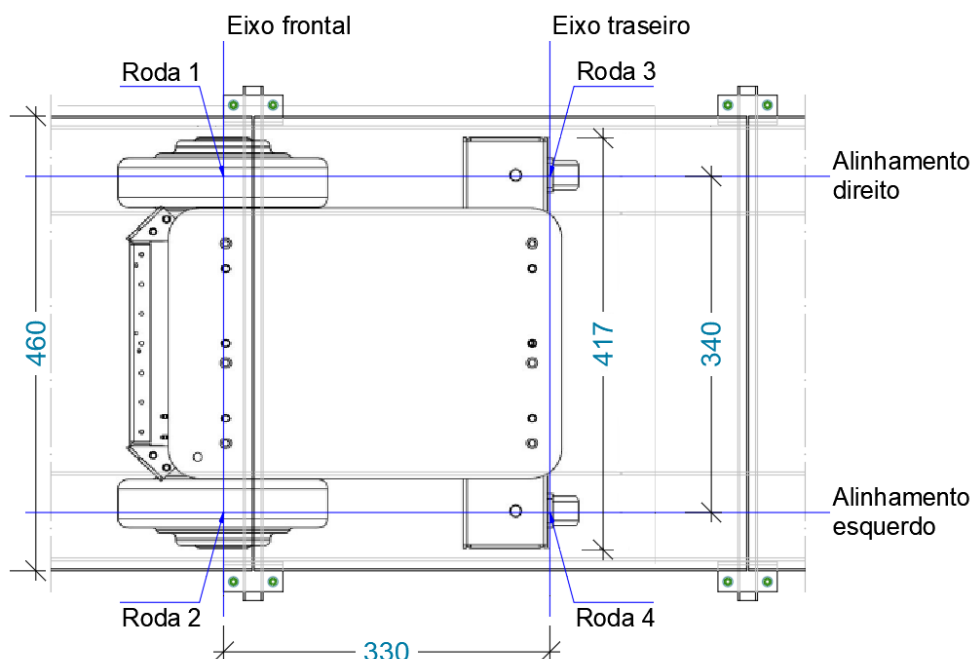


Figura 5.1 – Planta do veículo sobre o tabuleiro

De salientar o facto de as sobrecargas apresentarem ligeiras diferenças na sua pesagem, correspondendo a 36.820 kg e 37.235 kg, para o “lingote” 13 e 30, respetivamente. Assim, e admitindo o peso do veículo como sendo de 18.685 kg, a carga móvel totaliza 92.740 kg.

A pesagem do veículo e das respetivas sobrecargas foi efetuada em laboratório, de onde se estimaram os seguintes valores de carga:

- Eixo frontal: 26.916 kg / roda
- Eixo traseiro: 19.454 kg / roda

5.2 SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

O sistema de monitorização do modelo laboratorial engloba, para além da instrumentação da estrutura com quatro tipos de sensores diferentes, um sistema de aquisição de dados, um sistema de proteção contra sobretensões e também um conjunto de códigos *MatLab*, desenvolvidos para o posterior processamento dos dados.

A nomenclatura usada relativa à numeração dos montantes da estrutura e dos pilares e que será a considerada ao longo deste capítulo é a apresentada na Figura 5.2. De referir que o pilar 1 corresponde ao apoio móvel, enquanto o pilar 2 corresponde ao apoio fixo. Além do mais, as vigas foram identificadas como sendo uma do lado de montante e outra de jusante, de acordo com a designação usual utilizada em pontes, arbitrada laboratorialmente.

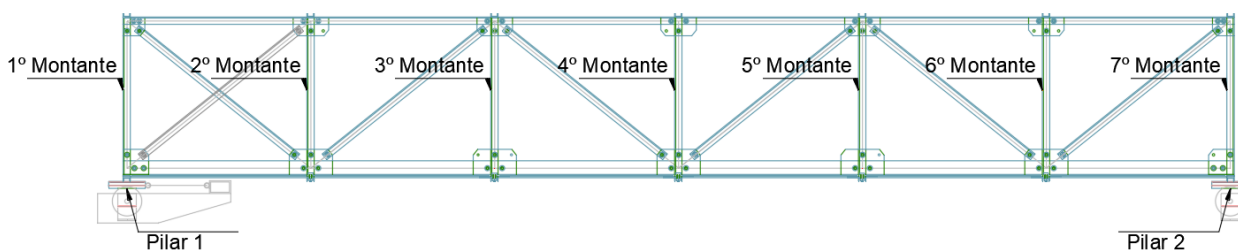


Figura 5.2 – Numeração dos módulos e montantes da estrutura

De modo a facilitar-se a identificação dos sensores instalados no modelo laboratorial, estes estão identificados usando uma sigla intuitiva, em inglês.

A título de exemplo, refira-se a designação “VD-4-D” (*vertical displacement, alignment number four, downstream side*) que corresponde a um LVDT que mede o deslocamento vertical no alinhamento do quarto montante do lado de jusante.

Uma listagem completa de todos os sensores utilizados está patente na Tabela 5.1 e, para além do mais, estes encontram-se identificados na Figura 5.3 e na Figura 5.4, de acordo com as seguintes cores: (i) laranja – LVDTs; (ii) azul – inclinómetros; e (iii) verde – extensómetros.

Nesta fase da instrumentação, apenas se recorreu a um sensor de temperatura colocado junto da unidade de aquisição de sinal, de modo a medir-se a temperatura ambiente. Como tal, este e as respetivas leituras não se encontram incluídos no presente capítulo.

Tabela 5.1 – Instrumentação no modelo laboratorial

Tipo de sensor	Sigla	Grandeza a ser medida
LVDT	VD-4-D	Deslocamento vertical no alinhamento do quarto montante do lado de jusante
	VD-4-U	Deslocamento vertical no alinhamento do quarto montante do lado de montante
Inclinómetro	R-1-U	Rotação no alinhamento do primeiro montante do lado de montante
	R-7-D	Rotação no alinhamento do sétimo montante do lado de jusante
	R-7-U	Rotação no alinhamento do sétimo montante do lado de montante
Extensómetro	BC-3-4-U	Extensão na corda inferior entre o alinhamento do terceiro e do quarto montante do lado de montante
	BC-3-4-D	Extensão na corda inferior entre o alinhamento do terceiro e do quarto montante do lado de jusante
	TC-3-4-U	Extensão na corda superior entre o alinhamento do terceiro e do quarto montante do lado de montante
	TC-3-4-D	Extensão na corda superior entre o alinhamento do terceiro e do quarto montante do lado de jusante
	V-1-U	Extensão no primeiro montante do lado de montante
	V-1-D	Extensão no primeiro montante do lado de jusante
	V-6-U	Extensão no sexto montante do lado de montante
	V-6-D	Extensão no sexto montante do lado de jusante
	V-7-U	Extensão no sétimo montante do lado de montante

V-7-D	Extensão no sétimo montante do lado de jusante
D-6-7-U	Extensão na diagonal entre o alinhamento do sexto e do sétimo montante do lado de montante
D-6-7-D	Extensão na diagonal entre o alinhamento do sexto e do sétimo montante do lado de jusante
HB-3U-4D	Extensão no contraventamento horizontal no sentido do alinhamento do terceiro montante do lado de montante para o alinhamento do quarto montante do lado de jusante
HB-3D-4U	Extensão no contraventamento horizontal no sentido do alinhamento do terceiro montante do lado de jusante para o alinhamento do quarto montante do lado de montante
VB-1-TU-BD	Extensão no contraventamento vertical no alinhamento do primeiro montante no sentido da corda superior do lado de montante para a corda inferior do lado de jusante
VB-1-TD-BU	Extensão no contraventamento vertical no alinhamento do primeiro montante no sentido da corda superior do lado de jusante para a corda inferior do lado de montante
VB-7-TU-BD	Extensão no contraventamento vertical no alinhamento do sétimo montante no sentido da corda superior do lado de montante para a corda inferior do lado de jusante
VB-7-TU-BD	Extensão no contraventamento vertical no alinhamento do sétimo montante no sentido da corda superior do lado de jusante para a corda inferior do lado de montante

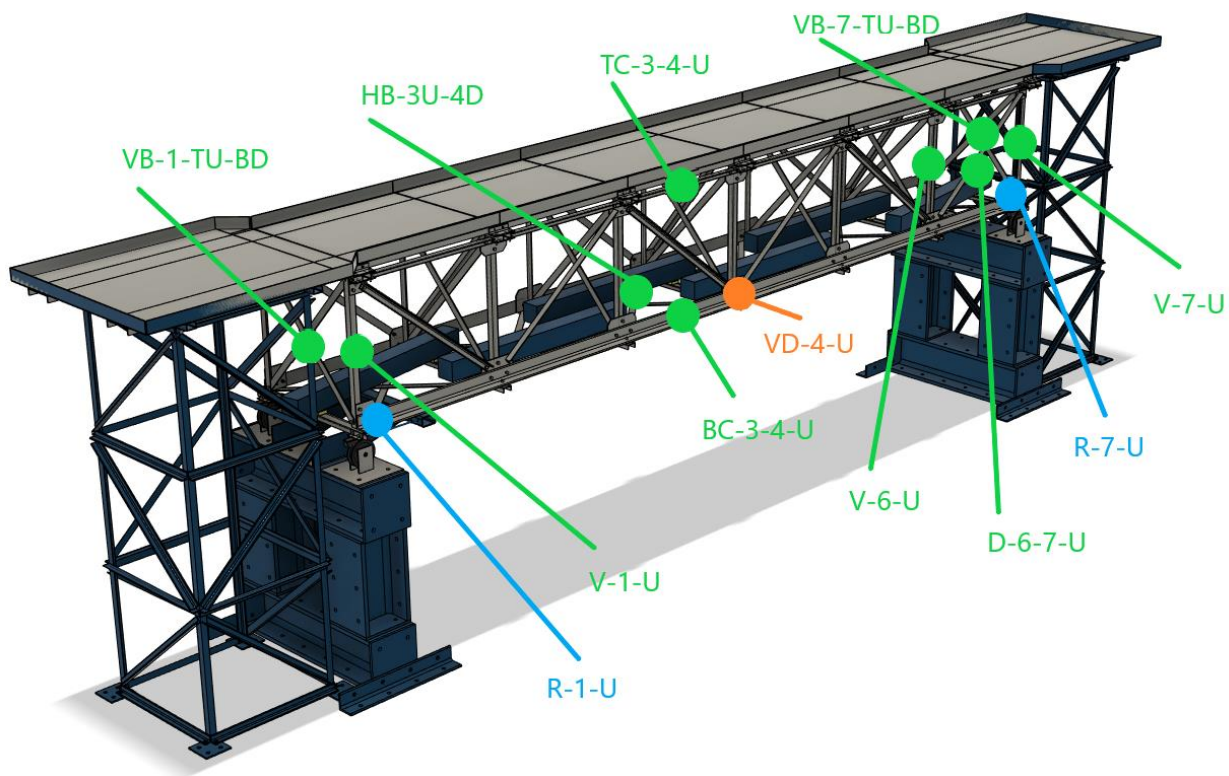


Figura 5.3 – Instrumentação no modelo laboratorial do lado de montante

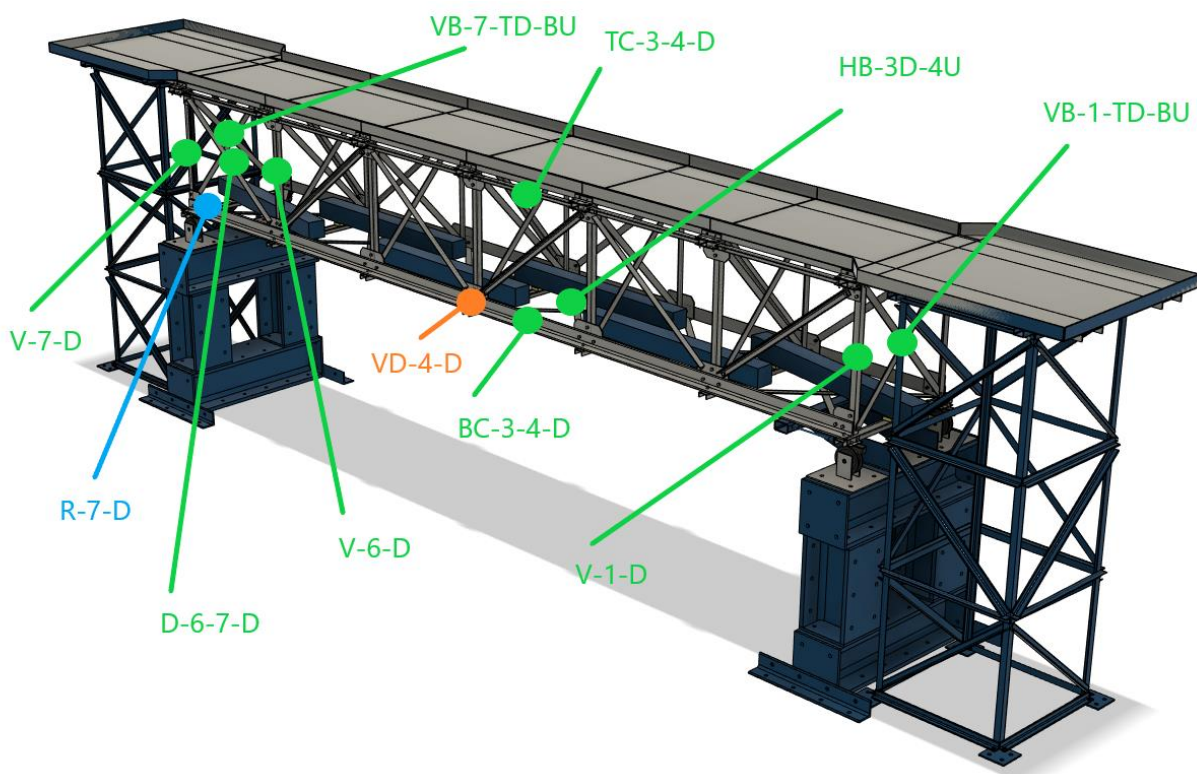


Figura 5.4 – Instrumentação no modelo laboratorial do lado de jusante

5.3 RESULTADOS (PONTO 0)

Apresentam-se de seguida os resultados da passagem do veículo robotizado ao longo do vão do modelo laboratorial. É da maior importância mencionar que, para todos os ensaios considerados, a primeira passagem do dia nunca foi considerada para efeitos de análise, uma vez que os aparelhos de medição ainda não se encontravam na sua temperatura ótima de utilização.

De assinalar que o objetivo principal do ensaio passa pelo traçado de linhas de influência com recurso ao veículo robotizado, correspondendo diretamente as leituras por parte dos sensores à posição do veículo no vão. Apesar de tal ainda não estar implementado no sistema, uma correlação entre os resultados obtidos laboratorialmente e numericamente é desde já possível.

Não obstante a configuração do sistema de monitorização padronizada anteriormente, para os resultados preliminares obtidos, a rede de sensores relativa aos LVDTs apresentava uma diferença significativa para a estabelecida neste subcapítulo, sendo esta o tipo de instrumento utilizado.

Com efeito, estes correspondem a LVDTs não guiados, mais precisamente o modelo DCTH400-256 da marca *RDP Eletronics*, ao invés dos previamente apresentados LVDTs de mola. As constantes de calibração dos LVDTs não guiados equivalem a 2110.

As Figura 5.5 e seguintes apresentam o registo das grandezas em observação (deslocamentos verticais, rotações e extensões) durante o atravessamento do tabuleiro por parte do veículo a uma velocidade constante, durante os trajetos de ida e de regresso ao ponto de partida, incluindo três períodos durante os quais o tabuleiro estava sem carga.

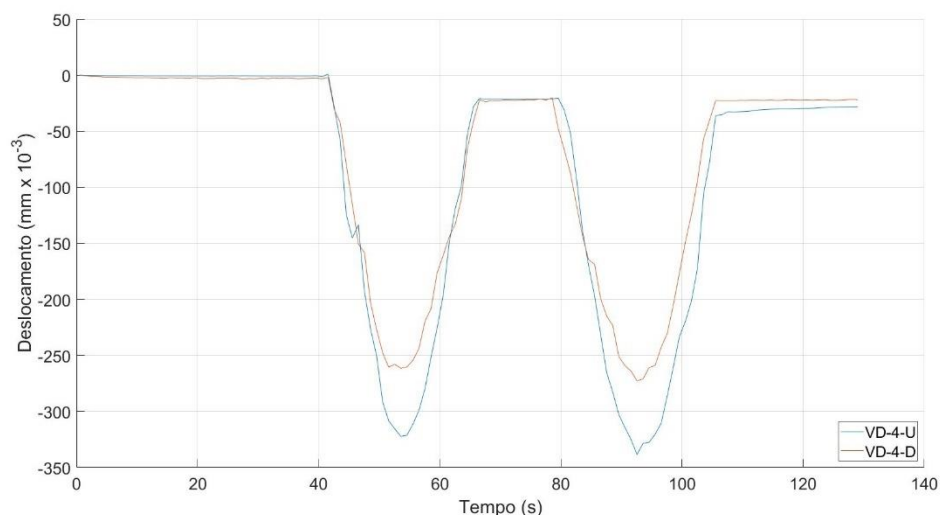


Figura 5.5 – Deslocamentos verticais (sem paragens)

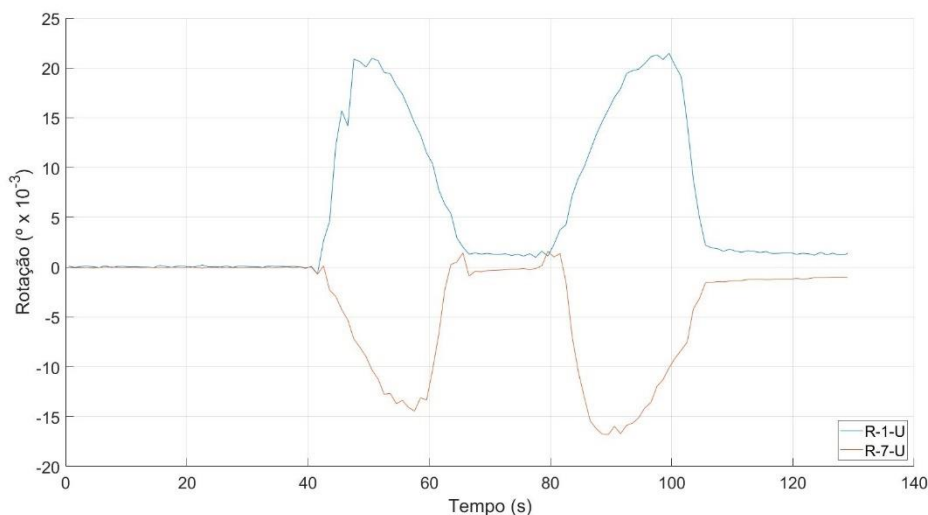


Figura 5.6 – Rotações (sem paragens)

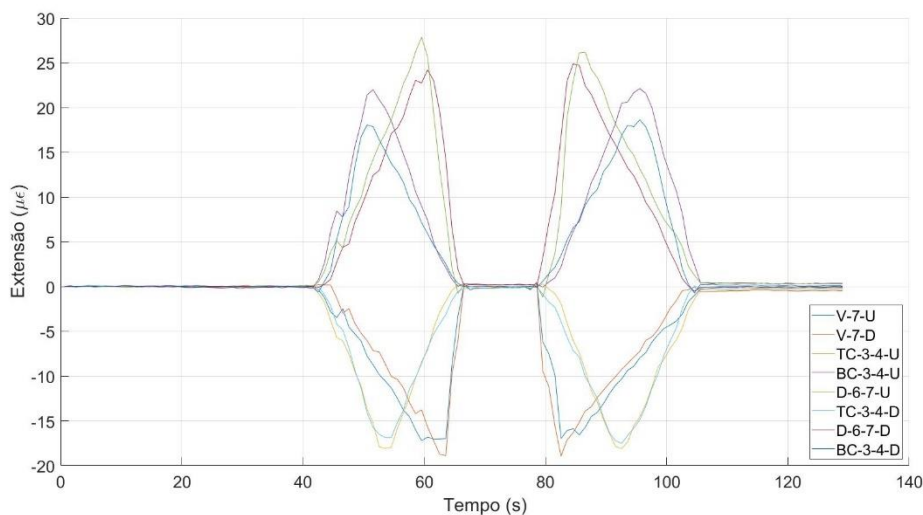


Figura 5.7 – Extensões (sem paragens)

Da análise destes resultados verifica-se que os deslocamentos e as rotações da estrutura não retomam à sua condição inicial após cada uma das descargas, acumulando deformações. Este fenómeno é virtualmente impercetível nos extensómetros. Por outro lado, e apesar de tanto os LVDTs como os inclinómetros estarem colocados de maneira simétrica nas suas respetivas vigas, montante e jusante, a resposta destes não é idêntica ao contrário do que seria expectável.

Na tentativa de identificar as causas do comportamento identificado, os testes realizados passaram a incluir paragens do veículo em posições previamente definidas, apesar de o sistema de aquisição de sinal ter permanecido em funcionamento contínuo. Procedeu-se, de igual modo, a ajustes na instrumentação, tendo-se acrescentado um terceiro inclinómetro e alterado o conjunto de extensómetros em observação.

Assim, foram definidas dez situações de carregamento tal como esquematizadas no Anexo 1, sendo que tanto a primeira como a última correspondem ao modelo sem carga (veículo fora do modelo). A posição dois corresponde à atuação do eixo dianteiro sobre o tabuleiro, logo após a sua entrada, à semelhança do que acontece com a posição nove, na qual se verifica o exercício oposto, i.e., a saída do veículo para a torre lateral, sendo que a única atuação sobre o tabuleiro corresponde ao eixo traseiro. Já as posições seguintes, de três a oito, correspondem ao veículo posicionado a meia distância entre pares de montantes, com avanços sucessivos de 500 mm.

Para a obtenção dos correspondentes valores a partir do modelo numérico, o atravessamento do tabuleiro pelo veículo foi simulado, colocando-se este em posições sucessivas, afastadas entre si de 50 mm, seguindo uma linha de rota central e perfazendo um total de 71 situações de carregamento.

Na Tabela 5.2 estão resumidos os períodos de observação em cada situação de carregamento e as correspondentes posições do veículo sobre o tabuleiro. Nesta tabela, o período é definido pelo número de segundos decorridos desde o início do ensaio, ao passo que as posições são definidas pela cota do eixo dianteiro no modelo numérico.

Denota-se que, apesar de o vão do modelo laboratorial ter um comprimento de 3000 mm, alguns valores referentes à posição da carga móvel são superiores a este. De facto, a linha da rota associada ao veículo no modelo numérico apresenta um comprimento total superior ao comprimento do vão da estrutura e, como tal, as posições adotadas ultrapassam este valor em alguns casos.

Tabela 5.2 – Situações de carregamento em observação

Situação de carga	Período [s]	Posição [mm]
1 (modelo sem carga)	[1:80]	100
2	[110:215]	300
3	[230:340]	550
4	[370:475]	1050
5	[510:600]	1550
6	[630:730]	2050
7	[760:865]	2550
8	[890:1000]	3050
9	[1030:1125]	3250
10 (modelo sem carga)	[1150:1260]	3450

Com base nos registos efetuados foi possível obter-se o valor médio, para cada patamar, das grandezas em observação, valores esses que serão posteriormente comparados com os valores retirados do modelo numérico.

5.3.1 Deslocamentos Verticais

A Figura 5.8 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais registados pelos LVDTs, posicionados a meio-vão dos lados de montante e de jusante, durante o período de ensaio.

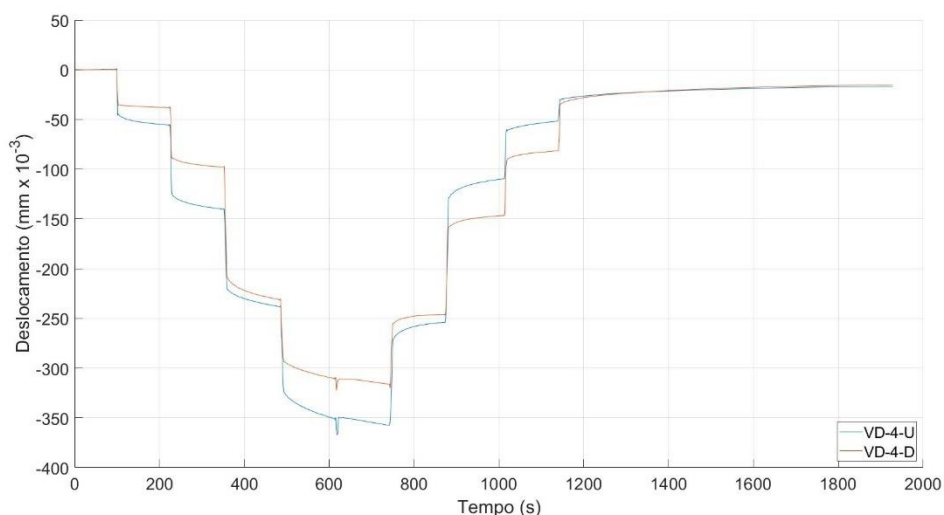


Figura 5.8 – Deslocamentos verticais com paragens do veículo sobre o tabuleiro

A Figura 5.9 engloba os resultados do modelo numérico para a flecha a meio-vão, sendo que os pontos assinalados nesta figura correspondem às posições descritas anteriormente do veículo sobre o tabuleiro (Tabela 5.2), possibilitando assim uma comparação direta entre valores experimentais e valores numéricos.

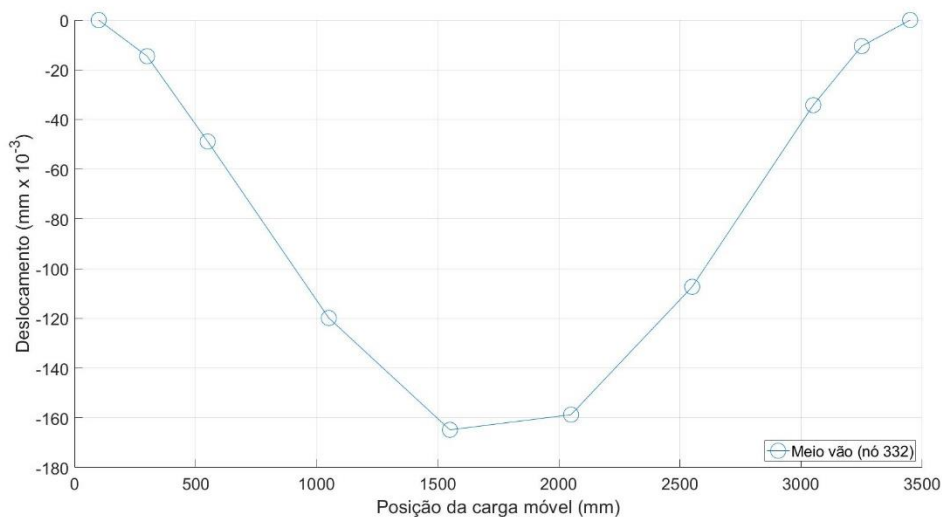


Figura 5.9 – Linha de influência dos deslocamentos

Por sua vez, a Tabela 5.3 estabelece o confronto entre os resultados experimentais e os obtidos a partir do modelo numérico (assinalados a azul). Nesta tabela, os valores experimentais foram calculados de acordo com os períodos de observação indicados na Tabela 5.2.

Tabela 5.3 – Deslocamentos verticais: experimental *versus* numérico

Situação de carga	VD-4-U [mm × 10 ⁻³]	VD-4-D [mm × 10 ⁻³]	Meio vão (nó 332) [mm × 10 ⁻³]
1	0	0	0
2	-52	-37	-14
3	-135	-94	-41
4	-232	-224	-120
5	-342	-304	-164
6	-353	-313	-158
7	-258	-248	-107
8	-115	-149	-34
9	-55	-84	-10
10	-26	-28	0

De acordo com estes resultados, verifica-se que em cada posição de carga os valores registados de deslocamentos não definem patamares, como seria expectável, mas vão aumentando no tempo, sob a ação de cargas de posição e valor constantes, exibindo uma certa fluência. De facto, é possível verificar-se que nenhum dos LVDTs retoma à sua posição original (patamar zero) e, como tal, nem a estrutura. Além do mais, é de salientar a tendência da fluência, i.e., no momento de aplicação de cargas, esta apresenta um sentido decrescente enquanto durante o exercício oposto, ou seja, quando as cargas são retiradas, o sentido inverte-se e passa a ter um sentido crescente.

Por outro lado, os valores observados dos lados de montante e de jusante são claramente distintos, com diferenças na ordem dos 12% para a flecha máxima. Com efeito, o LVDT posicionado no lado de montante apresenta leituras ligeiramente superiores às do seu homólogo, situação esta que se inverte após a carga móvel ter passado o meio-vão da ponte e atingido a sétima situação de carga.

Importante também referir que as flechas máximas obtidas laboratorialmente são substancialmente superiores às obtidas através do modelo numérico.

5.3.2 Rotações

A Figura 5.10 ilustra os resultados das rotações registadas pelos inclinómetros posicionados nos alinhamentos dos apoios, durante o período de ensaio. De referir que no sétimo módulo (correspondente ao pilar 2 e ao apoio fixo) procedeu-se inclusive à instalação de inclinómetros tanto no lado de montante, como de jusante.

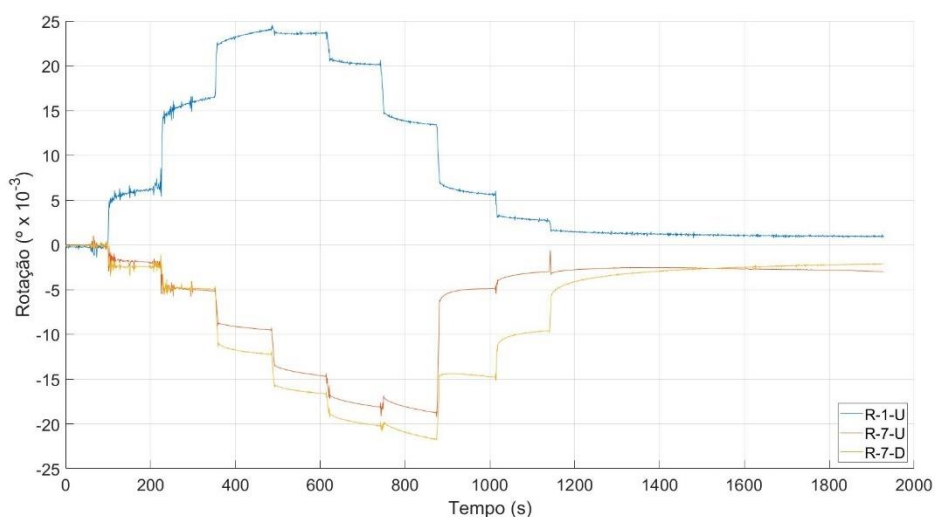


Figura 5.10 – Rotações com paragens do veículo sobre o tabuleiro

Já na Figura 5.11 é possível observar-se os resultados obtidos numericamente, recorrendo-se novamente a pontos assinalados que correspondem às posições descritas anteriormente.

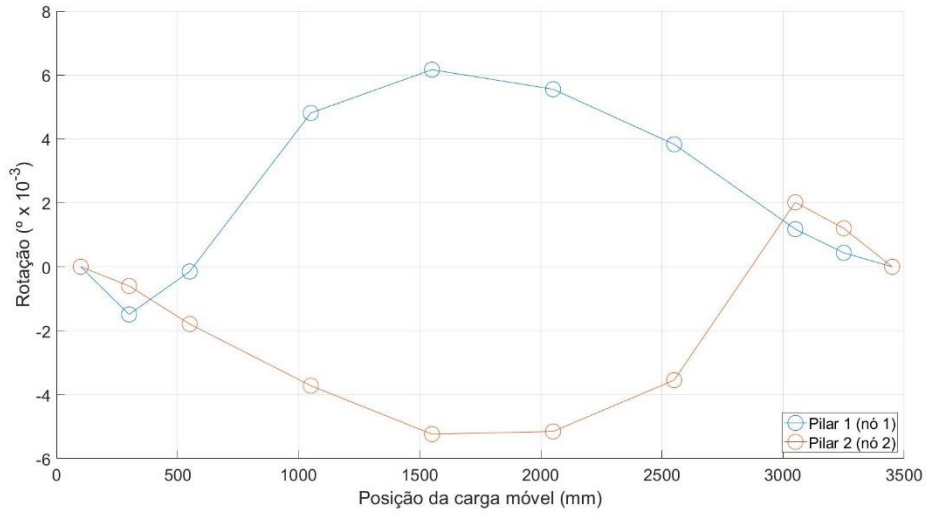


Figura 5.11 – Linha de influência das rotações

Na Tabela 5.4 são apresentadas as comparações entre os resultados experimentais face aos resultados numéricos.

Tabela 5.4 – Rotações: experimental *versus* numérico

Situação de carga	R-1-U [x 10 ⁻³ °]	R-7-U [x 10 ⁻³ °]	R-7-D [x 10 ⁻³ °]	Pilar 1 (nó 1) [x 10 ⁻³ °]	Pilar 2 (nó 2) [x 10 ⁻³ °]
1	0	0	0	0	0
2	5	-2	-2	-2	-1
3	16	-5	-5	0	-1
4	23	-9	-12	5	-3
5	23	-14	-16	6	-5
6	20	-18	-20	6	-5
7	14	-18	-21	4	-4
8	6	-5	-15	1	2
9	3	-3	-10	1	1
10	1	-3	-4	0	0

Relativamente às rotações e tendo em conta a posição dos inclinómetros, é possível verificar-se que, de forma análoga aos deslocamentos verticais, a estrutura não tem um comportamento simétrico entre vigas, não retoma à sua posição original, e que a fluência da estrutura é também detetada por estes sensores.

Verifica-se também que os inclinómetros instalados no alinhamento do sétimo montante, tanto de lado de montante como de jusante (R-7-U e R-7-D), apresentam valores muito diferentes, confirmando que ambas as vigas têm, conseqüentemente, um comportamento diferente. De referir ainda que as rotações dos apoios da viga de montante, nos seus alinhamentos correspondentes com o primeiro e sétimo montante (R-1-U e R-7-U), apresentam valores máximos que também são diferentes.

Compatível com o resultado dos deslocamentos verticais superiores aos conjecturados, as discrepâncias entre os valores laboratoriais e numéricos voltam a estar claras aquando do estudo das rotações. À semelhança do que sucedeu com os deslocamentos verticais, os resultados numéricos são, novamente, consideravelmente inferiores aos obtidos laboratorialmente.

5.3.3 Extensões

A Figura 5.12 apresenta os resultados obtidos para as extensões para o ensaio considerado. A instrumentação incluiu pares de extensómetros correspondentes às cordas superiores e inferiores, aos contraventamentos horizontais, entre o alinhamento do terceiro e quarto montante, e aos montantes, no sexto alinhamento.

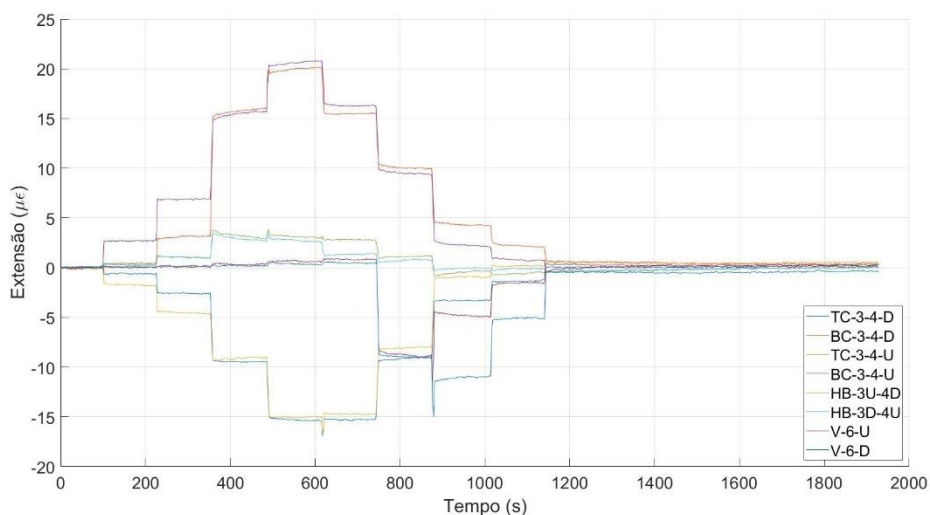


Figura 5.12 – Extensões com paragens do veículo sobre o tabuleiro

À semelhança dos deslocamentos verticais e das rotações, os pontos assinalados na Figura 5.13 coincidem com as situações de carga previamente descritas. Numericamente, as extensões foram calculadas para pontos nas barras do modelo coincidentes com a posição dos extensómetros no modelo laboratorial.

O processo de cálculo das extensões é detalhado no subcapítulo 5.6.

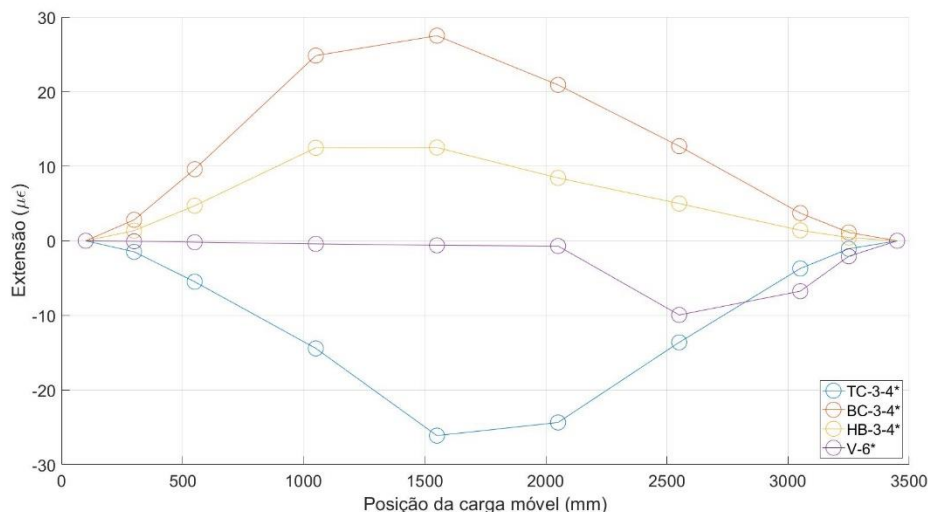


Figura 5.13 – Linha de influência das extensões

A Tabela 5.5 e a Tabela 5.6 ilustram a comparação entre os valores laboratoriais e os valores numéricos. As colunas correspondentes aos valores numéricos estão assinaladas com um asterisco, de modo a facilitar a distinção face aos extensómetros instalados na estrutura.

Tabela 5.5 – Extensões: experimental *versus* numérico (1/2)

Situação de carga	TC-3-4-D [µε]	BC-3-4-D [µε]	TC-3-4-U [µε]	BC-3-4-U [µε]	TC-3-4* [µε]	BC-3-4* [µε]
1	0	0	0	0	0	0
2	-1	0	-1	3	-1	3
3	-3	3	-5	7	-5	8
4	-9	16	-9	16	-14	25
5	-15	20	-15	21	-26	28
6	-15	15	-15	16	-24	21
7	-9	10	-8	10	-14	13
8	-3	4	-1	2	-4	4

9	-1	2	0	1	-1	1
10	0	0	0	0	0	0

Tabela 5.6 – Extensões: experimental *versus* numérico (2/2)

Situação de carga	HB-3U-4D [μ€]	HB-3D-4U [μ€]	V-6-U [μ€]	V-6-D [μ€]	HB-3-4* [μ€]	V-6* [μ€]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	1	0
3	1	1	0	0	4	0
4	3	3	0	0	15	0
5	3	3	1	0	13	-1
6	3	1	1	1	8	-1
7	1	1	-9	-9	5	-10
8	0	0	-5	-11	1	-7
9	-1	0	-2	-5	0	-2
10	0	0	0	0	0	0

Ao contrário do sucedido com a medição dos deslocamentos verticais e das rotações, as extensões apresentaram um comportamento mais satisfatório. Com efeito, os intervalos de tempo nos quais o veículo efetuou paragens estão claros e estabilizados, não sendo afetados por efeitos de fluência.

Os pares de extensómetros (do lado de montante e de jusante) são igualmente de fácil identificação, sendo estes em grande parte coincidentes. A partir dos gráficos apresentados é igualmente rápida a análise identificando as barras que estão solicitadas à tração e as que estão solicitadas à compressão, i.e., sentido positivo e sentido negativo da extensão, respetivamente.

Um fator adicional que aumentou a confiança nos resultados obtidos com os extensómetros foi o facto de estes retomarem a sua posição original pós ensaio, dando garantias de que a instalação dos mesmos tenha sido efetuada corretamente.

No entanto, e em conformidade com o que tinha sido identificado para os deslocamentos verticais e para as rotações, no confronto entre os resultados laboratoriais e numéricos também foram detetadas discrepâncias. Estas foram particularmente acentuadas nos contraventamentos verticais, atingindo diferenças na ordem dos 133%.

5.3.4 Discussão dos Resultados

Após análise dos resultados obtidos laboratorialmente, verifica-se que o comportamento estrutural do modelo laboratorial é idêntico, independentemente de a carga móvel efetuar, ou não, paragens.

Com o objetivo de se averiguar se o fenómeno reológico detetado se tratava de um caso isolado ou se consistiam um comportamento sistemático, procedeu-se a um ensaio complementar de longa duração.

Neste teste, a carga móvel avançou no sentido Pilar 1 – Pilar 2, tendo efetuado uma paragem de, sensivelmente, vinte minutos, entre o terceiro e o quarto montante da estrutura. Os resultados obtidos para as flechas a meio-vão, do lado de montante e de jusante, estão ilustrados na Figura 5.14.

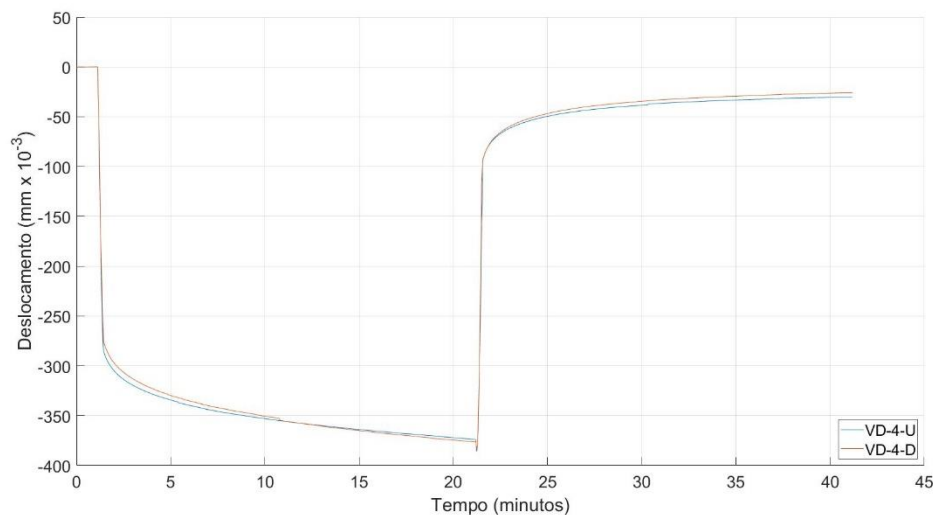


Figura 5.14 – Ensaio longa duração

Aquando do carregamento verifica-se uma flecha instantânea que foi aumentando no tempo, não obstante a carga estar estacionária na estrutura. É de igual modo possível observar-se que a taxa de crescimento da flecha foi diminuindo no tempo. Após a saída do veículo, sensivelmente ao minuto 21, a recuperação da flecha decompõe-se em duas parcelas, na resposta instantânea e diferida. Assim, é possível concluir-se que, independentemente do tipo de ação na estrutura, ao fim de 20 minutos as flechas diferidas continuavam ainda a ocorrer.

Independentemente da resposta diferida da estrutura detetada na análise de resultados, outros tópicos são merecedores de discussão.

Tendo presente os resultados obtidos e apresentados anteriormente, verifica-se que a transferência de carga por parte da estrutura não é simétrica, estando esta potencialmente a ter uma resposta estrutural diferente face ao que estava inicialmente previsto.

A própria natureza da carga móvel poderá, parcialmente, justificar a discrepância nos valores do lado de jusante e de montante. Com efeito, durante os ensaios realizados com paragens sobre o tabuleiro, o veículo foi operado de forma manual (através de comandos de movimento no computador central). Como tal, este sofreu ligeiros desvios indesejados na sua rota, relativamente ao eixo central do tabuleiro.

5.4 IDENTIFICAÇÃO DAS CAUSAS PARA O COMPORTAMENTO DIFERIDO DO MODELO

Em suma, e não obstante outros fatores supramencionados, os resultados apresentados anteriormente evidenciam claramente um comportamento diferido da estrutura, ao longo do tempo. Este comportamento não era expectável e era fundamental identificar a sua origem. Consequentemente, inúmeros ensaios de despiste de hipóteses foram conduzidos e estão sistematizados na Tabela 5.7. Entenda-se que o modelo ainda está numa fase inicial, relativamente à sua exploração laboratorial, sendo que todos os ensaios apresentados admitem-se ainda como sendo testes preliminares.

Tabela 5.7 – Hipóteses para o deslizamento da estrutura

Hipótese para a origem do comportamento diferido	Exercício de despiste
Assentamento da base dos pilares	Instrumentação da base do Pilar 2 com LVDTs (em várias posições)
Sistema de fixação dos LVDTs	Ensaio com diferentes tipos de fixações
Assentamento das roldanas	Instalação de LVDTs entre a corda inferior e o topo do Pilar 1 e do Pilar 2
LVDTs fora do campo de medição	Substituição dos LVDTs não guiados por LVDTs de mola, mais precisos
Deficiente funcionamento dos inclinómetros	Ensaio em “vazio” de todos os inclinómetros, tendo sido detetados sinais anómalos no inclinómetro denominado por “R-7-D”
Deslocamentos horizontais do topo dos pilares	Posicionamento de LVDTs no nó junto ao apoio do Pilar 1 e no topo do Pilar 1, na base do apoio
Calços de fixação das barras representativas das restantes cargas permanentes	Remoção dos calços de neoprene e substituição por peças metálicas

Um dos principais fatores apontados para o comportamento diferido na resposta da estrutura e para os deslizamentos dos sinais foram os assentamentos de apoio, tendo sido promovido um exercício que englobou tanto a base dos pilares em si, como as roldanas sobre as quais a estrutura assenta. Os resultados foram conclusivos, sendo que os assentamentos detetados no ensaio de despiste admitiram-se como sendo desprezáveis e não impactantes.

Os próprios sensores foram alvo de inspeção. Neste estudo, o impacto da instalação destes no modelo laboratorial foi analisado, admitindo-se uma aplicação precária e precisa. Independentemente do tipo de aplicação, os resultados obtidos mantiveram-se inalterados.

Além do mais, na inspeção considerada foi detetado um aparelho com defeito (inclinómetro denominado por R-7-D) e que os LVDTs não satisfaziam o rigor exigido para a medição de flechas. Estes últimos foram substituídos por LVDTs mais precisos, mas que não justificavam o problema estrutural existente.

Relativamente à hipótese de deslocamentos horizontais no topo dos pilares, esta foi também despistada e, à semelhança do ocorrido com os assentamentos de apoio, os valores registados eram insuficientes para provocar os deslizamentos detetados e, como tal, pouco relevantes.

No que diz respeito à fixação das barras representativas das restantes cargas permanentes, esta foi alvo de revisão, tendo-se substituído os calços de neoprene sobre os quais estas assentam por peças metálicas. Uma vez mais, os resultados refutaram esta hipótese.

Além das suposições apresentadas na Tabela 5.7, é de igual modo importante ponderar algumas das adversidades inerentes a trabalhos de instrumentação, nomeadamente o ruído elétrico que pode ser descartado como uma fonte de perturbação, visto que os picos de corrente têm um impacto direto nas leituras dos sensores. Estes efeitos foram, contudo, mitigados, com recurso a uma unidade UPS (como visto no capítulo 3).

Erros de fabrico poderão potencialmente estar associados à resposta estrutural identificada, incluindo fatores como imprecisões na montagem da estrutura, barras com perdas de secção ou secções não correspondentes ao estipulado em projeto, e dúvidas relativamente aos módulos de elasticidade dos materiais utilizados em laboratório. De facto, tanto amostras do alumínio como do aço utilizados foram enviados para análise, de modo a comprovar-se o respetivo módulo de elasticidade. Infelizmente, os resultados não foram disponibilizados em tempo útil e, conseqüentemente, essa informação não pode ser verificada nem englobada neste documento.

Tal como supracitado, a escolha dos aparelhos de instrumentação e a verificação do seu correto funcionamento é responsável, em grande parte, por um sistema de monitorização de sucesso. Efetivamente, um dos inclinómetros apresentava um defeito e necessitava de ser substituído, assim como

os LVDTs utilizados inicialmente, ainda que a sua retirada da obra esteja relacionada com as grandezas de medição e a sua escala, sendo que o campo de leituras destes não era satisfatório.

Por último, foi colocada a hipótese de este comportamento diferido ser causado pela tinta nas ligações entre as barras.

Com o objetivo de se despistar esta hipótese, foi realizado um esquema de ensaio que consistiu na ligação de duas cantoneiras L20×20×3, com 559 mm cada, idênticas às cantoneiras usadas no modelo, por um parafuso igual aos utilizados na estrutura. Estas barras assim ligadas foram simplesmente apoiadas (ver Figura 5.15), perfazendo um vão total de 1005 mm.

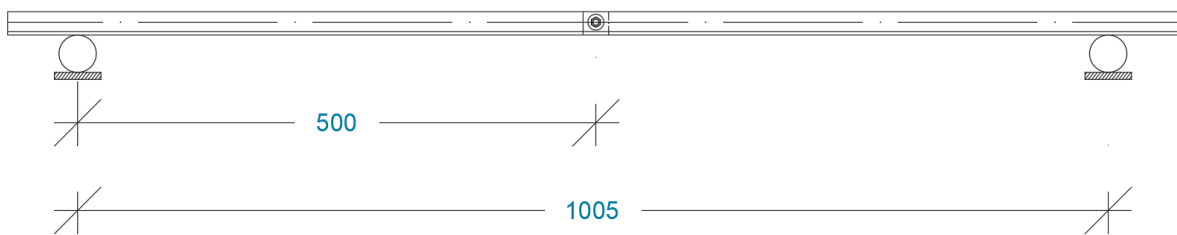


Figura 5.15 – Esquema do ensaio da barra emendada simplesmente apoiada



a) Vista geral



b) Pormenor da zona da emenda, a meio vão

Figura 5.16 – Imagens do dispositivo de ensaio da barra simplesmente apoiada

A meio vão foi aplicada uma carga, materializada por um suporte de 130 g e por duas massas, de 1010 g e de 980 g. Estas cargas foram aplicadas à estrutura num ciclo completo de carga-descarga, numa sequência que se desenvolveu em oito etapas, com intervalos de tempo controlados, como se resume na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Sequência do ensaio de carga-descarga da barra

Situação de carga	Etapa	Massa aplicada [g]	Duração [minutos]
“Vazio”	1	-	1
Colocação do suporte	2	130	2
Adição do peso 1	3	1140	2
Adição do peso 2	4	2120	2
Remoção do peso 2	5	1140	2
Remoção do peso 1	6	130	2
Remoção do suporte	7	0	2
“Vazio”	8	-	1

Durante o ensaio foram monitorizadas as flechas a meio vão, com recurso a dois LVDTs instalados na mesma secção (ainda que em direções opostas, conforme se ilustra na Figura 5.16). Devido à ligação aparafusada, o ponto exato para a aplicação dos aparelhos de medição ficou condicionado, razão pela qual estes foram colocados à distância de 486 mm do primeiro apoio. Pelo mesmo motivo, a aplicação das cargas foi à distância de 440 mm, também do primeiro apoio.

A nomenclatura considerada dos LVDTs foi a referida na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – LVDTs no ensaio de decapagem

LVDT	Posição	Direção
VD-MV a*	Meio-vão	Baixo para cima
VD-MV b*	Meio-vão	Cima para baixo

Foram conduzidos dois ensaios, exatamente nas mesmas condições de apoio e com a mesma sequência de carregamento. No primeiro, foram usadas as cantoneiras integralmente revestidas, de modo semelhante às diagonais instaladas na estrutura. Já no segundo ensaio, procedeu-se à decapagem prévia da tinta na área de contacto entre ambos os perfis, na zona da emenda, procurando-se, deste modo, garantir uma adequada mobilização do atrito na interface, assegurando uma ligação “aço com aço”. As Figura 5.17 e Figura 5.18 ilustram os resultados dos deslocamentos verticais observados a meio-vão, durante todo o ciclo de carga-descarga, antes e após a decapagem da tinta, respetivamente.

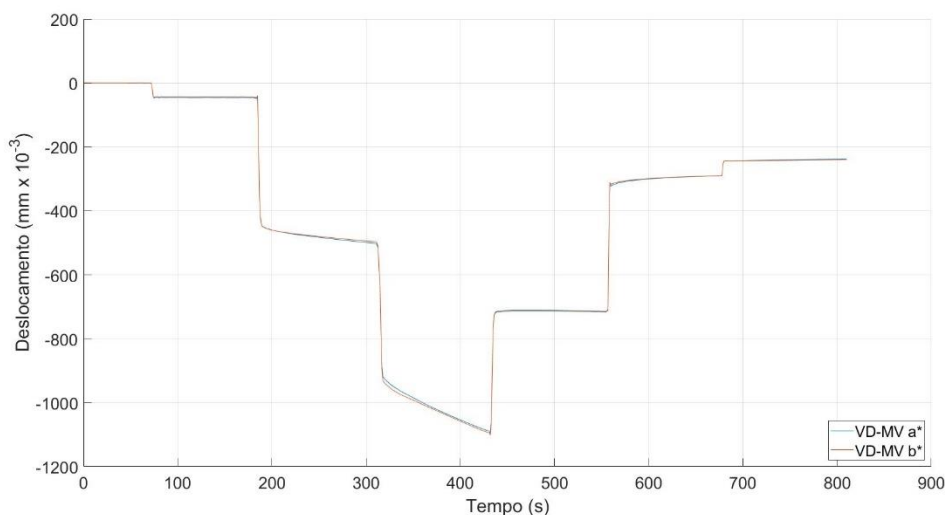


Figura 5.17 – Resultados do ensaio pré-decapagem

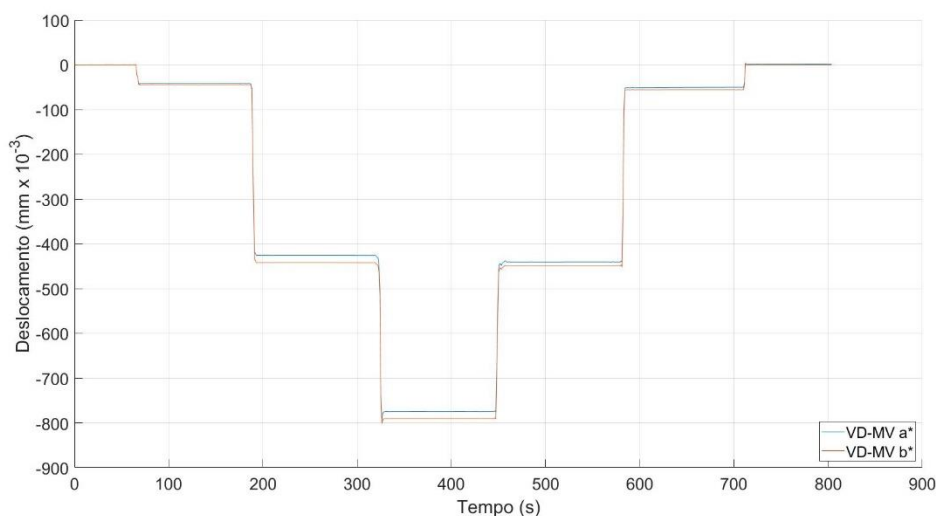


Figura 5.18 – Resultados do ensaio pós-decapagem

Da comparação de ambos os resultados verifica-se que, após a decapagem da tinta, o elemento estrutural deixou de exibir uma resposta diferida e passou a apresentar uma resposta exclusivamente instantânea, tanto nas fases de carga, como nas fases de descarga, passando a ter um comportamento dentro do que seria expectável e sem deslizamentos detetáveis.

Conclui-se, deste modo, que o comportamento diferido da resposta do modelo laboratorial está certamente relacionado com o revestimento das superfícies nas zonas de ligação. Como tal, o modelo laboratorial foi desmontado e todos os seus elementos, nomeadamente as barras e os *gussets* de ligação, foram submetidos à decapagem nas regiões de ligação. À data da redação deste documento a estrutura ainda não estava totalmente montada e, conseqüentemente, apenas foi possível realizar o ensaio de seguida apresentado. No entanto, é da expectativa do autor que o grau de confiança no modelo aumente e que na exploração de resultados futuros, estes estejam mais em linha com o que seria desejável.

5.5 RESULTADOS (PONTO 1)

O presente subcapítulo faz referência a um ensaio de carga-descarga após a decapagem das superfícies dos elementos constituintes da estrutura nas zonas das ligações. Este exercício surgiu com naturalidade como meio de verificação da hipótese previamente apresentada, sendo de extrema importância para a corroboração do impacto negativo da tinta na estrutura.

De referir que, no decorrer deste ensaio, o modelo laboratorial não estava munido do piso para a carga móvel, sendo que as cargas foram aplicadas diretamente nos perfis transversais “U” do vão (Figura 5.19), mais precisamente no quarto módulo.

Estas foram aplicadas na estrutura de forma manual e, a despeito de esforços efetuados no sentido de mitigar eventuais perturbações no sistema (proximidade aos sensores, movimentos de aplicação e remoção das cargas, etc.), é possível admitir-se um nível, ainda que aceitável, de impacto nas leituras do ensaio.

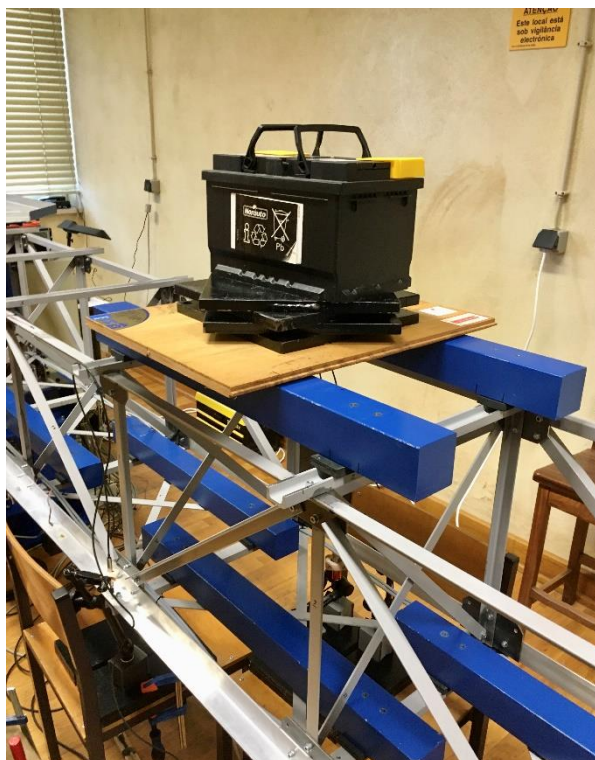


Figura 5.19 – Cargas aplicadas na estrutura

O modelo numérico foi igualmente adaptado, de modo a representar as novas condições do ensaio realizado, sendo que este correspondeu à adição e remoção de cargas no ponto central, entre as vigas de montante e de jusante (à exceção das barras representativas das restantes cargas permanentes), conforme a sequência indicada de seguida:

Adição:

- Barra “restantes cargas permanentes” jusante (20 kg)
- Barra “restantes cargas permanentes” montante (20 kg)
- Tábua de madeira com a 1ª chapa de aço (1.515 kg + 8kg)
- 2ª chapa de aço (8 kg)
- 3ª chapa de aço (8 kg)
- 4ª chapa de aço (8kg)
- Bateria automóvel (15.87 kg)

Todas as cargas foram posteriormente retiradas, seguindo a ordem inversa de aplicação.

Tabela 5.10 – Sequência do ensaio de carga-descarga

	Etapa	Massa aplicada [kg]	Período [s]
Adição	1	20	[100:160]
	2	40	[180:220]
	3	49.515	[290:350]
	4	57.515	[370:420]
	5	65.515	[450:500]
	6	73.515	[530:580]
	7	89.385	[600:900]
Remoção	8	73.515	[940:1010]
	9	65.515	[1030:1090]
	10	57.515	[1110:1160]
	11	49.515	[1180:1230]
	12	40	[1265:1310]
	13	20	[1330:1390]
	14	0	[1410:1550]

5.5.1 Deslocamentos Verticais

A Figura 5.20 ilustra os resultados dos deslocamentos verticais registados pelos LVDTs, posicionados a meio-vão, dos lados de montante e de jusante, durante o período de ensaio.

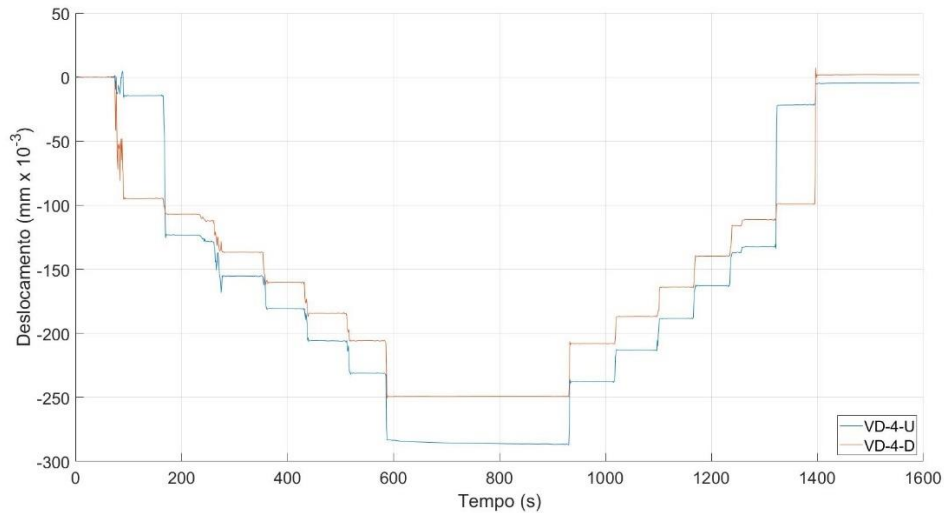


Figura 5.20 – Deslocamentos verticais para a sequência de etapas considerada

A Figura 5.21 compreende os resultados do modelo numérico para a flecha a meio-vão, sendo que os pontos assinalados na figura correspondem ao valor médio de cada etapa registado no ensaio laboratorial, possibilitando assim uma comparação direta entre valores experimentais e numéricos.

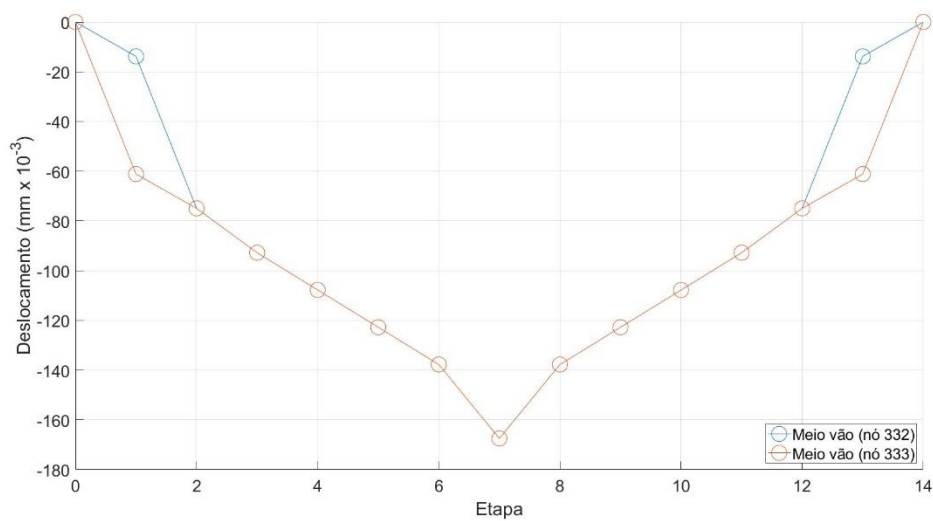


Figura 5.21 – Deslocamentos verticais obtidos numericamente para a sequência de etapas considerada

Na Tabela 5.11 são apresentadas as comparações entre os resultados experimentais e os resultados numéricos.

Tabela 5.11 – Deslocamentos verticais: experimental *versus* numérico

	Etapa	VD-4-U [mm × 10 ⁻³]	VD-4-D [mm × 10 ⁻³]	Meio vão (nó 332) [mm × 10 ⁻³]	Meio vão (nó 333) [mm × 10 ⁻³]
Adição	1	-14	-95	-14	-61
	2	-123	-107	-75	-75
	3	-155	-137	-93	-93
	4	-181	-160	-108	-108
	5	-206	-184	-123	-123
	6	-231	-206	-138	-138
	7	-286	-249	-168	-168
Remoção	8	-238	-208	-138	-138
	9	-213	-189	-123	-123
	10	-188	-164	-108	-108
	11	-163	-140	-93	-93
	12	-132	-111	-75	-75
	13	-22	-99	-14	-61
	14	-5	2	0	0

Em virtude dos resultados apresentados, verifica-se que a fluência antes detetada foi praticamente eliminada, comprovando a hipótese do efeito negativo da tinta. Além do mais, e tendo em conta as particularidades referentes ao processo de adição e remoção de cargas admitidas neste ensaio, os dados recolhidos demonstram que, após os carregamentos iniciais, através das barras correspondentes às restantes cargas permanentes, e considerando igualmente a ordem pela qual os carregamentos foram realizados, ou seja, do lado de jusante e de montante, a estrutura aparenta estar constantemente mais carregada no pórtico de montante (com a natural exceção da primeira e da décima terceira etapa).

Realça-se também a falta de simetria na resposta estrutural, i.e., os valores registados para a adição e remoção dos elementos de carga não são coincidentes e, no final do ensaio, a estrutura não retorna à sua posição original.

Relativamente às discrepâncias entre os resultados laboratoriais e experimentais, estas continuam a ser significativas, ainda que numa menor ordem de grandeza, face aos ensaios realizados no Ponto 0 Neste caso, a diferença entre a flecha máxima obtida laboratorialmente e numericamente foi de 50%, no lado de montante.

5.5.2 Rotações

Na Figura 5.22 é possível observar-se os resultados das rotações registadas pelos inclinómetros posicionados nos alinhamentos dos apoios, durante o período de ensaio. À semelhança do procedimento adotado para o ensaio homólogo no Ponto 0, a instrumentação englobou a colocação de um inclinómetro no alinhamento do primeiro montante, do lado de montante e dois inclinómetros no alinhamento do sétimo montante, tanto no lado de montante como de jusante.

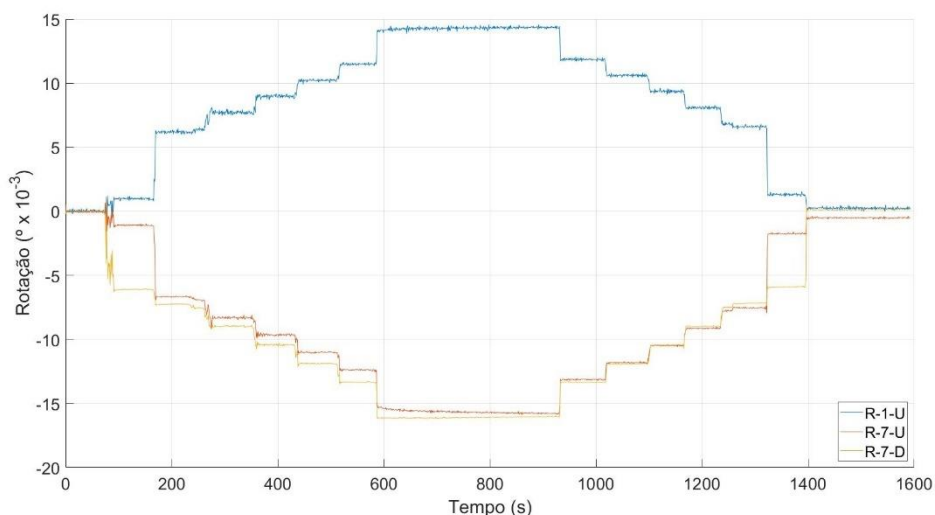


Figura 5.22 – Rotações para a sequência de etapas considerada

Já a Figura 5.23 ilustra os resultados obtidos numericamente, recorrendo-se novamente a pontos assinalados que correspondem às etapas descritas anteriormente. Admitem-se os nós 1 e 2 como sendo pertencentes ao alinhamento da viga de montante, enquanto o nó 4 é relativo à viga de jusante.

Por sua vez, a Tabela 5.12 faz o confronto entre os valores obtidos laboratorialmente e os valores obtidos numericamente

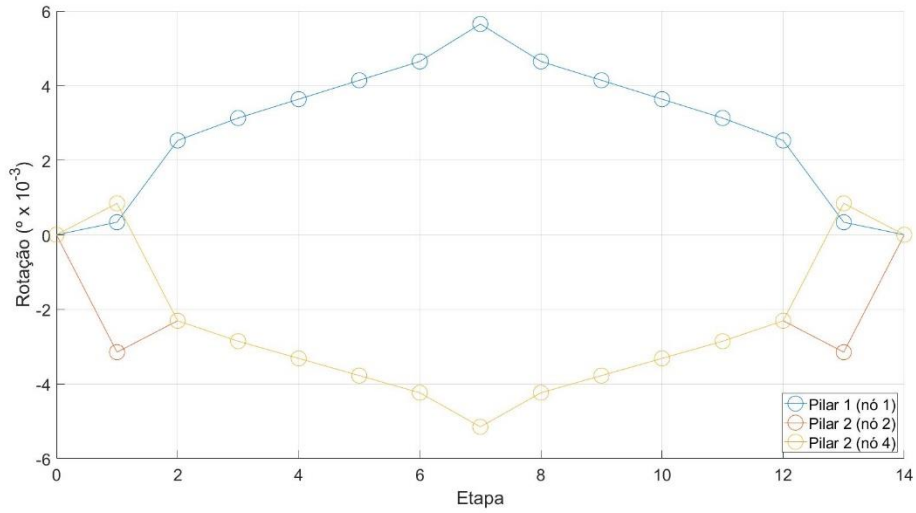


Figura 5.23 – Rotações obtidas numericamente para a sequência de etapas considerada

Tabela 5.12 – Rotações: experimental *versus* numérico

	Etapa	R-1-U [$\times 10^{-3^\circ}$]	R-7-U [$\times 10^{-3^\circ}$]	R-7-D [$\times 10^{-3^\circ}$]	Pilar 1 (nó 1) [$\times 10^{-3^\circ}$]	Pilar 2 (nó 2) [$\times 10^{-3^\circ}$]	Pilar 2 (nó 4) [$\times 10^{-3^\circ}$]
Adição	1	1	-1	-6	0	-3	1
	2	6	-7	-7	3	-2	-2
	3	8	-8	-9	3	-3	-3
	4	9	-10	-10	4	-3	-3
	5	10	-11	-12	4	-4	-4
	6	11	-12	-13	5	-4	-4
	7	14	-16	-16	6	-5	-5
Remoção	8	12	-13	-13	5	-4	-4
	9	11	-12	-12	4	-4	-4
	10	9	-10	-10	4	-3	-3
	11	8	-9	-9	3	-3	-3
	12	7	-8	-7	3	-2	-2
	13	1	-2	-6	0	-3	1
	14	0	-1	0	0	0	0

Em conformidade com o observado nos deslocamentos verticais, o comportamento diferido da estrutura antes detetado deixou virtualmente de existir na verificação das rotações. Ademais, a resposta da estrutura face à adição e remoção de cargas não foi, novamente, simétrica.

No entanto, é de mencionar que as rotações dos apoios localizados no alinhamento do sétimo montante foram ligeiramente superiores quando em comparação ao inclinómetro posicionado no alinhamento do primeiro montante. Com efeito, este resultado coincide com o que seria expectável visto o carregamento ocorrer no quarto módulo do vão, ou seja, mais próximo do sétimo montante.

Em concordância com os deslocamentos verticais, verifica-se novamente que os valores obtidos laboratorialmente são significativamente superiores aos determinados numericamente.

5.5.3 Extensões

A Figura 5.24 engloba os resultados obtidos para as extensões para o ensaio considerado. A instrumentação incluiu pares de extensómetros, correspondentes às cordas superiores e inferiores, e nos montantes do primeiro e sétimo alinhamento.

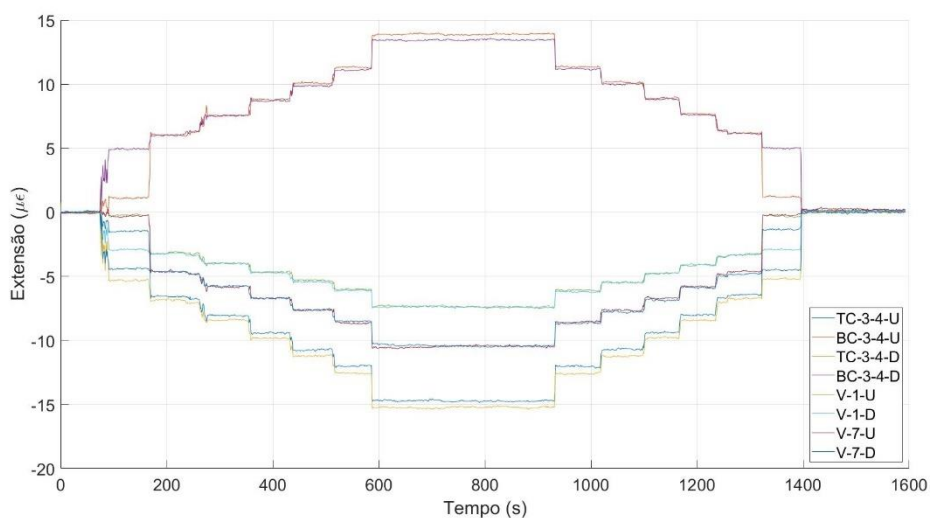


Figura 5.24 –Extensões para a sequência de etapas considerada

Na Figura 5.25, os pontos assinalados coincidem com as etapas previamente descritas. Numericamente, as extensões foram calculadas para pontos nas barras do modelo coincidentes com a posição dos extensómetros no modelo laboratorial.

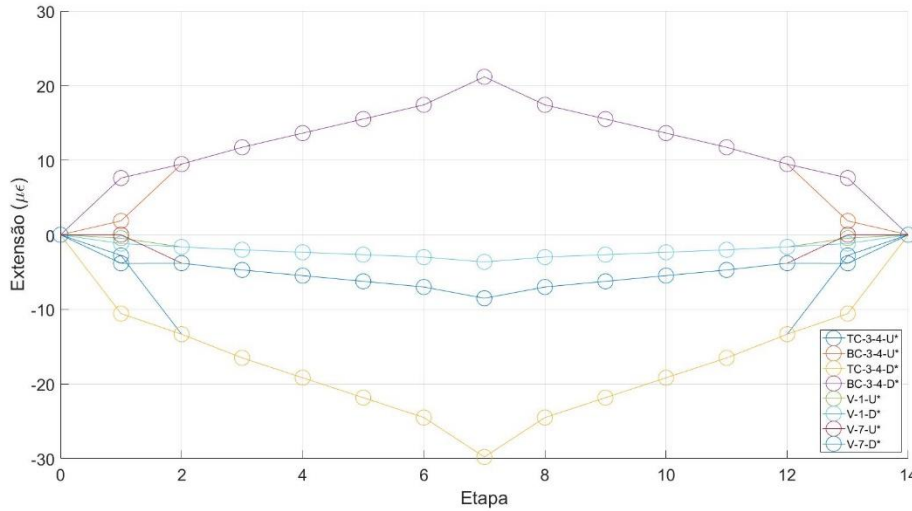


Figura 5.25 – Extensões obtidas numericamente para a sequência de etapas considerada

Já a Tabela 5.13 e a Tabela 5.14 ilustram a comparação entre os valores laboratoriais e os valores numéricos. As colunas correspondentes aos valores numéricos estão assinaladas com um asterisco, de modo a facilitar a distinção face aos extensómetros instalados na estrutura.

Tabela 5.13 – Extensões: experimental versus numérico (1/2)

	Etapa	TC-3-4-	BC-3-4-	TC-3-4-D	BC-3-4-	TC-3-4-	BC-3-4-	TC-3-4-	BC-3-4-
		U [μ€]	U [μ€]	[μ€]	D [μ€]	U* [μ€]	U* [μ€]	D* [μ€]	D* [μ€]
Adição	1	-1	1	-5	5	-3	1.2	-11	8
	2	-7	6	-7	6	-13	10	-13	10
	3	-8	8	-8	8	-17	12	-17	12
	4	-9	9	-10	9	-20	14	-20	14
	5	-11	10	-11	10	-22	16	-22	16
	6	-12	11	-13	11	-25	17	-25	17
	7	-15	14	-15	13	-30	21	-30	21
Remoção	8	-12	11	-13	11	-25	17	-25	17
	9	-11	10	-11	10	-22	16	-22	16
	10	-9	9	-10	9	-19	14	-19	14
	11	-8	8	-5	8	-17	12	-17	12
	12	-6	6	-7	6	-13	9	-13	9

13	-1	1	-5	5	-3	2	-11	8
14	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabela 5.14 – Extensões: experimental *versus* numérico (2/2)

	Etapa	V-1-U	V-1-D	V-7-U	V-7-D	V-1-U*	V-1-D*	V-7-U*	V-7-D*
		[$\mu\text{€}$]	[$\mu\text{€}$]	[$\mu\text{€}$]	[$\mu\text{€}$]	[$\mu\text{€}$]	[$\mu\text{€}$]	[$\mu\text{€}$]	[$\mu\text{€}$]
Adição	1	0	-3	0	-4	0	-1	0	-4
	2	-3	-3	-5	-5	-2	-2	-4	-4
	3	-4	-4	-6	-6	-2	-2	-5	-5
	4	-5	-5	-7	-7	-2	-2	-6	-6
	5	-5	-5	-8	-8	-3	-3	-6	-6
	6	-6	-6	-9	-9	-3	-3	-7	-7
	7	-7	-7	-10	-10	-4	-4	-9	-9
Remoção	8	-6	-6	-9	-9	-3	-3	-7	-7
	9	-5	-5	-8	-8	-3	-3	-6	-6
	10	-5	-5	-7	-7	-2	-2	-5	-5
	11	-4	-4	-6	-6	-2	-2	-5	-5
	12	-3	-3	-5	-5	-2	-2	-4	-4
	13	0	-3	0	-5	0	-1	0	-4
	14	0	0	0	0	0	0	0	0

Relativamente às extensões, os resultados obtidos foram mais satisfatórios face aos resultados para o Ponto 0. Não obstante não ter sido atingida uma simetria perfeita entre a adição e a remoção de cargas, as diferenças entre os valores é sensivelmente desprezável e poderá ser facilmente associada a ocorrências como o ruído elétrico.

De referir que as extensões nas cordas inferiores e superiores são superiores no modelo numérico quando comparadas com os resultados obtidos experimentalmente. No entanto, tal não sucede com os montantes.

5.5.4 Discussão dos Resultados

Os resultados obtidos para o ensaio conduzido referente ao Ponto 1 no modelo laboratorial levantam várias questões que merecem uma breve nota. Primeiramente, é fundamental salientar que o comportamento diferido, antes observado, foi virtualmente eliminado, comprovando a hipótese do efeito negativo da tinta.

A consistência generalizada dos resultados e a diminuição das discrepâncias entre o modelo laboratorial e o modelo numérico foi da maior importância para o autor e é um sinal promissor relativamente à confiança nos resultados obtidos.

Independentemente do sucesso obtido com a decapagem da tinta nas ligações entre as barras e com base na comparação dos resultados, é possível constatar-se que, apesar de as suspeitas iniciais relativas ao efeito prejudicial da tinta nas ligações estarem corretas, estas não justificam por completo a disparidade de valores entre o modelo numérico e o modelo laboratorial. Como tal, e fazendo referência a desenvolvimentos futuros, ensaios posteriores serão executados a fim de reduzir as discrepâncias registadas a valores aceitáveis.

O despiste de hipóteses, como uma eventual rigidez não prevista conferida pelo piso ao vão principal, a verificação dos módulos de elasticidade dos materiais utilizados na estrutura e a utilização de aparelhos de medição mais precisos, englobam parte do conjunto de trabalhos que serão desenvolvidos.

5.6 DETERMINAÇÃO DAS EXTENSÕES ESTIMADAS

Ao longo do presente trabalho pretendeu-se estabelecer a comparação entre as extensões observadas no modelo físico e as calculadas a partir do modelo numérico. Para a determinação das extensões a partir do modelo numérico, é necessário recorrer-se a cálculos auxiliares. A título de exemplo, apresenta-se detalhadamente o processo de cálculo para a extensão no ponto coincidente com a posição do extensómetro TC-3-4-D no modelo laboratorial. Ponto esse que foi denominado como "TC-3-4-D*".

A carga móvel no modelo numérico assenta no princípio da sobreposição dos efeitos e, como tal, esta foi dividida sob a forma de quatro forças, de valor unitário, cujo ponto de aplicação foi coincidente com a posição das quatro rodas do veículo no tabuleiro (ver Figura 5.1). Este exercício facultou uma obtenção de resultados mais expedita face a alterações no peso da carga móvel em laboratório e permitiu a criação de quatro casos de carga diferentes, cada um correspondente a uma roda do veículo, como se pode verificar na Figura 5.26.

Estes casos de carga foram designados como roda 1, roda 2, roda 3 e roda 4.

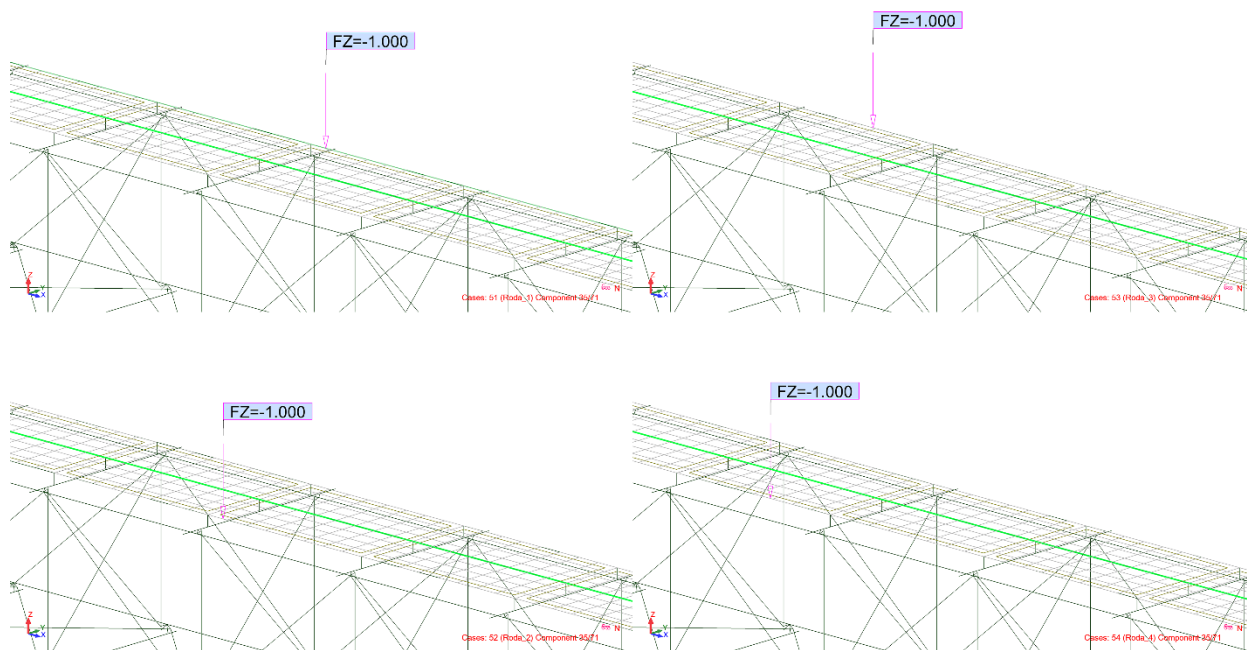


Figura 5.26 – Casos de carga coincidentes com a posição das rodas do veículo no tabuleiro

Relativamente ao ensaio considerado, e para a demonstração do cálculo das extensões a partir do modelo numérico, adotaram-se as condições do ensaio referente ao Ponto 0, ou seja, a passagem do veículo no tabuleiro com paragens em posições previamente determinadas (ver Tabela 5.2).

Este exercício, como referido anteriormente, teve por base o princípio da sobreposição de efeitos, ou seja, foram utilizadas apenas cargas unitárias que foram posteriormente ajustadas de acordo com os valores para a carga em cada roda do veículo previamente arbitradas como sendo 26.916 kg / roda para o eixo dianteiro e 19.454 kg / roda para o eixo traseiro, perfazendo um total de 92.740 kg.

Para o cálculo das extensões, seguiu-se a fórmula da flexão composta desviada.

$$\sigma = \frac{F_x}{A} + \frac{m_y}{I_y} * z + \frac{m_z}{I_z} * y$$

Inicialmente, determinaram-se os eixos de inércia da barra considerada, em milímetros, correspondente a uma cantoneira L20×20×3 (para o caso do extensómetro TC-3-4-D), como exemplificado na Figura 5.27.

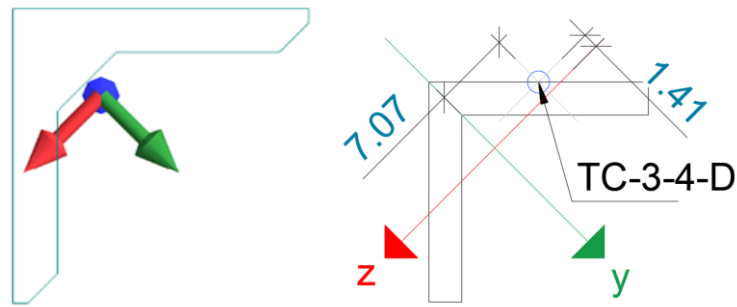


Figura 5.27 – Eixos de inércia do banzo superior

Seguidamente, foram obtidas, de forma direta, as restantes propriedades das barras através do *software* utilizado. De referir que o parâmetro “X” corresponde à posição (relativa ou absoluta) do extensómetro na estrutura sendo que no caso do ponto considerado (TC-3-4-D*) este encontra-se localizado a meio vão, ou seja 0.5 (posição relativa). A área da secção equivale a 112.717 mm², os momentos de inércia na direção y e z correspondem a 6127.86 mm⁴ e 1631.72 mm⁴, respetivamente, e o módulo de elasticidade igual a 210000 MPa.

Posteriormente, procedeu-se aos cálculos das extensões individuais para cada caso de carga, i.e., para cada uma das cargas unitárias às quais correspondem as rodas da carga móvel. A Tabela 5.15 sintetiza os resultados obtidos no ponto TC-3-4-D* para a carga coincidente com a roda 1 (Figura 5.26), tanto para as tensões resultantes do esforço axial, como para as tensões resultantes do momento fletor, em ambas as direções (y e z). A tabela inclui, de igual modo, a conversão das tensões em extensões, parcela na qual se multiplicou a tensão pelo módulo de elasticidade correspondente à barra considerada e pela força aplicada, neste caso de 264.046 N.

Tabela 5.15 – Extensões no ponto TC-3-4-D* para cada situação de carga para o caso de carga “Roda 1”

Situação de carga	Posição [mm]	$\frac{F_x}{A}$ [Pa]	$\frac{m_y}{I_y} * z$ [Pa]	$\frac{m_z}{I_z} * y$ [Pa]	σ [Pa]	Extensões [$\mu\epsilon$]
1	100	0	0	0	0	0
2	300	-683	6	-39	-716	-1
3	550	-1863	19	-104	-1948	-2
4	1050	-5137	-96	503	-4731	-6
5	1550	-8375	53	-589	-8911	-11
6	2050	-6459	-6	-74	-6538	-8
7	2550	-3398	-12	0	-3410	-4

8	3050	-452	-2	9	-445	-1
9	3250	0	0	0	0	0
10	3450	0	0	0	0	0

O mesmo exercício foi efetuado para os restantes casos de carga, correspondentes à roda 2, roda 3 e roda 4. A Tabela 5.16 engloba as extensões para os quatro casos de carga e o respetivo somatório que representa a extensão no ponto TC-3-4-D* para cada situação de carga considerada.

Tabela 5.16 – Extensões no ponto TC-3-4-D*

Situação de carga	Posição [mm]	Extensões (Roda 1)	Extensões (Roda 2)	Extensões (Roda 3)	Extensões (Roda 4)	Σ Extensões
1	100	0	0	0	0	0
2	300	-1	-1	0	0	-1
3	550	-2	-1	0	0	-4
4	1050	-6	-3	-3	-2	-14
5	1550	-11	-5	-6	-3	-26
6	2050	-8	-4	-8	-4	-24
7	2550	-4	-2	-5	-2	-14
8	3050	-1	0	-2	-1	-4
9	3250	0	0	-1	0	-1
10	3450	0	0	0	0	0

Além do mais, e a fim de um estudo mais aprofundado, as parcelas mencionadas na fórmula da flexão composta desviada previamente apresentada foram separadas e comparadas individualmente face à extensão total. Este exercício pode ser verificado nas figuras seguintes (Figura 5.28, Figura 5.29 e Figura 5.30) para a contribuição dos esforços axiais e dos momentos fletores em ambas as direções, respetivamente.

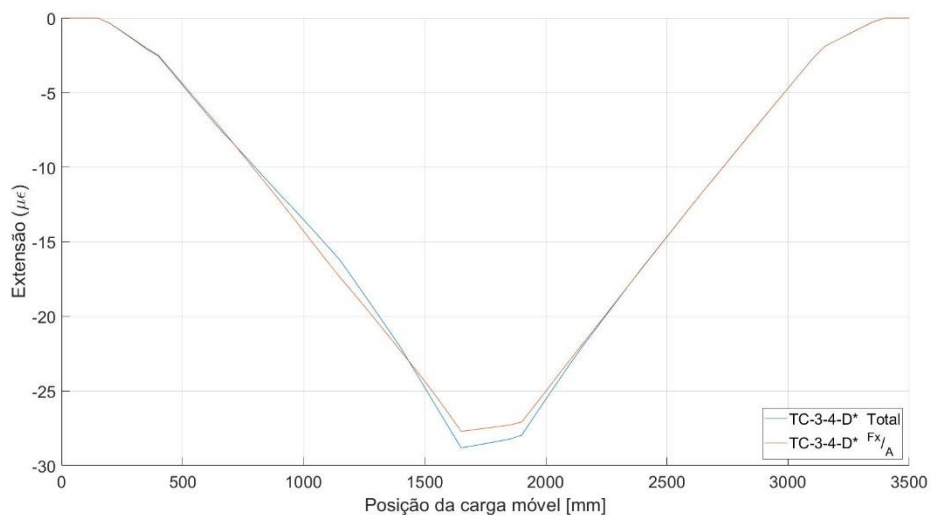


Figura 5.28 – Componente do esforço axial

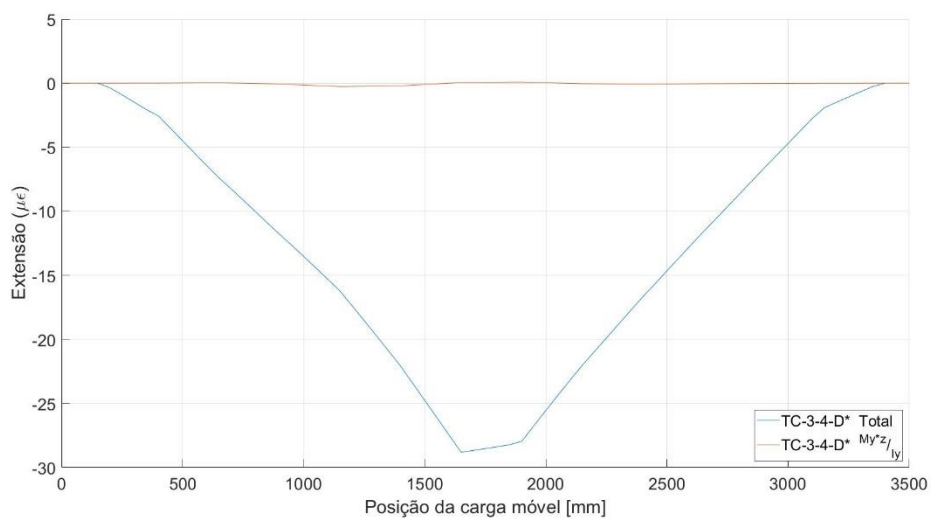


Figura 5.29 – Componente do momento fletor na direção y

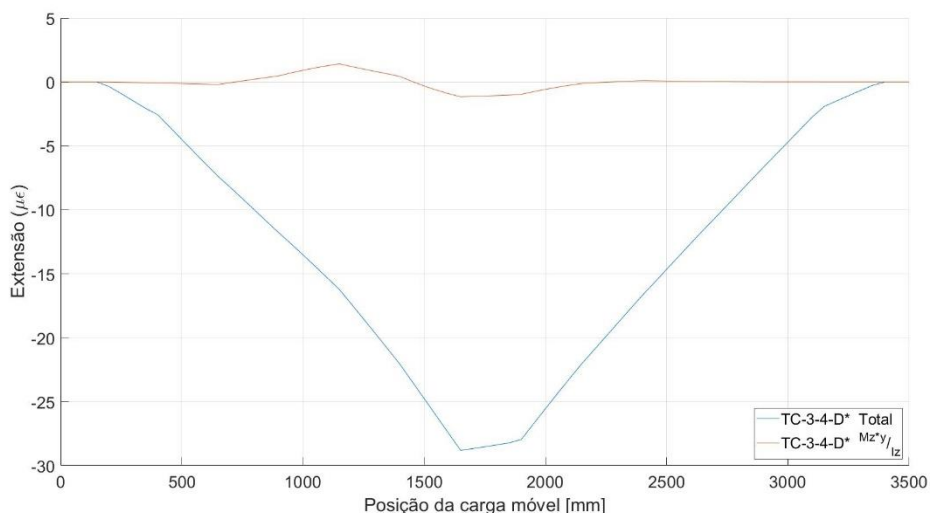


Figura 5.30 – Componente do momento fletor na direção z

Ainda que o presente subcapítulo tenha incidido num só ponto, correspondente a um extensómetro aplicado na estrutura, o TC-3-4-D, todos os demais foram calculados de acordo com o processo apresentado. Conforme se pode verificar nos resultados apresentados, o esforço axial corresponde à maior componente das extensões e esta consideração é transversal a todos os extensómetros utilizados na monitorização da estrutura.

5.7 CONCLUSÕES

Tendo presente o cariz preliminar dos resultados apresentados neste capítulo, verifica-se que a exploração laboratorial reside muito no processo iterativo de despiste de possíveis fatores prejudiciais ao comportamento da estrutura em análise. No caso concreto do modelo laboratorial no qual incide esta dissertação, o comportamento inicial da estrutura não coincidia, de todo, com as expectativas do autor. Para tal, foi necessária uma análise profunda a diversos fatores que pudessem estar a comprometer a resposta estrutural, sendo necessário efetuar-se diversos ensaios de forma metódica, registando os resultados obtidos em cada um destes e proceder à discussão dos mesmos.

Como referido anteriormente, este processo ainda não está finalizado e, conseqüentemente, o avanço para temas de investigação do modelo previstas e detalhadas anteriormente, como por exemplo, os cenários de dano e o efeito da ação térmica, ainda não é possível visto ainda não se possuir um domínio total do comportamento estrutural do modelo nesta fase.

De realçar o impacto que um modelo numérico devidamente calibrado tem no estudo e na análise dos resultados laboratoriais. Este permitiu, desde uma fase inicial do projeto, ter valores de referência que

CAPÍTULO 5

puderam ser diretamente comparados com os dados recolhidos experimentalmente, servindo de base para a discussão destes.

No entanto, é da maior importância referir que a premissa verificada numericamente no capítulo 4, face ao impacto do tipo de ligação entre as barras foi corroborada laboratorialmente. Com efeito, tinha sido assumido que as ligações poderiam ser rígidas ou articuladas, sendo que as diferenças eram desprezáveis. Tendo por base as conclusões retiradas do subcapítulo 5.6, onde se determinou que a principal componente da tensão à qual as barras da estrutura estavam submetidas correspondia ao esforço axial, esta condição é verificada.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Os objetivos principais desta dissertação incidiram no desenvolvimento e exploração de um modelo laboratorial à escala reduzida com a finalidade de se implementar no mesmo um sistema de monitorização estrutural inteligente, também conhecido como SHM.

Ao longo do presente documento reforçou-se a importância dos modelos à escala reduzida que permitem um estudo aprofundado que, de outra forma, seria impossível, assim como a validação de hipóteses, aumentando sempre de forma valiosa o conhecimento sobre uma determinada estrutura, as potencialidades e limitações da mesma, e o seu comportamento estrutural. Através deste género de exercícios, a transição do “*know-how*” para obras reais acontece naturalmente e com um elevado grau de confiança.

Apesar de o modelo laboratorial apresentado neste documento não estar ainda em fase de ser explorado em condições de serviço, a experiência ganha e o domínio sobre o seu comportamento estrutural idealizado é de grande valor. Todos os ensaios conduzidos, todos os cenários hipotéticos colocados e posteriormente simulados, todas as teorias e hipóteses despistadas ou corroboradas, contribuem para um maior conhecimento estrutural do modelo em questão.

Refira-se, a título de exemplo, a metodologia seguida para a identificação da causa da resposta diferida do modelo, tendo-se concluído ser o revestimento das interfaces nas zonas de ligação.

O complemento do modelo laboratorial com o modelo numérico foi igualmente um ponto importante no desenrolar deste trabalho. De facto, modelos numéricos devidamente calibrados provam ser uma ferramenta essencial na interpretação das estruturas reais. O modelo numérico desenvolvido permitiu a análise de diversas grandezas, em qualquer ponto da estrutura, e o confronto com os valores experimentais, assim como a antevisão de alterações comportamentais da estrutura nos cenários de dano projetados. A importância do sentido crítico e de uma análise rigorosa de todas as grandezas e resultados obtidos deve ser valorizada. O exercício de reflexão e de interpretação dos diversos parâmetros com os quais um engenheiro é confrontado, representa um passo crítico nas tomadas de decisão.

Com particular incidência nas pontes metálicas, esta dissertação reforça a ideia que, com o devido acompanhamento e motivação, o vasto património de pontes metálicas existentes, não só em Portugal mas também no resto do mundo, não deve ser deixado ao abandono. A extensa bibliografia referente a casos de sucesso na adaptação de pontes antigas às novas exigências da sociedade é prova de que um olhar mais sustentável face ao que semelhantes edificações representam pode levar ao aproveitamento destas estruturas e à preservação do património. A ponte Luiz I e a adoção do tabuleiro superior para via-férrea a ser utilizada pelo Metro do Porto é um exemplo contemporâneo.

Naturalmente, os sistemas SHM correspondem a metodologias que auxiliam na manutenção em funcionamento, em condições de economia e segurança, das pontes metálicas existentes, prolongando o seu período de vida útil. A versatilidade destes sistemas é frisada na medida em que constituem um conjunto de técnicas passíveis de serem aplicadas em qualquer etapa de vida da estrutura, quer esta esteja na sua fase de conceção, fase de serviço, requalificação ou recuperação.

E, apesar dos sistemas SHM terem tido uma enorme evolução desde os seus primórdios nas áreas da engenharia mecânica e aeroespacial, o fundamento preponderante mantém-se o mesmo, a proteção da vida humana. Este princípio base assenta no facto de a monitorização estrutural garantir a segurança através do seu imenso contributo na elaboração de planos de manutenção eficazes, com recurso a alarmes automáticos aquando da deteção de valores anormais, ou no puro conhecimento estrutural que é possível obter, transformando-se num meio poderoso de ajuda na tomada de decisão.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Não obstante os resultados obtidos, o modelo laboratorial encontra-se ainda na fase inicial de instalação. De facto, grande parte dos desenvolvimentos futuros encontram-se presentes e projetados, ainda que não tenham sido incrementados até à data de elaboração deste documento. Independentemente desse facto, ao longo deste trabalho foi sendo referida uma série de aspetos que englobam a continuação da exploração do modelo laboratorial construído.

Como referido, faz parte do modelo laboratorial, para além do sistema de monitorização, a construção de um sistema de aplicação de ações completamente autónomo e sem intervenção humana, incluindo passagens do veículo, o enchimento dos reservatórios de água programadas e ciclos sazonais de variação de temperatura.

O modelo laboratorial assim construído permitirá a preparação de uma extensa base de dados relativa ao comportamento estrutural, em condições de serviço. A possibilidade de simular dano no modelo físico complementar a referida base de dados e permitirá o desenvolvimento da fase seguinte do presente projeto em que assentam os desenvolvimentos futuros, nomeadamente:

- Análise experimental e numérica do comportamento da estrutura, caracterizando as várias componentes da sua resposta dinâmica e estática. Pretende-se realizar campanhas de monitorização estrutural em condições controladas, submetendo a estrutura a variadas solicitações ambientais (ciclos de temperatura uniforme e diferencial) e operacionais (solicitações de carga). Além do mais, serão igualmente testadas diferentes condições estruturais e diferentes cenários com um nível de dano variável. Os dados recolhidos nestes modelos visam alimentar as técnicas numéricas exploradas em paralelo. Desta tarefa deverá resultar a organização de uma base de dados estabilizada e devidamente documentada.
- Considerando a sua natureza experimental, os dados recolhidos na monitorização estão frequentemente sujeitos a erros de medição, fontes de ruído elétrico, entre outros. De igual modo, as séries temporais recolhidas são passíveis de sofrer interrupções, fruto de falhas de energia e de avarias nos sensores, nos sistemas de aquisição e nas redes de comunicação. Pretende-se melhorar o potencial e, acima de tudo, a fiabilidade destas séries de dados através da aplicação de algoritmos tanto de pré, como de pós processamento. Serão explorados e experimentados diferentes filtros numéricos com o objetivo de mitigar erros e ruídos, técnicas de fusão multi-sensor com o objetivo de melhorar a precisão da monitorização e técnicas de *data mining* com o objetivo de potenciar as técnicas de deteção de dano.
- Aplicação de técnicas de deteção de dano a partir de modelos de base estatística. Metodologias baseadas no histórico de dados serão exploradas e combinadas com vista à deteção de alterações comportamentais e à caracterização de danos estruturais, em particular às técnicas de deteção de dano baseadas na análise estatística de dados (*data-driven*). Além do mais, diferentes algoritmos baseados em modelos de regressão linear múltipla, regressão robusta, regressão adaptativa, análise vetorial autorregressiva, máquinas de vetores, redes neuronais artificiais e algoritmos genéticos serão analisados e comparados com base na exploração dos dados recolhidos no modelo laboratorial.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

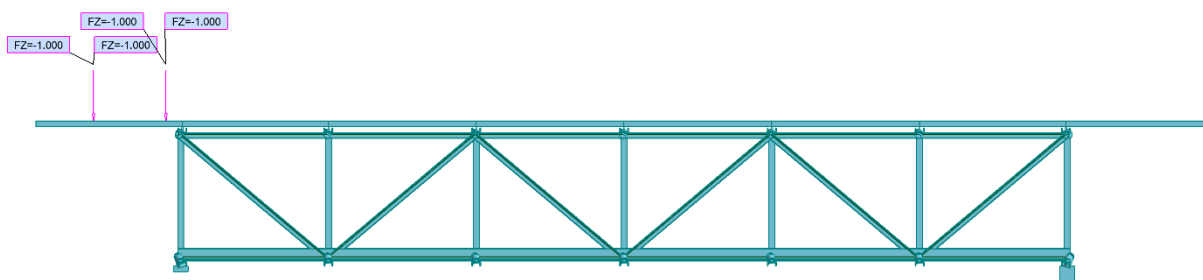
- [1] C. R. Farrar and K. Worden, "An introduction to structural health monitoring," *Philos. Trans. R. Soc. A Math. Phys. Eng. Sci.*, vol. 365, no. 1851, pp. 303–315, 2007, doi: 10.1098/rsta.2006.1928.
- [2] R. Kromanis, "Structural Performance Evaluation of Bridges : Characterizing and Integrating Thermal Response," 2015, [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/10871/17440>.
- [3] E. J. F. Figueiredo, "Comportamento e monitorização das obras de arte," 2006.
- [4] R. de F. G. Poças, "Gestão do Ciclo de vida de Pontes," p. 242, 2009.
- [5] J. Scheer, *Failed Bridges: case studies, causes and consequences*. Ernst & Sohn, 2010.
- [6] F. Cerda, S. Chen, J. Bielak, J. H. Garrett, P. Rizzo, and J. Kovačević, "Indirect structural health monitoring of a simplified laboratory-scale bridge model," *Smart Struct. Syst.*, vol. 13, no. 5, pp. 849–868, 2014, doi: 10.12989/sss.2014.13.5.849.
- [7] G. Grattesat, *Conception des ponts*, vol. 1. 1978.
- [8] LNEC, "Abordagem Sobre a Evolução na Construção de Pontes Metálicas," 2010.
- [9] R. A. D. Simões, *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*, 3rd ed. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2014.
- [10] S. Firoz and S. K. Rao, "Modelling Concept of Sustainable Steel Building by Tekla Software," *Int. J. Eng. Res. Dev.*, vol. 1, no. 5, pp. 18–24, 2012, [Online]. Available: www.ijerd.com.
- [11] V. A. F. Barbosa and V. C. Correia, "Uma Introdução Ao Estudo Das Pontes Em Viga," *Ciências exatas e tecnológicas*, vol. v. 4, pp. 115–138, 2017.
- [12] F. Cavadas, "Monitorização e Análise do Comportamento de Pontes Metálicas Antigas: A Ponte Eiffel," p. 213, 2008.
- [13] H. de V. Corrêa Patrício, "Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação de fadiga," *Rev. Port. Eng. Estruturas*, vol. 3, no. 6, pp. 113–124, 2018, [Online]. Available: <https://portal.issn.org/resource/ISSN/2183-8488>.
- [14] A. Meireles, "Levantamento e Diagnóstico de uma Ponte Metálica Antiga," p. 73, 2010.

- [15] J. Appleton, “Inspeção E Reabilitação De Pontes,” pp. 1–81, 2005.
- [16] N. E. Santos, “Conservação e Reabilitação de Pontes Metálicas,” p. 239, 1998.
- [17] J. P. G. Cordeiro, “Aparelhos de Apoio em Pontes Vida Útil e Procedimentos de Substituição,” *Inst. Super. Eng. Lisboa*, p. 142, 2014, [Online]. Available: <https://repositorio.ipl.pt/bitstream/10400.21/4356/1/Dissertação.pdf>.
- [18] Y. Xu and Y. Xia, *Structural Health Monitoring of Long-Span Suspension Bridges*. Spon Press.
- [19] B. Glisic, “Short course on Structural Health Monitoring Optical Fiber Sensing for Structural & Geotechnical Health Monitoring and involved parties,” no. June, 2021.
- [20] S. D. M. Magalhães, “Concepção e Análise de um Demonstrador para a Monitorização Estrutural,” p. 194, 2015, [Online]. Available: <http://hdl.handle.net/10400.22/8111>.
- [21] A. Méndez, “1. Introduction to Structural Health Monitoring (SHM) Why Monitor a Structure , Machinery or Process ?,” vol. 94501, 2021.
- [22] W.-H. Hu, “Operational Modal Analysis and Continuous Dynamic Monitoring of Footbridges,” 2012.
- [23] A. Dimande, “Análise experimental de pontes durante a construção e em serviço,” p. 344, 2010, [Online]. Available: <http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/58856>.
- [24] M. Montenegro, “Ensaios de carga em pontes: sistemas de medição e análise de resultados,” 2011.
- [25] C. Félix, “Ligações de transdutores aos sistemas cDaq e Data taker - Nota técnica 07,” 2020.
- [26] A. Drozdov, I. Pomortsev, K. Tyutyukin, and Y. Baloshin, “Comparison of wavelet transform and Fourier transform applied to analysis of non-stationary processes,” *Наносистемы: Физика, Химия, Математика*, vol. 5, no. 3, pp. 363–373, 2014.
- [27] M. L. F. de C. Maia, “Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective,” *Struct. Heal. Monit. A Mach. Learn. Perspect.*, 2020.
- [28] L. Lima, C. Rodrigues, and C. Félix, “Projeto S4Bridges: A smart approach for the maintenance of existing bridges,” 2019.
- [29] Y. Zhu, Y. Q. Ni, A. Jesus, J. Liu, and I. Laory, “Thermal strain extraction methodologies for bridge structural condition assessment,” *Smart Mater. Struct.*, vol. 27, no. 10, 2018, doi: 10.1088/1361-665X/aad5fb.
- [30] M. N. Rodrigues, “Structural Health Monitoring A data-driven damage detection approach A data-driven damage detection approach by,” 2020.

- [31] N. E. 1991-1-1, “Norma Portuguesa - Eurocodigo 1 - Acções em estruturas,” *Inst. Port. da Qual.*, 2009.
- [32] N. E. 1993-1-8, “Norma Portuguesa - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço Parte 1-8: Projeto de ligações,” *Inst. Port. da Qual.*, 2010.
- [33] N. E. 1993-1-1, “Norma Portuguesa - Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios,” *Inst. Port. da Qual.*, 2010.

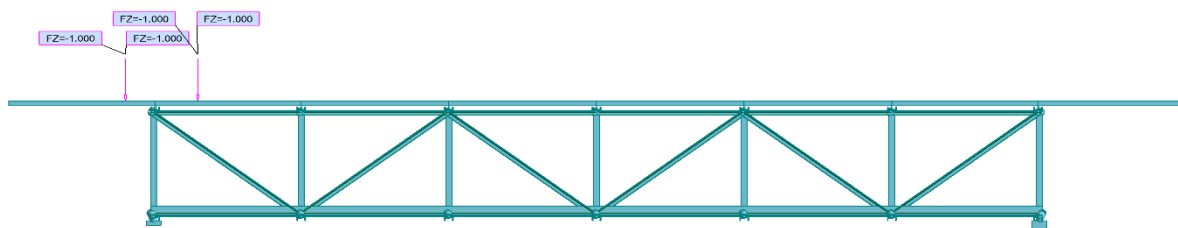
ANEXO 1 – POSIÇÕES DA CARGA MÓVEL NO MODELO NUMÉRICO

➤ Posição 1



Cases: 50 (Robot Component 3/71) ∞ N

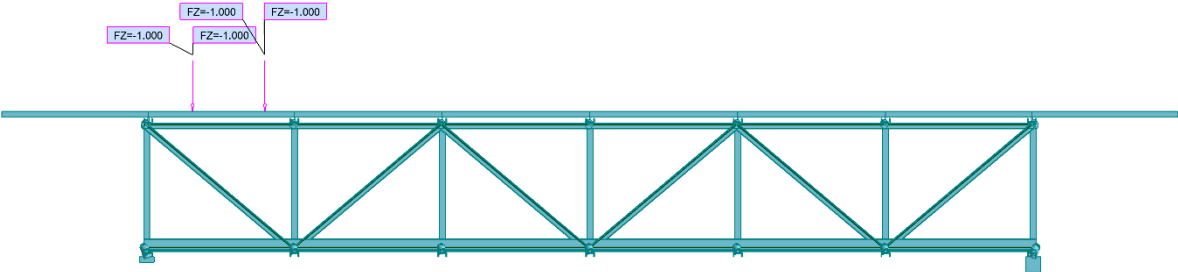
➤ Posição 2



Cases: 50 (Robot Component 7/71) ∞ N

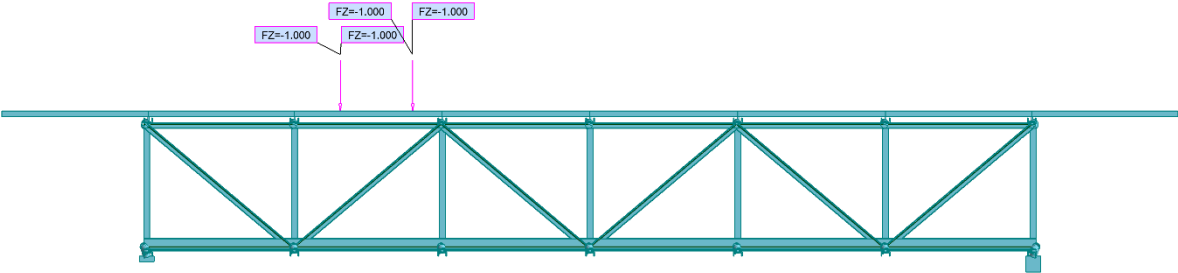
ANEXO 1

➤ Posição 3



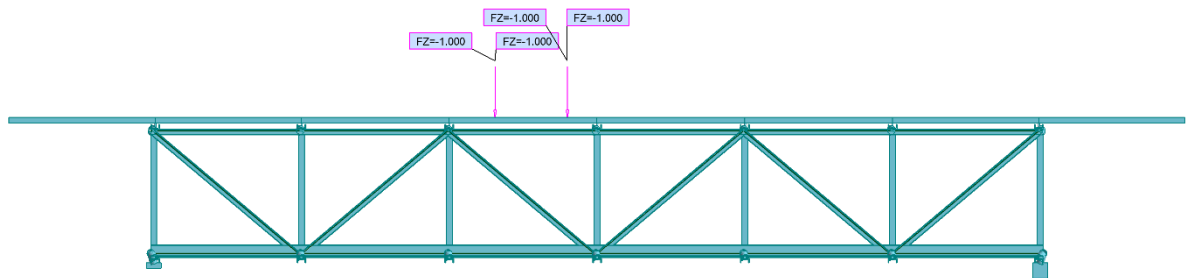
Cases: 50 (Robot) Component 12/71 ⁶³³ N

➤ Posição 4



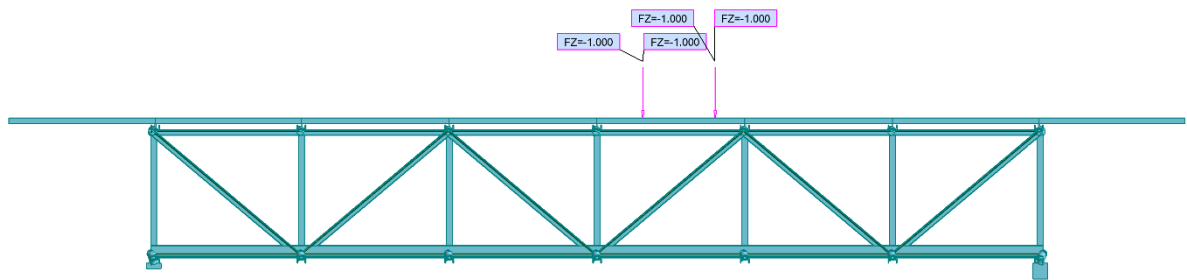
Cases: 50 (Robot) Component 22/71 ⁶³³ N

➤ Posição 5



Cases: 50 (Robot) Component 32/71 ⁶⁰⁰ N

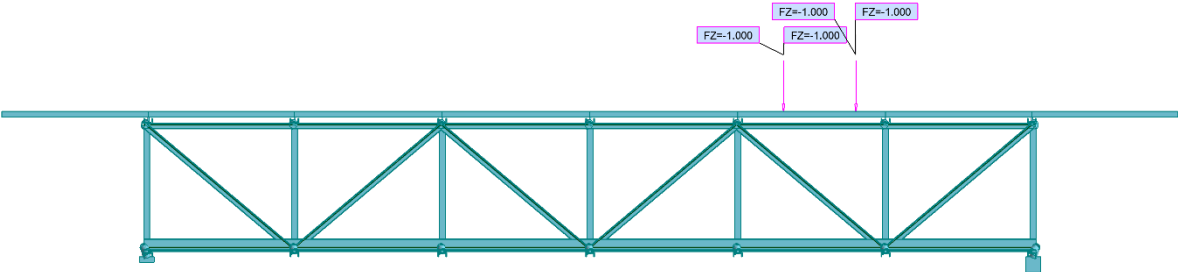
➤ Posição 6



Cases: 50 (Robot) Component 42/71 ⁶⁰⁰ N

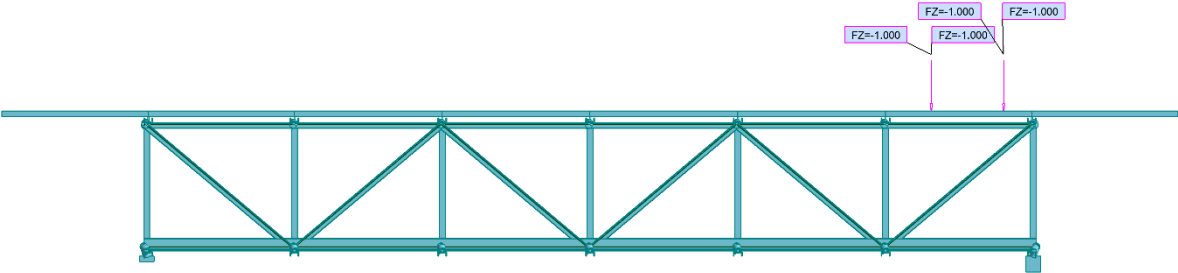
ANEXO 1

➤ Posição 7



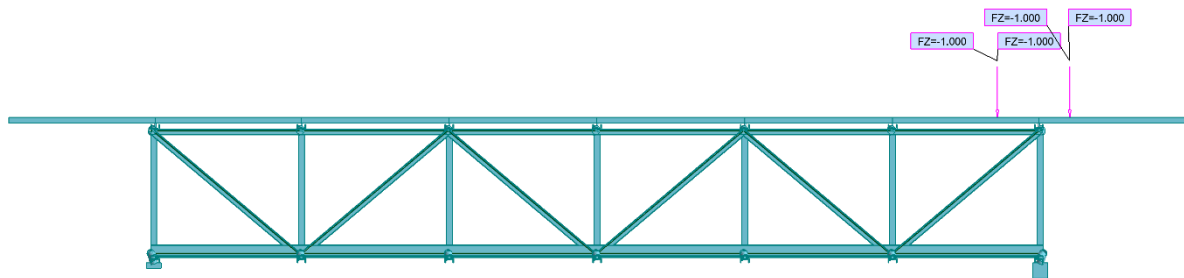
Cases: 50 (Robot) Component 52/71 ⁶³³ N

➤ Posição 8



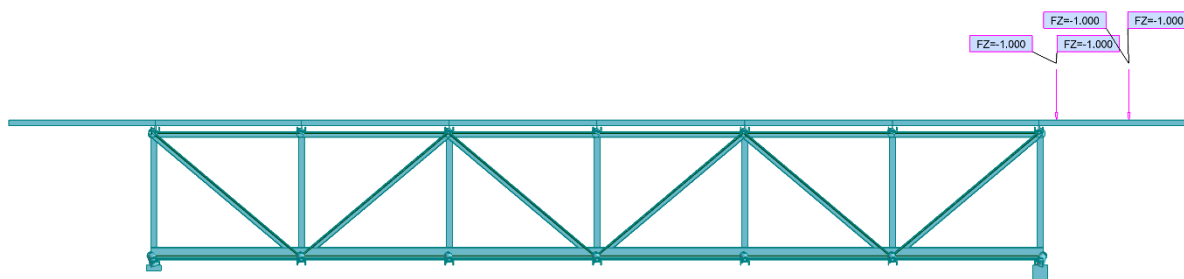
Cases: 50 (Robot) Component 62/71 ⁶³³ N

➤ Posição 9



Cases: 50 (Robot) Component 66/71 ⁶⁰⁰ N

➤ Posição 10



Cases: 50 (Robot) Component 70/71 ⁶⁰⁰ N