



Conceção e Análise de um Demonstrador para a Monitorização Estrutural

SÉRGIO DANIEL MENDES MAGALHÃES

Novembro de 2015

Conceção e Análise de um Demonstrador para a Monitorização Estrutural

Sérgio Daniel Mendes Magalhães

Orientador

Professor Doutor Carlos Filipe Guedes Rodrigues (DEC/ISEP)

Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para
obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil – Especialização em
Estruturas**

Porto, Outubro 2015

Índice Geral

1	Introdução	1
2	Tecnologia de sensores e sistemas de aquisição de dados.	15
3	Conceção de demonstrador para monitorização estrutural.....	49
4	Modelação numérica e comparação com resultados experimentais.....	80
5	Tratamento de sinal e técnicas de fusão multisensor	139
6	Considerações finais e desenvolvimentos futuros.....	165

Resumo

Os sistemas de monitorização de estruturas fornecem diversas vantagens, não só no que diz respeito à durabilidade da obra, ao aumento da segurança e do conhecimento relativamente ao comportamento das estruturas ao longo do tempo, à otimização do aspeto estrutural, bem como aos aspetos económicos do processo de construção e manutenção.

A monitorização deve realizar-se durante a fase de construção e/ou de exploração da obra para permitir o registo integral do seu comportamento no meio externo. Deve efetuar-se de forma contínua e automática, executando intervenções de rotina para que se possa detetar precocemente sinais de alterações, respetivamente à segurança, integridade e desempenho funcional. Assim se poderá manter a estrutura dentro de parâmetros aceitáveis de segurança.

Assim, na presente dissertação será concebido um demonstrador experimental, para ser estudado em laboratório, no qual será implementado um sistema de monitorização contínuo e automático. Sobre este demonstrador será feita uma análise de diferentes grandezas em medição, tais como: deslocamentos, extensões, temperatura, rotações e acelerações. Com carácter inovador, pretende-se ainda incluir neste modelo em sintonia de medição de coordenadas GNSS com o qual se torna possível medir deslocamentos absolutos.

Os resultados experimentais alcançados serão analisados e comparados com modelos numéricos. Conferem-se os resultados experimentais de natureza estática e dinâmica, com os resultados numéricos de dois modelos de elementos finitos: um de barras e outro de casca. Realizaram-se diferentes abordagens tendo em conta as características identificadas por via experimental e calculadas nos modelos numéricos para melhor ajuste e calibração dos modelos numéricos

Por fim, recorre-se a algoritmos de processamento e tratamento do respetivo sinal com aplicação de filtros, que revelam melhorar com rigor o sinal, de forma a potenciar as técnicas de fusão multisensor. Pretende-se integrar o sinal GNSS com os demais sensores presentes no sistema de monitorização. As técnicas de fusão multisensor visam melhor o desempenho deste potencial sistema de medição, demonstrando as suas valências no domínio da monitorização estrutural.

Palavras-Chave: Monitorização, Instrumentação, Demonstrador, Aquisição de dados, Análise estrutural.

Abstract

Structural monitoring systems offer several advantages, not only with regard to the durability of the work, increased safety and knowledge on the behaviour of structures over time, to optimize the structural aspect and the economic aspects of process of construction and maintenance.

Monitoring should be carried out during the project construction phase, to allow the full record of the behaviour in the external environment. It should be effected continuously and automatically by running routine interventions that can detect early changes signs, respectively security, integrity and functional performance, and must be done to keep the structure within acceptable safety parameters.

Thus, in this thesis will be produced an experimental demonstrator to be studied in the laboratory, in which will be implemented in a continuous and automatic monitoring system. About this demonstrator will be made an analysis of different greatnesses in measurement, such as displacements, extensions, temperature, speed and acceleration. The obtained experimental results will be analyzed and compared with models made numerically.

In order to illustrate the main characteristics by experimental tests, in the characterization of static and dynamic behavior of structures and in the determination of the mechanical characteristics of the structure in situ, we have made different approaches of the characteristics identified experimentally with those calculated in the numerical models, to perform the adjustment and calibration of the numerical models.

Additionally, resorts to processing algorithms and processing of the respective signal by applying filter, to improve accurately the signal, in order to maximize the multisensor fusion techniques based on the integration of the GNSS signal with embedded sensors in the monitoring system implemented on a physical model and methods of measuring dynamic displacements from the acceleration data.

Keywords: Monitorization, Instrumentation, Demonstrator, Data Acquisition, Structural Analysis.

Agradecimentos

Ao terminar esta dissertação quero expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a concretização, e em especial:

- ao meu orientador, Professor Carlos Rodrigues, desejo manifestar um especial agradecimento, pelo interesse manifestado, na elaboração dos trabalhos que sempre acompanhou o seu desenvolvimento, pela sua vocação de transmitir valiosos ensinamentos e pela partilha de conhecimentos da sua experiência, despertando em mim o gosto pela monitorização estrutural. Por fim agradeço a sua compreensão e paciência, que foi fundamental para que este trabalho chegasse a bom termo.
- ao professor Carlos Félix, na qualidade de coordenador do projeto Integração de dados GNSS e de acelerómetros na monitorização de grandes estruturas (Projeto FCTPTDC/ECM-EST/2131/2012), que oferecer todas as condições necessárias para a realização deste trabalho, pela amabilidade que me recebeu.
- Instituto Superior de Engenharia do Porto e ao laboratório de estruturas
- Aos técnicos do Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural – LABEST, por possuir as condições necessários para desenvolver este trabalho. Em especial, quero agradecer à Engenheira Paula Silva e ao Cláudio Ferraz, pela amabilidade que me receberam e pela colaboração prestada sempre que solicitados.
- Ao Rui Seabra, pela amizade criada e sua colaboração na realização dos ensaios experimentais, pela troca de impressões e pelo apoio dados em certo momentos.

Índice de Texto

1	Introdução.....	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Monitorização da integridade estrutural – Estado da Arte	4
1.2.1	Breve história	4
1.2.2	Definição de SHM.....	5
1.2.3	Principais vantagens e desvantagens.....	6
1.2.4	Componentes de monitorização da integridade estrutural.....	7
1.2.5	Analogia com corpo Humano	8
1.3	Motivação.....	10
1.4	Objetivos	12
1.5	Organização da dissertação	13
2	Tecnologia de sensores e sistemas de aquisição de dados.	15
2.1	Introdução.....	15
2.2	Medição do deslocamento.....	17
2.2.1	Transdutor de deslocamento capacitivos	17
2.2.2	Transdutores indutivos LVDT	18
2.2.3	Medição de flechas com recurso ao método dos níveis líquidos	19
2.2.4	Transdutores baseados em sistema de posicionamento GNSS	23
2.3	Medição da extensão	24
2.3.1	Extensómetros de resistência elétrica	26
2.3.1.1	Medição da resistência	31
2.3.1.2	Efeito da variação da temperatura sobre os extensómetros.....	31
2.3.2	Extensómetro de corda vibrante.....	32
2.3.3	Extensómetros de superfície e de embeber no betão	34
2.4	Medições de rotação.....	35
2.5	Medição da temperatura	37
2.5.1	- Termopares	38
2.5.2	-Detetores de temperatura resistivos	39
2.6	Medição de aceleração	40
2.6.1	Acelerómetros piezoelétricos	41

2.6.2	Acelerómetros piezoresistivos	41
2.6.3	Acelerómetros capacitivos	42
2.7	Fibra ótica	43
2.7.1	Sensores de Bragg	44
2.8	Considerações finais	48
3	Conceção de demonstrador para monitorização estrutural	49
3.1	Introdução	49
3.2	Descrição e geometria do demonstrador	50
3.3	Dimensionamento estrutural	53
3.4	Sistema de monitorização	55
3.4.1	Rede de sensores	55
3.4.2	Sistema de aquisição	58
3.4.3	Cateterização do equipamento e sistema de aquisição do GNSS.	60
3.5	Ensaio realizados	61
3.5.1	Ensaio estático	62
3.5.1.1	Medição de deslocamentos	63
3.5.1.2	Medição da rotação	65
3.5.1.3	Medição das extensões	66
3.5.1.4	Medição das acelerações	69
3.5.2	Ensaio dinâmico	70
3.5.3	Descrição do ensaio	70
3.5.3.1	Medição aceleração	71
3.5.3.2	Medição do deslocamento	73
3.5.3.3	GNSS	74
3.5.4	Ensaio estático-dinâmico	75
3.5.4.1	Medição da aceleração	77
3.5.4.2	Medição deslocamento de LVDTs	78
3.5.4.3	Medição da Extensão	78
3.6	Considerações finais	78
4	Modelação numérica e comparação com resultados experimentais	80
4.1	Introdução	80
4.2	Compatibilização entre resultados experimentais e analíticos	81
4.3	Modelo numérico de barras	82
4.3.1	Análise estática	83
4.3.1.1	Principais resultados dos deslocamentos	83

4.3.1.2	Extensões obtidas do modelo numérico de barras.....	84
4.3.1.3	Rotações obtidas pelo modelo numérico barras	86
4.3.2	Análise modal modelo numérico de barras	86
4.3.2.1	Análise modal para massas nos dois níveis	86
4.3.2.2	Análise modal para massas no nível 2.....	88
4.3.2.3	Análise modal para massas no nível 1.....	89
4.4	Modelo numérico de elementos finitos de casca	90
4.4.1	Análise estática.....	91
4.4.1.1	Resultados de deslocamentos obtidos modelo casca.....	91
4.4.1.2	Extensões obtidas do modelo numérico de casca.....	92
4.4.1.3	Rotações obtidas pelo modelo numérico de casca	93
4.4.2	Análise modal modelo numérico casca.....	94
4.4.2.1	Análise modal para massas nos dois níveis	94
4.4.2.2	Análise modal para massas no nível 2.....	95
4.4.2.3	Análise modal para massas no nível 1.....	96
4.5	Comparação de resultados modelos numéricos e experimentais.....	97
4.5.1	Comparação de modelos numéricos de barras e elementos finitos de casca	97
4.5.1.1	Comparação análise estática.....	98
4.5.1.2	Comparação análise dinâmica	106
4.5.2	Comparação resultados experimentais com modelo barras	107
4.5.2.1	Comparação de resultados do ensaio estático	108
4.5.2.2	Comparação de resultados de ensaio dinâmico	115
4.5.3	Comparação modelo de elementos finitos de casca	119
4.5.3.1	Comparação de resultados do ensaio estático	119
4.5.3.2	Comparação de resultados de ensaio dinâmico	126
4.6	Calibração e validação dos modelos numéricos	128
4.6.1	Procedimento adotado na calibração dos modelos.....	129
4.6.2	Determinação do coeficiente de elasticidade.....	129
4.6.3	Validação e resultados modelo de barras	131
4.6.4	Validação e resultados modelo de elementos finitos de casca	137
4.7	Considerações finais.....	138
5	Tratamento de sinal e técnicas de fusão multisensor	139
5.1	Introdução	139
6	Considerações finais.....	165

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Ponte Hintze Ribeiro em Entre-os-Rios - Portugal: (a) antes do colapso; (b) após o colapso, ocorrido em (2001), provocando 59 mortos (Rodrigues, 2011).....	2
Figura 1.2 - Colapso da Ponte I-35W (2007): (a) antes do colapso; (b) após o colapso.	3
Figura 1.3 - Reposição dos níveis de segurança estrutural (Félix et al., 2012)	3
Figura 1.4 - Ensaio de carga na treliça de aço na Inglaterra por uma ponte ferroviária na Índia no século XIX (Banthia et al., 2004).....	5
Figura 1.5 - Esquema geral de um sistema de monitorização estrutural (Félix, 2004).	7
Figura 1.6 - Sub-grupos de sistemas de monitorização estrutural Adaptado (Figueiras, 2008).....	8
Figura 1.7 -Paralelismo entre a medicina preventiva e a engenharia SHM. Adaptado de Rodrigues, 2011.	9
Figura 1.8 - (a) Modelo Laboratorial, (b) Esquema de localização de identificação do SN. Adaptado de Figueiredo, 2006.	9
Figura 2.1 – Transdutores de deslocamento capacitivos: a) Comparador digital; b) Paquímetro digital (Mitutoyo, 2015).	17
Figura 2.2 - LVDT da série LCA da marca RDO GROUP(RDPE, 2015).....	18
Figura 2.3 - Esquema de um LVDT: a) circuito elétrico; b) curva característica (Cavadas, 2008).	19
Figura 2.4 - Princípio dos vasos comunicantes aplicado ao nivelamento hidrostático. Adaptado (Rodrigues, 2011).....	20
Figura 2.5 – Esquema simplificado da aplicação de níveis líquidos. Adaptado (Rodrigues, 2011).	21
Figura 2.6 – Sistema de nivelamento hidrostático: a) reservatório e transdutor de referência; b) transdutor de pressão integrado do circuito.....	21
Figura 2.7 – Pormenor da célula de carga e fixação. Adaptado (Rodrigues, 2011).....	22
Figura 2.8 – Configuração do transdutor. Adaptado (Rodrigues, 2011).	22
Figura 2.9 - Constelação de satélites do GPS.....	23
Figura 2.10 – Antenas GNSS instaladas em pontes suspensas.	24
Figura 2.11 - Extensómetro de resistência elétrica de colar (Félix, 2004).	27
Figura 2.12 - Circuito da ponte de Wheatstone (Félix, 2002).....	28
Figura 2.13- Esquema de ligação de um extensómetro à ponte de Wheatstone com um braço ativo (ligado em quarto ponte).	29
Figura 2.14 - Exemplos de extensómetros de resistência elétrica: a) uniaxial; b) biaxial c) roseta triaxial (VPG, 2015).	29
Figura 2.15 - Transdutores de deslocamento resistivos. Adaptado (Félix, 2004).	30

Figura 2.16 - Sensor medição de aberturas de fendas com base em extensometria elétrica. Adaptado (Félix, 2004).	30
Figura 2.17 - Constituição de um sensor de corda vibrante (Félix, 2004).	32
Figura 2.18 - Extensómetro de corda vibrante: a) de embeber no betão; b) de superfície. (http://www.gage).	34
Figura 2.19 - Instalação dos sensores de corda vibrante: a) para embeber no betão; b) para aplicação à superfície.	35
Figura 2.20 - Inclínometro de bolha de ar Stoppani. Adaptado (Félix, 2002).	36
Figura 2.21 – a) Inclínometro elétrico uniaxial; b) inclínometro elétrico biaxial.	37
Figura 2.22 - Sensor temperatura resistivo PT100: a) elemento sensor; b) termómetro embeber no betão; c) termómetro com encapsulamento em cobre.	40
Figura 2.23 – Acelerómetros piezoelétricos: a) esquema do princípio de funcionamento; b) acelerómetro uniaxial; c) acelerómetro triaxial (http://www.imi-sensors.com).	41
Figura 2.24 - Esquema de um acelerómetro piezoresistivo.	42
Figura 2.25 - Esquema acelerómetro capacitivo.	42
Figura 2.26 - Representação esquemática da constituição de um cabo de fibra ótica. Adaptado (Rodrigues, 2011).	43
Figura 2.27 - Princípio de funcionamento dos sensores de Bragg.	44
Figura 2.28 – Esquema de multiplexagem temporal (TDM): a) em série; b) em paralelo. Adaptado (Rodrigues, 2011).	45
Figura 2.29 - Principais componentes óticos de uma rede de sensores. Adaptado (Rodrigues, 2011). ..	46
Figura 2.30 - Sensores de fibra ótica de rede de Bragg para medição da extensão de colocação à superfície e de embeber no betão (Fibersensing, 1015).	47
Figura 2.31 - Sensores de temperatura (Fibersensing, 1015).	47
Figura 2.32 - Transdutores em fibra ótica: a) medidor de acelerações; b) medidor de rotações (Fibersensing, 1015).	48
Figura 2.33 - Equipamentos de leitura para interrogação de sensores óticos: a) leitor industrial estático, modelo FS22; b) leitor portátil, modelo FS42 (Fibersensing, 1015).	48
Figura 3.1 – Analogia do demonstrador a estruturas de engenharia civil: a) antena transmissão rádio; b) estrutura modelo; b) mastro viaduto do Corgo.	50
Figura 3.2 – Dimensões gerais do demonstrador: a) alçado da estrutura interior; b) alçado da estrutura de reação; (cotas em milímetros).	51
Figura 3.3 – Pormenores de fixação da estrutura: a) chapa da base; b) chapa superior e ponto de aplicação da força, (cotas em milímetros).	52
Figura 3.4 -Pormenores fixação: a) perfil RHS 80x40x1.5 à chapa da base; b) ligação entre perfis; c) ligação de suporte antena GPS; d) chapa de entre perfis. (cotas em milímetros).	52

Figura 3.5 - Modelo numérico de dimensionamento: a) deslocamento máximo; b) frequência vibração Modo 1.	53
Figura 3.6 - Entrega demonstrador para monitorização estrutural.	54
Figura 3.7 - Aplicação de um extensómetro de resistência elétrica.	56
Figura 3.8 – Localização e pormenores das secções instrumentadas no nível 0 (N0).	56
Figura 3.9 - Localização e pormenores das secções instrumentadas no nível 1 (N1).	57
Figura 3.10- Localização e pormenores das secções instrumentadas no nível 2 (N2).	57
Figura 3.11 –Esquema de ligação dos sensores ao sistema de aquisição : a)caixa de distribuição; b) equipamento de aquisição de dados cDAQ-9188XT.	59
Figura 3.12 - Painel frontal e código em LabView. (alterar foto se calhar).	59
Figura 3.13 - Localização das antenas GNSS edifício H da FEUP.	60
Figura 3.14 –Equipamentos constituintes de um sistema GNSS: a) antena geodésica compacta GNSS da marca Leica modelo AS 10; b) recetor da marca Leica GMX902 GG; c) conversor da marca MOXA da serie Nsport 5100 ^a	61
Figura 3.15 – a) Procedimento ensaio estático: b) cotas referentes à localização dos sensores (cotas em milímetros).	63
Figura 3.16 - Deslocamento LVDT do nível 1 e nível 2.	63
Figura 3.17 –Deslocamento medido pelo sistema GNSS.	64
Figura 3.18 – Rotações nas secções do nível 1 e nível 2.	66
Figura 3.19 – Medição dos extensómetros colados na estrutura.	67
Figura 3.20 - Deformada da estrutura para força máxima aplicada.	69
Figura 3.21 – Medição da aceleração.	70
Figura 3.22 - Configuração de massas: a) massas no nível 1 e 2; b) massas no nível 1; c) massas no nível 2.	71
Figura 3.23 – Espectro resposta da aceleração.	72
Figura 3.24 – Pormenor aceleração do quinto impulso dinâmico.	72
Figura 3.25-- Espectro de potência no domínio da frequência.	73
Figura 3.26 –Espectro de resposta do deslocamento.	73
Figura 3.27 – Pormenor de espectro LVDT do quinto impulso dinâmico.	74
Figura 3.28 - Espectro sistema GNSS.	74
Figura 3.29 - Pormenor de espectro do sistema GNSS do quinto impulso dinâmico.	75
Figura 3.30 - Motor elétrico de excitação dinâmica.	75
Figura 3.31 - Placa controle do motor elétrico.	76
Figura 3.32 - Esquema preparação de ensaio estático-dinâmica.	76
Figura 3.33 - Espectro registado pelos acelerómetros.	77
Figura 3.34 - Espectro de potência no domínio da frequência.	77

Figura 3.35 - Espectro deslocamento medido pelos LVDTs.....	78
Figura 3.36 –Medição das extensões.....	78
Figura 4.1 - Perspetiva do modelo numérico de barras.	82
Figura 4.2 – Deformada obtida pelo modelo de barras para casos de carga: a) Força 1; b) Força 2; c) força 3 [mm].	83
Figura 4.3 - Diagrama de tensões medidas no modelo de barras: a) Força 1; b) Força 2; c) força 3 [MPa].	84
Figura 4.4 – Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas nos dois níveis.	87
Figura 4.5 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas concentradas no nível 2..	88
Figura 4.6 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas concentradas no nível 1..	89
Figura 4.7 – Modelação de elementos finitos de casca.	90
Figura 4.8 – Deformadas de deslocamento por patamar de carga: a) força 1; b) força 2; c) força 3.....	91
Figura 4.9 - Tensões medidas no modelo numérico de casca [MPa].	92
Figura 4.10 - Digrama rotações modelo numérico casca.	93
Figura 4.11 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas nos dois níveis.	94
Figura 4.12 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas no nível 2.....	95
Figura 4.13 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas no nível 2.....	96
Figura 4.14 - - Comparação de deslocamentos nível 1 entre modelo de barras e modelo casca.	99
Figura 4.15 - Comparação de deslocamentos nível 2 entre modelo de barras e modelo casca.	100
Figura 4.16 - Comparação de deslocamentos entre modelos no ponto localização antena GNSS.....	100
Figura 4.17 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E - N0 - 1.	101
Figura 4.18 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E - N0 - 2.	102
Figura 4.19 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E – N1 - 1.	103
Figura 4.20 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E – N1 - 2.	103
Figura 4.21 - Comparação de rotações entre modelos no nível 1.....	104
Figura 4.22 - Comparação de rotações entre modelos no nível 2.....	105
Figura 4.23 - Pormenor de apoios dos modelos numéricos: a) modelo barras; b) modelo casca.....	105
Figura 4.24 -- Gráfico força vs deslocamento no nível N1.	108
Figura 4.25 -- Gráfico força vs deslocamento no nível N2.	109
Figura 4.26 -- Gráfico força vs deslocamento antena GNSS.....	110
Figura 4.27 - Gráfico força vs extensão - E -NO -1.	111
Figura 4.28 - Gráfico força vs extensão - E -NO -2.	111
Figura 4.29 - Gráfico força vs extensão - E -N1 -1.	112
Figura 4.30 - Gráfico força vs extensão - E -N2 -2.....	113
Figura 4.31 - Gráfico força vs rotações - I -N1.	114
Figura 4.32 - - Gráfico força vs rotações - I -N2.....	114

Figura 4.33 - Espectro de resposta medidos pelos acelerómetros no ensaio com massas nos dois níveis: a) A - N1 -1; b) A - N2 -1; C) A - N1 -2; d) A - N2 -2.....	116
Figura 4.34 - Espectro de resposta medidos pelos acelerómetros no ensaio com massas no nível 2: a) A - N1 -1; b) A - N2 -1; C) A - N1 -2; d) A - N2 -2.....	117
Figura 4.35 - Espectro de resposta medidos pelos acelerómetros no ensaio com massas no nível 1: a) A - N1 -1; b) A - N2 -1; C) A - N1 -2; d) A - N2 -2.....	119
Figura 4.36 - Gráfico força vs deslocamento no nível N1.	120
Figura 4.37 - Gráfico força vs deslocamento no nível N2.	121
Figura 4.38 - Gráfico força vs deslocamento do GNSS.	121
Figura 4.39 - Gráfico força vs extensão - E -NO -1.	122
Figura 4.40 - Gráfico força vs extensão - E -NO -2.	123
Figura 4.41 - Gráfico força vs extensão - E -N1 -1.	124
Figura 4.42 - Gráfico força vs extensão - E -N1 -2.	124
Figura 4.43 - Gráfico força vs rotação - I -N1.	125
Figura 4.44 - Gráfico força vs rotação - I -N2.	126
Figura 4.45 - Pormenor das condições de apoio do modelo físico.....	127
Figura 4.46 - Instalação de inclinómetros da base da estrutura.....	128
Figura 4.47 - Rotações na base do perfil.	129
Figura 4.48 - Diagrama de momentos fletores carga máxima aplicada ensaio estático.	130
Figura 4.49 - Gráfico força vs deslocamento no nível N1.	132
Figura 4.50 - Gráfico força vs deslocamento no nível N2.	132
Figura 4.51 - Gráfico força vs deslocamento antena GNSS.....	133
Figura 4.52 - Gráfico força vs rotação - I -N1.	134
Figura 4.53 - Gráfico força vs rotação - I -N2.	134
Figura 5.1 - Interface de visualização e armazenamento de dados: a) Interfase do LabView; b) Interfase do Leica GNSS Spider.	140
Figura 5.2 - Programa desenvolvido no software LabView para aquisição de dados do C-DAQ.	141
Figura 5.3 - Esquema representativo de correlação cruzada.	142
Figura 5.4 - Sobreposição de sinais do LVDT vs GNSS antes da sincronização.....	142
Figura 5.5 - Pormenor sinal antes da sincronização.	143
Figura 5.6 - Coeficiente de correlação cruzada.....	143
Figura 5.7 - Pormenor sinal após sincronização.....	144
Figura 5.8 - Sobreposição de sinais do LVDT vs GNSS antes da sincronização.....	144
Figura 5.9 - Filtros ideais: 3 tipos básicos.....	145
Figura 5.10 - Multiplicação de um filtro no domínio da frequência.	146
Figura 5.11 - Aplicação do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 20\text{Hz}$) ao sinal do LVDT - N2.	147

Figura 5.12 - Pormenor do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 20\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.....	147
Figura 5.13 - Aplicação do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.	148
Figura 5.14 - Pormenor do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.....	148
Figura 5.15 - Aplicação do filtro Butterworth passa-alto ($\omega_c > 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.	149
Figura 5.16 - Pormenor do filtro Butterworth passa-alto ($\omega_c > 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.	149
Figura 5.17 - Análise paramétrica para avaliar a distorção de fase.	150
Figura 5.18 - Comparação entre os filtros tradicionais e os filtros zero-phase.	150
Figura 5.19 -Pormenor de comparação entre os filtros tradicionais e os filtros zero-phase.....	151
Figura 5.20 - Processo dupla integração das acelerações obtendo deslocamentos.....	152
Figura 5.21 - Deslocamento do acelerómetro em comparação com LVDT.	152
Figura 5.22 – Pormenor do deslocamento do acelerómetro em comparação com LVDT.....	153
Figura 5.23 – Resíduo do deslocamento da dupla integração com o LVDT.	153
Figura 5.24 –Histograma do resíduo da dupla integração com o LVDT.....	154
Figura 5.25 - Sobreposição de janelas "overlapping 50%" retirado de (Magalhães, 2004).	155
Figura 5.26 – Espetro de resposta no domínio da frequência medidos pelo acelerómetros no ensaio estático-dinâmico: a) A – N1 – 1; b) A – N1 -2; c) A – N1 – 1; d) A – N2 – 2.	156
Figura 5.27 Dupla integração das acelerações medidas pelo A – N2 - 1 no ensaio estático-dinamico.	157
Figura 5.28 - Comparação deslocamento da dupla integração com o LVDT.....	158
Figura 5.29 - Sobreposição do deslocamento com a componente dinâmica do LVDT.....	158
Figura 5.30 - Pormenor do deslocamento do acelerómetro em comparação com deslocamento dinâmico do LVDT.	159
Figura 5.31 - Comparação do deslocamento dupla integração com LVDT.	159
Figura 5.32 –Sinal GNSS e a componente estática.	161
Figura 5.33 –Sinal referente à componente estática do GNSS e componente dinâmica dos acelerómetros.	161
Figura 5.34 –Comparação do sinal da fusão com o LVDT.I.....	162
Figura 5.35 –Pormenor do resultado da fusão em comparação com o LVDT.	162
Figura 5.36 –Resíduo do deslocamento da fusão com o LVDT.....	163
Figura 5.37 - Dados estatísticos do resíduo da fusão vs LVDT.	163
Figura 5.38 - Histograma do resíduo da fusão.....	163

Índice de Tabelas

Tabela 1.1 - Grandezas geralmente medidas no sistema de monitorização estrutural. Adaptado (Glisic, B., Inaudi, 2007).....	6
Tabela 1.2 - Princípios de funcionamento do sistema de monitorização do ser humano e um sistema de monitorização estrutural. Adaptado de Figueiredo, 2006.	10
Tabela 3.1 - Características mecânicas e geométricas das secções transversais dos perfis.....	54
Tabela 3.2 – Simbologia do tipo de sensores e referência de localização.....	55
Tabela 3.3 - Características dos sensores utilizados no sistema de monitorização do demonstrador. ..	58
Tabela 3.4 - Tabela de massas aplicadas para ensaios estáticos.....	62
Tabela 3.5 - Tabela estatística LVDT 1	64
Tabela 3.6 - Tabela estatística LVDT 2.	64
Tabela 3.7 - Estatística GNSS.	65
Tabela 3.8 - Inclínometro 1	66
Tabela 3.9 - Inclínometro 2.....	66
Tabela 3.10 - Extensómetro 1	67
Tabela 3.11 - Extensómetro 2	68
Tabela 3.12 -Extensómetro 3	68
Tabela 3.13 - Extensómetro 4.	68
Tabela 4.1 - Quantificação e comparação da massa do modelo.....	81
Tabela 4.2 - Massas total obtida pelos modelos numéricos.	81
Tabela 4.3 - Deslocamentos medidos correspondentes às secções instrumentadas.	84
Tabela 4.4 – Extensões obtidas pelo modelo numérico correspondentes às secções instrumentadas...	85
Tabela 4.5 - Rotações obtidas no modelo numérico	86
Tabela 4.6 – Valores frequências naturais para massas dos dois níveis.....	87
Tabela 4.7 - Valores frequências naturais para massas concentradas no nível 2.	88
Tabela 4.8 - Frequências de vibração massas inferiores.	89
Tabela 4.9 – Deslocamentos medidos no modelo casca equivalentes às secções instrumentadas.	92
Tabela 4.10 – Extensões medidas nas secções referentes aos extensómetros colados no modelo físico.	93
Tabela 4.11 - Rotações obtidas no modelo numérico.	94
Tabela 4.12 - Frequências calculadas com o modelo numérico.....	95
Tabela 4.13 - Frequências calculadas com o modelo numérico.....	96
Tabela 4.14 - Frequências calculadas com o modelo numérico.....	97
Tabela 4.15 - Comparação deslocamentos modelo de barras vs casca no nível 1.	98

Tabela 4.16 - Comparação deslocamentos modelo de barras vs casca no nível 2.....	99
Tabela 4.17 - Comparação deslocamentos modelo de barras vs casca referente à antena GNSS.	100
Tabela 4.18 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N0 - 1.	101
Tabela 4.19 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N0 - 2.....	102
Tabela 4.20 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N1 - 1.	102
Tabela 4.21 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N1 - 2.	103
Tabela 4.22 - Comparação rotações no nível 1.....	104
Tabela 4.23 - Comparação rotações no nível 2.....	104
Tabela 4.24 - Comparação frequências dos modelos com massas nos dois níveis.	106
Tabela 4.25 - Comparação frequências dos modelos com massas nível 2.	106
Tabela 4.26 - Comparação frequências modelos com massas no nível 1.....	106
Tabela 4.27 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N1.	108
Tabela 4.28 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT - N2.	108
Tabela 4.29 - Valores comparativos de deslocamento medidos pela antena GNSS.....	109
Tabela 4.30 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 1.	110
Tabela 4.31 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 2.	111
Tabela 4.32 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N1 – 1.	112
Tabela 4.33 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N2 – 2.	112
Tabela 4.34 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N1	113
Tabela 4.35 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N2	114
Tabela 4.36-Valores comparativos frequências naturais de vibração para massas nos dois níveis.....	117
Tabela 4.37 - Valores comparativos frequências naturais de vibração para massas no nível 2.	118
Tabela 4.38 - Valores comparativos frequências naturais de vibração para massas no nível 1.	119
Tabela 4.39 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N1.	120
Tabela 4.40 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N2.	120
Tabela 4.41 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo GNSS.....	121
Tabela 4.42 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 1.	122
Tabela 4.43 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 2.	123
Tabela 4.44 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N1 – 1.	123
Tabela 4.45 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N1 – 2.	124
Tabela 4.46 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N1.	125
Tabela 4.47 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N2.	125
Tabela 4.48 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1 e 2.....	126
Tabela 4.49 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 2.....	127
Tabela 4.50 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1.....	127
Tabela 4.51 - Dados estatísticos do inclinómetro da base.	130

Tabela 4.52 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras.	131
Tabela 4.53 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N1.....	131
Tabela 4.54 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N2.....	132
Tabela 4.55 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo GNSS.	133
Tabela 4.56 - Valores comparativos de rotações medidos pelo I -N1.....	133
Tabela 4.57 - Valores comparativos de rotações medidos pelo I -N2.....	134
Tabela 4.58 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas nos níveis 1 e 2.	135
Tabela 4.59 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 2.	135
Tabela 4.60 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1.	135
Tabela 4.61 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.	135
Tabela 4.62 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas nos níveis 1 e 2.	136
Tabela 4.63 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.	136
Tabela 4.64 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 2.	136
Tabela 4.65 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.	136
Tabela 4.66 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1.	136
Tabela 4.67 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.	137
Tabela 4.68 - Análise modal com massas nos dois níveis.....	137
Tabela 4.69 - Análise Comparativa Deslocamentos - LVDT - N1	137
Tabela 4.70 - Análise Comparativa Deslocamentos - LVDT - N2	137
Tabela 4.71 - Análise Comparativa Deslocamentos -GNSS	138
Tabela 5.1 - Dados estatísticos do resíduo da dupla integração vs LVDT.....	154
Tabela 5.2 - Erros máximos de deslocamentos.....	159

Capítulo 1

1 Introdução

A presente dissertação dedica-se à monitorização estrutural e instrumentação, apoiada na análise e observação experimental, com base da aplicação de técnicas de fusão multisensor, aplicadas num modelo laboratorial, tendo como objetivo a comparação do desempenho de diferentes dispositivos de medição, com ênfase para a medição de deslocamentos. No atual capítulo, afere-se uma visão geral dos desenvolvimentos que constituem o atual estado da arte, a motivação para o desenvolvimento do tema, os principais objetivos a alcançar e por fim, ainda, descreve-se a estrutura da dissertação, referindo-se de forma resumida os conteúdos de cada capítulo.

1.1 Considerações iniciais

Desde há quatro décadas que o mundo se encontra num processo de crescimento e transformação estrutural. É um processo multidimensional, que está associado à emergência de um novo paradigma tecnológico, com base nas tecnologias de comunicação e informação.

Numa sociedade industrializada, compreende-se a interação entre a comunidade e os sistemas de infraestruturas civis, pois estas são determinantes para o desenvolvimento socioeconómico sustentável e para a produtividade. A explosão demográfica que se tem verificado nas últimas décadas obrigam à construção de novas estruturas de grande dimensão, complexidade e de elevada e exigência técnica, assegurando o bem-estar de uma nação que depende fortemente da confiabilidade e durabilidade das infraestruturas, isto é, novos desafios para engenharia (Rodrigues, 2011).

Uma parte significativa das estruturas, atualmente, em serviço foram construídas há mais de 40 - 50 anos, tendo sido projetadas e construídas para cumprir os padrões de exigência do momento. A realidade atual é bem díspar, uma vez que as cargas a que estão sujeitas aumentaram drasticamente e em rápido

movimento. Para as pontes rodoviárias o peso bruto dos veículos aumentou de 20 toneladas na década 1960 para 40 toneladas, podendo chegar às 60 toneladas para transportes especiais, pelo que aumenta a preocupação sobre os potenciais problemas de fadiga e fratura dos seus componentes (Farrar, Charles R; Worden, 2007).

As infraestruturas existentes na Europa, Japão, Estados Unidos, Canadá, Austrália e outros países desenvolvidos foram, alvo durante décadas, de uso excessivo por negligência, intensificando a sua deterioração. Fatores como a corrosão ou fadiga, assentamentos nas fundações ou simplesmente o envelhecimento natural, são motivos que estão na origem do colapso de algumas obras (Banthia et al., 2004). A título de exemplo, refere-se o caso da ponte Hintze Ribeiro em Entre-os-Rios, inaugurada em 1885 e que com 116 anos colapsou em 2001 com consequências importantes para toda a sociedade (ver Figura 1.1).



Figura 1.1 - Ponte Hintze Ribeiro em Entre-os-Rios - Portugal: (a) antes do colapso; (b) após o colapso, ocorrido em (2001), provocando 59 mortos (Rodrigues, 2011).

De facto, os sistemas de monitorização para avaliação do comportamento estrutural são um contributo para o aumento do conhecimento dos materiais e das condições de serviço, das estruturas. Tradicionalmente todo o processo de vigilância estrutural tem sido, quase exclusivamente, baseado em inspeções periódicas e visuais (Félix, 2004). No entanto, em algumas circunstâncias, mesmo para estruturas relativamente recentes, estas avaliações podem ser insuficientes, negligenciando o comportamento real da estrutura e adiando implicitamente qualquer intervenção de manutenção necessárias. A deteção da necessidade de intervir na estrutura pode assim surgir após a ocorrência de falhas já significativas, como comprova o colapso da ponte I-35W sobre o rio Mississippi em 2007, com apenas 40 anos de serviço Figura 1.2 (Costa, 2012).



(a)

(b)

Figura 1.2 - Colapso da Ponte I-35W (2007): (a) antes do colapso; (b) após o colapso.

Desde que a segurança pública é fator primordial e devido às consequências sociais e económicas diretamente relacionadas com tais incidentes existe, da parte dos proprietários e das autoridades competentes, uma preocupação em controlar o envelhecimento natural e identificar as alterações adversas de uma estrutura. Esta preocupação tem como finalidade reduzir custos e aumentar o ciclo de vida da estrutura, de forma a permanecer em serviço, garantindo continuamente as condições de segurança, como se demonstra na Figura 1.3. No entanto, além dos serviços de manutenção, as estruturas, por vezes necessitam de ser reforçadas (Félix, Carlos;Figueiras, 2013).

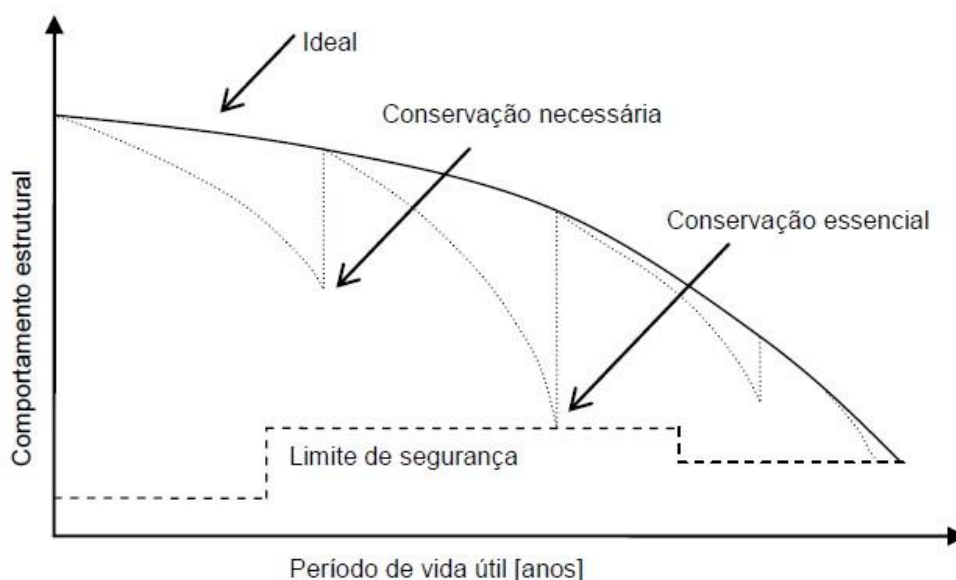


Figura 1.3 - Reposição dos níveis de segurança estrutural (Félix et al., 2012)

O processo de implementação de uma estratégia de avaliação e identificação de dano de um sistema estrutural é importante para obter o conhecimento da integridade e confiabilidade, praticamente em tempo real, de tal forma que, seja possível uma análise do seu “estado de saúde”, para avaliar

atempadamente ações preventivas de manutenção, reparação, substituição ou reabilitação das estruturas. A aplicação destas medidas assume uma importância relevante para o desenvolvimento de futuros projetos, quer do ponto de vista da tecnologia aplicada, como para estimar os custos de manutenção do sistema estrutural em comparação com a construção de novas infraestruturas (Aftab Mufti, Bakht, B., Tadros, G., Andrew Horosko, Sparks, 2007).

Desta forma, para a avaliação e identificação de deterioração de uma infraestrutura, bem como a aplicação de medidas para a sua recuperação, surge a Monitorização da Integridade Estrutural, referida na bibliografia internacional sob a designação de *Structural Health Monitoring* (SHM).

1.2 Monitorização da integridade estrutural – Estado da Arte

1.2.1 Breve história

A Monitorização da Integridade Estrutural ou SHM, surgiu nos inícios do século XX com a indústria aeroespaciais, que passou por um processo de amadurecimento ao longo de muitos anos. Nas últimas décadas é um termo cada vez mais associado a estruturas de engenharia civil. As principais aplicações de SHM têm sido implementadas em barragens e pontes, isto é às grandes infraestruturas, sendo que as estruturas residenciais e comerciais têm recebido relativamente pouca atenção (Karbhari, Vistasp M., Ansari, 2009).

Contudo, a observação de estruturas não é uma ideia nova na comunidade da engenharia civil. Ao longo de muitos anos, os engenheiros foram testando e observando o desempenho das estruturas a construir numa tentativa de garantir a segurança e prolongar a vida útil da estrutura, conforme mostra a Figura 1.4 (Banthia et al., 2004).

Efetivamente há vários métodos de SHM que têm vindo a ser aplicados nas infraestruturas civis, mas apenas nas duas últimas décadas tem ganho uma maior notoriedade com sistemas computacionais e a introdução de novas tecnologias (Brownjohn, 2007). Atualmente, a SHM é uma componente essencial da formação e educação de um engenheiro civil, uma vez que é de extrema importância para a sustentabilidade das infraestruturas.

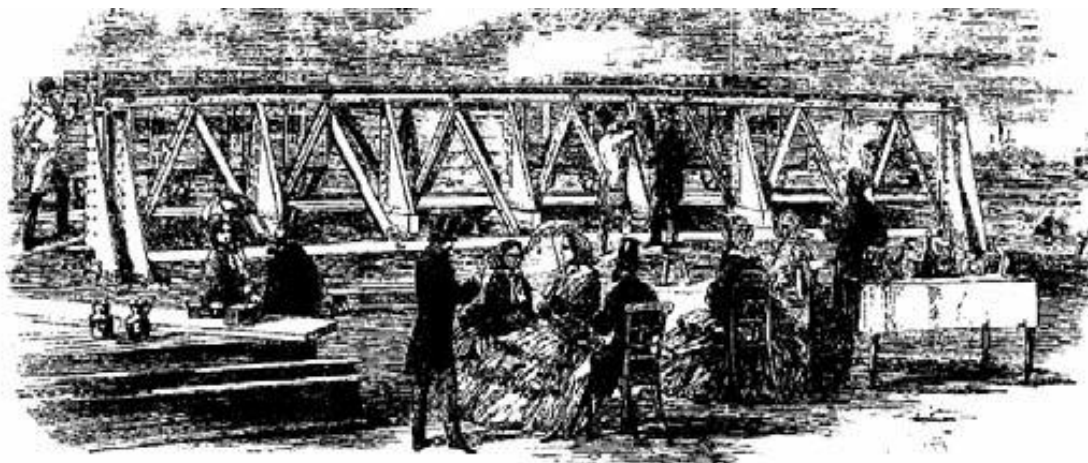


Figura 1.4 - Ensaio de carga na treliça de aço na Inglaterra por uma ponte ferroviária na Índia no século XIX (Banthia et al., 2004).

Nas duas últimas décadas, as tecnologias de SHM têm sofrido uma rápida evolução e isto deve-se a vários fatores, nomeadamente: à necessidade de uma constante monitorização de projetos inovadores que usam novos materiais; à necessidade da existência de uma monitorização permanente das estruturas com a finalidade de obter uma gestão e manutenção mais eficiente; à necessidade de conhecer melhor o comportamento das estruturas de forma a que haja intervenção mais eficaz e segura; aos recentes desenvolvimentos e disponibilidade de novos sensores mais funcionais e económicos, bem como novos sistemas de aquisição de dados; ao desenvolvimento contínuo das tecnologias de comunicação e meios de transmissão, armazenamento e gestão de dados; e aos avanços na análise e diagnóstico de estruturas, realizados através de desenvolvimento de recursos informáticos, ou seja, modelos numéricos de análise, que são capazes de simular as mais variadas propriedades das estruturas e os seus processos construtivos e evolutivos (Cavadas, 2008; Figueiras, 2008).

1.2.2 Definição de SHM

A SHM é definida como um tipo de sistema que fornece informações sobre qualquer mudança significativa ou deterioração que ocorre numa determinada estrutura de Engenharia Civil (Hejll, 2007).

Atualmente é uma área técnica especializada e em grande desenvolvimento. Através da implementação de planos de monitorização, é possível delinear uma estratégia capaz de inferir sobre o comportamento e sobre a sua evolução no tempo, nomeadamente na evolução e identificação de danos, podendo funcionar como sistemas de alerta. O objetivo dos sistemas SHM é monitorizar o comportamento, *in-situ*, de uma estrutura com precisão e de forma eficiente com o máximo rigor possível, durante as fases de construção, exploração e em situações de acidente (Hejll, 2007).

Os parâmetros mais representativos selecionados para serem monitorizados dependem de um vasto conjunto de fatores, desde logo do tipo de estrutura, materiais de construção, tipo de cargas esperadas em serviço e fenómenos de degradação. Em geral, podem ser do tipo mecânico, físico ou químico (Glisic, B., Inaudi, 2007). A Tabela 1.1 apresenta os parâmetros que frequentemente são alvo de monitorização.

Tabela 1.1 - Grandezas geralmente medidas no sistema de monitorização estrutural. Adaptado (Glisic, B., Inaudi, 2007).

Mecânicas	Deformações, deslocamentos, extensões, rotações, tensões, pressão, aceleração, abertura de fendas.
Físicas	Temperatura, vento, pluviosidade, humidade relativa, radiação solar.
Químicas	Correção da armadura e de aço, pH, carbonatação, penetração de carbonatação, cloretos e sulfatos.

Em função das condições e do tipo da estrutura poderá optar-se por equipamentos de aquisição de dados com registo contínuo ou controlo remoto, permitindo reduzir significativamente os custos de deslocamentos e inspeções, permitindo um acompanhamento mais próximo das respetivas estruturas. Por isso, um sistema de SHM deve ser autónomo e capaz de fornecer uma monitorização contínua para a deteção de danos na infraestrutura (Aftab Mufti, Bakht, B., Tadros, G., Andrew Horosko, Sparks, 2007).

1.2.3 Principais vantagens e desvantagens

A monitorização, tal como outros processos de avaliação, traz vantagens e desvantagens. Relativamente às vantagens, pode esperar-se que estes sistemas, contribuem para aumentar o conhecimento sobre as estruturas; permitem avaliar o estado de deterioração dos materiais e da própria estrutura em tempo real; otimizam os recursos a utilizar para a reabilitação, reforço e substituição de estruturas; ajudam a conhecer melhor o comportamento dos materiais a longo prazo; proporcionam menor intervenção humana devido à redução das inspeções visuais; reduzem os erros humanos na avaliação e contribui para o projeto e construção de estruturas inovadoras com maior qualidade e economicamente mais sustentáveis (Aftab Mufti, Bakht, B., Tadros, G., Andrew Horosko, Sparks, 2007). Contudo, e como citado, existem desvantagens neste tipo de sistema, as quais se prendem com o custo inicial ser relativamente elevado (compra e instalação do equipamento) e o facto de ser uma técnica existente há, relativamente, poucos anos com um grande e rápido desenvolvimento, existindo, por isso, certa inexperiência quanto à sua aplicação (Figueiredo, 2006).

1.2.4 Componentes de monitorização da integridade estrutural

Pretende-se que a monitorização estrutural seja contínua ou periódica, através da aplicação de uma rede de sensores que podem ser embebidos na própria estrutura ou colocados à superfície. Um projeto de monitorização elaborado com sucesso implica o reconhecimento da integração dos diferentes componentes e dos respetivos requisitos tecnológicos (Farrar, Charles R., Worden, 2013).

Cada projeto tem necessidades e detalhes específicos, portanto não é fácil descrever um procedimento que albergue todos os detalhes de sistemas de monitorização, porque estes podem variar substancialmente. Todavia, poderá assumir-se que num sistema moderno de SHM, os elementos que constituem os sistemas de monitorização podem ser agrupados em seis subsistemas tipicamente comuns, (Félix, Carlos; Rodrigues, Carlos; Faria, Remy; Figueiras, 2012):

- i) sistema sensorial (rede sensores);
- ii) unidade de comunicação de informações;
- iii) sistemas de aquisição de dados;
- iv) armazenamento dos dados processados;
- v) diagnóstico, (i. e, deteção de danos e modelação);
- vi) controlo de visualização do pós-processamento (tomada decisão).

A Figura 1.5 ilustra a interação dos diferentes subsistemas num sistema de monitorização estrutural. Tal pode ser aplicado à generalidade dos tipos de infraestruturas de Engenharia Civil, em particular as de maiores dimensões tais como, pontes, viadutos, túneis, barragens, etc.

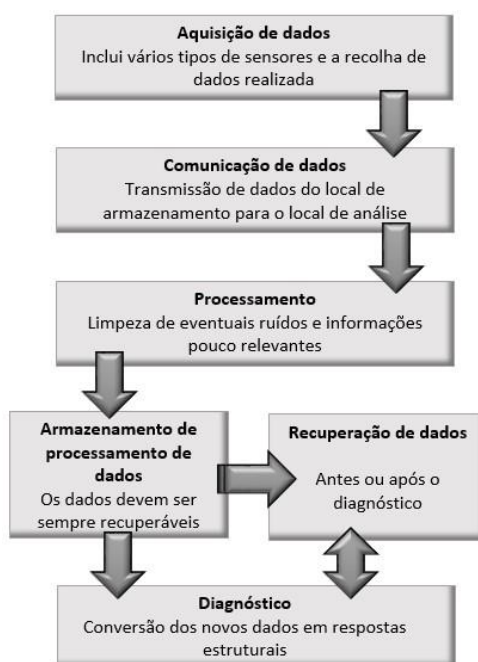


Figura 1.5 - Esquema geral de um sistema de monitorização estrutural (Félix, 2004).

A monitorização estrutural, tal como mostra na *Figura 1.6*, pode ser classificada em quatro grupos, nomeadamente: ensaios estáticos, ensaios dinâmicos, monitorização periódica e monitorização contínua. Na mesma figura é ainda possível visualizar que estes grupos podem ainda dividir-se em subtipos, distinguindo-se pelo tipo de ação a que as estruturas estão sujeitas, quer em termos da frequência da medição das grandezas físicas, quer relativamente à escala temporal para recolha de dados.

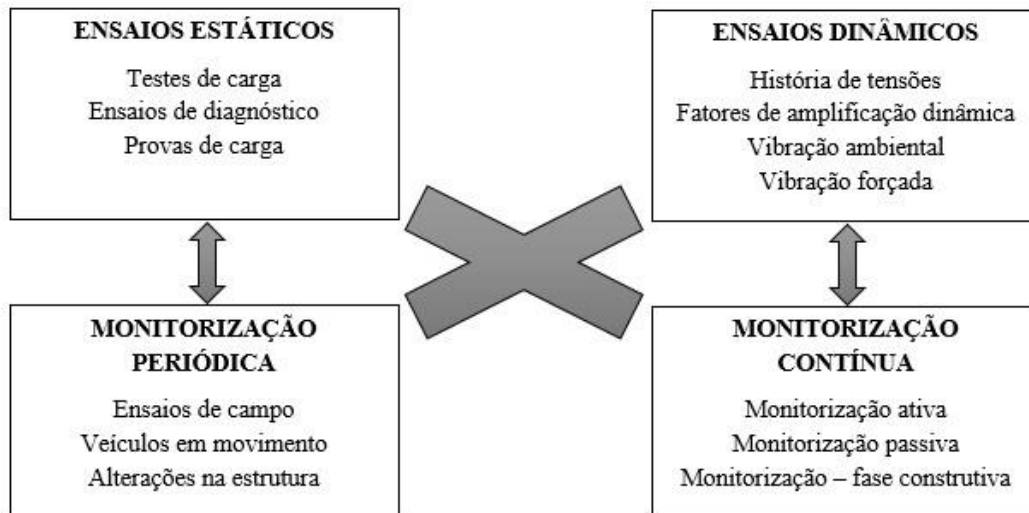


Figura 1.6 - Sub-grupos de sistemas de monitorização estrutural Adaptado (Figueiras, 2008)

1.2.5 Analogia com corpo humano

Um termo muito utilizado na bibliografia sobre a monitorização prende com a frequente referência ao “Estado de Saúde” da estrutura. Efetivamente a integridade da estrutura deve ser verificada regularmente como a saúde de um ser humano. Assim, como um médico recorre a equipamentos específicos para obter o diagnóstico de um paciente para avaliar o estado de saúde, um engenheiro utiliza tecnologia adequada para avaliar a integridade da estrutura e se necessário deve realizar um diagnóstico e um plano de intervenção ou reparação como indica a *Figura 1.7*. Em ambos os casos, a vigilância do sistema, pode identificar prematuramente potenciais anomalias, permitindo atuar atempadamente, evitando assim consequências catastróficas (Banthia et al., 2004). Atualmente, os “check-up” anuais em medicina estão rotineiramente na vida dos seres humanos e o conjunto de exames realizados são uma forma preventiva de manutenção, para prevenir patologias graves das quais poderão advir muitas incapacidades para as pessoas. Futura e analogamente, a SHM das infraestruturas serão como os “check-up” anuais em medicina sendo realizado, também, de forma rotineira de forma a obter, precocemente, informação sobre o estado de degradação estrutural proporcionando uma manutenção mais eficiente (Figueiras, 2008).

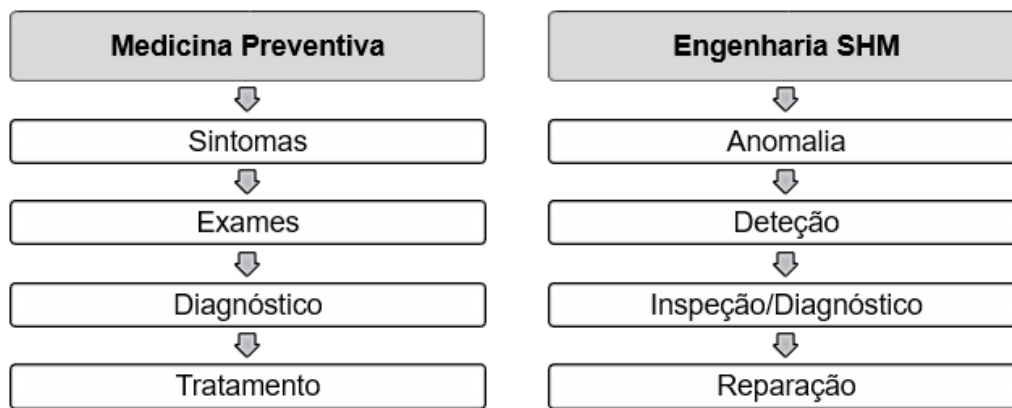
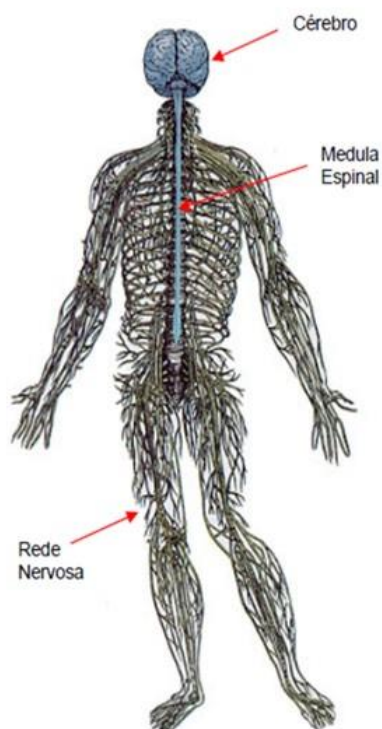


Figura 1.7 -Paralelismo entre a medicina preventiva e a engenharia SHM. Adaptado de Rodrigues, 2011.

De forma a valorizar o estado de saúde estrutural, com aplicação de sistemas de monitorização, faz-se o paralelismo entre corpo humano e o modelo laboratorial a ser estudado neste trabalho ver (Figura 1.8 (a)). Nos dias correntes, a monitorização estrutural enquadra-se no conceito de estruturas inteligentes que têm por base os princípios e o funcionamento do sistema nervoso (SN) do ser humano, conforme se ilustra na Figura 1.8 (b) (Figueiredo, 2006).



(a)



(b)

Figura 1.8 - (a) Modelo Laboratorial, (b) Esquema de localização de identificação do SN. Adaptado de Figueiredo, 2006.

Todos os animais têm um SN capaz de manter o ambiente interno constante e estável perante as diversas oscilações do meio ambiente externo. Esta capacidade é devida à constituição da estrutura do SN, que é dividida em SN central e SN periférico (Figueiredo, 2006).

O SN central é constituído pelo cérebro e medula espinal. À medula, chega informação aferente (sensorial) transmitida por órgãos sensoriais e desta, partem informação eferente (motora) para os músculos com o intuito de realizar movimento. O SN periférico é constituído por nervos que são responsáveis por transportar a informação da periferia para o cérebro, ou vice-versa (Figueiredo, 2006).

Assim, o SN tem a capacidade de comandar e executar diferentes tarefas, como receber, armazenar, transmitir informação e elaborar ações através dos diferentes órgãos do corpo humano (Figueiredo, 2006).

Desta forma, é possível fazer a analogia entre a monitorização estrutural e o SN, não só pela parte física (descrita na Tabela 1.2) como também pelo funcionamento, uma vez que comparativamente ao SN, a monitorização deteta os défices na estrutura (ilustrada na Figura 1.8) e armazena a informação para que posteriormente, através de ativação de sistemas de alarme e sistemas incorporados na estrutura, seja realizada a sua reparação o mais precocemente possível (Figueiredo, 2006).

Tabela 1.2 - Princípios de funcionamento do sistema de monitorização do ser humano e um sistema de monitorização estrutural. Adaptado de Figueiredo, 2006.

SN do ser humano	Sistema de monitorização estrutural
Corpo humano	Estrutura
Cérebro	Computador central/Sistema de aquisição
Medula Espinal	Computador periférico
Nervos	Cablagens
Órgãos sensoriais	Sensores
Órgãos motores (ex. músculos)	Atuadores

1.3 Motivação

A SHM é uma área da engenharia civil em franco crescimento e desenvolvimento permanente. Neste contexto, resulta como um elemento importante na gestão dos sistemas de obras públicas de infraestruturas, em particular as de maiores dimensões tais como, pontes, viadutos, túneis, barragens, arranha-céus e em prédios como em zonas com forte probabilidade de ocorrência sísmica. O acompanhamento e avaliação permanente das grandes estruturas de engenharia civil continuam a ser um tema em constante evolução, sempre desafiante e com elevada margem de progressão para os

intervenientes dedicados ao estudo da monitorização estrutural (Félix, Carlos; Rodrigues, Carlos; Faria, Remy; Figueiras, 2012).

Atualmente, os desafios colocados aos projetistas, construtores e entidades responsáveis pela exploração das infraestruturas e outras obras de engenharia civil, são mais exigentes, quer do ponto de vista da conceção de novas estruturas, onde são concebidos projetos mais inovadores, conceitos mais arrojados e o uso de novos materiais, quer dos custos associados à manutenção e segurança. Surge desta forma, a importância de elaborar um programa de monitorização de integridade civil (*CSHM*) que envolve a seleção e colocação de sensores para medição de parâmetros-chave que influenciam o desempenho e saúde do sistema estrutural.

A rede de infraestruturas civis são, geralmente, as que mais custos apresenta em qualquer país, quer na construção de novas estruturas como na manutenção das existentes, que são em número bastante significativo e que em alguns casos estão a deteriorar-se a um ritmo alarmante. Assim, e uma vez que as estruturas referidas têm uma vida longa em comparação com outro tipo de construção, as entidades responsáveis por estas infraestruturas, têm todo interesse na implementação de sistemas de SHM, para que seja possível detetar potenciais danos com a maior brevidade possível, dependendo menos da prática tradicional de inspeção visual.

Desta forma, os benefícios que advêm da implementação de um SHM são bem notórios. A melhoria da segurança constitui uma enorme motivação, principalmente após a ocorrência de alguns incidentes conhecidos.

Falando especificamente do nosso País, dá-se como exemplo, o trágico colapso da ponte Hintze Ribeiro de Entre-os-Rios, em Castelo de Paiva, que originou o falecimento de meia centena de pessoas há 14 anos atrás e que vem justificar a necessidade de implementação de mecanismos de avaliação nas construções da atualidade e futuras, bem como em outras construções centenárias existentes em Portugal.

Os custos económicos associados a longo prazo, bem como as consequências positivas para os utilizadores tem sido também um dos fatores importantes e tem motivado os gestores das obras de arte a implementarem sistemas de monitorização.

O desenvolvimento das tecnologias informáticas, do fabrico de sensores e de equipamento de aquisição de dados, fornecendo informações em tempo real do estado da infraestrutura, tem impulsionado a utilização dos SHM.

Desta forma, os benefícios supracitados foram as principais motivações para o desenvolvimento da dissertação apresentada.

1.4 Objetivos

Esta dissertação tem como principal objetivo, a conceção e dimensionamento de um demonstrador constituído por uma estrutura metálica, para implementação de um sistema de instrumentação capaz de monitorizar vários parâmetros e registar a evolução dos mesmos ao longo do tempo, em diferentes ambientes criados laboratorialmente. Estes parâmetros serão obtidos com recurso a um modelo laboratorial munido de diversos tipos de sensores, tais como, extensómetros, inclinómetros, acelerómetros, LVDTs e recetores GNSS. Para além de uma avaliação global do desempenho destes sistemas de medição no contacto de monitorização estrutural, pretende-se validar o desempenho do GNSS e das técnicas de fusão multisensor.

O desenvolvimento deste trabalho implica a elaboração de um plano de tarefas a realizar previamente, que inclui a definição do plano de instrumentação e a instalação do sistema de monitorização no demonstrador, incluindo todo conjunto de sensores e equipamentos de aquisição de dados.

A validação experimental é um fator de elevada importância, nomeadamente quando se refere à medição de grandezas físicas, como deformações, resultante de vários ambientes adversos a que se submete a estrutura em estudo. Assim, além dos ensaios laboratoriais foram realizados ensaios em ambiente externo no laboratório. De forma a validar as características do sistema implementado, será realizada uma comparação das grandezas obtidas por via experimental com grandezas equivalentes obtidas por via numérica explorando modelos de cálculo de diferente complexidade.

Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e por via numérica, permitiram retirar um conjunto de conclusões relevantes, relativamente à aplicação de técnicas de fusão multisensor na monitorização de estruturas.

Neste sentido a dissertação tem como objetivos:

- Conceber uma estrutura modelo que possa ser explorada como demonstrador da monitorização estrutural;
- Conceber e implementar um plano de instrumentação adverso com recurso a sensores específicos para medição de diferentes parâmetros estruturalmente relevantes;
- Realização de um conjunto de ensaios em ambiente controlado com o objetivo de aferir o desempenho destes sistemas;
- Caracterizar experimentalmente o comportamento de uma estrutura abrangendo os componentes estáticos e dinâmicos;
- Caracterizar numericamente o comportamento de uma estrutura e proceder à calibração dos respetivos modelos com base nos resultados experimentais;
- Integração dos sistemas GNSS na monitorização de deslocamentos em estruturas;

- Aplicação de filtros e técnica de processamento de sinal para exploração dos resultados experimentais;
- Exploração e caracterização do desempenho das técnicas de fusão multisensores como um meio para melhorar o desempenho e rigor destes sistemas de medição.

1.5 Organização da dissertação

A presente dissertação desenvolve-se em seis capítulos, a estrutura dos capítulos, podem ser redigidos independentemente dos restantes. Assim, cada capítulo contém uma introdução, desenvolvimento do tema e conclusão.

Capítulo 1 é uma introdução geral do conceito de monitorização no âmbito das estruturas de engenharia civil que resulta de uma pesquisa bibliográfica alargada, dedicado ao estado da arte num contexto internacional e nacional, destacando-se os objetivos principais do trabalho, bem como a motivação e organização da dissertação.

Capítulo 2 fornece uma visão geral sobre as tecnologias de sensores e grandezas a medir em sistemas aplicar na monitorização estrutural. Refere-se sensores de base elétrica, fibra ótica ainda que seja de forma reduzida. Destaca-se para a medição de deslocamentos os sistemas de posicionamento por satélite (*GNSS*), fazendo ênfase a técnicas de fusão multisensor.

Capítulo 3 apresenta-se a descrição e conceção do demonstrador experimental. Este é constituído por uma estrutura metálica constituída por dois perfis tubulares de secção retangular e variável, sendo auxiliado por uma estrutura auxiliar que servirá de suporte à instrumentação a aplicar. Será ainda adicionado no topo e em cada uma das faces de cada tramo, quatro chapas ligadas entre si por varões roscados, onde serão colocadas diferentes massas. Apresentar-se-á também o plano de instrumentação e o sistema de aquisição e visualização de resultados experimentais.

Capítulo 4 é dedicado à modelação e ao estudo experimental por via numérica da estrutura do demonstrador. Para o efeito será usado o *software Autodesk Robot Structural Analysis*. Tratar-se-á de modelos em 3D, começando inicialmente por um modelo simples, onde será aumentado o grau de complexidade para os restantes modelos, modelos estes que serão baseados em elementos finitos, com a formulação de barras, cascas. Será ainda complementado com análises comparativas entre modelos numéricos e com os resultados obtidos pela via experimental comparando-os com os modelos de cálculo, terá como objetivo obter parâmetros idênticos aos experimentais, de onde serão retiradas as respetivas conclusões, que serão aplicadas na calibração e validação dos modelos numéricos.

Capítulo 5 é focado na análise dos resultados do sistema de monitorização e tratamento de sinal, visando aplicação de filtros. Este capítulo terá vários aspetos a serem explorados. Tais como a exploração com base nos resultados experimentais e caracterização do desempenho das técnicas de fusão multisensores, através da integração dos sistemas GNSS na monitorização de deslocamentos na estrutura, que servirá para tirar conclusões quanto ao obtido e estimar outros parâmetros representativos do comportamento do demonstrador.

Capítulo 6 sintetiza-se as conclusões do trabalho desenvolvido e aponta-se as perspetivas para a prossecução de futuros desenvolvimentos.

Capítulo 2

2 Tecnologia de sensores e sistemas de aquisição de dados.

Este capítulo dedica-se aos sistemas e componentes constituintes do sistema de monitorização. Descrevem-se inicialmente os diferentes tipos de transdutores mais utilizados na monitorização estrutural e sistemas de aquisição dados, que podem ser utilizados na medição de determinadas grandezas dos sistemas estruturais na área da engenharia civil. Previamente, serão abordados alguns conceitos fundamentais para uma melhor compreensão do presente capítulo. No que respeita aos transdutores, será apenas realizada uma breve descrição de índole genérica, pois o objetivo deste trabalho não é um estudo pormenorizado do funcionamento de cada sensor. As características dos sensores e equipamentos utilizados na realização deste trabalho serão apresentadas no capítulo 3.

Geralmente, um sistema de Monitorização da Integridade Estrutural (*SHM*) consiste dos seguintes módulos, um sistema sensorial, um equipamento de aquisição de dados, um sistema de transmissão de dados, processamento e sistemas de controlo, por sistemas de gestão de dados e por fim por sistemas de avaliação estrutural. Os dois primeiros sistemas estão acoplados à estrutura, no caso na rede se sensores, esta pode ser embebida na estrutura ou superficialmente. Os restantes sistemas normalmente são instalados em ambiente de escritório.

2.1 Introdução

Sistemas de SHM são implementados para obter as medições de resposta estruturais, provenientes de perturbações externas, permitindo tirar conclusões sobre o estado de saúde da estrutura com base nos dados de medição. Normalmente, os sensores estão estrategicamente colocados, nos pontos com maior potencial de ocorrer anomalias. Num projeto de SHM é fundamental um bom conhecimento das condições de vida e conceção da estrutura. Para isso, é necessário efetuar um estudo prévio, de forma a identificar os parâmetros a serem monitorizados e a localização dos sensores (Enckell, 2011).

A implementação de um sistema de monitorização, tendo em vista a observação do comportamento de sistemas estruturais, é efetuado com recurso a instrumentos de medição, que transformam uma grandeza física numa outra, exprimindo assim a resposta da estrutura. Essa grandeza pode ser obtida, respetivamente por um sensor mecânico, elétrico ou ótico.

Na observação de estruturas de engenharia civil, interessa essencialmente medir:

- i) Deslocamentos linear;
- ii) Extensões;
- iii) Rotações (desvios angulares);
- iv) Acelerações;
- v) Pressão;
- vi) Abertura de fendas;
- vii) Distorção dos aparelhos de apoio;
- viii) Contração ou expansão das juntas de dilatação;
- ix) Temperatura;
- x) Humidade.

Pode, no entanto, haver a necessidade, de observar outras variáveis. Como, o tipo de estrutura e do material que a constitui. Recorda-se que os SHM na sua maioria são aplicados a grandes infraestruturas, como pontes, edifícios altos, barragens, túneis e estas normalmente são em betão, alvenaria ou em aço.

Designa-se que um sensor é um transdutor que, por sua vez, é um instrumento de medição, sendo um dispositivo capaz de efetuar medições que corresponde a uma determinada grandeza de entrada, e que reproduz um sinal elétrico. Em alguns transdutores o sinal elétrico de reposta não se encontra numa forma direta de leitura, sendo necessário uma transformação do sinal. A cadeia sensores instalada para observação do comportamento da estrutural, concentra-se num sistema de aquisição de dados, que converte o sinal analógico ou digital e armazenada a informação.

O mercado dos sensores tem tido significativos avanços, fruto de investigadores que têm como objetivo desenvolver novas tecnologias e técnicas de monitorização mais precisas e rentáveis mesmo do ponto de vista económico. Atualmente o mercado de comercialização de sensores voltados para a construção civil, dispõe de uma basta gama, permitindo medir praticamente todos os parâmetros relevantes de um sistema de monitorização.

Importa referir alguns requisitos importantes que devem ser satisfeitos pelos sensores. Estes devem ter uma boa sensibilidade, capaz detetar movimentos pequenos na ordem do milímetro, nomeadamente para estruturas rígidas. No entanto, também devem ter uma boa resposta a frequências baixas, ou seja, para estruturas flexíveis, principalmente para análises dinâmicas, sob pena de não conseguir identificar determinadas características.

2.2 Medição do deslocamento

A medição de deslocamentos em estruturas é uma grandeza fundamental num sistema de monitorização, em especial durante ensaios de carga, e na medição de fechas do tabuleiro de uma ponte. Permite analisar o comportamento linear a nível global e local, quantificando deslocamentos verticais e horizontais.

Comercialmente existe uma vasta gama de instrumentos destinados à medição de deslocamentos relativos a dois pontos. Esta medição é essencial para a análise do comportamento de uma estrutura antes e após a colocação de uma carga na mesma. Para isso, é fundamental definir um ponto fixo (externo ou interno) à estrutura a estudar (Félix, 2002).

Na medição do deslocamento pode ser utilizado dois métodos, o direto e o indireto. O primeiro é adquirido diretamente do instrumento de medida utilizado e, o segundo é adquirido após a medição de uma ou mais grandezas com ele relacionado. Ainda pode ser utilizado o método de medição absoluta e o de medição indiferenciais. Relativamente ao método de medição absoluto, o valor pretendido é adquirido através do instrumento, no que confere ao método de medição deferencial, o valor é obtido após delinear-se a variação entre o deslocamento a medir e uma medida (*comprimento*) considerada padrão (Félix, 2002).

2.2.1 Transdutor de deslocamento capacitivos

Os transdutores de deslocamento capacitivos são constituídos por um condensador, que apresenta uma variação da distância entre placas, desta forma obtém-se, dados numéricos de uma distância percorrida. Como exemplo deste tipo de instrumentos refira-se o comparador digital e o paquímetro digital representados na Figura 2.1. Estes permitem medir deslocamentos até 12,7 mm, com rigor da milésima de milímetro (Mitutoyo, 2015). Trata-se de equipamentos capaz de medir deslocamentos com elevada precisão, autónoma e expedita.



Figura 2.1 – Transdutores de deslocamento capacitivos: a) Comparador digital; b) Paquímetro digital (Mitutoyo, 2015).

2.2.2 Transdutores indutivos LVDT

No que diz respeito aos transdutores indutivos, o LVDT (Linear Variable Differential Transformer), evidenciado na Figura 2.2, são dispositivos eletromecânicos que medem movimentos retilíneos relativos, através de um sinal elétrico, proporcional ao movimento de um núcleo magnético móvel. Apresenta ser bastante fiável, uma vez que oferece elevada repetibilidade, boa estabilidade a longo prazo, prolongada vida mecânica e uma resposta eficaz quer nas medidas estáticas como nas dinâmicas, para além da possibilidade de registo através da sua ligação a um sistema de aquisição de dados (Félix, 2002).



Figura 2.2 - LVDT da série LCA da marca RDO GROUP(RDPE, 2015).

Um LVDT comum, é constituído por três enrolamentos, um primário e dois secundários, simetricamente afastadas em torno do núcleo móvel, como esquematizado na (Figura 2.3.a)).Relativamente à sua composição, o núcleo cria um campo magnético. Quando o LVDT é estimulado é aplicada uma corrente alternada AC, $v_i(t)$ ao enrolamento primário. Já os outros dois enrolamentos designados secundários conferem tensões $v_1(t)$ e $v_2(t)$, devido ao acoplamento de fluxo com o primário e estas tensões são igualmente distribuídas quando o núcleo está centrado (posição zero). Sendo conduzido, as respetivas fases de sinal oposto, resultando num sinal de saída nulo. Quando há um deslocamento do núcleo, a variação no acoplamento de fluxo eleva a tensão num secundário e diminui no outro, assim a tensão de saída $v_o(t)$ neste caso é não nulo, sendo contudo, as respetivas fases de sinal oposto e depende da posição e sentido em que se dá o movimento do núcleo, sendo a tensão nos dois enrolamentos secundários, tal que:

$$V_o(t) = V_1(t) - V_2(t) \quad (2.1)$$

Como se pode observar na (Figura 2.3.b)), a amplitude do sinal de saída, v_o , é uma função linear da posição do núcleo. Este facto traduz uma boa linearidade dentro do campo de medida do LVDT. Assim o sinal de saída é sinusoidal com uma frequência e amplitude provocada pela frequência do movimento do núcleo.

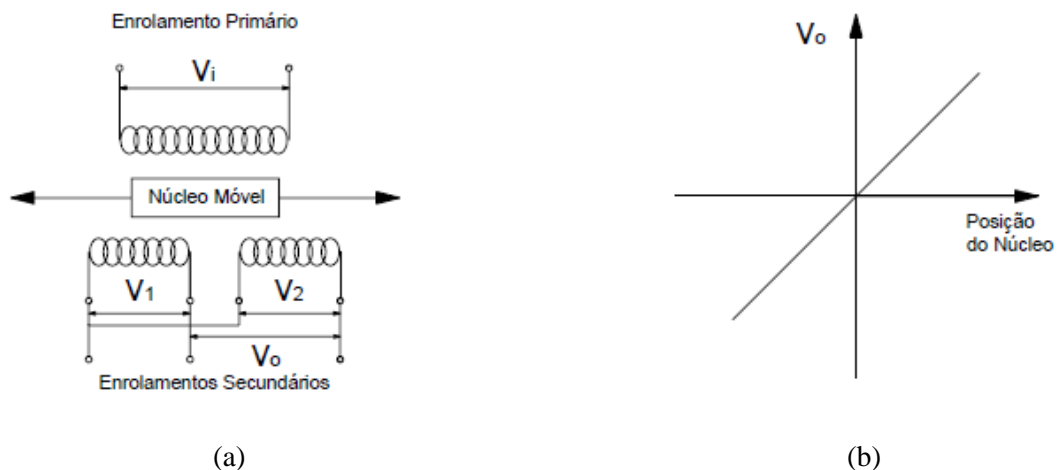


Figura 2.3 - Esquema de um LVDT: a) circuito elétrico; b) curva característica (Cavadas, 2008).

2.2.3 Medição de flechas com recurso ao método dos níveis líquidos

O método dos níveis líquidos é aplicado para a medição de flechas, isto é, deslocamentos verticais, principalmente em pontes e viadutos, com base no sistema de nivelamento hidrostático, que assenta no princípio dos vasos comunicantes, esquematizado na Figura 2.4 (Rodrigues, 2011). O sistema de nivelamento hidrostático consiste na instalação de um circuito hidráulico que percorre a estrutura. Garantindo-se o equilíbrio hidrostático do circuito. E observadas as alturas do líquido h_1 e h_2 . É possível traçar a respetiva linha piezométrica do circuito, assente pela equação de Bernoulli (Rodrigues, 2011). Permitindo determinar os deslocamentos verticais de uma forma indireta, que estão associados à variação das cotas do líquido no circuito, expresso pela seguinte expressão:

$$(h_1 + \Delta H) + \frac{P_{0,1}}{\rho_1 g} = h_2 + \frac{P_{0,2}}{\rho_2 g} = c \quad (2.2)$$

Assim, $P_{0,1}$ e ρ_1 , como, $P_{0,2}$ e ρ_2 são a pressão atmosférica e a massa volúmica do líquido; g é a aceleração gravítica; associada à energia de equilíbrio do sistema.

Pode a Equação 2.2 ser simplificada para os casos em que a densidade do líquido e a pressão atmosférica seja constante ao longo de todo o circuito, garantindo-se assim o equilíbrio hidrostático, que representa a horizontalidade da superfície livre do líquido (Rodrigues, 2011), podendo assim aplicar-se a seguinte expressão:

$$h_1 + \Delta H = h_2 \quad (2.3)$$

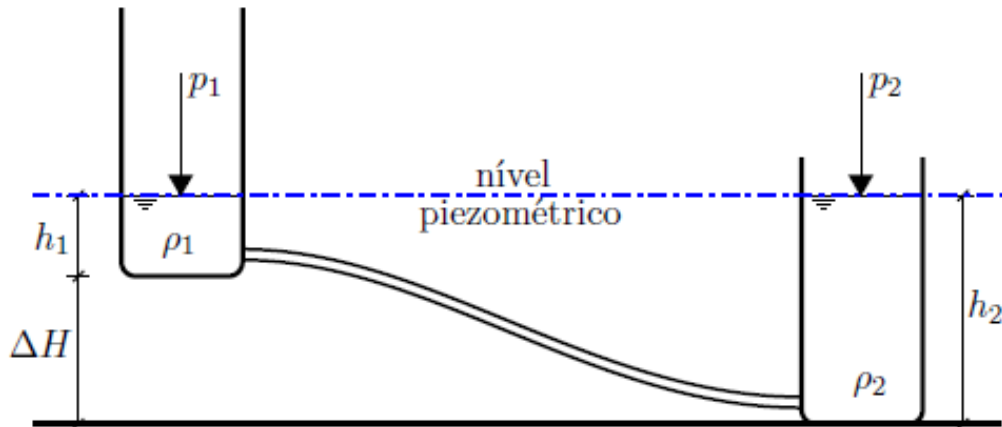


Figura 2.4 - Princípio dos vasos comunicantes aplicado ao nivelamento hidrostático. Adaptado (Rodrigues, 2011).

O líquido normalmente usado no método dos níveis líquidos é a água, pela facilidade de acesso e custo, as suas propriedades são bem conhecidas, como peso específico e viscosidade quase nula. As principais causas de interferência nos resultados na medição são um incorreto enchimento do circuito hidráulico, a variação da temperatura, pressão atmosférica e presença de bolhas de ar. Um dos procedimentos para a eliminar as bolhas de ar do circuito, consiste em fazer o enchimento completo do circuito com uma determinada de pressão, com recurso a uma bomba, uma outra hipótese, seria a colocação de purgadores nos pontos de cota mais elevados.

Este sistema oferece uma boa solução, para medição de flechas com elevada precisão, para casos de dificuldade ou em alguns casos mesmo impossível, de se obter pontos de referência de ligações ao solo, ou a meios exteriores da estrutura, como por exemplo uma ponte sobre um rio (Félix, 2004). O circuito hidráulico é definido por vários pontos. Contendo um ponto de referência, que à partida pressupõem-se que o deslocamento vertical desse ponto seja nulo, por exemplo junto a um pilar e por um conjunto de pontos onde se pretende medir o deslocamento vertical equipados com sensores de pressão. O circuito alimentado por um reservatório, normalmente instalado próximo do ponto de referência, percorre a estrutura passando pelos sensores, que numa fase inicial estão no estado de equilíbrio com o circuito. Quando a estrutura sofre uma deformação, provoca um rearranjo do fluido, originando um novo estado de equilíbrio (Rodrigues, 2011). Para um dado deslocamento vertical num respetivo ponto é dado pela diferença de cotas do estado inicial para o final origina uma variação de pressão nos transdutores, permitindo assim estimar o deslocamento vertical.

De acordo com a descrição anterior, esquematiza-se na Figura 2.6, aplicação do método, para uma seção específica onde se pretende observar o deslocamento vertical ocorrido no ponto *A*, consequência de uma nova posição de equilíbrio do circuito, relativamente ao ponto de referência *R*.

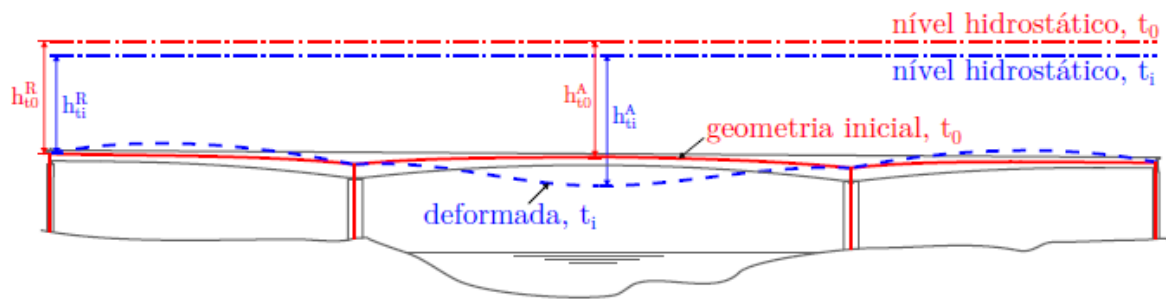


Figura 2.5 – Esquema simplificado da aplicação de níveis líquidos. Adaptado (Rodrigues, 2011).

O deslocamento vertical relativo para o instante t , correspondente à variação da cota do nível líquido no ponto genérico A , ao ponto de referência (ponto *fixo*), é obtido pela expressão 2.3, segundo (Rodrigues, 2011).

$$\Delta\delta_{v,t_i}^A = (h_{t_i}^A - h_{t_0}^A) - (h_{t_i}^R - h_{t_0}^R) \quad (2.4)$$

onde,

$\Delta\delta_{v,t_i}^A$ é deslocamento vertical relativo entre A e R ;

$h_{t_i}^A$ é altura do líquido no instante t_i na secção A ;

$h_{t_0}^A$ é altura do líquido no instante inicial t_0 na secção A ;

$h_{t_i}^R$ é altura do líquido no instante t_i na secção R ;

$h_{t_0}^R$ é altura do líquido no instante inicial t_0 na secção R .

Os transdutores geralmente mais utilizados para a medição dos deslocamentos verticais da estrutura, podem ser sensores eletrônicos de pressão que permitem a medição da variação de pressão associada à respetiva variação da altura do líquido (ver Figura 2.6)



(a)



(b)

Figura 2.6 – Sistema de nivelamento hidrostático: a) reservatório e transdutor de referência; b) transdutor de pressão integrado do circuito.

Refere-se ainda, uma alternativa aos sensores elétricos, tratando-se de um transdutor de deslocamentos, baseado na tecnologia da fibra ótica, desenvolvido no LABEST (*Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural*) e patenteado pela Universidade do Porto, que tem vindo a ser aplicado na monitorização de estruturas, nomeadamente na medição de flechas.

Trata-se de um transdutor que permite medir pequenas variações no nível do líquido do circuito. Tem como princípio de funcionamento, uma célula de carga (ver Figura 2.7) acoplada a um corpo cilíndrico parcialmente imerso no líquido e que com a variação d mesmo este esta sujeito a uma força de impulsão, e do peso aparente do corpo imerso, com base no princípio de Arquimedes (Rodrigues, 2011).

Este transdutor oferece uma alternativa eficiente, de baixo custo e mais robusta com vista à aplicação em obras de engenharia civil.

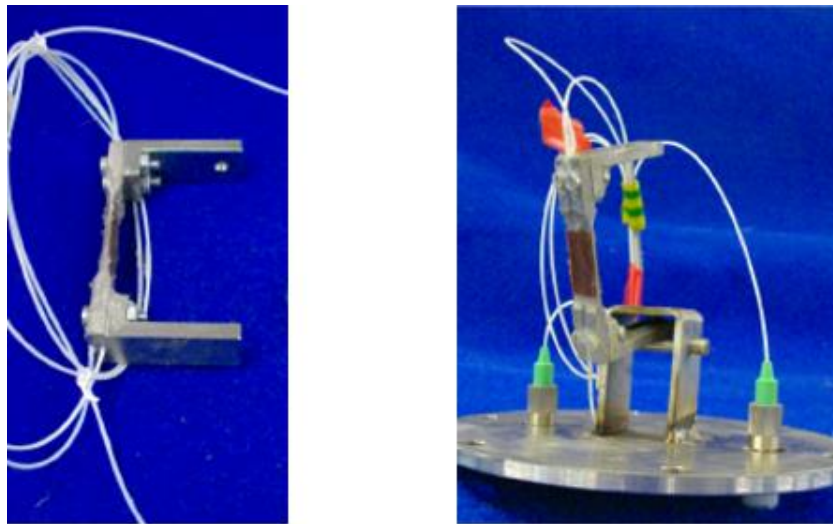


Figura 2.7 – Pormenor da célula de carga e fixação. Adaptado (Rodrigues, 2011).

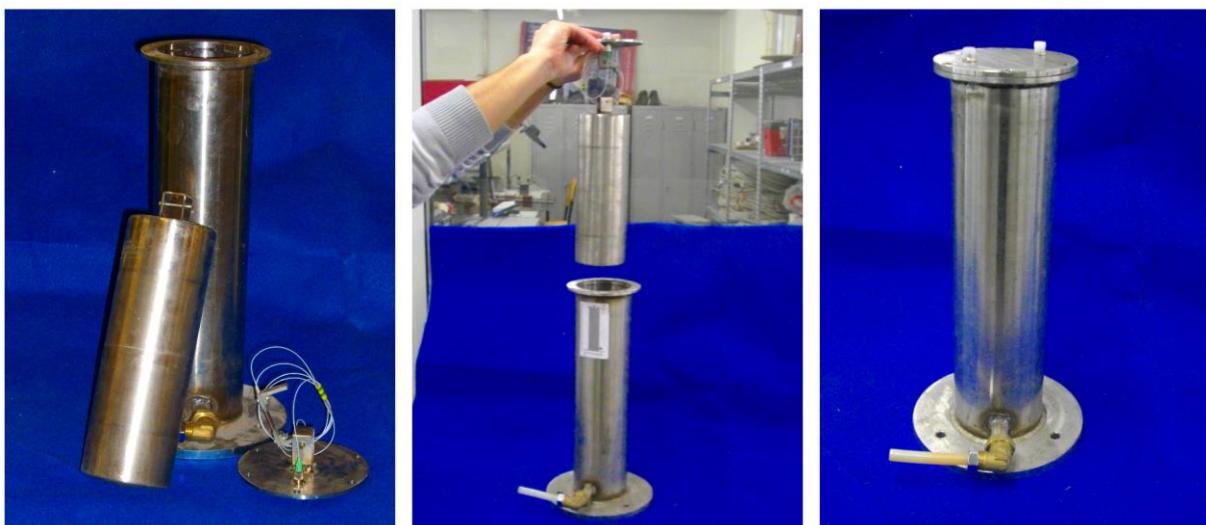


Figura 2.8 – Configuração do transdutor. Adaptado (Rodrigues, 2011).

2.2.4 Transdutores baseados em sistema de posicionamento GNSS

O conceito de posicionamento GNSS (*Global Navigation Satellite System*) consiste num sistema de posicionamento de base espacial com recurso a satélites de navegação posicionados na órbita terrestre. É comum referir-se ao sistema de satélites de navegação global, por GPS (*Global Positioning System*), estas designações diferem pelo facto do GPS ser desenvolvido pelo departamento de defesa dos Estados Unidos da América. No entanto, existem ainda mais duas configurações para o sistema de posicionamento global por satélite designado por GLONASS (*Global Orbiting Navigation Satellite System*) colocado em órbita pela Rússia. O sistema Galileo é o terceiro sistema de navegação global, que está a ser desenvolvido pela União Europeia e Agência Espacial Europeia.

Uma das aplicações atuais desta tecnologia, é na monitorização em estruturas de engenharia civil, designadamente na observação de deslocamentos em edifícios altos, pontes e barragens. Dada a flexibilidade destas estruturas e às ações a que são sujeitas como por exemplo ao vento ou ao deslizamento de terras, e eventualmente às possíveis deformações, o deslocamento pode ser mensurável com o recurso a transdutores baseados na tecnologia GNSS (Enckell, 2011).

A navegação de cada satélite integra uma constelação de satélites, Figura 2.9. Cada satélite dispõem de relógios atómicos, que confere uma elevada precisão que emite continuamente um sinal, através de duas ondas por frequências rádio pelas portadoras L_1 e L_2 com informação referente à sua posição e instante temporal em que foi emitido o sinal. A obtenção do sinal pressupõe um recetor que capta o sinal emitido a partir de quatro ou mais satélites, permitindo inferir as respetivas pseudodistâncias, isto é, a distância geométrica entre o recetor e o satélite, ou seja as coordenadas espaciais (Meng, Xiaolin, Huang, 2009).

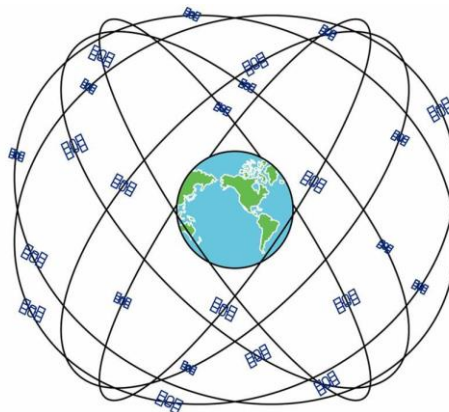


Figura 2.9 - Constelação de satélites do GPS.

No caso de observação dos deslocamentos em estruturas de engenharia civil, que exigem uma maior precisão, normalmente utilizam-se, técnicas que são designadas por DGPS (*Differential Global Positioning System*), esta técnica consiste na utilização de recetor (*antena GPS*) num ponto de referência

fixo, a partir do qual permite efetuar correções originadas pelos efeitos ambientais, tais como temperatura, umidade ou reflexões de sinal, na determinação da posição de outros recetores colocados na estrutura (Ahlborn et al., 2010). As correções dos erros posicionais podem ser efetuados em tempo real, desde que o recetor de referência possua um *software* que transmita os dados recebidos dos satélites para os recetores colocados na estrutura, este software é utilizado para efetuar o processamento e correção da posição dos recetores, permitindo assim obter uma maior precisão desses pontos. Esta técnica é denominada por RTK (*real Time Kinematic*) (Farrar, Charles R., Worden, 2013). Apresenta-se na Figura 2.10 aplicação do método em casos práticos.



Figura 2.10 – Antenas GNSS instaladas em pontes suspensas.

A atual tecnologia de satélites de navegação, devido à sua cobertura global, tem vindo assumir-se como uma ferramenta útil na medição de deslocamentos. Ao nível da precisão, que atualmente é possível obter para observações estáticas ou dinâmicas, centra-se na ordem dos milímetros, com uma frequência de amostragem que pode ir até aos 20Hz (Farrar, Charles R., Worden, 2013).

Um dos fatores que põe em causa a fiabilidade a da posição de um ponto, a partir dos sistemas de satélites de navegação global, é a sua aplicação em zonas urbanas, onde edifícios vizinhos e possíveis reflexões, diminui o numero de satélites em linha com os recetores. Um dos esforços feitos, com o objetivo de aumentar a probabilidade um numero maior de satélites em linha, é o uso de recetores que permitem captar sinais de ambos os satélites disponíveis atualmente, ou seja, a conjugação de sistemas de GPS e GLONASS.

2.3 Medição da extensão

A monitorização de estruturas de engenharia civil tem diversos objetivos, sendo um deles a obtenção da distribuição de tensões em cada uma das secções instrumentadas. Assim, é possível, com apoio a

modelos numéricos, calcular a distribuição de esforços e tensão na estrutura e em outras secções, respetivamente (Félix, 2002).

Durante o estudo sobre o comportamento de estruturas, a tensão é obtida a partir do estado de deformação, medido em pontos escolhidos das secções instrumentadas. Neste sentido é fundamental, antes da realização de qualquer trabalho e aquando da definição do sistema de monitorização, definir diversos parâmetros tais como: os instrumentos de medida, o equipamento de aquisição, as secções da estrutura a instrumentar e a localização dos sensores em casa secção.

Os extensómetros são os instrumentos destinados à medição pontual das extensões, sendo que alguns destes instrumentos podem ser aplicados superficialmente e outros embebidos. Os expostos à superfície são utilizados para a medição da extensão em construções como, madeira, alvenaria, aço ou estruturas de betão já realizadas. Os que são mergulhados são, tal como o nome indica, postos em secções de estruturas de betão aquando da sua betonagem (Félix, 2004).

Na medição da extensão o conceito de ponto é irreal, tratando-se na verdade de um segmento de comprimento conhecido, no qual irá ser medianizadas as extensões. Este comprimento é definido mediante as características do material da estrutura, assim sendo, para a aplicação dos extensómetros dever ter-se em consideração a sua heterogeneidade e homogeneidade, uma vez que para materiais mais heterogéneos (como por exemplo betão) a dimensão do extensómetro está limitada pela dimensão dos inertes utilizados e para materiais mais homogéneos (como por exemplo aço) habitualmente são utilizados extensómetros de menor dimensão (Félix, 2002).

As extensões podem ser obtidas através dos transdutores de deslocamento, uma vez que são uma variação relativa de comprimento. Neste sentido, a instalação de transdutores de deslocamento fornecem a mediação da variação de afastamento entre pontos extremos de um segmento, definido externamente na estrutura a estudar. Tal como supracitado, as dimensões dos extensímetros diferem consoante as características do material da estrutura, no entanto o mesmo acontece para o comprimento do segmento de referência. Neste seguimento e segundo (Félix, 2002), para materiais muito homogéneos o comprimento pode ser mais pequeno e para materiais muito heterogéneos, é de todo conveniente a adoção de segmentos mais compridos, evitando-se deste modo, a medição de singularidades pouco representativas do estado de deformação da vizinhança do ponto em observação. Esta forma de obtenção de extensões é para, indicado para aplicações laboratoriais, uma vez que são reutilizáveis.

A interpretação dos valores lidos das extensões e a obtenção das tensões a partir das extensões é considerado um problema para a monitorização, uma vez que existem diversos fatores que afetam as características de medição, nomeadamente condições ambientais como a temperatura, deformações que nem sempre induzem tensões na estrutura e a variação das propriedades dos materiais, tendo o betão como exemplo (Félix, 2004)

2.3.1 Extensômetros de resistência elétrica

Os extensômetros de resistência elétrica para a medição de extensão, são geralmente aplicados na monitorização de estruturas metálicas colocadas à superfície (Dimande, 2010). O princípio de funcionamento dos extensômetros é baseado na proporcionalidade entre a variação relativa de resistência elétrica dR/R , sofrida por um condutor ou de um semicondutor e a respetiva deformação mecânica a que está sujeito (Figueiredo, 2006).

Para um determinado condutor de seção A , comprimento com comprimento l e resistividade ρ , a resistência elétrica R é dada pela expressão:

$$R = \rho \frac{l}{A} \quad (2.5)$$

Quando aplicada uma deformação longitudinal ao condutor, há uma variação destas três quantidades que afetam a resistência, e por consequência ocorre uma variação dessa mesma resistência dada por:

$$\frac{dR}{R} = GF \cdot \frac{dl}{l} \quad (2.6)$$

GF é designado por fator de ganho ou (*gage factor*), em que é uma constante de calibração fornecida pelo fabricante, que relaciona a resistência elétrica com a extensão axial, este fator é obtido a partir de ensaios em ambientes e materiais perfeitamente conhecidos, obtendo assim, o fator de calibração, que assume valores aproximadamente de 2.1.

Podendo assim escrever-se a equação 2.6 da seguinte forma:

$$\frac{dR}{R} = GF \cdot \varepsilon \quad (2.7)$$

ou ainda:

$$\varepsilon = \frac{X}{GF} \quad (2.8)$$

em que x representa a variação de resistência do extensómetro a partir de um determinado valor de referência.

Nos extensômetros de colar em superfícies é considerado que todas as extensões acontecem no mesmo plano e neste sentido não ocorrem deformações perpendiculares aos fios condutores. De acordo com (Félix, 2002), para se obter uma significativa resistência elétrica, este transdutor é constituído por um conjunto longitudinal de segmentos, ligados entre si por pequenos segmentos transversais com uma

maior secção transversal, formando uma malha. Assim, a sensibilidade transversal será de 1% a 2% da sensibilidade longitudinal. A malha supracitada é impressa por um processo de fotogração sobre uma película metálica que está confiada sobre uma base, ambas de espessuras muito diminutas, que podem chegar aos 0,025mm (Félix, 2004). A Figura 2.11 apresenta um extensómetro de colar com proteção das condições ambientais.

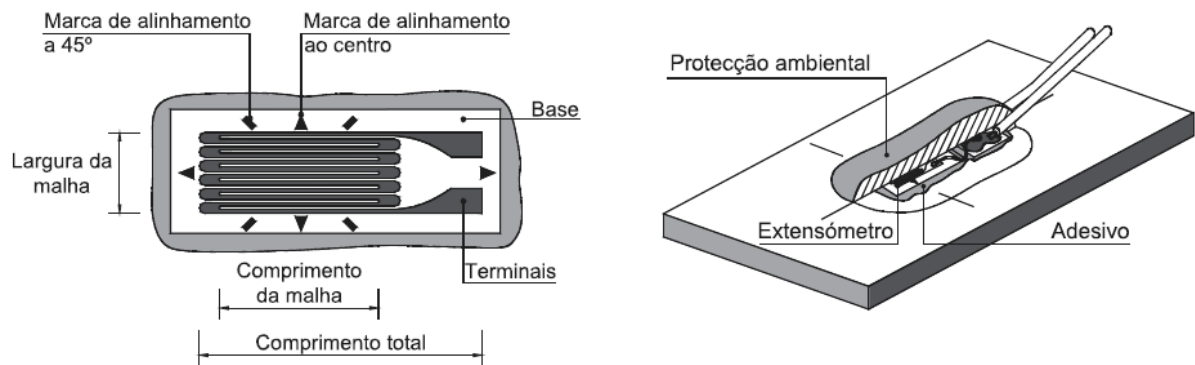


Figura 2.11 - Extensómetro de resistência elétrica de colar (Félix, 2004).

A medição das deformações a partir do extensómetro de colar tem sido bastante útil. Todavia, existem duas limitações conhecidas que se devem ter em consideração para se obter qualidade dos resultados. Primeiramente, é importante garantir que o extensómetro experimente a mesma extensão que o elemento, a medição só será correta se toda a extensão for integralmente ao sensor. O extensómetro deve ser devidamente colado utilizando resinas produzidas para este feito, (garantindo-se a estabilidade no tempo e os efeitos da temperatura). E deve estar eletricamente protegido das condições ambientais. Em segundo, a extensão mecânica aplicada ao condutor constituinte do extensómetro não deve exceder 4% do comprimento do instrumento e varia entre 3 000 $\mu\epsilon$ para os semicondutores, e 4 000 $\mu\epsilon$ para extensómetros metálicos (Félix, 2004).

Existem ainda alguns fatores que podem interferir com as medições, destaca-se o efeito de variação de temperatura durante o período de medições devido ao coeficiente de dilatação térmica, do material do extensómetro, que poderá originar variações de resistência e conseqüentemente alterações no valor das extensões medidas. Para minimizar os efeitos térmicos, geralmente os extensómetros são autocompensados para efeitos térmicos, de modo a reduzir a extensão aparente, utilizando extensómetros com coeficiente dilatação térmica idêntico ao do material que o sensor é aplicado.

O processo de medição da resistência inicial podem utilizar-se, métodos de medição de desvio ou de determinação de zero. No primeiro, caso a resistência do extensómetro é alimentada por uma tensão ou intensidade de corrente conhecida. A medição da queda da respectivas grandezas permitirá calcular o valor final da resistência. O método mais comum é por determinação de zero, este método são mais precisos mais fiáveis e mais simples de aplicar. Este método tem como princípio a ponte Wheatstone

que é o processo mais comum de medição de um extensômetro. A medição das variações de resistência e sua conversão em extensões é geralmente obtido através do circuito de ponte Wheatstone, esquematizado na Figura 2.12.

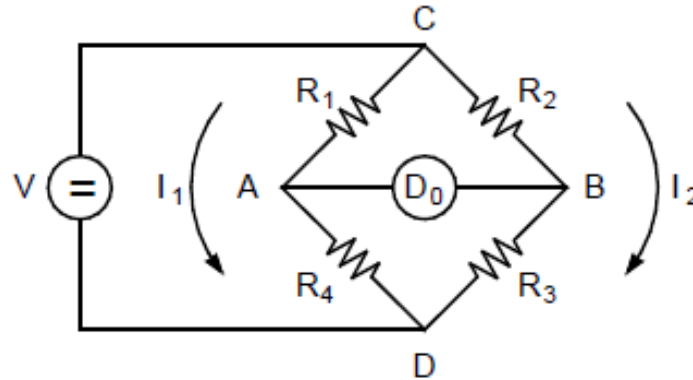


Figura 2.12 - Circuito da ponte de Wheatstone (Félix, 2002).

Este circuito é constituído essencialmente por quatro resistências denominadas de braços de ponte, R_1 , R_2 , R_3 e R_4 dispostas no seguimento dos braços da ponte, alimentadas por uma fonte de tensão, V , entre os vértices A e B e um detetor de zero D_0 , localizado no braço central da ponte e que tem como função comparar a diferença de potencial entre os pontos A e B do circuito (Félix, 2004).

Segundo aplicação da lei de Ohm, atendendo que as resistências (R_1 , R_4) e (R_2 e R_3) estão associadas em série, permite determinar a deformação do elemento em função dos valores da resistência, tem-se que:

$$V_0 = \frac{R_1 \cdot R_3 - R_2 \cdot R_4}{(R_1 + R_4) \cdot (R_2 + R_3)} \cdot V \quad (2.9)$$

Na instalação de, apenas, um extensômetro ativo com base na ponte de Wheatstone, alimentada a uma tensão de valor constante, designa-se que o extensômetro está ligado em quarto de ponte, com esquematizado na Figura 2.13. é no entanto a ligação mais elementar. Porém é frequente aplicação desta montagem, desde que as variações de temperatura sejam desprezáveis, uma vez que são compensados os efeitos térmicos pela montagem de um extensômetro posicionado num braço adjacente ao braço onde está instalado o extensômetro ativo. Supõem-se variação de resistência em apenas num dos braços da ponte de valor x , mantendo-se inalterado as restantes resistências ou seja de acordo com a Figura 2.13, R_3 assume o valor de:

$$R_3 = R_0 \cdot (1 + x) \quad (2.10)$$

em que:

R_0 - é o valor de referência da resistência;

x - é o valor de referência da resistência, a partir do valor de referência.

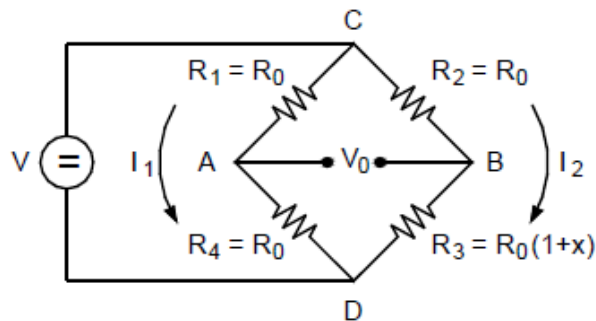


Figura 2.13- Esquema de ligação de um extensómetro à ponte de Wheatstone com um braço ativo (ligado em quarto ponte).

Quando se utilizado dois extensómetros estamos perante uma ligação em meia ponte. Por fim se usarmos quatros extensómetros ativos designa-se uma ligação de ponte completa. Nestes casos já existe compensação do efeito da temperatura desde que os extensómetros sofram uma variação térmica igual.

Os extensómetros de resistência elétrica são constituídos por uma resistência metálica, por uma base de material isolante adequado pelos terminais de ligação. Há disponíveis extensómetros de resistência elétrica numa vasta gama de dimensões e de configurações, cada uma adequada a uma aplicação específica. Apresenta-se na Figura 2.14 algumas das configurações existentes.

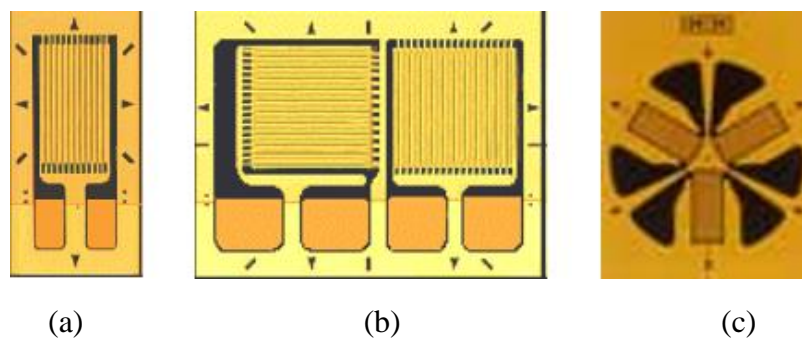


Figura 2.14 - Exemplos de extensómetros de resistência elétrica: a) uniaxial; b) biaxial c) roseta triaxial (VPG, 2015).

O extensómetros representados na acima são por ventura os mais comuns, temos o uniaxial, um extensómetro roseta biaxial constituído por extensómetros disposto ortogonalmente, e roseta triaxial com três extensómetros dispostos com um angulo se 60° entre si.

Os extensómetros são aplicados para constituir outro tipo de transdutores, neste âmbito destaca-se transdutores de deslocamento de mola, também denominados por “clip gage” (ver Figura 2.15) constituídos por uma barra metálica e um circuito em ponte de Wheatstone completa, isto é, constituído por quatro extensómetros ativos. Estes circuito acoplados à barra fazem a medição da sua deformada tipo uma mola. A peça como se divide em dois é fixa em dois pontes da estrutura, estes determinam o comprimento de referencia l_0 , assim quando há variação o transdutor deteta essa variação Δl .

A extensão será dada por:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2.11)$$

onde:

Δl_0 – representa a variação de comprimento da base de medida;

l_0 - designa o comprimento da base de medida.



Figura 2.15 - Transdutores de deslocamento resistivos. Adaptado (Félix, 2004).

Na Figura 2.16, apresenta-se um outro exemplo de transdutor de deslocamento resistivos, também, constituído por extensómetros elétricos, que permite medir a abertura de fendas no betão, este sensor oferece uma gama de medição de $\pm 5\text{mm}$



Figura 2.16 - Sensor medição de aberturas de fendas com base em extensometria elétrica. Adaptado (Félix, 2004).

2.3.1.1 Medição da resistência

Existem dois tipos de métodos para a medição da resistência, o primeiro é o método de medição do desvio e o segundo, os métodos de determinação de zero.

No primeiro método citado, a resistência é alimentada por uma tensão de valor conhecido. Segundo medição da queda da tensão associada permite calcular a resistência. Ainda para (Félix, 2002), em alternativa, a resistência pode ser alimentada por uma corrente de intensidade conhecida, sendo medida, neste caso, a correspondente queda da intensidade. Tanto os multímetros analógicos ou digitais baseiam-se numa medição em simultâneo da tensão e da intensidade (Félix, 2002).

Os métodos mais usados são os segundos supracitados e estes baseiam-se nas pontes de medida, estes são métodos mais concisos, com maior credibilidade, mais fáceis de implementar e de custos mais acessíveis. O processo mais comum de medição de um extensómetro é a chamada ponte de Wheatstone e esta, está na maioria das vezes implementada nos equipamentos de aquisição do sinal (Félix, 2002).

2.3.1.2 Efeito da variação da temperatura sobre os extensómetros

Estes tipos de sensores são muito sensíveis às variações da temperatura, variações estas que promovem no instrumento deformação térmica provenientes de dois fatores. Primeiro, devido à resistividade elétrica ρ da malha do sensor e em segundo por haver diferença entre os coeficientes de dilatação térmica da malha do sensor e do material onde está implementado (Félix, 2002).

Normalmente, o extensómetro acompanha as deformações quer do material onde está implementado quer das deformações térmicas. Se os coeficientes forem diferentes, como anteriormente referido, a variação da resistência acusada pelo sensor será proporcional a essa diferença.

As deformações provocadas pela variação da temperatura num material são idênticas em ambas as direções, enquanto para o fator de ganho é obtido pela calibração em ensaios em que a deformação é aplicada apenas numa direção. Assim sendo, a sensibilidade transversal do sensor é um fator a ter em conta.

Cada extensómetro tem a sua própria expressão para proceder à correção do efeito da temperatura. Estas expressões não só dependem do material do próprio extensómetro, do material onde vai ser aplicado, como também consideram a sensibilidade transversal do instrumento (Félix, 2002)

Caso só haja um extensómetro ativo na estrutura a estudar, há necessidade de instalar outro para que haja uma compensação do efeito da temperatura. No entanto, recentemente o mercado oferece extensómetros denominados por autocompensados para suprimir o máximo possível, numa certa gama de temperatura (definida pelo fabricante), os efeitos da térmicos. (Félix, 2002)

2.3.2 Extensómetro de corda vibrante

O princípio deste extensómetro tem por base de funcionamento, a existência de uma relação entre a frequência natural de vibração de uma “corda” em tensão.(Félix, 2004). Este princípio tem como fundamento a existência da relação entre a frequência de vibração de uma corda e a tensão a que a corda se encontra sujeita.

Estes transdutores são constituídos por uma cápsula, onde, no seu interior, é instalada uma corda de aço fixada nas suas extremidades por duas flanges de aço, sujeita a elevada tensão de tração (ver Figura 2.17).

À variação de extensão do sensor imposta pela estrutura à qual está aplicado, corresponde uma variação de tensão na corda e por consequência uma variação de frequência natural de vibração.

Uma corrente alternada ao percorrer uma bobine instalada na periferia da corda, cria um campo eletromagnético que estimula a corda e consequentemente passa a oscilar à frequência de ressonância. Esta frequência é, por sua vez, determinada pela tensão a que está sujeita. Desta forma, a oscilação da corda no interior do campo magnético é detetada pelo sistema de aquisição. O mesmo dispositivo que excita a corda no campo magnético atua como um dispositivo de aquisição do sinal (Félix, 2002).

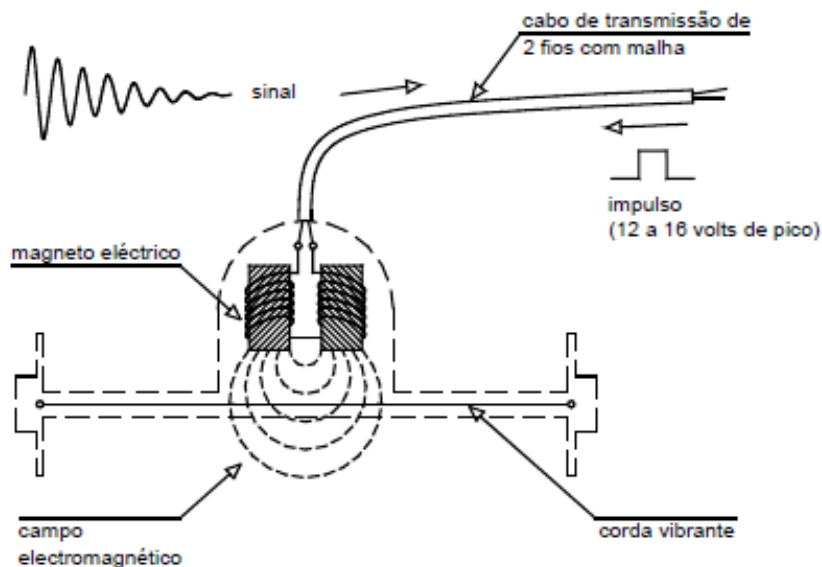


Figura 2.17 - Constituição de um sensor de corda vibrante (Félix, 2004).

A frequência de vibração f da corda é obtida pela seguinte expressão:

$$f = \frac{1}{2 \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{g \cdot \sigma}{\rho}} = \frac{1}{2 \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{g \cdot E \cdot \varepsilon}{\rho}}, \quad (2.12)$$

Onde,

f – frequência natural da corda;

l – comprimento da corda;

g – aceleração da gravidade;

σ – tensão a que a corda é sujeita ($\sigma = E \cdot \varepsilon$);

ε – extensão da corda;

E – módulo de elasticidade da corda;

ρ – massa específica da corda.

Assim, quando o sensor sofrer uma variação de extensão ($\Delta\varepsilon$) a corda também a sofrerá, se for f_i a frequência de vibração inicial, antes da deformação, e f_f correspondente valor após a deformação, isto é, a frequência final, dessa deformação é dada pelas seguintes equações.

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_f - \varepsilon_i = K \cdot (f_f^2 - f_i^2) \quad (2.13)$$

$$\varepsilon = k \cdot f^2 \quad (2.14)$$

com,

$$k = \frac{4 \cdot l^2 \cdot m}{E} \quad (2.15)$$

sendo,

$\Delta\varepsilon$ a variação de extensão;

ε_i e ε_f as extensões iniciais e finais, respetivamente;

f_i e f_f as frequências iniciais e finais, respetivamente

k – constante definida pelas propriedades do material da corda.

Que indica a variação da extensão e à correspondente variação da frequência da corda, que segue uma lei quadrática que depende, de uma constante k . Esta constante depende apenas das características mecânicas e geométricas da corda que constitui o sensor.

O comprimento de referência do extensómetro, para determinar a variação de extensão no material, corresponde à distância entre os pontos de fixação do extensómetro ao elemento estrutural, coincidindo, neste caso, aproximadamente com a distância entre os pontos de fixação da corda.

Estes extensómetros possibilitam detetar extensões na ordem dos $1 \times 10^{-6} m/m$, com um campo de medida na ordem de $3\,000 \times 10^{-6} m/m$. Neste sentido, pensa-se que ao longo dos cabos que ligam o sensor ao sistema de aquisição a perda do sinal é diminuta, podendo adotar-se por cabos com comprimento de 2 000m (Félix, 2002). Para estes sensores de corda vibrante destacam-se as seguintes características:

- ✓ elevada precisão;
- ✓ boa sensibilidade;
- ✓ alargado campo de medida;
- ✓ capacidade e estabilidade de realizar leituras de longa duração e distância;

No entanto, demonstram uma certa sensibilidade aos efeitos térmicos, consequentes dos coeficientes de dilatação térmica da corda de aço existente no interior da cápsula, e do material da estrutura não serem exatamente os mesmos, porém atualmente o mercado já dispõe de extensómetros com sensor de temperatura incorporado, fornecendo dados necessários para a realização das respetivas compensações.

Um aspeto importante a ter em consideração na utilização destes sensores, é na sua conceção utilizar sempre que possível um material com módulo de elasticidade o mais próximo com o material do elemento a monitorizar.

2.3.3 Extensómetros de superfície e de embeber no betão

Tendo por base o princípio da corda vibrante, desenvolveram-se um conjunto de transdutores importantes tais como, as células de pressão, células de carga, transdutores de deslocamento, sensores de temperatura, entre outros que têm uma elevada aplicabilidade no âmbito da monitorização da engenharia civil (Félix, 2002). Na Figura 2.18 apresenta-se extensómetros de corda vibrante.



Figura 2.18 - Extensómetro de corda vibrante: a) de embeber no betão; b) de superfície. (<http://www.gage>).

Em relação a este tipo de extensómetros destacam-se dois tipos, os de embeber, na sua generalidade são aplicados a estruturas de betão armado ou pré-esforçado e os de aplicação à superfície., as diferenças

entre ambos residem unicamente no modo como é feita a fixação ao elemento. Apresenta-se na Figura 2.19 exemplos de aplicação em obra destes sensores.

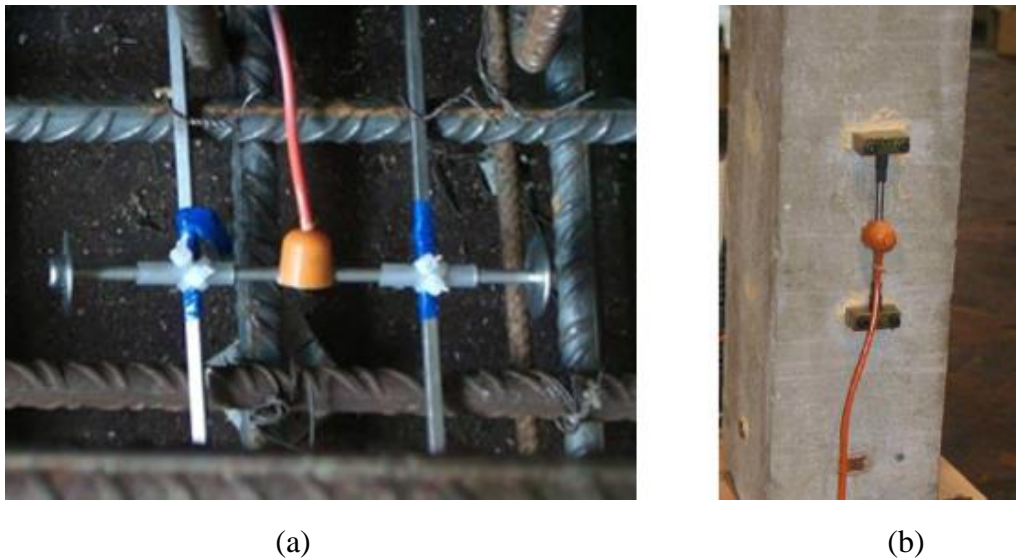


Figura 2.19 - Instalação dos sensores de corda vibrante: a) para embeber no betão; b) para aplicação à superfície.

2.4 Medições de rotação

A medição da rotação e ou inclinação, na monitorização estrutural, nomeadamente em estruturas de engenharia civil, podem ser medida por dois processos distintos. O primeiro assenta na medição da variação angular de um eixo entre a posição inicial e final. O segundo processo consiste na medição do desvio de um eixo em relação a um plano de referência fixo, que podem ser vertical ou horizontal, medindo-se, por isso, inclinações absolutas (Félix, 2004).

O aparelho de eleição para a medição das variações angulares inclinações é denominado por clinómetro, já para medir as inclinações é o inclinómetro. O clinómetro mais clássico, é dos primeiros aparecer no mercado, é o de bolha de ar, tal como evidenciado na Figura 2.20. No fundo, e de forma simplista, a medição deste aparelho consiste na observação da posição da bolha de ar, pelo que é sugestível a erros de leitura por parte do operador, ou incorreta instalação do clinómetro (Félix, 2002). Uma das limitações é o facto de ter de se fazer deslocar um técnico ao local para fazer a leitura.

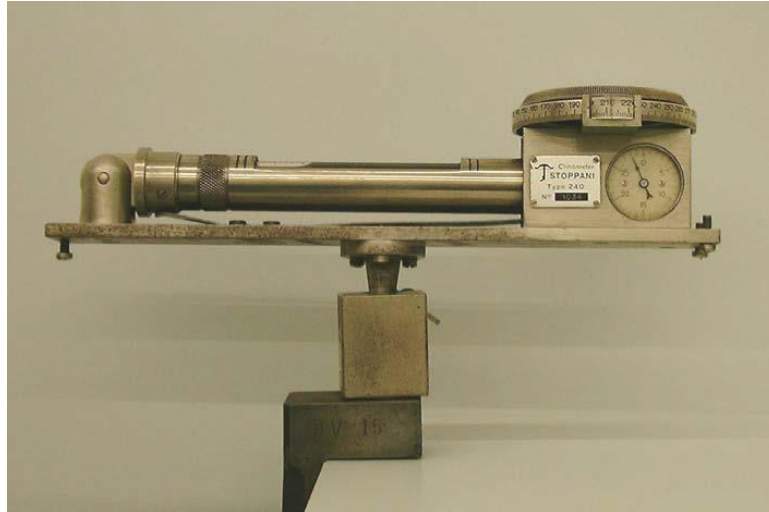


Figura 2.20 - Inclinómetro de bolha de ar Stoppani. Adaptado (Félix, 2002).

Nos dias de hoje já existem versões deste instrumento em forma digital, mas os clássicos são os mais rápidos de utilizar, os mais seguros e mais precisos.

Os inclinómetros são em geral elétricos. Tem como grande vantagem o facto de poderem ser integrados num sistema automático de aquisição. Este sensor consiste na medição do movimento imposto a um pêndulo que se desloca num meio viscoso, exibindo um movimento amortecido, quando a superfície onde está suspenso, roda numa dada direção. Quando o sensor está numa posição horizontal o magneto de ferro (que se encontra suspenso na haste de rigidez elástica do pendulo) está num ponto médio entre duas bobinas que o rodeiam, desta forma, qualquer movimento de rotação em relação ao plano, altera a localização do magneto, diminuindo a indutância de uma bobina comparativamente à outra. A variação da indutância é convertida em uma corrente continua e o sinal de saída é linear em relação ao ângulo que o inclinómetro forma com o plano (Félix, 2002). Note-se que quanto maior for o campo de medida, maior serão os erros de leitura. Portanto, a seleção dos inclinómetros deve ser ajustado estritamente necessário para a estrutura em análise.

Estes sensores permitem avaliar inclinações com precisão e fiabilidade. Por outro lado a sua proteção externa permite a utilização em ambientes climáticos adversos, contudo estes devem ficar fixados à estrutura e sempre que possível ficarem devidamente protegidos. A Figura 2.21 ilustra dois modelos de inclinómetros elétricos.

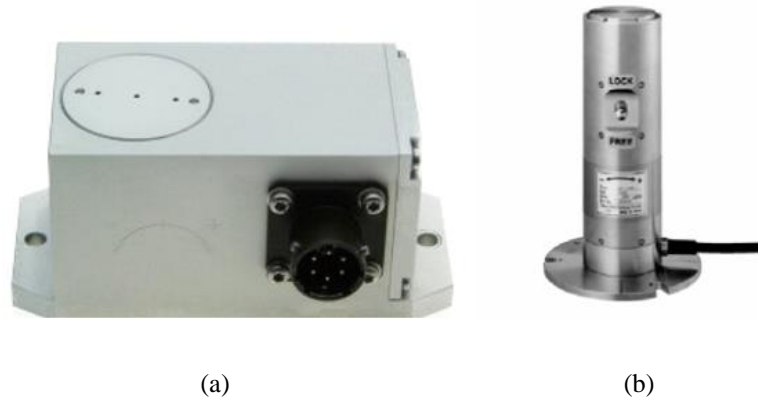


Figura 2.21 – a) Inclinómetro elétrico uniaxial; b) inclinómetro elétrico biaxial.

O inclinómetro da (Figura 2.21.b)), permite medir a inclinação em relação ao plano horizontal segundo duas direções, designando-se por isso, por inclinómetro biaxial.

A sua ligação deste inclinómetro a um sistema de aquisição assenta no princípio de funcionamento baseado no circuito de ponte de Wheatstone. Este mede as inclinações, estabelecendo uma relação linear entre o sinal de saída da ponte e a sua inclinação em relação horizontal (Figueiredo, 2006).

2.5 Medição da temperatura

Como referido anteriormente, a temperatura age sobre as estruturas (deformando-as), sendo que por isso interfere na medição das grandezas que são de interesse à monitorização estrutural.

Neste seguimento, o estudo do efeito da temperatura nas estruturas tem dois objetivos principais, primeiro compensar desvios dos instrumentos de medição e segundo, contribuir para a determinação da parcela de deformação livre. Por isso, a medição da temperatura deve ser realizada junto aos instrumentos a utilizar e em locais criteriosamente escolhidos que permitam definir a distribuição da temperatura internamente, como por exemplo nas estruturas de betão (Félix, 2002).

A interpretação da temperatura nem sempre é fácil de obter, uma vez que existem muitos fatores na estrutura que contribuem para essa dificuldade, muito devido aos elevados gradientes térmicos resultantes das diferentes exposições solares. No entanto, não são só as exposições solares que interferem para a dificuldade da medição de temperatura, existem ainda outros fatores tais como, a baixa condutibilidade térmica do betão, a elevada condutibilidade térmica do aço, a cor da superfície das peças entre outros.

Nos tempos contemporâneos existem disponíveis no mercado uma diversidade de sensores para a medição da temperatura, com características próprias que os tornam mais indicados para determinadas aplicações. Todavia na monitorização estrutural os sensores correntes são os termopares e os detetores de temperatura resistivos (*RTD – Resistance Temperature detector*).

2.5.1 - Termopares

Os termopares apresentam-se como uma boa solução. São geralmente mais económicos, resistentes a choques mecânicos e elevadas vibrações, tem boa resposta a variações térmicas e são de baixo custo. Estes sensores consistem basicamente em manter dois pontos de um dardo metal a temperaturas distintas, T_1 e T_2 , a vibração dos átomos e o movimento dos eletrões são afetados de tal forma que se cria uma diferença de potencial ente dois pontos do metal.

Este acontecimento dá-se uma vez que os átomos da região mais quente (devido a maior energia térmica) tendem a deslocarem-se para a região mais fria. Porém, esta deslocação pode alterar-se mediante as condutibilidades térmicas dos metais. Se um circuito for fechado ligando as extremidades por um condutor, denota-se a passagem de corrente na malha fechada do sensor e por isso pode afirmar-se que se estabeleceu uma força eletromotriz termoelétrica (*f.e.m*) no circuito que faz circular a corrente. Para Johson (1990) citado por (Félix, 2002), o funcionamento dos termopares assenta no efeito de Seebeck. Para qualquer termopar a força eletromotriz de Seebeck $F_{\varepsilon 1}$, produzida em volts, é proporcional à diferença entre as temperaturas das junções e é dada pela expressão:

$$F_{\varepsilon} = \alpha(T_2 - T_1), \quad (2.16)$$

sendo α uma constante expressa em $V/^{\circ}C$ e que é sujeita à diferença entre as constantes de condutibilidade térmica dos dois metais

Quando se pretende uma maior rigorosidade nas medições a avaliar, é necessário ter em conta a constante α uma vez que esta, embora ligeiramente, depende da temperatura a que os metais estão submetidos.

A medição da força eletromotriz termoelétrica gerada em circuito aberto, permite obter aquando uma junção fria/junção de referência (junção mantida a temperatura constante conhecida) a temperatura da junção quente/junção de medição. O valor da força eletromotriz termoelétrica será zero quando as duas junções supracitadas estiverem à mesma temperatura ou se ambos os condutores do termopar forem do mesmo material (Félix, 2002).

As junções acima citadas são ligações entre dois metais que constituem o termopar e que podem ser realizadas através de enrolamento dos dois fios ou através de soldadura. Existem várias configurações padrão de termopares e cada uma é denominada por letras uma vez que possuem características diferentes como por exemplo a gama de medição, a linearidade, a sensibilidade, a resistência às medições ambientais, entre outras Para cada configuração de termopares a variação do coeficiente de Seebeck com a temperatura da junção de medição, alerta para a sensibilidade do sensor (Félix, 2002).

Desta forma pensasse que se poderá afirmar que os termopares não apresentam um comportamento linear. Porém, na área de engenharia civil costuma-se a trabalhar com temperaturas entre -20°C e $+100^{\circ}\text{C}$ e assim para este intervalo poderá dizer-se que os termopares oferecem um comportamento linear.

2.5.2 -Detetores de temperatura resistivos

Um detetor de temperatura resistivo, RTD, do inglês (*Resistance temperature detector*), e composto geralmente por platina, designando-se por isso, de PRT (*platinum resistance thermometer*), no entanto para tornar a sua utilização economicamente mais acessível, poderá ser utilizado outros metais, tais como cobre, níquel, balco ou outras ligas de metais semelhantes à da platina

Estes tipos de sensores têm como princípio de funcionamento o aumento da resistência do metal com a temperatura. A resistência dos metal varia linearmente com a temperatura, de acordo com a seguinte expressão:

$$R = R_o \cdot (1 + \alpha \cdot T) \quad (2.17)$$

onde:

R_T – a resistência do condutor à temperatura T;

R_T – a resistência do condutor à temperatura 0°C ;

T - a temperatura;

A – é uma constante típica do condutor.

Cada condutor tem as próprias características, a resistividade é um parâmetro importante, este deve ser elevado, para que o valor da resistência fornecido pelo transdutor também o seja, permitindo cabos ligações ao sistema de aquisição mais compridos. Para aquisição de sinal proveniente dos RTD's é feito com recurso a um circuito em ponte de Wheatstone com três fios, sendo esta a ligação mais comum na monitorização estrutural, porém, para casos onde é necessário uma elevada precisão dos valores da temperatura, deve-se realizar uma ligação a quatro fios. Os erros da resistência dos condutores são eliminados através da medição da tensão ao longo do sensor (Figueiredo, 2006).

O elemento sensor mais utilizado em obra é composto por platina com a resistência de 100Ω a 0°C , por isso ser denominado de PT100 (ver Figura 2.22.a)). As suas reduzidas dimensões, a boa resposta térmica e a sua simplicidade, são características que fazem deste sensor uma boa solução, numa vasta gama de sensores disponíveis no mercado. Este sensor é atualmente composto por um filme sobre um substrato cerâmico e a sua resistência e exteriormente revestida por um tubo de inox, com 6mm de diâmetro e 100 mm de comprimento (ver Figura 2.22.b)). Desta forma, quando aplicado nas estruturas de engenharia civil, o sensor fica protegido das diversas agressões a que possa estar sujeito e encurtará o tempo de

resposta sobre a sua condutibilidade térmica (Félix, 2004). Apresenta-se na (Figura 2.22.c)) o sensor com encapsulamento em cobre, construído em laboratório, além de ser uma solução mais competitiva, também permite reduzir o tempo de resposta do sensor dada a sua elevada condutibilidade térmica. Antes da aplicação, é necessário a sua calibração e garantir a estanquidade e a proteção mecânica do transdutor.

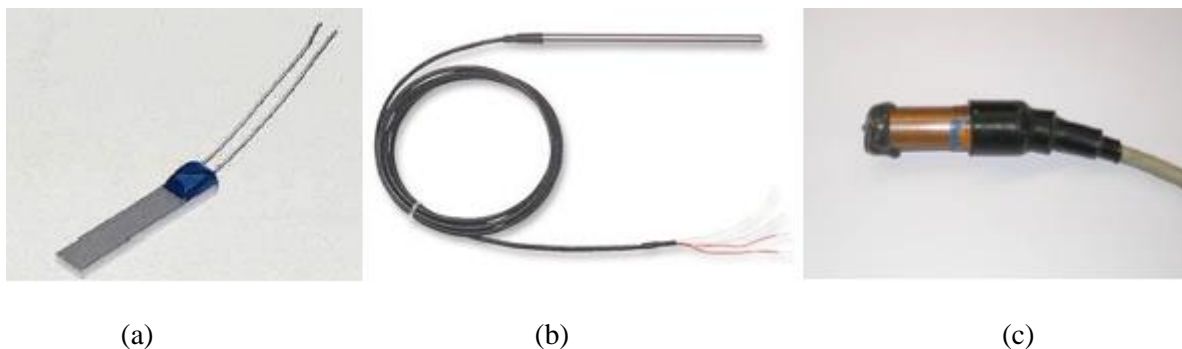


Figura 2.22 - Sensor temperatura resistivo PT100: a) elemento sensor; b) termómetro embeber no betão; c) termómetro com encapsulamento em cobre.

2.6 Medição de aceleração

As exigências a que as estruturas são submetidas atualmente, aumentou a necessidade de realizar ensaios dinâmicos, para avaliação de vibrações, especialmente em pontes, com destaque para as ferroviárias. A necessidade de compreender mais profundamente a resposta dinâmica das estruturas de engenharia civil, tem como objetivos a avaliação das condições de segurança da estrutura, ou ainda em situações nas quais se pretende avaliar as condições de conforto da estrutura em serviço. O ensaio dinâmico de uma estrutura tem como origem ensaios de vibração ambiental, impostas pelo vento, torrentes hidráulicas e pelo tráfego de veículos principalmente os de maior massa. Pretende-se com a realização destes ensaios obter as frequências naturais de vibração da estrutura e os respetivos modos de vibração, que fornecem informação sobre o comportamento estrutural (Farrar, Charles R., Worden, 2013).

Os acelerómetros são dos sensores mais utilizados na monitorização estrutural. Como o próprio nome indica, são sensores concebidos para medir acelerações e ou vibrações, imitando um sinal elétrico. Após processamento dos dados, identifica-se frequências próprias, modos de vibração e amortecimento, são propriedades diretamente relacionadas com as características de rigidez e massa da estrutura. Os resultados de um ensaio dinâmico fornecem informação extremamente relevante na caracterização de parâmetros fundamentais inerentes a uma estrutura (Cabtas;Aktan, 2003).

Existe no mercado uma vasta gama de modelos com diferentes tecnologias. No entanto, os mais utilizados são principalmente acelerómetros piezoelétricos, piezoresistivos e capacitivos.

2.6.1 Acelerómetros piezoelétricos

Os acelerómetros piezoelétricos baseiam-se na propriedade que alguns cristais apresentam, que são fundamentalmente constituídos por uma base e uma massa, que quando uma determinada força é aplicada estes deformam-se gerando uma carga elétrica proporcional a essa deformação. Quando o acelerómetro é sujeito a uma aceleração a massa induz uma força, que obedece à segunda lei de Newton ($F = m \cdot a$) aplicada ao elemento piezoelétrico gerando uma diferença de potencial proporcional à aceleração (Figueiredo, 2006). Os acelerómetros piezoelétricos podem ser uniaxiais fazendo a medição num plano, ou triaxiais permite realizar leituras nos três planos Figura 2.23.



Figura 2.23 – Acelerómetros piezoelétricos: a) esquema do princípio de funcionamento; b) acelerómetro uniaxial; c) acelerómetro triaxial (<http://www.imi-sensors.com>).

O critério de seleção do acelerómetro a aplicar na monitorização estrutural é um processo fundamental, isto é, é importante identificar a gama de frequências e amplitudes a medir, porque há acelerómetros piezoelétricos que não possuem características adequadas para medir movimentos de baixa frequência e de pequena amplitude, aspetos estes que são de grande importância nas aplicações no domínio das estruturas de engenharia civil. No entanto, alguns modelos já possuem essas características que podem ser consideradas como bastante boas para esse tipo de aplicações.

2.6.2 Acelerómetros piezoresistivos

Os acelerómetros piezoresistivos permitem medir acelerações, através da variação das alterações de resistências elétricas. O seu princípio de funcionamento consiste na alteração da resistência, por consequência da deformação a que este é sujeito. A quantificação do efeito piezoresistivo imposto num material pode ser determinado através da sua constante de calibração (*gage factor*).

O sensor é constituído por uma massa ligada a um elemento em flexão, ao qual estão instalados os elementos piezoresistivos, geralmente constituídos em sílica (ver Figura 2.24), operando num circuito em ponte de Wheatstone ativa. Quando a massa sofre uma aceleração, os elementos piezoresistivos deformam-se produzindo um sinal elétrico proporcional à aceleração (Cabtas;Aktan, 2003). Nos acelerómetros piezoresistivos é necessário fornecer um sinal elétrico, ao passo que os acelerómetros piezoelétricos, são transdutores em que o sinal elétrico é gerado pelo próprio transdutor.

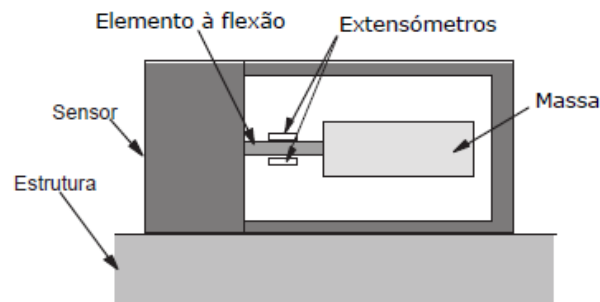


Figura 2.24 - Esquema de um acelerómetro piezoresistivo.

2.6.3 Acelerómetros capacitivos

A construção dos acelerómetros do tipo capacitivos, é semelhante à dos piezoresistivos, envolvendo também uma massa ligada a um elemento em flexão. Os elementos de medição são, no entanto, colocados de modo a formar meia ponte capacitiva. Estes acelerómetros utilizam uns condensadores de placa colocados paralelamente à massa (ver Figura 2.25). Quando a massa é sujeita a uma aceleração, a ponte de ligação destabiliza-se, emitindo um sinal proporcional à aceleração, que é medido pelas alterações nesses condensadores elétricos (Cabtas;Aktan, 2003).

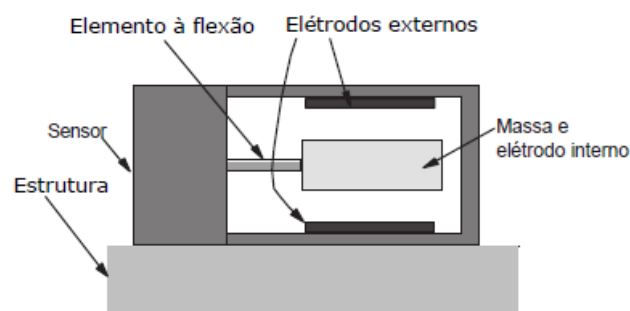


Figura 2.25 - Esquema acelerómetro capacitivo.

Tanto os acelerómetros piezoresistivos como os capacitivos são bastantes precisos e de boa resolução, porém só oferecem uma boa resposta para uma gama de frequências baixas, podendo mesmo até DC (*corrente continua*), é uma característica que não é possível com os acelerómetros piezoelétricos.

2.7 Fibra ótica

Os sensores convencionais baseados em transdutores elétricos ou mecânicos são capazes, de medir a maioria dos parâmetros envolvidos na monitorização estrutural. A utilização de soluções apoiadas em fibra ótica em diferentes de campos de engenharia tem tido uma significativa expansão nas últimas décadas, especialmente nas comunicações. No entanto aplicação de sensores de fibra ótica em engenharia civil tem vindo a crescer nas últimas décadas, assumindo já uma aplicação significativa no âmbito da monitorização em estruturas de engenharia civil, assumindo uma alternativa séria os sensores clássicos, oferecendo uma gestão adequada de recursos, nomeadamente na manutenção da obra, manifestando-se numa economia de soluções e maior rigor no controlo da durabilidade e segurança e confiabilidade das medições (Glisic, B., Inaudi, 2007).

A fibra ótica são transmissores de ondas cilíndricos constituídos por matérias de elevado índice de pureza, capaz de transmitir sinais de luz ao longo de grandes distâncias, com um índice baixo de perda de informação. Geralmente estes materiais são traduzidos à base de matérias silícios, como por exemplo o vidro (Rodrigues, 2011).

Esta é constituída por um núcleo transparente de estrutura cilíndrica fina, o núcleo aparenta um diâmetro aproximadamente $10\ \mu\text{m}$, revestido por uma camada concêntrica, a bainha com, ($\approx 125\ \mu\text{m}$) de diâmetro, com um índice de refração ligeiramente inferior. Existe, ainda uma cobertura de consolidação final, constituído por várias camadas concêntricas de sílica como esquematizado na Figura 2.26.

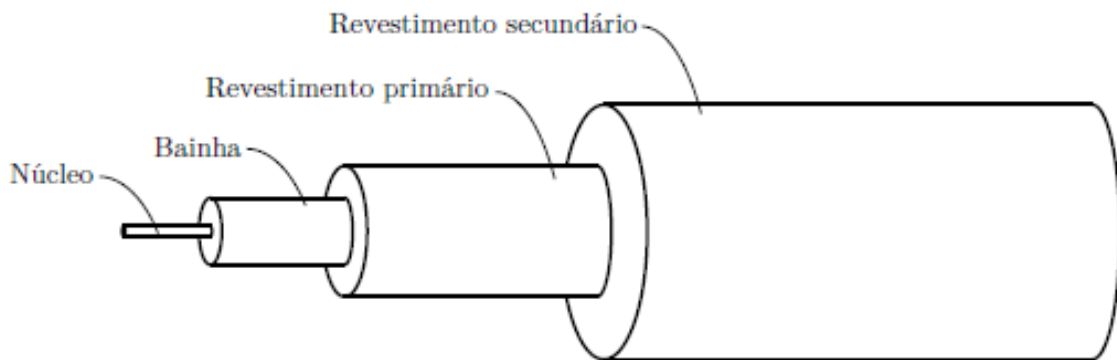


Figura 2.26 - Representação esquemática da constituição de um cabo de fibra ótica. Adaptado (Rodrigues, 2011).

Além dos componentes básicos constituintes da fibra ótica, estes ainda ser constituídos, por um invólucro exterior formado por matérias de reforço formado por fibras à base de polímeros como PVC ou kevlar, com o objetivo de proporcionar uma maior resistência mecânica do cabo ótico.

2.7.1 Sensores de Bragg

As redes de Bragg, designados do inglês por Fiber Bragg Gratings (FBG) são dispositivos óticos passivos com aplicação na área dos sensores. As redes de Bragg consistem na modulação periódica do índice de refração do núcleo de uma fibra ótica. Funcionam como uma série de espelhos refletivos e seletivos que, por difração reflete seletivamente uma estreita faixa espectral, centrada no comprimento de onda de luz, que é exatamente proporcional ao espaçamento entre espelhos, como esquematizado na Figura 2.27 (Rodrigues, 2011).

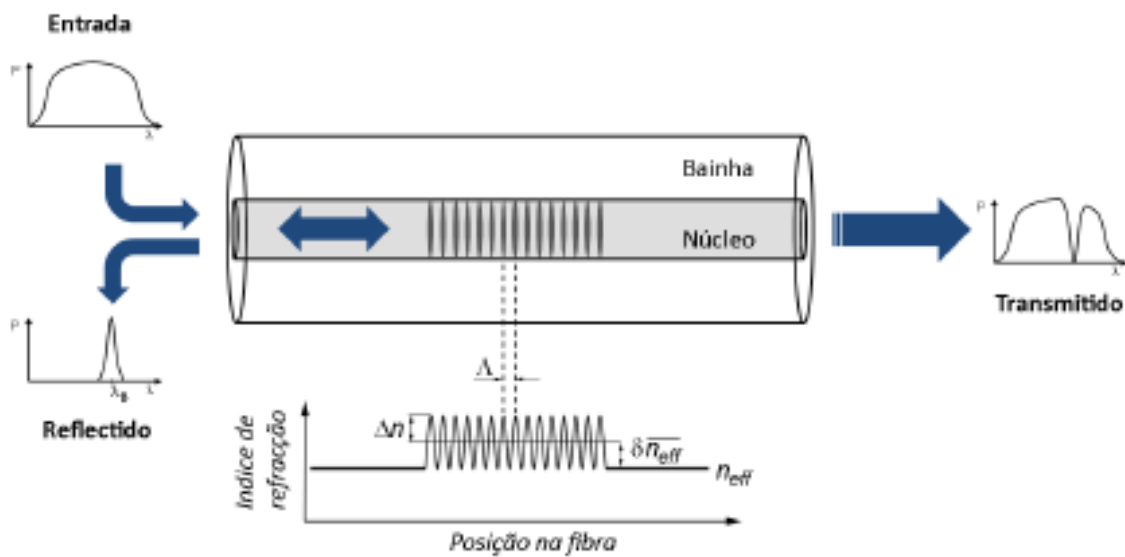


Figura 2.27 - Princípio de funcionamento dos sensores de Bragg.

O comprimento de onda de Bragg, é dado pela seguinte condição:

$$\lambda_0 = 2n_{eff}\Lambda \quad (2.18)$$

onde:

λ_0 – é o comprimento de onda de Bragg do sinal refletido;

n_{eff} – é o índice de refração efetivo do modo guiado da fibra ótica;

Λ – é o período de modulação do índice de refração do núcleo da fibra ótica.

Sendo assim para um determinado período de modulação e para um determinado índice de refração no núcleo da fibra ótica, obtendo assim uma rede de Bragg, que reflete uma onda com um comprimento de onda específico. Numa mesma fibra ótica, é possível registar múltiplas redes de Bragg, com cada uma a refletir uma determinada onda específica de comprimento. Esta é uma potencialidade da fibra ótica,

que é de relevada importância e frequentemente utilizada na associação de sensores em fibra ótica, esta característica designa-se de multiplexagem temporal – TDM (*time division multiplexing*). A implementação deste método é um processo simples e que traz inúmeras vantagens do ponto de vista económico no conjunto da rede sensor (Rodrigues, 2011).

Em aplicações práticas num sistema de monitorização, raramente um único sensor é suficiente para fornecer todas as informações referentes ao elemento monitorizado. Este aspeto é particularmente interessante quando se pretende ter uma estrutura “inteligente”, isto é, ter uma rede de sensores adequada e capaz de fornecer informação sobre várias aspetos da estrutura, quando essa mesma rede é ligada ao mesmo canal ótico (Banthia et al., 2004).

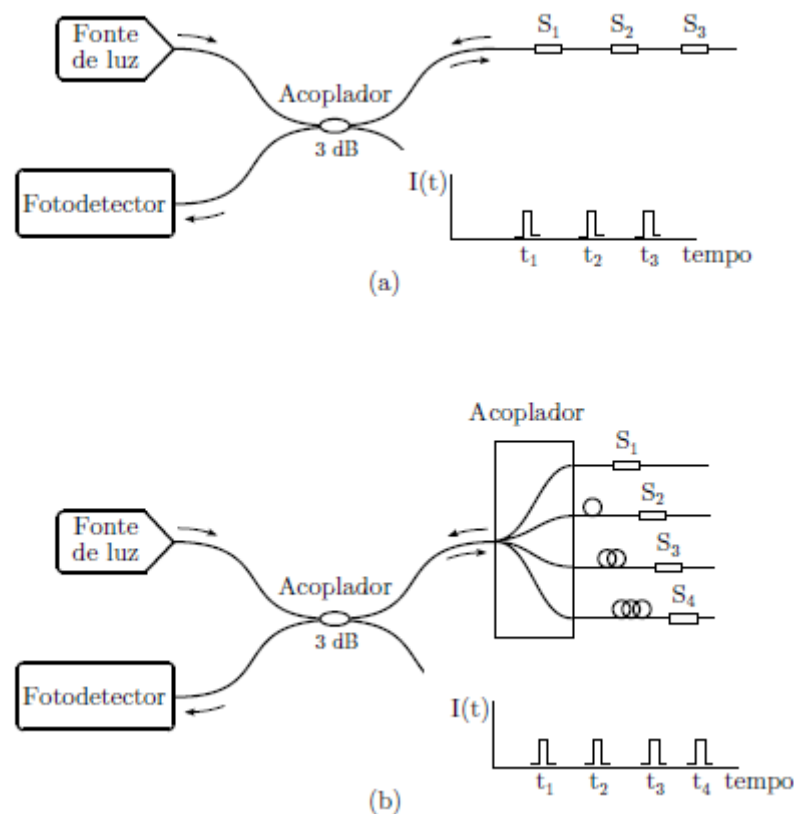


Figura 2.28 – Esquema de multiplexagem temporal (TDM): a) em série; b) em paralelo. Adaptado(Rodrigues, 2011).

Verifica-se que quando a rede é submetida a uma deformação axial, ou um incremento térmico o comprimento de onda central do espectro refletido pela rede sofre alterações, por modificação das grandezas n_{eff} e Λ .

As redes de Bragg transmitem a informação sob a forma de comprimento de onda, permitindo que se efetue mediações absolutas durante longos períodos, sem perda de sinal. Pode existir um elevado número de sensores de rede Bragg numa única fibra ótica, realizando, cada um, uma medição num determinado comprimento de onda. Cada rede, é então desenvolvida para uma determinada frequência. Estas leituras

são recebidas por computadores óticos, capazes de armazenar e transformar essas mesmas variações em informações de fácil interpretação.

Um sistema de monitorização constituído por sensores de rede de Bragg, é essencialmente formado por uma fonte emissora de luz e o fotodetector, por acopladores, que realizam a divisão o sinal proveniente da fibra ótica e respetivos sensores, e restantes equipamentos representados na Figura 2.29.

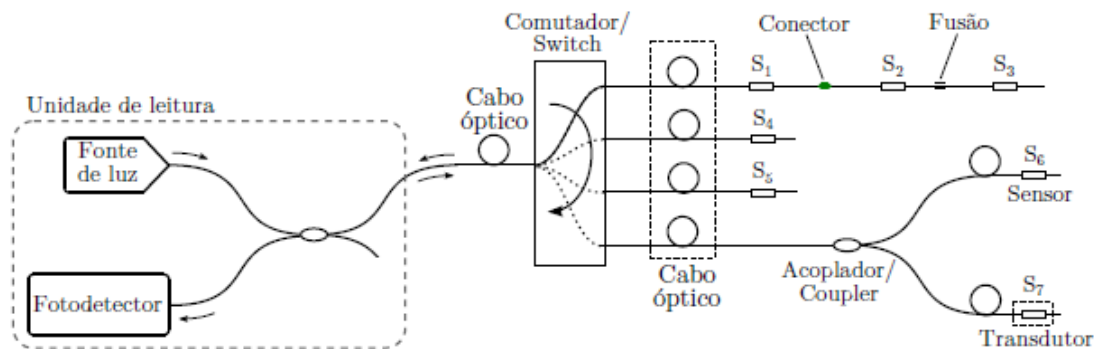


Figura 2.29 - Principais componentes óticos de uma rede de sensores. Adaptado (Rodrigues, 2011).

Os sensores de fibra ótica com base em redes de Bragg são particularmente, atrativos, destacando-se inúmeras vantagens quando comparados com os sensores convencionais. Uma das maiores vantagens sensores são o facto de possibilitarem a multiplexagem, a capacidade de serem produzidos e de serem facilmente conectáveis a uma linha de fibra ótica para transmissão de informação. Estas vantagens entre outras fazem com que atualmente, os sensores em fibra ótica sejam mais competitivos. Destacam-se com principais características e vantagens dos sensores de rede Bragg as seguintes:

- i) Sensores intrínsecos;
- ii) Rede com um conjunto de sensores quase ilimitado e disponível para multiplexagem;
- iii) Imunes às interferências ondas rádio e eletromagnéticas;
- iv) Estabilidade a longo prazo sem interrupções de informação;
- v) Isolamento elétrico;
- vi) Resistentes à corrosão;
- vii) Podem ser embebidos em produtos compósitos (*FRP*) durante a construção (*Smart Sensors*);
- viii) Dimensões e peso reduzidos.

Como principais desvantagens, cita-se o seu elevado custo no conjunto do sistema de monitorização, em particular para o equipamento de aquisição de dados, a sua fragilidade no manuseamento, principalmente em ambiente de obra e a dificuldade em intervenções de reparação.

É de referir que os sensores óticos, conseguem medir uma grande variedade de grandezas, como deformações mecânicas, temperaturas, ph, humidade, entre outras. Atualmente já é comercializado, uma

enorme diversidade de transdutores em que o elemento sensor é apoiado em fibra ótica, como por exemplo transdutores de força e células de pressão.

Apresenta-se seguidamente um conjunto de sensores e diferentes tipologias de sensores em fibra ótica. Por fim importa referir que os sensores de fibra ótica, são vistos de certa forma como os sensores do futuro, pelas inúmeras vantagens que tem face aos sensores convencionais. Ainda que há muitos aspetos a aprimorar nas soluções existentes. Destaca-se, neste aspeto, os trabalhos desenvolvidos na área da investigação, desenvolvimento de novos transdutores fibra ótica de rede de Bragg e aplicações em trabalhos de monitorização de estrutural do LABEST (*Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural*).



Figura 2.30 - Sensores de fibra ótica de rede de Bragg para medição da extensão de colocação à superfície e de embeber no betão (Fibersensing, 1015).

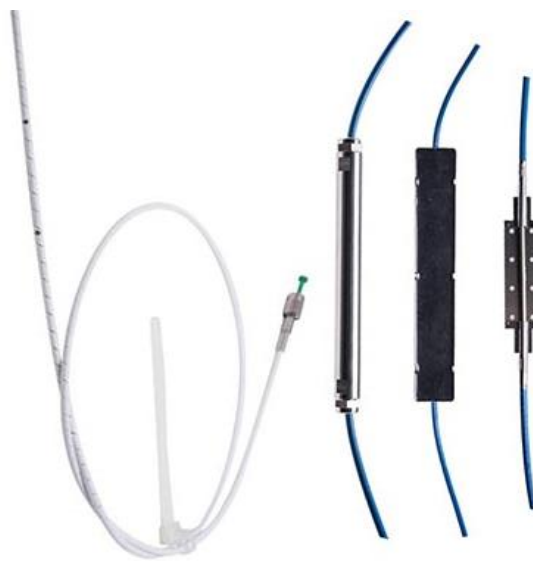


Figura 2.31 - Sensores de temperatura (Fibersensing, 1015).

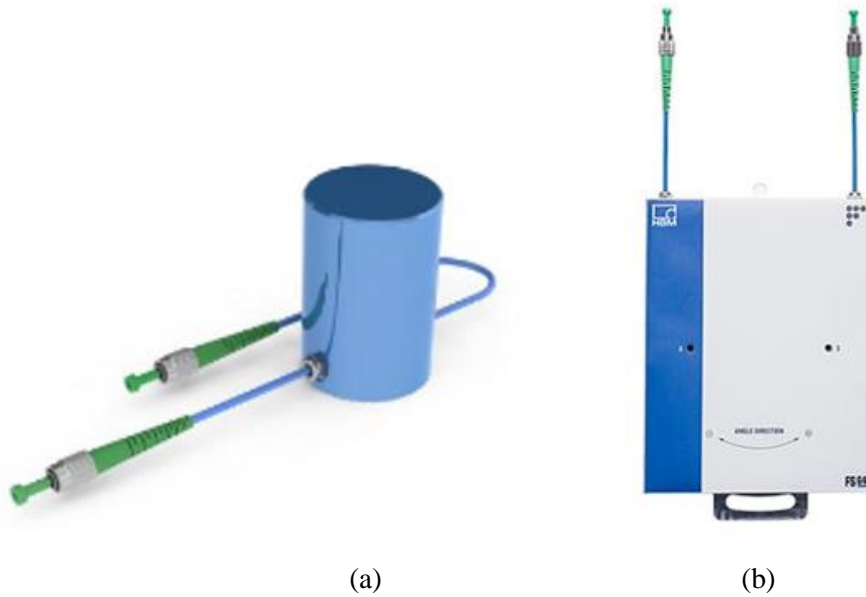


Figura 2.32 - Transdutores em fibra ótica: a) medidor de acelerações; b) medidor de rotações (Fibersensing, 1015).



Figura 2.33 - Equipamentos de leitura para interrogação de sensores óticos: a) leitor industrial estático, modelo FS22; b) leitor portátil, modelo FS42 (Fibersensing, 1015).

2.8 Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se os aspetos relacionados com sistemas de monitorização estrutural. Descreveram-se os diversos tipos de sensores de equipamento que se consideram ser mais comum de serem utilizados na medição de grandezas que transmitem informação sobre a resposta das estruturas, salientando-se os aspetos que se consideram mais importantes na observação da resposta de estruturas de engenharia civil.

Capítulo 3

3 Conceção de demonstrador para monitorização estrutural

O presente capítulo refere-se à implementação prática de um sistema de monitorização, potenciando o acompanhamento do desempenho de estruturas, com recurso a observação e análise experimental, assentes na medição de várias grandezas de interesse, baseadas em técnicas de fusão multisensor, procurando melhorar e alargar o campo de aplicação com a integração dos sistemas GNSS na monitorização estrutural. Para o efeito foi construído em laboratorial um modelo estrutural munido com diferentes tipos de sensores que se pretende descrever os ensaios realizados, os resultados das medições.

3.1 Introdução

A componente experimental deste foi integrada também no âmbito de um projeto de investigação desenvolvido pelo LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Para o efeito, foi desenvolvido em laboratório um demonstrador constituído por uma estrutura metálica, instrumentada em várias secções com sensores elétricos e um recetor de posicionamento por satélite.

Este trabalho foi desenvolvido em dois ambientes distintos, numa primeira fase o demonstrador foi submetido a uma sequência de diferentes ensaios de ordem estático, quasi-estático e dinâmico, conduzidos em ambiente laboratorial, cujas condições tendem a ser as mais controláveis possíveis, estes ensaios foram realizados com a estrutura na vertical e na horizontal. O seu comportamento de resposta foi observado e registado pelo sistema de aquisição de dados. Um dos principais objetivos com a realização destes ensaios em laboratório foi de calibrar e afinar todos os equipamentos envolvidos no modelo para a passagem à próxima fase de ensaios. Numa segunda fase colocou-se a estrutura em ambiente exterior, mais propriamente na cobertura de um edifício, onde foram realizados uma série de

ensaios, incluindo um sistema de posicionamento por satélite (GNSS) para observação de deslocamentos horizontais.

Com o desenvolvimento e reprodução da estrutura modelo, pretendeu-se simular a resposta de uma estrutura semelhante a de uma torre ou por exemplo ao mastro de uma ponte (ver Figura 3.1). Apresentando-se diversas formas de representação do comportamento idêntico a estruturas do domínio da engenharia civil.



Figura 3.1 –Analogia do demonstrador a estruturas de engenharia civil: a) antena transmissão rádio; b) estrutura modelo; c) mastro viaduto do Corgo.

Descreve-se seguidamente os critérios adotados na conceção do demonstrador, equipamentos, sensores e sistemas de aquisição de dados que foram utilizados na medição da resposta do sistema estrutural e os procedimentos dos ensaios realizados.

3.2 Descrição e geometria do demonstrador

O demonstrador utilizado no sistema de monitorização, é uma estrutura em aço constituída por duas estruturas, uma estrutura interior que foi monitorizada e por uma estrutura de reação exterior, ambas com cerca de 1.80m de altura. A estrutura interior que foi monitorizada é formada por dois perfis tubulares do tipo RHS de secção variável. O perfil do tramo inferior é um RHS 80x40x1.5mm de um

1.0m de comprimento, o tramo superior é um perfil do tipo RHS 50x20x1.5mm com 0.80m de comprimento. No topo de cada perfil foi colocado simetricamente um conjunto de seis massas (três em cada face do perfil) com as dimensões de Ch 50x60x50mm de aproximadamente 1.1kg cada, para o perfil inferior, e no perfil superior Ch 80x60x30mm de igual massa. A estrutura de reação exterior é composta por cantoneiras com as dimensões L20x20x3mm e chapas diagonais de travamento de Ch575x15x3mm, conforme se representa na Figura 3.2.

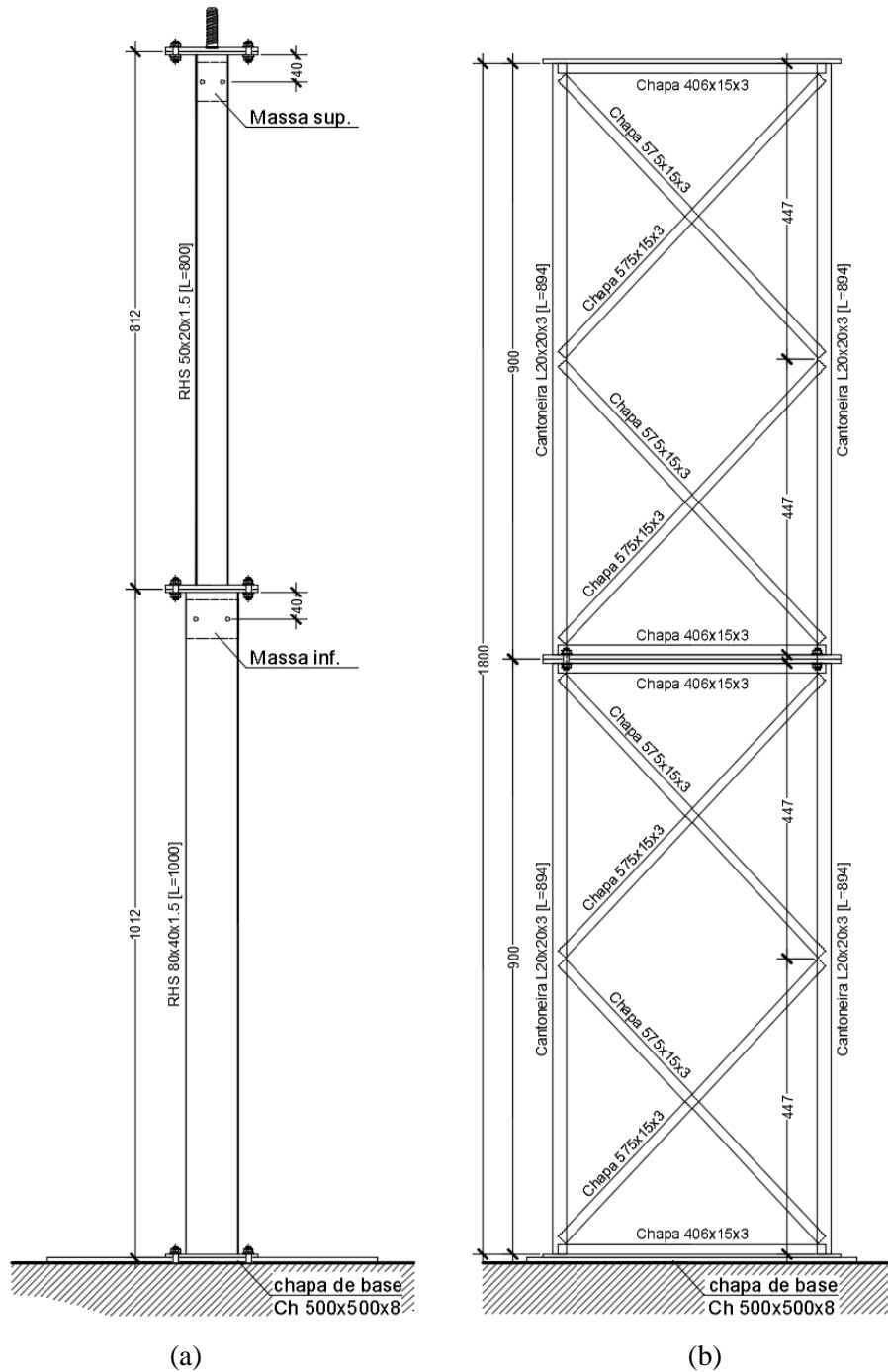


Figura 3.2 – Dimensões gerais do demonstrador: a) alçado da estrutura interior; b) alçado da estrutura de reação; (cotas em milímetros).

As condições de apoio da estrutura são asseguradas por encastramento da base por uma chapa quadrada Ch 500x500x8mm (Figura 3.2 a)). A estrutura de reação foi fixada na mesma chapa de base, no topo foi reforçada por chapa em todo o perímetro e num dos vértices foi instalada uma roldana sendo o ponto de aplicação da força (ver Figura 3.3 b)).

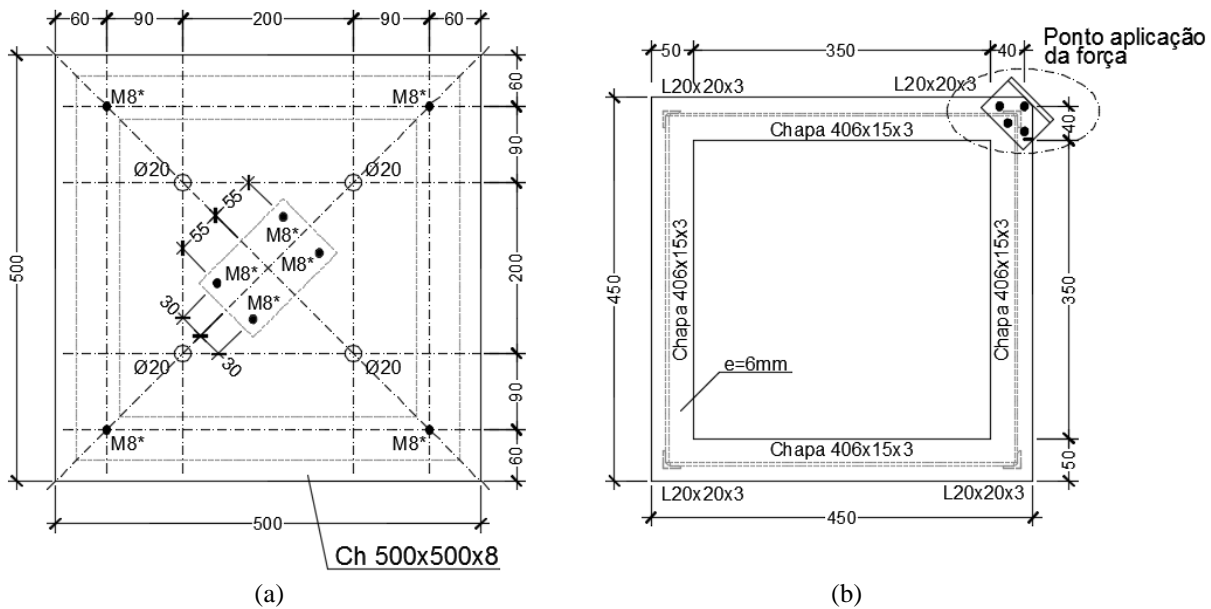


Figura 3.3 – Pormenores de fixação da estrutura: a) chapa da base; b) chapa superior e ponto de aplicação da força, (cotas em milímetros).

A ligação entre o perfil do tramo inferior, a base, a ligação entre perfis, assim como a ligação ao suporte da antena GPS, foi efetuado com chapas de dimensão Ch 140x90x6mm aparafusadas com quatro parafusos de diâmetro M8, assegurando uma perfeita ligação entre elementos, apresenta-se na Figura 3.4 os pormenores de ligação entre elementos constituintes da estrutura.

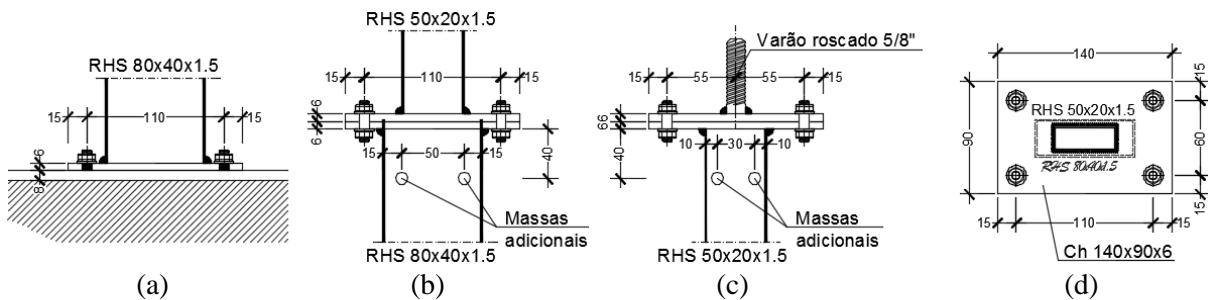


Figura 3.4 -Pormenores fixação: a) perfil RHS 80x40x1.5 à chapa da base; b) ligação entre perfis; c) ligação de suporte antena GPS; d) chapa de entre perfis. (cotas em milímetros).

3.3 Dimensionamento estrutural

O pré-dimensionamento da estrutura foi efetuado recorrendo a um programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 student version*, com desenvolvimento de um modelo de barras, que se pretendeu com uma força máxima aplicada no topo de 20kgf (0.20kN) se obtivesse um deslocamento horizontal máximo na ordem dos 3.0 cm, e uma frequência própria de vibração de 4.0Hz considerando o primeiro modo como fundamental e assegurando a limitação de tensões ao regime elástico como representado na Figura 3.5.

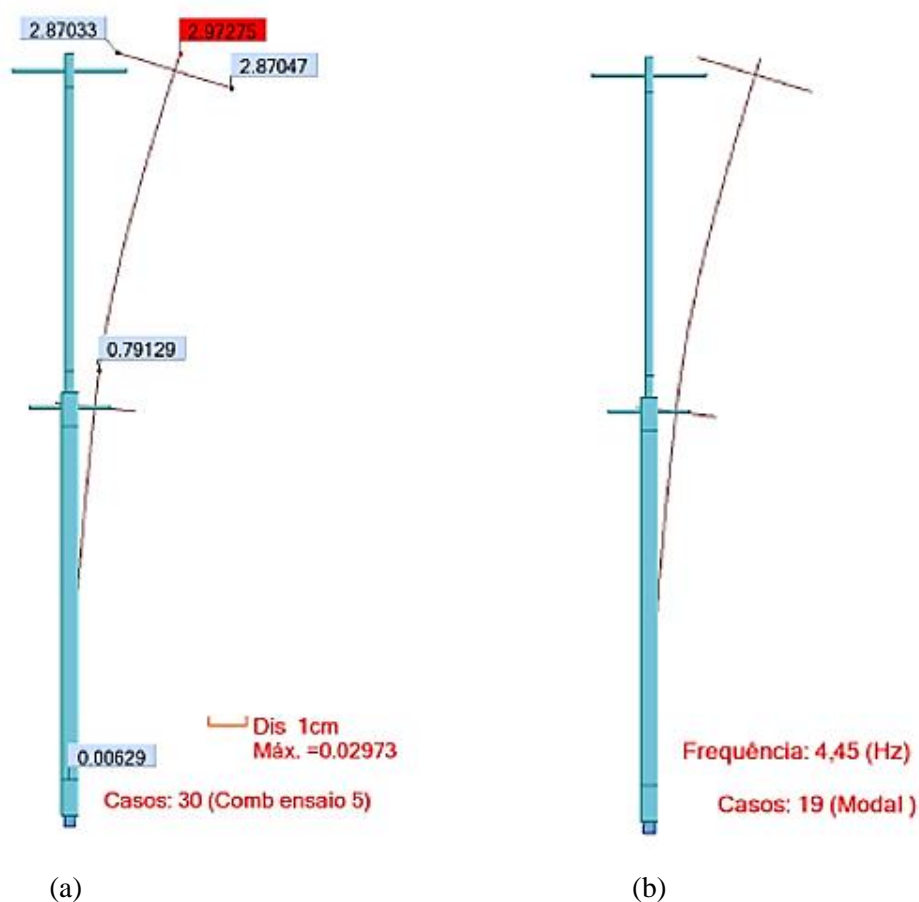
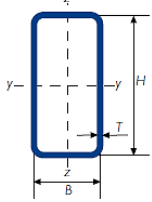


Figura 3.5 - Modelo numérico de dimensionamento: a) deslocamento máximo; b) frequência vibração Modo 1.

Após o pré-dimensionamento e de acordo com os perfis disponíveis no mercado, selecionaram-se dois perfis em aço S 355, com uma tensão de cedência f_y de 355MPa e com um módulo de elasticidade de 210GPa do tipo RHS, cuja as características mecânicas e geométricas das secções transversais podem ser consultadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Características mecânicas e geométricas das secções transversais dos perfis.

	Designação/ Dimensões HxBxT (mm)	Massa linear (Kg/m)	Área secção (cm ²)	Momento Inércia		Módulo plástico		Módulo plástico	
				I _{xx} (cm ⁴)	I _{yy} (cm ⁴)	W _{elxx} (cm ³)	W _{elyy} (cm ³)	W _{plx} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)
	RHS 80x40x1.5	2,71	3,45	29,00	9,90	7,25	4,97	8,93	5,53
	RHS 50x20x1.5	1,53	1,53	5,77	1,35	2,31	1,35	2,97	1,55

Por fim com a conclusão do dimensionamento, elaborou-se um projeto de execução para a consulta de propostas e consequentemente atribuir a adjudicação, passando-se à produção do demonstrador. sendo entregue por módulos conforme mostra a Figura 3.6.



Figura 3.6 - Entrega demonstrador para monitorização estrutural.

Como se pode verificar na Figura 3.6, a estrutura apenas apresenta um tratamento galvanizado por imersão para lhe conferir uma maior proteção contra a corrosão. Ainda assim foi realizado um acabamento final à base de tinta reforçando a proteção às agressões ambientais.







3.4 Sistema de monitorização

3.4.1 Rede de sensores

O sistema de monitorização instalado para avaliação da integridade estrutural do demonstrador, compreendeu na observação de deslocamentos horizontais, acelerações, extensões, rotações e temperatura. Para isso definiram-se três secções consideradas críticas, nomeadamente a base na zona do encastramento, a transição de perfis e o topo, secções essas denominadas por nível 0, nível 1 e nível 2. Na Tabela 3.2 apresenta-se a nomenclatura adotada na monitorização.

Na secção do nível 0 foram observadas rotações e extensões. Para o efeito, foram utilizados inclinómetros elétricos e extensómetros de resistência elétrica. Na secção do nível 1 foram observados deslocamentos horizontais, por meio de um transdutor de deslocamento (LVDT), acelerações com recurso a acelerómetros piezoelétricos, extensões e rotações. No nível 2, foram medidos deslocamentos também eles horizontais com a instalação de um LVDT em simultâneo com um sistema GNSS, acelerações, rotações e temperatura.

Tabela 3.2 – Simbologia do tipo de sensores e referência de localização.

Simbologia do tipo sensores		Referência de localização
	Extensómetro – (E)	E – N1 – 1
	Acelerómetro – (A)	E – Tipo de sensor
	Inclinómetro – (I)	N1 – Nível de localização
	Transdutor deslocamento - LVDT	1 – Direção
	Antena GPS	
	Temperatura – (T)	

Na secção do nível 0 (N0), foram colocados dois extensómetros de resistência elétrica de 120Ω nas faces dos perfis perpendiculares à aplicação da força, para efeitos de comparação de leituras de forma a captar a flexão dos perfis. A aplicação destes extensómetros em elementos metálicos requer, desde logo, um tratamento adequado da superfície, removendo todos os materiais depositados da face do perfil, inclusive a tinta. Em seguida efetuou-se a colagem do extensómetro, o êxito da instalação de sensores por meio de adesão por colagem passa por a escolha de um adesivo que garanta uma adequada compatibilização das deformações entre o sensor e o substrato onde este é aplicado. A colagem e proteção destes sensores relativamente à exposição solar e humidade foi assegurado através da aplicação de uma resina epóxi (ver Figura 3.7).



Figura 3.7 - Aplicação de um extensómetro de resistência eléctrica.

A monitorização do nível 0 ficou completa com a instalação de dois inclinómetros, um colado na chapa de base e o segundo fixado na ligação de apoio da estrutura com a chapa da base. Na Figura 3.8, apresenta-se a localização e pormenores das secções instrumentadas.

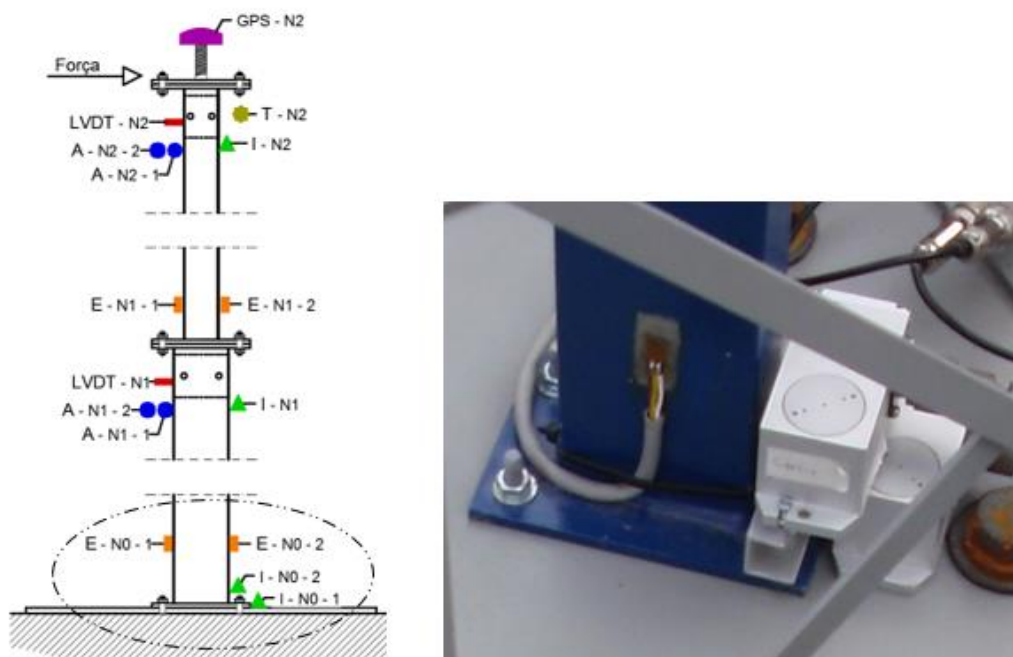


Figura 3.8 – Localização e pormenores das secções instrumentadas no nível 0 (N0).

A secção do nível 1 (N1), é instrumentada por um LVDT, dois acelerómetros colocados um no sentido paralelo ao movimento, e um segundo no sentido perpendicular, pois esta disposição permite caracterizar os modos de vibração nas duas direcções. Na base do perfil superior foram instalados dois extensómetros de resistência eléctrica com o mesmo princípio de aplicação descrito para o N0, completando-se a monitorização deste nível com um inclinómetro. Para a instalação destes sensores foi criado um suporte em alumínio com o princípio de funcionamento do tipo de uma abraçadeira, desta forma garante-se que todos sensores acompanham o movimento da estrutura em simultâneo, como se ilustra na Figura 3.9.

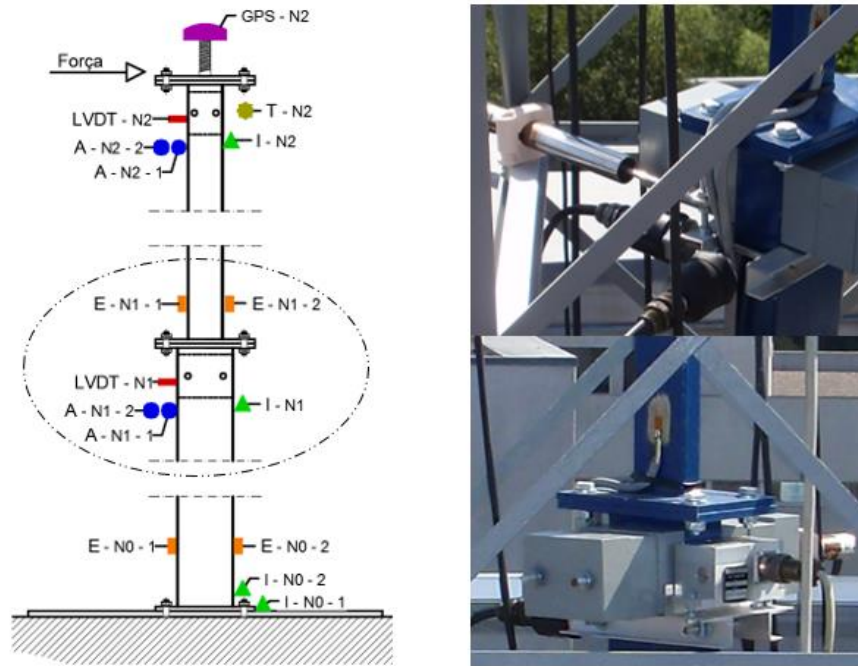


Figura 3.9 - Localização e pormenores das secções instrumentadas no nível 1 (N1).

A secção do nível 2 (N2), foi instrumentada de forma análoga à secção do nível 1, com a exceção da inclusão de um sensor de temperatura e um sistema de GNSS que se colocou no topo da estrutura como se demonstra na Figura 3.10.

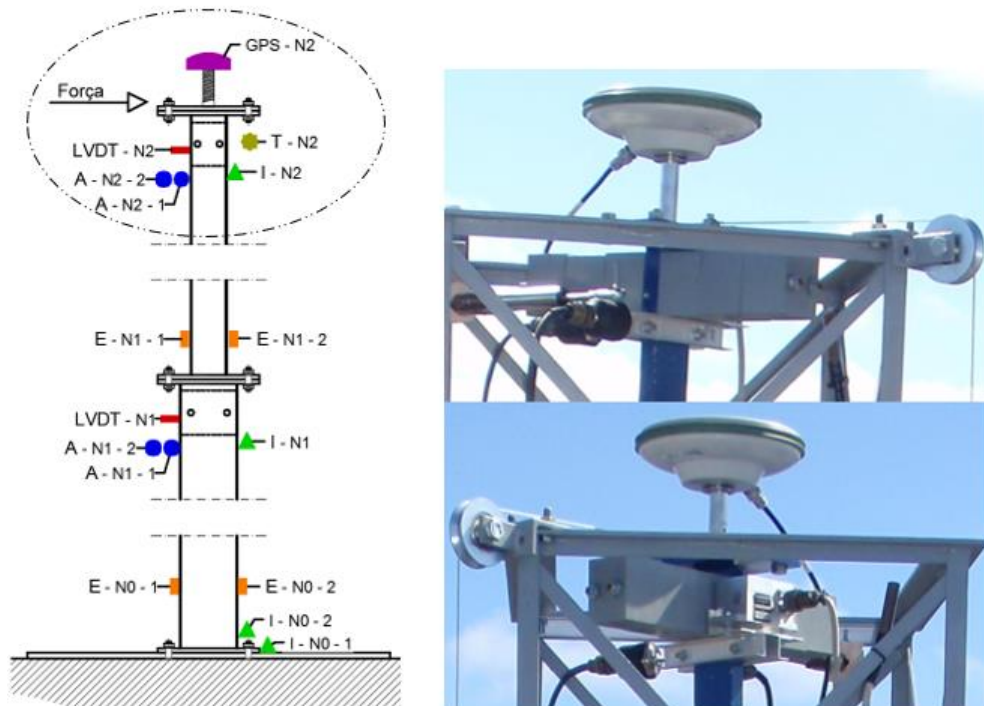
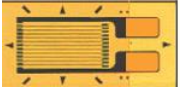







Figura 3.10- Localização e pormenores das secções instrumentadas no nível 2 (N2).

Na Tabela 3.3 apresenta-se as principais características dos sensores aplicados no sistema de monitorização do demonstrador.

Tabela 3.3 - Características dos sensores utilizados no sistema de monitorização do demonstrador.

Tipo de sensores	Número de sensores	Características gerais
	4	Marca: VISHAY Modelo: STRAIN GAGES GAGE FACTOR: $2.085 \pm 0.3\%$ Resistência elétrica: $120.0 \pm 0.3\%$ Ligação: Quarto ponte
	2	Marca: RDP GROUP Modelo: LDC 500C Sensibilidade: $177,78 \text{mV/mm}$, $179,03 \text{mV/mm}$, Gama de amplitude: $\pm 12,50 \text{ mm}$ Gama de frequência: $0 - 200 \text{Hz}$
	4	Marca: PCB PIEZOTRONICS Modelo: 393B12 Sensibilidade: 9.92 V/g , 9.56 V/g , 9.65 V/g , 9.66 V/g Gama de amplitude: $\pm 0,5 \text{ g}$ Gama de frequência: $(\pm 5\%) 0,15 \text{Hz} - 1 \text{kHz}$
	4	Marca: leveldevelopments Modelo: LSOC-1-C Sensibilidade: $0.1242^\circ/\text{mA}$, $0.1246^\circ/\text{mA}$, $0.1258^\circ/\text{mA}$, $0.1204^\circ/\text{mA}$ Gama de medição: $-1^\circ - 1^\circ$ Nº eixos de medida: uniaxial
	1	Sensor temperatura Modelo: PT100 Gama de medição: $-40^\circ\text{C} - 150^\circ\text{C}$
	1	Marca: Leica Modelo: Antena GPS modelo AS10, recetor modelo GMX902 Frequência de aquisição: $1 - 20 \text{ Hz}$

3.4.2 Sistema de aquisição

O sistema de aquisição e de armazenamento de dados foi concentrado num posto de observação (PO/e). As cablagens dos LVDTs, extensómetros, inclinómetros e sensor de temperatura, foram conduzidos até uma caixa de distribuição, que daí foram ligados ao respetivo módulo do sistema de aquisição, designado por chassi NI CompactDAQ modelo NI cDAQ-9188XT, da *National Instruments*, de acordo com o esquematizado na Figura 3.11. Os acelerómetros permitem a ligação direta ao módulo de aquisição de dados.



Figura 3.11 –Esquema de ligação dos sensores ao sistema de aquisição : a)caixa de distribuição; b) equipamento de aquisição de dados cDAQ-9188XT.

Associado ao equipamento de aquisição, ligou-se um computador portátil para a visualização de dados, onde se desenvolveu um programa em *LabView*, o qual efetua diversas operações, nomeadamente, aquisição de sinal e pré processamento desses sinais, registando dados brutos, mas também com a possibilidade de aplicação de filtros passa-baixo e decimação de acordo com os parâmetros definidos pelo utilizador. O desenvolvimento desta aplicação e a criação desse ambiente de trabalho (ver Figura 3.12 a)) permitiu representações gráficas em tempo real durante a realização dos ensaio. Este acompanhamento foi bastante útil na medida que permitiu uma melhor calibração do sistema de medição da rede de sensores.

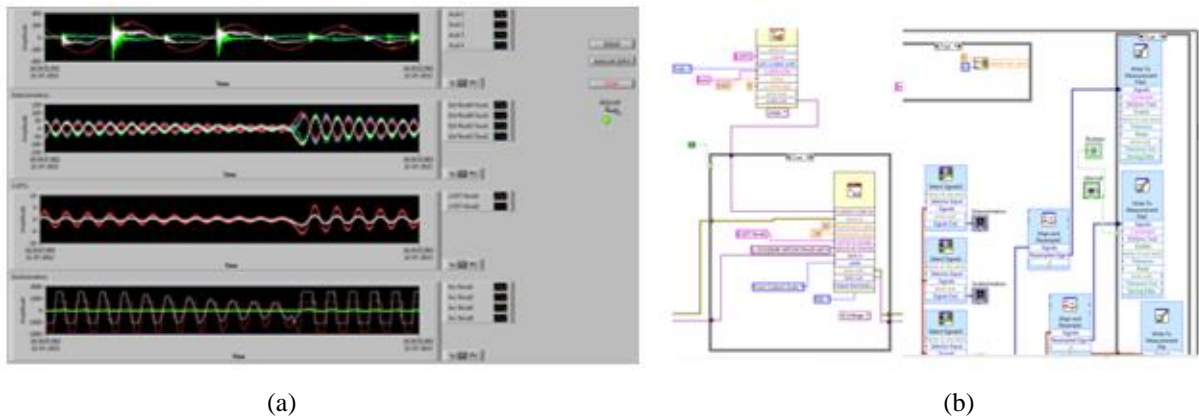


Figura 3.12 - Painel frontal e código em LabView. (alterar foto se calhar).

À parte dos programas descritos, foram desenvolvidos programas em *MatLab*. Esta linguagem de programação permite implementar um conjunto de métodos, com algumas vantagens relativamente a outros programas mais tradicionais. Essas vantagens resultam em criar um conjunto de rotinas, com aplicação de funções já existentes para o processamento de sinal e análise espectral. Esta linguagem tem algumas vantagens relativamente ao *LabView*, em particular para métodos no domínio do tempo, porque trata-se de operações que envolvem matrizes sendo esta uma das particularidades do *MatLab*.

3.4.3 Cateterização do equipamento e sistema de aquisição do GNSS.

Na realização dos ensaios incluindo o sistema GNSS, foram utilizadas duas antenas de receção de dados GNSS (*GPS + GLONASS*), uma delas designada por antena de referência que permaneceu num ponto fixo, também localizado na mesma cobertura onde se encontra o demonstrador, que tem instalada a antena ativa, que acompanha o movimento da estrutura, resultante das condições ambientais e solicitações impostas em cada ensaio realizado. Estas antenas encontram-se a uma distância horizontal entre elas de aproximadamente 25 metros, na Figura 3.13 mostra-se um esquema da localização das referidas antenas. Segundo o posicionamento da antena de referência os seus eixos coincidentes com as direções geográficas Norte – Sul (NS) e Este – Oeste (EW). O posicionamento da antena ativa foi definido segundo um referencial cartesiano local, com origem na antena de referência com coordenadas conhecidas. Para obter uma variação de distância relativa entre a antena de referência e a antena ativa do demonstrador fez-se a transformação de coordenadas considerando um ângulo de 52° no sentido do deslocamento em relação ao norte, como se ilustra na Figura 3.13.

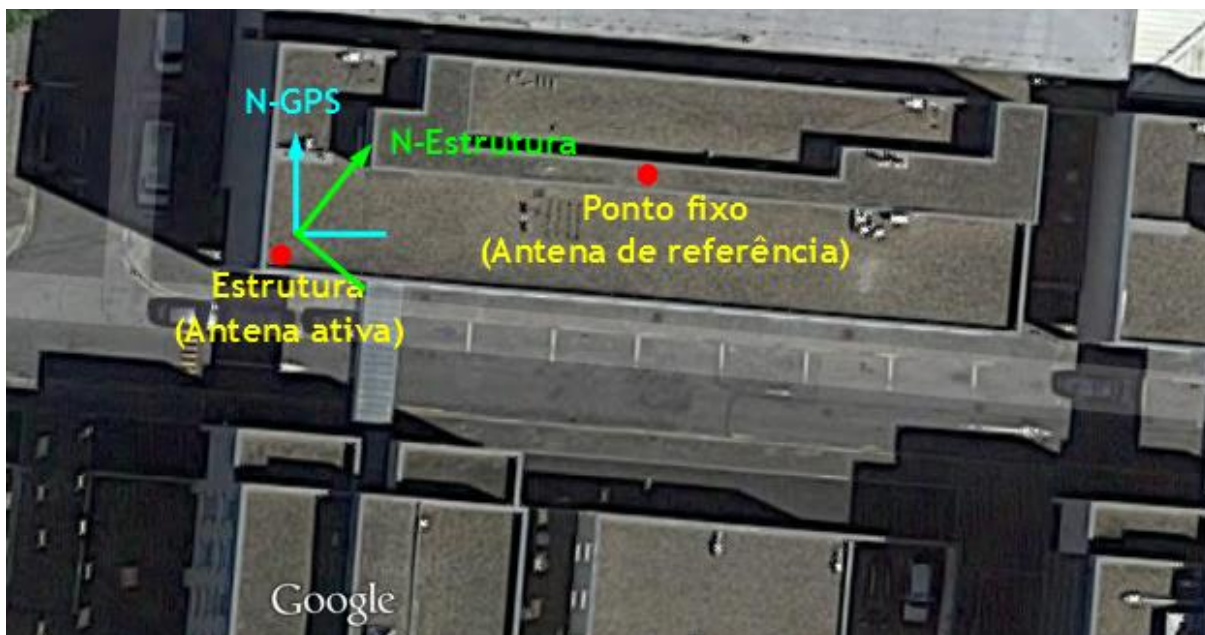


Figura 3.13 - Localização das antenas GNSS edifício H da FEUP..

Cada estação de reção de dados GNSS é constituída pelos seguintes equipamentos:

- i) Antena geodésica do tipo pinwheel GNSS Leica AS10;
- ii) Recetor de alta precisão com dupla frequência Leica GMX902 GG;
- iii) Conversor RS-232/Ethernet Moxa NPort 5100^a Series;
- iv) Cabos de alimentação/comunicação de dados.

Para a junção dos vários cabos de rede dos diferentes recetores utilizou-se um *switch* que permitiu a ligação ao computador permitindo dessa forma registar e armazenar os dados para o posterior tratamento dos dados.

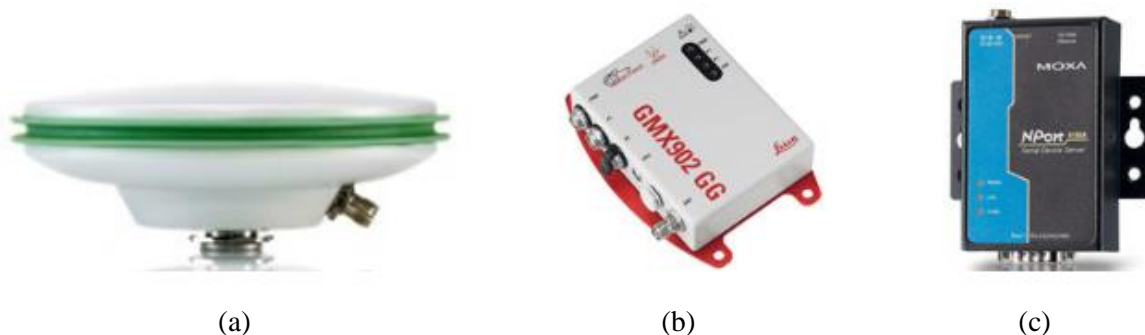


Figura 3.14 –Equipamentos constituintes de um sistema GNSS: a) antena geodésica compacta GNSS da marca Leica modelo AS 10; b) recetor da marca Leica GMX902 GG; c) conversor da marca MOXA da serie Nsport 5100^a.

O sistema de aquisição dos dados obtidos pelo sistema GNSS foi registado pelo *LEICA Spider* que é um *software* específico do fabricante. Através deste *software* são produzidos ficheiros no formato NMEA (*National Marine Electronics Association*), que contém as coordenadas da estação ativa, de 5 em 5 centésimas de segundo, porque os ensaios foram realizados com uma frequência de 20Hz, frequência máxima que o sistema GNSS permite adquirir para os equipamentos usados.

As coordenadas obtidas pela antena ativa são melhoradas pela informação obtida da estação de referencia, aumentando a precisão. Ainda no tratamento de dados após o processamento foram desenvolvidas rotinas para reproduzir a transformação de coordenadas e avaliar comportamento do GNSS, comparativamente com o LVDT, sendo o sensor de deslocamento de referência.

3.5 Ensaios realizados

Em virtude da vasta campanha de ensaios realizados, foram obtidos inúmeros resultados. No entanto, para os objetivos deste trabalho, importa apresentar aqueles que envolvem todos os sensores para a sequência de ensaios realizados, que de certa forma contribuiu para a caracterização e compreensão do comportamento da estrutura. Neste sentido os resultados a seguir apresentados dizem respeito a um conjunto de ensaios realizados na cobertura, sendo eles de ordem:

- Ensaio estático;
- Ensaio dinâmico;
- Ensaio estático – dinâmico;

- Ensaio ambiental.

Os resultados a seguir apresentados, referem-se aos dados brutos, isto é, sem aplicação de filtros, o processo de tratamento de dados que visa aplicação e análise de filtros será abordada no capítulo 5.

3.5.1 Ensaio estático

O ensaio estático em geral consiste na submissão da estrutura a um carregamento por patamares de carga. O objetivo principal deste ensaio é identificar o comportamento da estrutura em condições de carga e descarga, fornecendo informação para a quantificação relativamente a deformações, deslocamentos, rotações, assentamentos nos apoios, formação de fissuras e comportamento do material constituinte da estrutura.

O procedimento do ensaio estático consistiu na aplicação de três massas com ciclos de carga / descarga com intervalo de tempo de 120 segundos. Os valores das massas aplicadas são apresentados na Tabela 3.4 .

Tabela 3.4 - Tabela de massas aplicadas para ensaios estáticos.

Cargas	Nº	Força (Kgf)	Força (kN)	Força acumulada (kN)
Massa	1	4,009	0,0393	0,0393
Massa	2	4,033	0,0396	0,0789
Massa	3	5,033	0,0392	0,1181

O ponto de aplicação da carga foi no topo da estrutura, com a fixação de um cabo de aço, que passou por uma roldana que ligou a um suporte metálico que se encontrou suspenso, neste suporte foram colocadas as massas transmitindo assim a força ao ponto mais alto da estrutura conforme se esquematiza na Figura 3.15 a). Na Figura 3.15b) mostra-se as cotas de localização dos sensores aos pontos de referência da estrutura.

Neste ensaio foram definidos três casos de carga que corresponde a ter três estados de deformação da estrutura. Inicialmente a estrutura encontrava-se em repouso, com o cabo de aço e o suporte. Antes de iniciar o processo de ensaio e gravação dos dados das medições registadas pelos sensores, o programa de leitura foi zerado, correspondendo assim os valores das leituras só as forças aplicadas.

A aplicação das massas segue a ordem de colocação de acordo com a Tabela 3.4, sendo a força máxima aplicada de $F_{max} \approx 0.12\text{kN}$ para o terceiro patamar de carga.

Apresenta-se em seguida a representação gráfica da medição efetuada em cada secção durante a condução do ensaio estático.

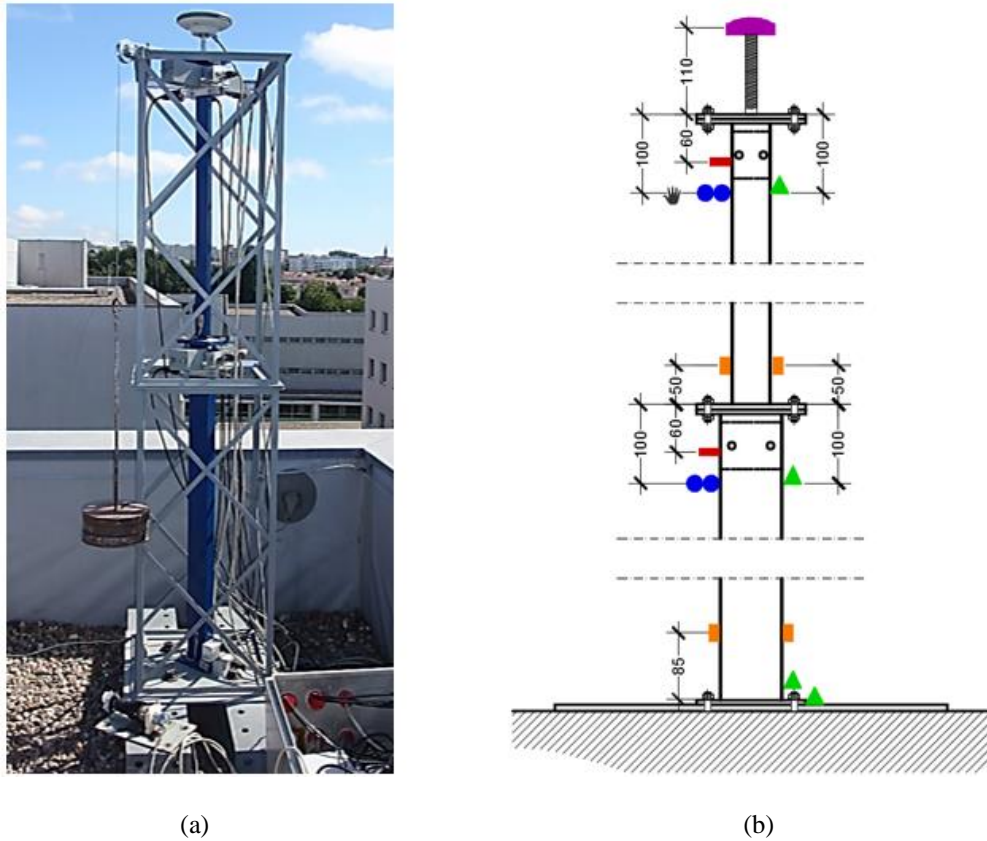


Figura 3.15 – a) Procedimento ensaio estático; b) cotas referentes à localização dos sensores (cotas em milímetros).

3.5.1.1 Medição de deslocamentos

O deslocamento foi medido por em duas secções, no N1 por um LVDT e no N2 por um LVDT e pela antena GNSS. Na Figura 3.16 são apresentados os gráficos do deslocamento obtidos pelos LVDT – N1 e LVDT – N2.

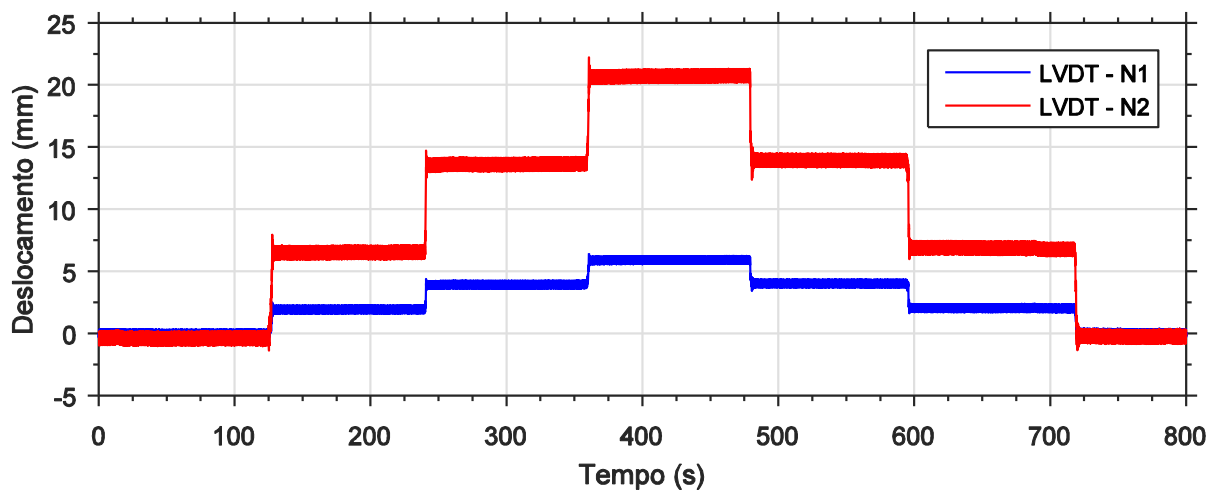


Figura 3.16 - Deslocamento LVDT do nível 1 e nível 2.

Tabela 3.5 - Tabela estatística LVDT 1

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	2,2601	1,5784	1,9608	0,1303
Força 2	4,2578	3,5863	3,9598	0,1301
Força 3	6,2251	5,5619	5,9324	0,1297
Força 2	4,3437	3,6833	4,0487	0,1293
Força 1	2,3857	1,6837	2,0685	0,1297

Tabela 3.6 - Tabela estatística LVDT 2.

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	7,0918	5,9003	6,5646	0,2568
Força 2	14,1845	13,0086	13,6496	0,2567
Força 3	21,2937	20,0995	20,7331	0,2576
Força 2	14,4798	13,3498	13,9614	0,2549
Força 1	7,4476	6,1957	6,9073	0,2585

O deslocamento medido pelo sistema GNSS vem representado na Figura 3.17, verifica-se que o deslocamento medido para o patamar correspondente à força máxima foi superior ao medido pelo LVDT. Repare-se que a razão para esta diferença deve-se ao facto de a antena GNSS encontrar-se aproximadamente 17 centímetros acima da localização de medida do LVDT no nível 2.

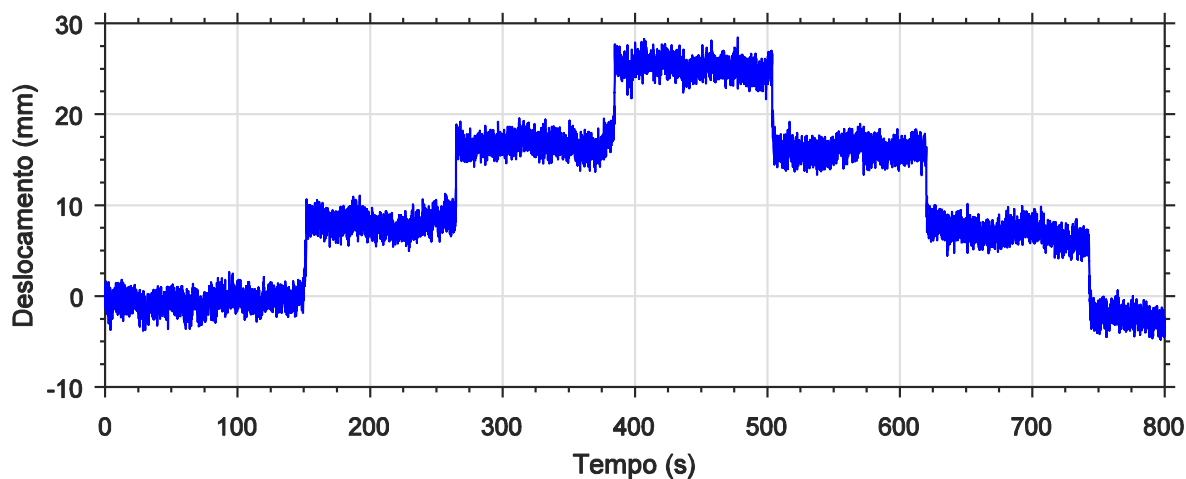


Figura 3.17 –Deslocamento medido pelo sistema GNSS.

Tabela 3.7 - Estatística GNSS.

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	11,2436	4,9748	7,9912	0,9306
Força 2	19,5261	13,6834	16,6521	0,8623
Força 3	28,4550	21,7453	25,2575	0,9005
Força 2	19,1621	13,3601	16,0741	0,8826
Força 1	10,1488	4,0273	7,0540	0,9546

No entanto esta diferença pode ser corrigida, de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta u = \tan \theta \times l \quad (3.1)$$

Em que:

Δu – é diferença do deslocamento entre LVDT e antena GNSS;

θ – é a rotação da estrutura no ponto de leitura do LVDT;

l – é a distância entre o LVDT e a antena GNSS.

O ângulo θ é obtido da medição do inclinómetro I – N2 (ver *Figura 3.18*), aplicando a equação 3.1, facilmente estima-se analiticamente o acréscimo de deslocamento do LVDT em relação à posição da antena GNSS

Deslocamento máximo para o patamar de carga máxima do LVDT $\approx 20.75\text{mm}$

O ângulo $\theta \approx 1.36^\circ$, aplicando a expressão acima temos que:

$\Delta u = \tan 1.36 \times 0.17 \approx 4.04\text{mm}$, corrigindo o valor medido do LVDT a posição da antena GNSS

Deslocamento do LVDT corrigido para posição da antena GNSS = $20.75 + 4.04 = 24.79\text{mm}$

Deslocamento máximo para o patamar de carga máxima medido pela antena GNSS = 25.08mm

Verifica-se uma diferença na ordem de 0.30mm , todavia os dados apresentados são brutos, com o tratamento de sinal, com aplicação de filtros, as medições obtidas pelos sensores apresentam menor ruído de sinal fornecendo informação mais rigorosa.

3.5.1.2 Medição da rotação

No que respeita à medição de rotações durante o ensaio estático, apenas se apresenta no gráfico da *Figura 3.18*, as rotações referentes às secções do nível 1 e nível 2. No ensaio realizado foi registado uma inclinação na direção da aplicação da força.

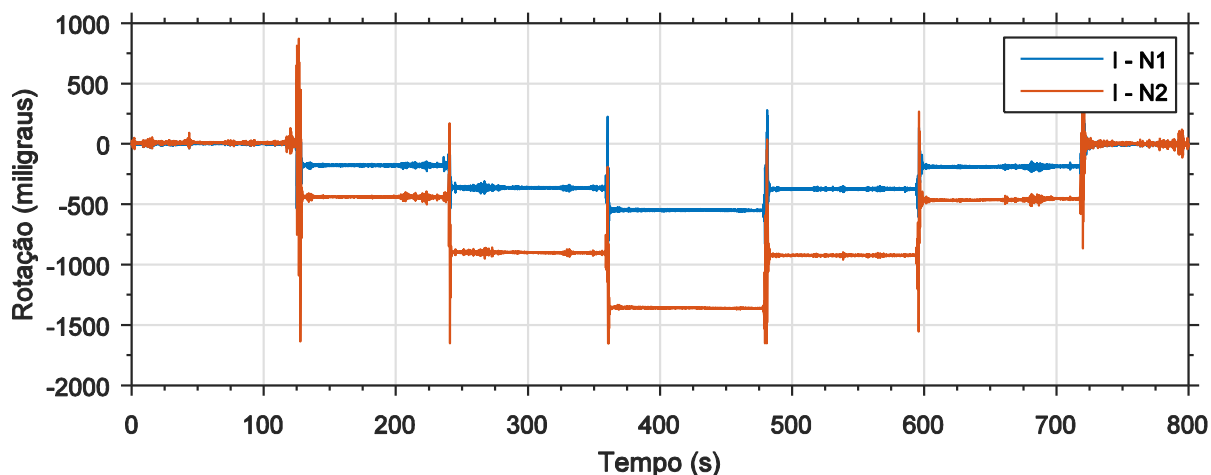


Figura 3.18 – Rotações nas secções do nível 1 e nível 2.

Tabela 3.8 - Inclínómetro 1

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	-144,9570	-224,7740	-178,2442	4,5582
Força 2	-309,8682	-414,6280	-364,7987	5,9626
Força 3	-530,1896	-564,4911	-549,1237	3,0140
Força 2	-351,6319	-398,7966	-374,2044	3,4196
Força 1	-145,4105	-231,6178	-189,8880	5,1372

Tabela 3.9 - Inclínómetro 2

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	-392,6980	-503,1998	-439,6716	5,9731
Força 2	-858,6296	-950,7737	-900,7064	5,8022
Força 3	-1345,5246	-1372,4493	-1359,2223	3,0709
Força 2	-896,2926	-958,4721	-923,6474	3,0605
Força 1	-415,7143	-514,8067	-462,3414	7,2678

3.5.1.3 Medição das extensões

Os resultados das deformações registadas durante o ensaio estático são apresentadas no gráfico da Figura 3.19. Os patamares de registo correspondem aos níveis de carga aplicados e a mudança para um patamar de nível superior corresponde a um incremento de carga, o mesmo é válido para o processo de descarga, com uma diminuição da carga aplicada. Importa referir, que a estrutura tem aplicados dois extensómetros em cada face do perfil. O extensómetro E – N0 – 1 regista para a carga máxima aplicada,

uma deformação média de +220 *microstrains*, uma deformação positiva significa um alongamento (tração) da superfície. Na face oposta E – NO – 2 registou-se uma deformação negativa de -198 *microstrains* significando que ocorreu um encurtamento (compressão) da superfície. Os extensómetros aplicados no nível 1, sofrem uma deformação de +345 *microstrains* para E – N1 – 1 e -320 *microstrains* para E – N1 – 2.

Tendo em atenção a homogeneidade do material, e a localização dos extensómetros em ambas as faces, verificou-se uma boa simetria.

Constata-se uma maior deformação no nível 2, ou seja, no perfil de menor dimensão.

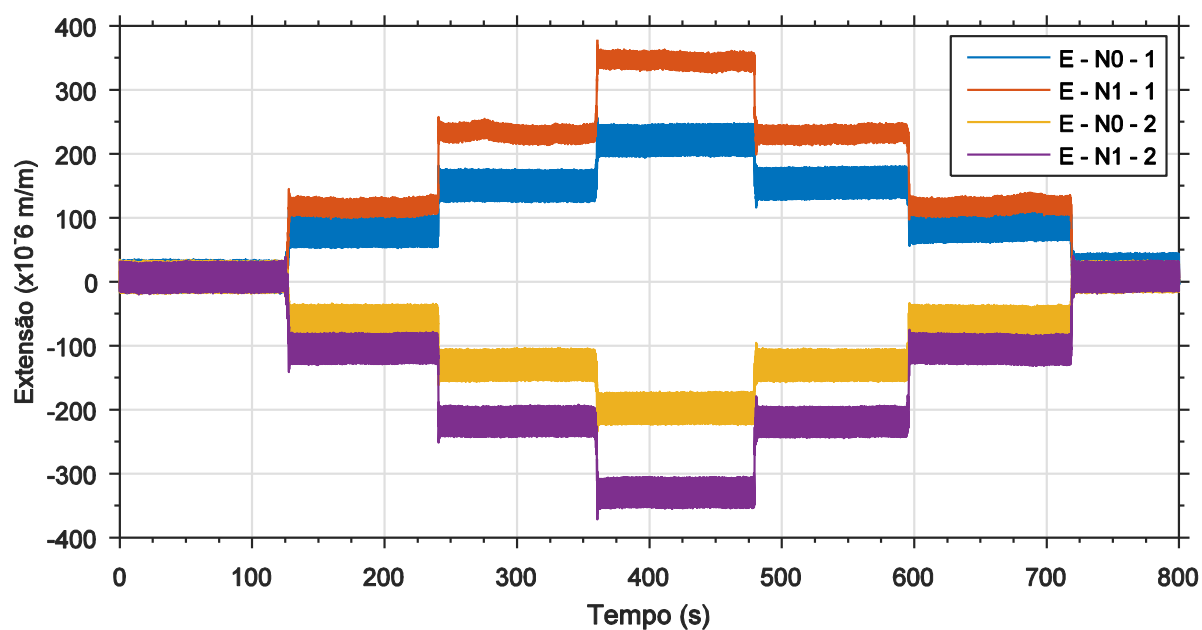


Figura 3.19 – Medição dos extensómetros colados na estrutura.

Tabela 3.10 - Extensómetro 1

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	104,5848	52,6308	78,8943	11,2000
Força 2	177,2468	124,0391	150,3912	11,2334
Força 3	247,4220	194,2691	221,3447	11,2144
Força 2	180,5522	127,5717	154,4558	11,2088
Força 1	113,7203	60,4116	87,1758	11,1844

Tabela 3.11 - Extensómetro 2

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	-34,0133	-88,0311	-60,9042	11,0528
Força 2	-103,3568	-156,8531	-129,9902	11,0972
Força 3	-171,4861	-224,3985	-197,7832	11,0708
Força 2	-104,5098	-157,0586	-130,4378	11,0461
Força 1	-35,4861	-87,5288	-61,5736	10,9925

Tabela 3.12 -Extensómetro 3

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	133,5788	98,4067	116,5285	5,4937
Força 2	254,6900	213,6628	232,3614	6,0985
Força 3	363,2383	326,2030	345,3397	5,6144
Força 2	248,1691	212,8685	230,7543	5,5663
Força 1	139,2697	100,8976	119,1082	5,9370

Tabela 3.13 - Extensómetro 4.

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Força 1	-79,3310	-130,1970	-104,7141	10,5908
Força 2	-192,1358	-243,4751	-218,4928	10,6003
Força 3	-305,1367	-354,8712	-329,6575	10,5596
Força 2	-193,8261	-244,4972	-219,0054	10,6043
Força 1	-80,1478	-131,5791	-105,6617	10,6185

A deformada da estrutura para a força máxima, pode ser observada na Figura 3.20 tendo como referência a cantoneira da estrutura de reação, é bem visível a sua deformada.



Figura 3.20 - Deformada da estrutura para força máxima aplicada.

3.5.1.4 Medição das acelerações

A medição de acelerações num ensaio estático, não ofereceu informação muito relevante como se pode verificar na Figura 3.21. A aceleração ao longo do ensaio para todos os acelerómetros aplicados na estrutura, registou uma aceleração em torno do zero. Observa-se uma excitação do sinal para um tempo de 120s em 120s, que é originado pela colocação das massas, sendo um processo manual, pode dizer-se que acaba por provocar alguma vibração na estrutura.

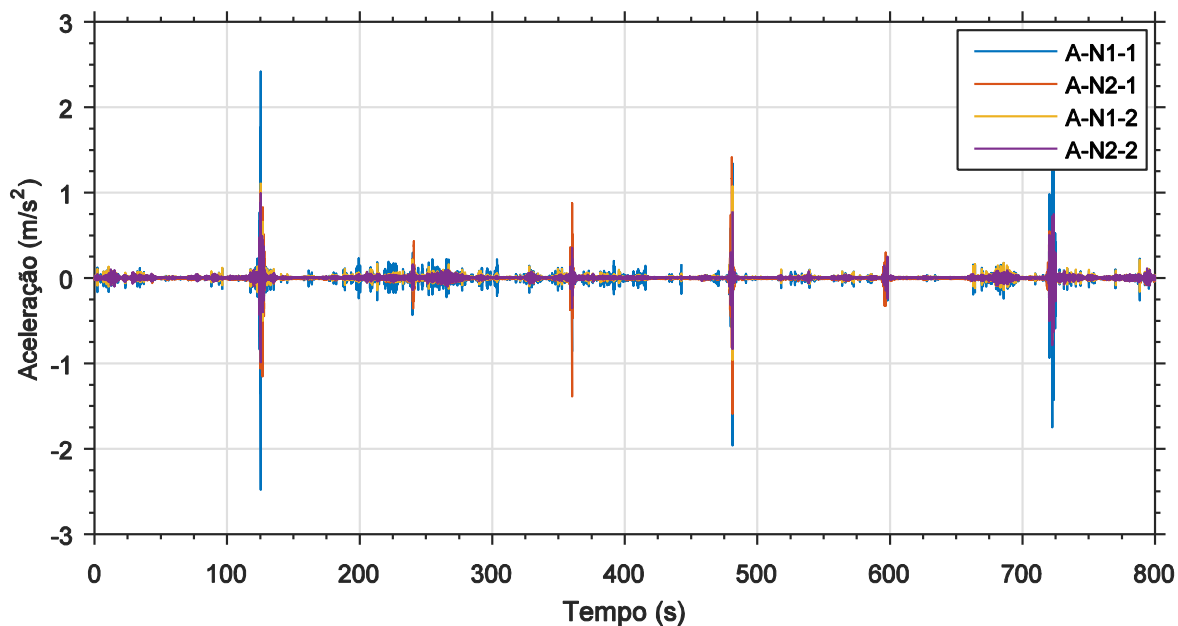


Figura 3.21 – Medição da aceleração

3.5.2 Ensaio dinâmico

Os ensaios dinâmicos permitem avaliar e determinar o comportamento vibratório de uma estrutura, em particular as frequências próprias e os respetivos modos de vibração, sendo este um dos objetivos da monitorização. Este ensaio realizou-se através da montagem de uma rede de sensores, sendo os mais utilizados os acelerómetros, no entanto podem ser aplicados outros sensores desde que consigam registar os movimentos da estrutura. A realização deste tipo de ensaio está a tornar-se cada vez mais generalizado na caracterização mecânica das estruturas, sendo bastante relevante na calibração de modelos numéricos.

3.5.3 Descrição do ensaio

No ensaio dinâmico realizado sobre o modelo foi medida a resposta de excitação provocada pela aplicação sucessiva de impulsos dinâmicos espaçados no tempo.

Analisou-se a resposta da estrutura para as seguintes três configurações de massa:

- Massas nos níveis 1 e 2;
- Massas só no nível 1;
- Massas só no nível 2.

As massas localizam-se junto às secções instrumentadas do N1 e N2, como esquematizado na Figura 3.22. As massas têm a forma de um paralelepípedo retangular maciço com uma massa aproximadamente

1.1kg (0.011kN) cada uma, são agrupados em conjuntos de três massas em uma das faces dos perfis, fazendo um total de seis massas em cada nível.

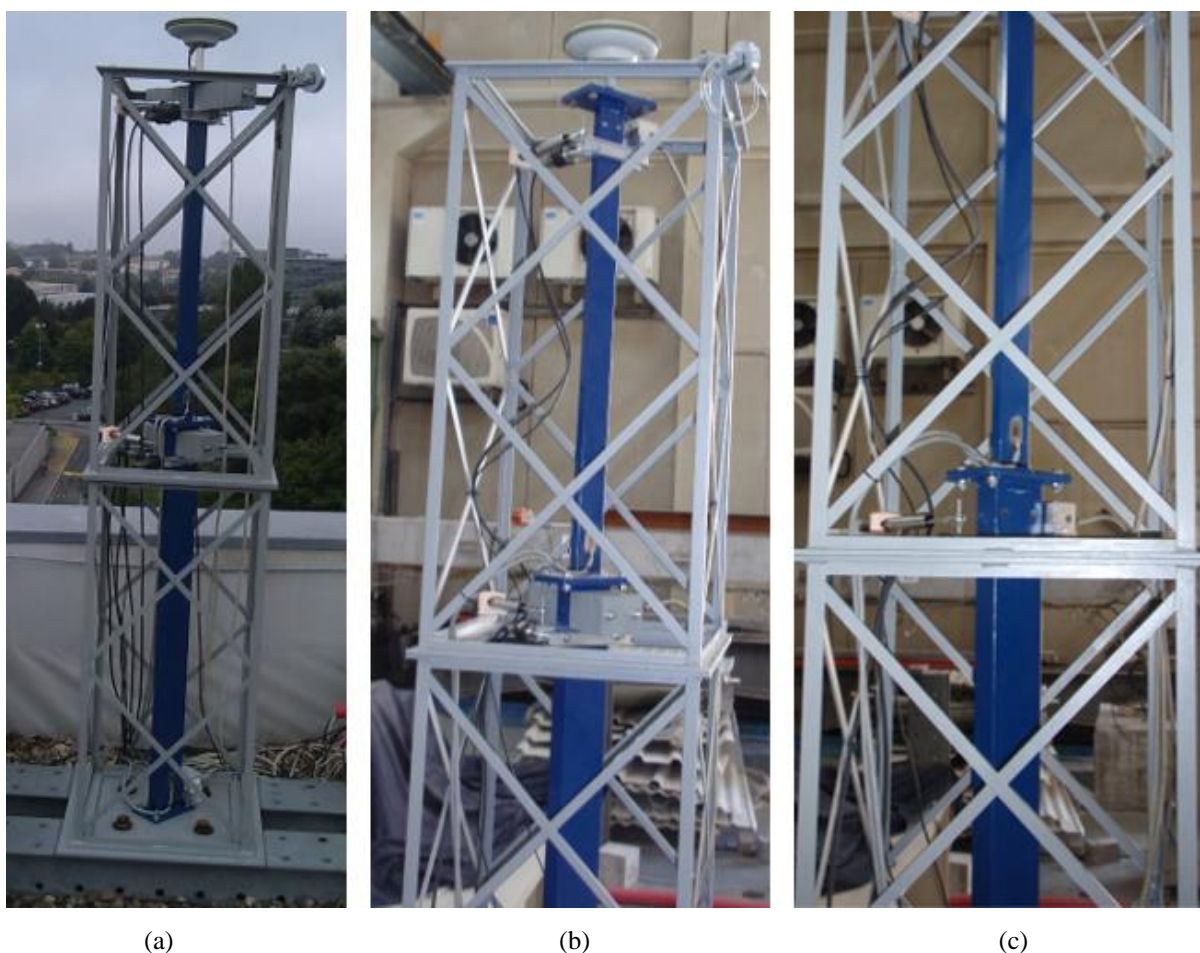


Figura 3.22 - Configuração de massas: a) massas no nível 1 e 2; b) massas no nível 1; c) massas no nível 2.

De seguida apresentam-se alguns resultados mais significativos observados na resposta dinâmica e identificação modal da estrutura para o ensaio dinâmico, onde foram aplicados sucessivos impulsos dinâmicos, por vezes também designado por piparote, com séries temporais de 30 em 30 segundos com uma duração de ensaio de cinco minutos.

Para os dados brutos recolhidos neste, foi definida uma frequência de amostragem de 3200 Hz.

3.5.3.1 Medição aceleração

A Figura 3.23 mostra os espectros da aceleração dos quatro acelerómetros uniaxiais instalados no demonstrador. Os A – N1 – 1 e A – N2-1 medem aceleração paralela ao movimento da estrutura, caracterizando o primeiro modo de vibração. O segundo modo vibração é identificado pelos acelerómetros A – N1 – 2 e A – N2-2 aplicados na perpendicular ao movimento.

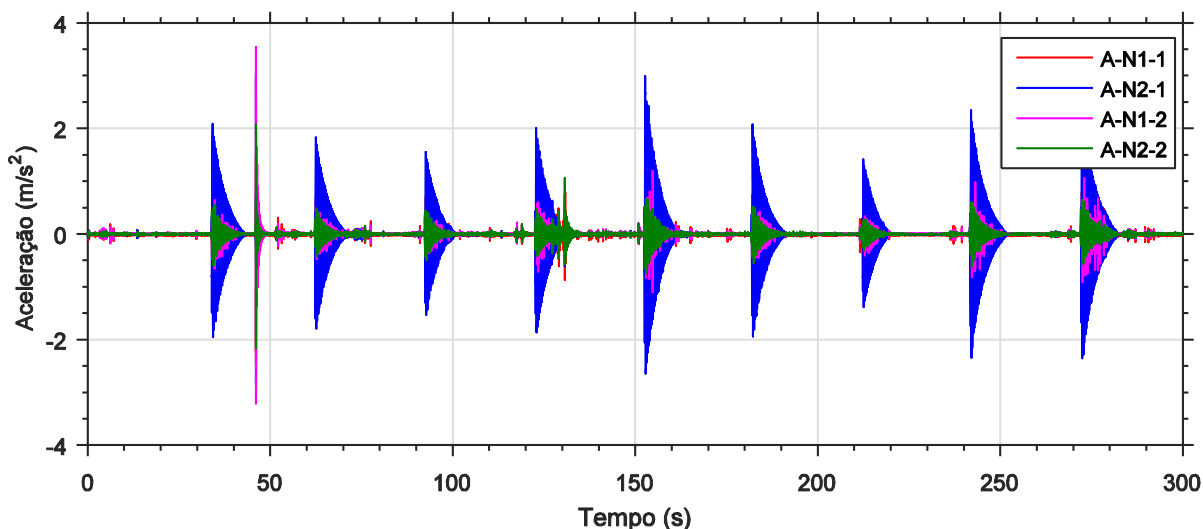


Figura 3.23 – Espectro resposta da aceleração.

Apresenta-se na Figura 3.24 um pormenor associado ao quinto impulso dinâmico, referente aos acelerómetros A – N1 – 1 e A – N2-1. Este espectro foi definido como o impulso de referência, pelo que será aplicado noutros temas deste trabalho, principalmente o correspondente ao A – N2-1.

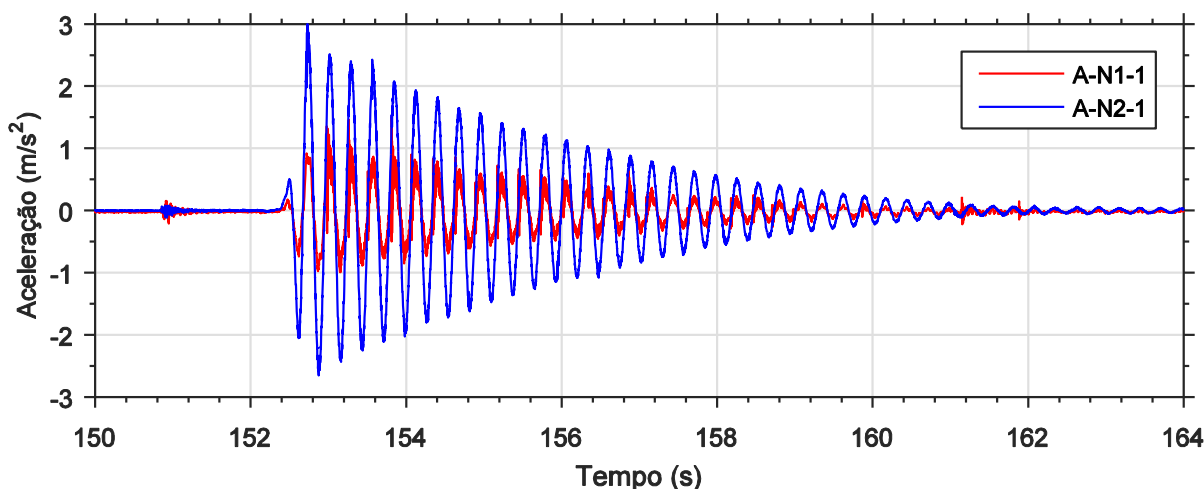


Figura 3.24 – Pormenor aceleração do quinto impulso dinâmico.

Na Figura 3.25, são também indicados os valores das frequências correspondentes aos três primeiros modos de vibração mais relevantes. Os espectros de resposta da estrutura no domínio da frequência foram obtidos pela aplicação da transformada discretas finitas de Fourier que são calculadas através de um algoritmo matemático designado por FFT (Fast Fourier Transform).

Em princípio, estas frequências devem corresponder aos modos de vibração natural do modelo numérico do demonstrador. Esta análise comparativa será abordada no capítulo 4.

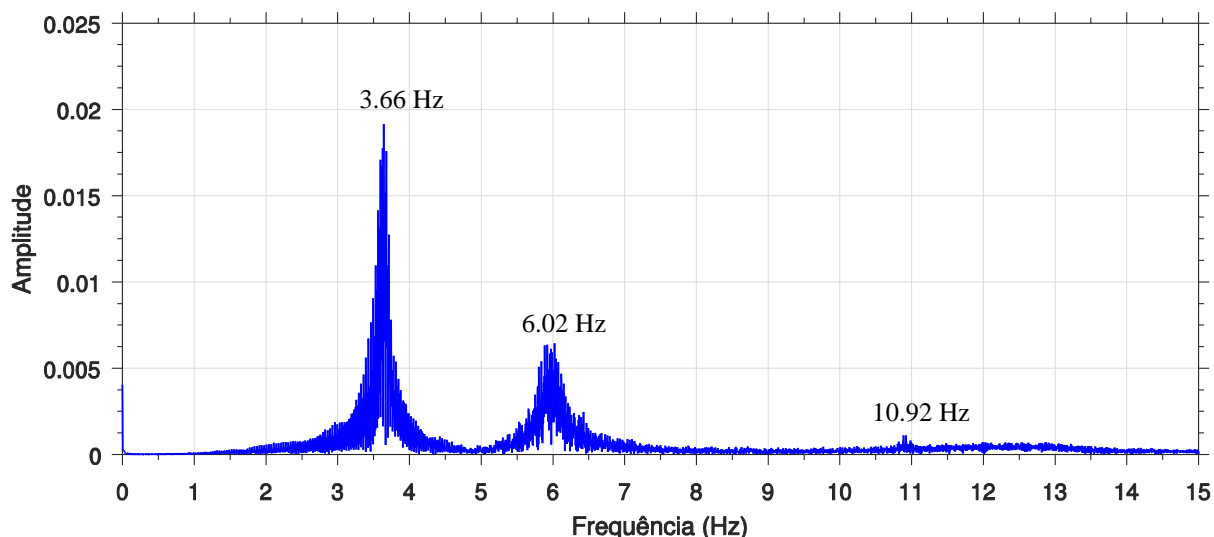


Figura 3.25-- Espectro de potência no domínio da frequência.

3.5.3.2 Medição do deslocamento

A medição do deslocamento para o ensaio dinâmico vem representado na Figura 3.26.

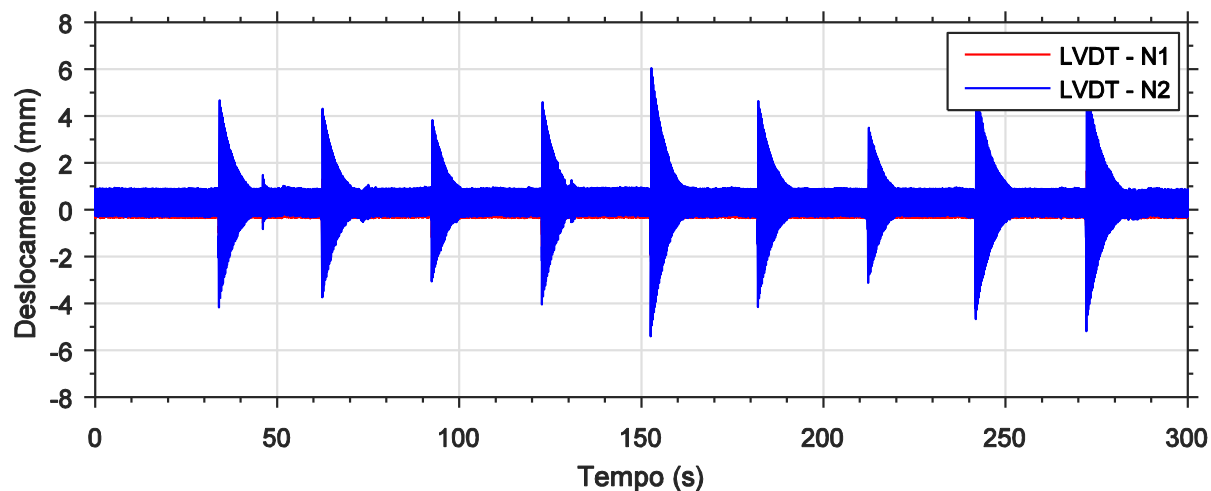


Figura 3.26 –Espectro de resposta do deslocamento.

O LVDT, foi estabelecido como o sensor de referência na medição do deslocamento, permitindo avaliar a eficácia e precisão de outros sensores no registo do deslocamento. No ensaio dinâmico serão comparados essencialmente as medições dos acelerómetros e pelo sistema GNSS.

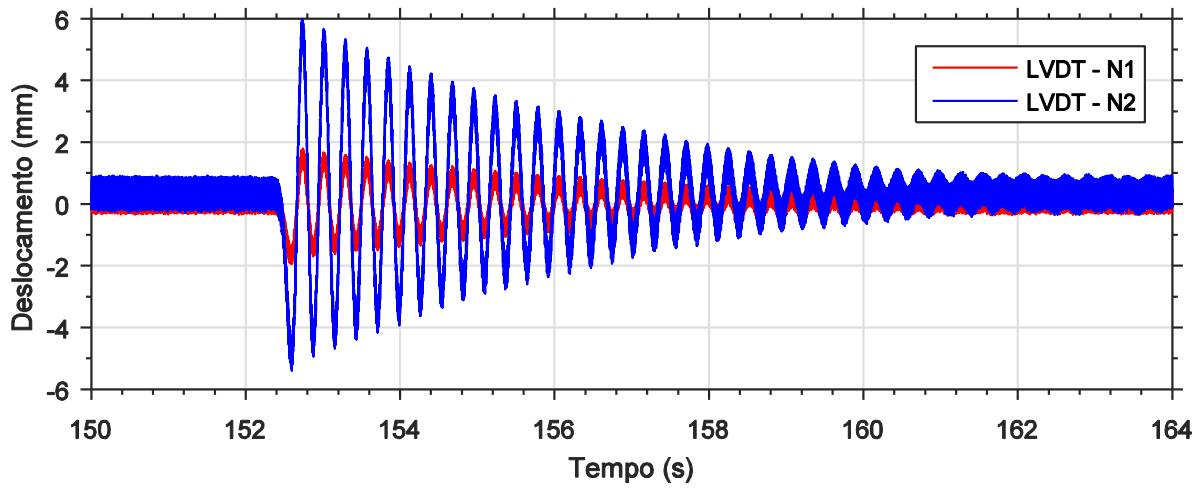


Figura 3.27 – Pormenor de espectro LVDT do quinto impulso dinâmico.

3.5.3.3 GNSS

A Figura 3.28 mostra o espectro de deslocamento medido pelo sistema GNSS.

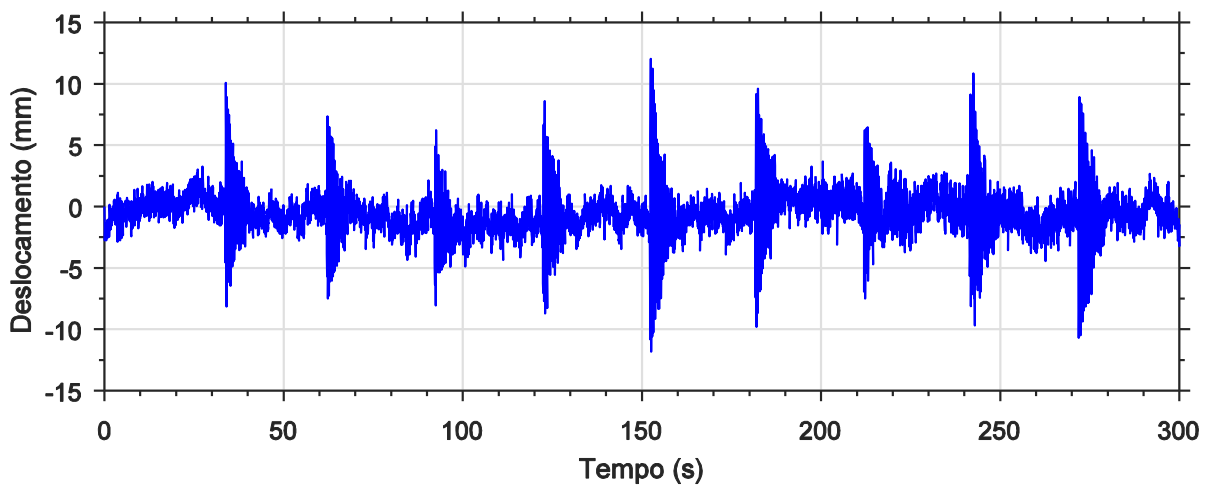


Figura 3.28 - Espectro sistema GNSS.

Apresenta-se na Figura 3.29 o impulso dinâmico de referência.

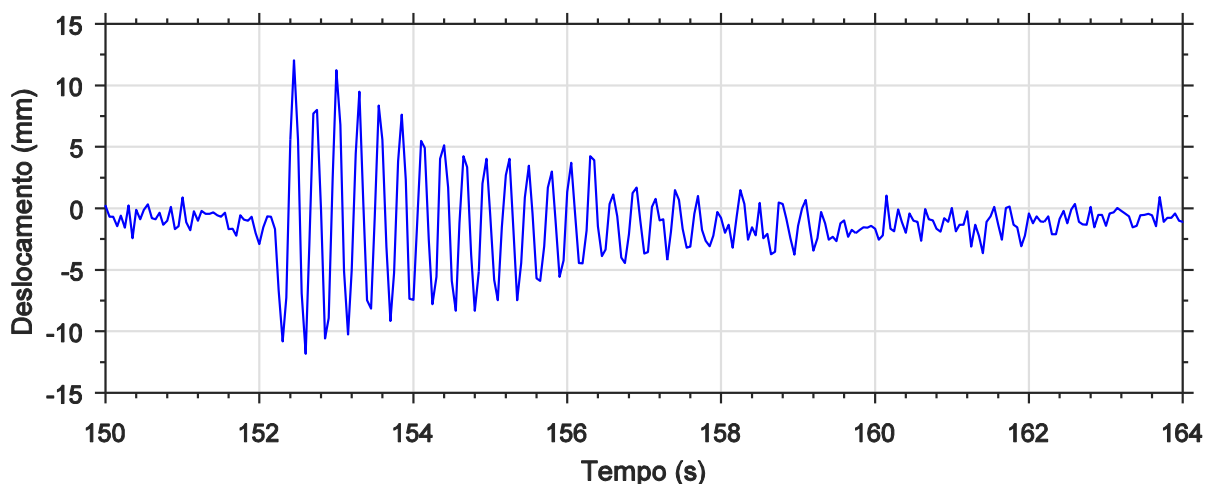


Figura 3.29 - Pormenor de espetro do sistema GNSS do quinto impulso dinâmico.

3.5.4 Ensaio estático-dinâmico

O ensaio estático-dinâmico desenvolvido teve como principal objetivo, submeter o demonstrador a uma ação de ordem dinâmica em simultâneo com uma ação de ordem estática.

A excitação dinâmica foi aplicada na estrutura com recurso a um motor elétrico adaptado com uma roldana fixa num suporte de alumínio com uma determinada excentricidade em relação ao eixo rotacional desenvolvido para o efeito, este é acoplado na cabeça giratória do motor, conforme o esquematizado na Figura 3.30.

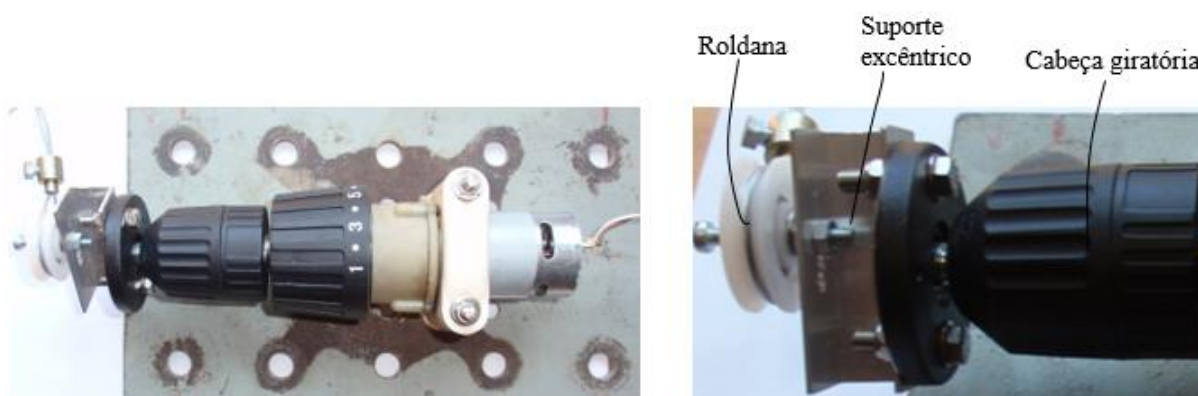


Figura 3.30 - Motor elétrico de excitação dinâmica.

Este equipamento é comandado por uma placa eletrónica de *hardware* livre da marca Arduino programada e alimenta pelo computador portátil. O programa foi essencialmente desenvolvido de forma a ser possível a controlar a velocidade de rotação do motor. Esta placa é ligada a uma placa de circuito,

em conjunto com outros componentes. O motor foi alimentado com uma corrente de 12V pela placa de circuito. Na Figura 3.31 apresenta-se o esquema do circuito elétrico.

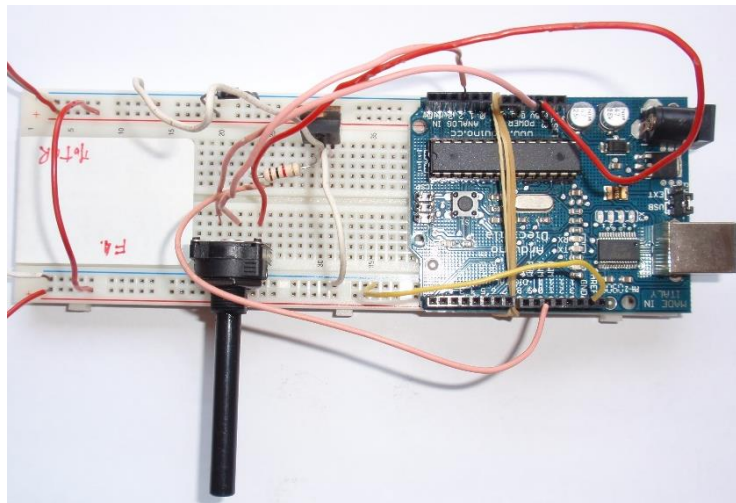


Figura 3.31 - Placa controle do motor elétrico.

A excitação dinâmica é transmitida à estrutura por um cabo de aço que passa pela roldana fixa no motor e fixada no topo da estrutura. O cabo de aço é descontínuo e a união dá-se por uma abraçadeira ajustável, que permite tracionar o cabo à medida que se carrega com a massas referentes à componente estática, que foi efetuado com aplicação de massas num suporte suspenso na estrutura conforme o ilustrado na Figura 3.32



Figura 3.32 - Esquema preparação de ensaio estático-dinâmica.

O ensaio estático-dinâmico foi realizado com aplicação de massas de 30 em 30 segundos gerando três patamares de carga para a componente estática em simultâneo com impulsos dinâmicos induzidos pelo motor, com a duração total do ensaio.

Apresenta-se em seguida os resultados mais relevantes de acordo com as características do presente ensaio.

3.5.4.1 Medição da aceleração

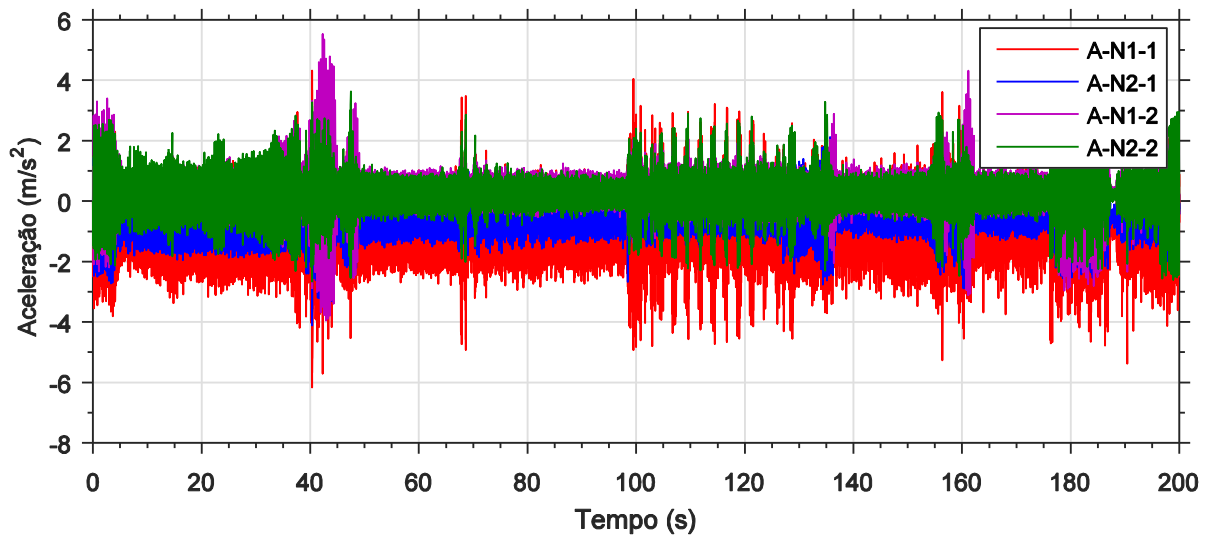


Figura 3.33 - Espectro registado pelos acelerómetros.

Representa-se na Figura 3.34 a frequência de vibração

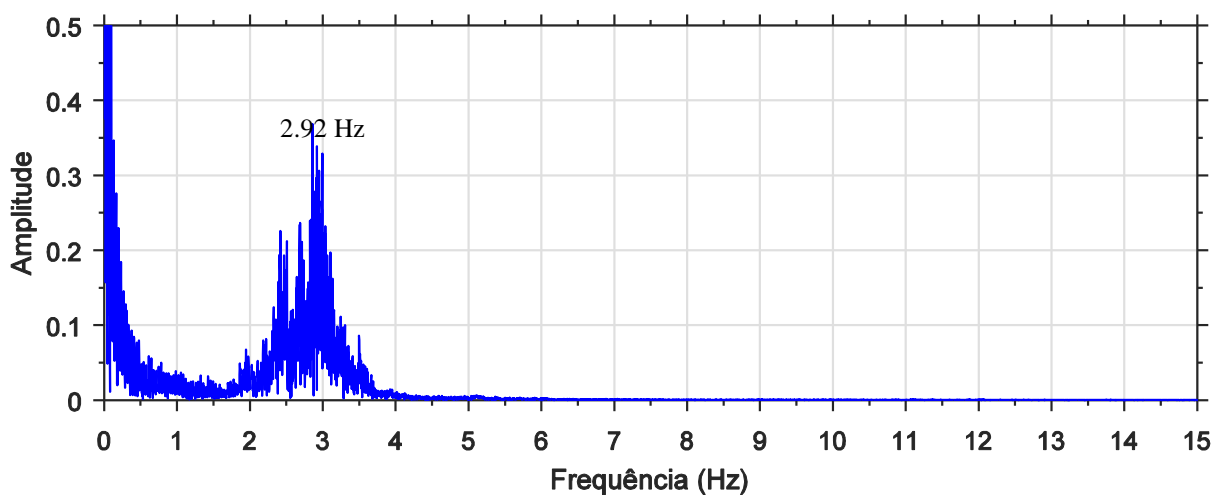


Figura 3.34 - Espectro de potência no domínio da frequência.

3.5.4.2 Medição deslocamento de LVDTs

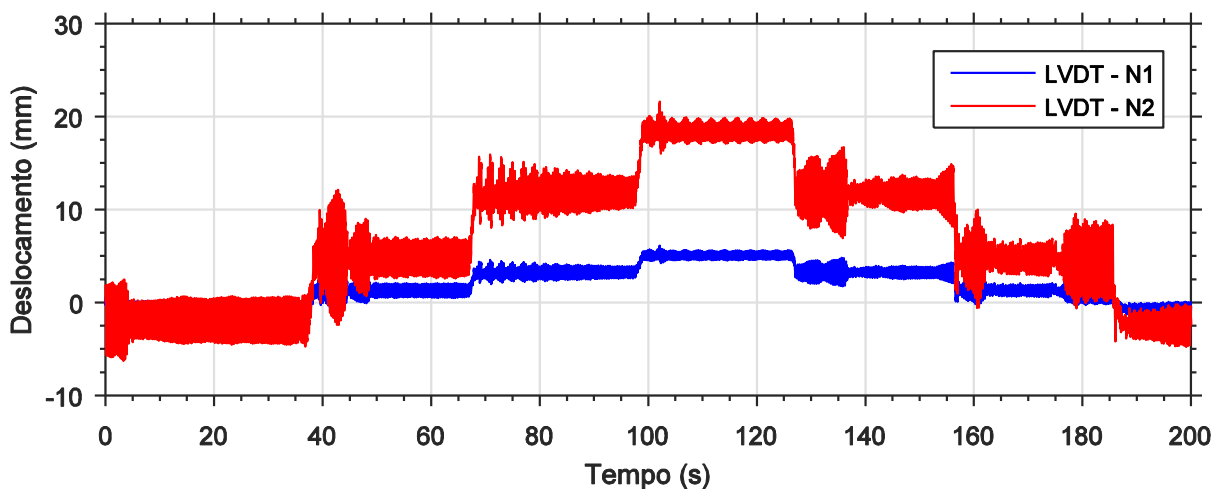


Figura 3.35 - Espectro deslocamento medido pelos LVDTs.

3.5.4.3 Medição da Extensão

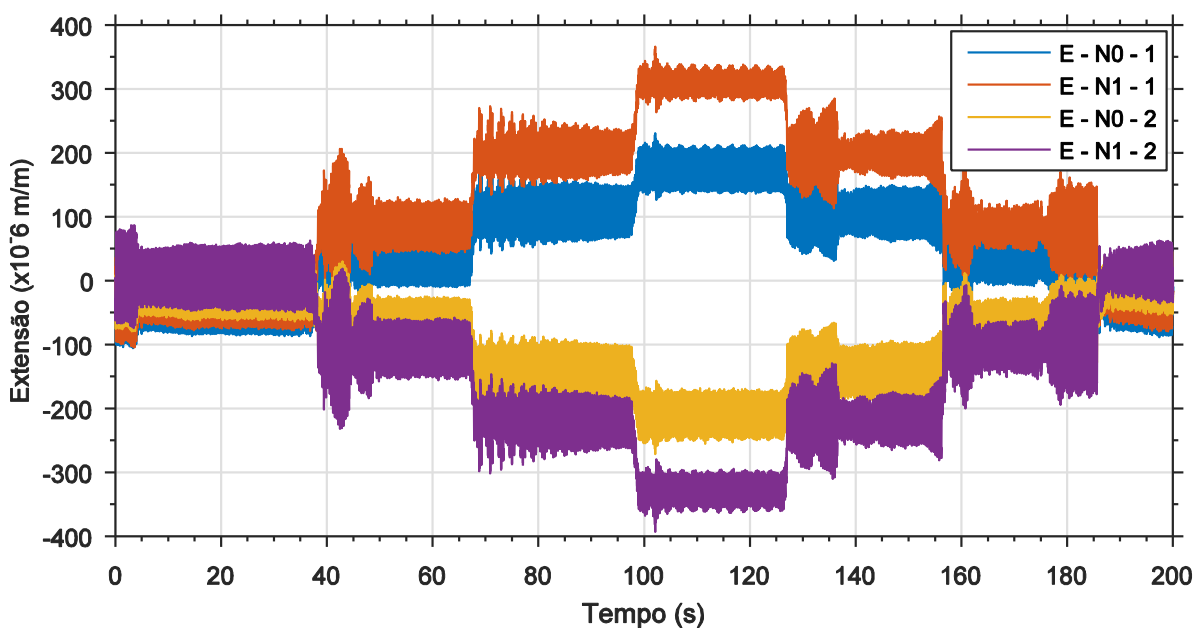


Figura 3.36 –Medição das extensões.

3.6 Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se aspetos relacionados com a conceção do modelo laboratorial, implementação de um sistema de monitorização e a realização prática de ensaios para caracterização da resposta estática e dinâmica da estrutura.

Referiram-se os diversos tipos de sensores e equipamentos que foram aplicados no demonstrador para a medição das diversas grandezas associadas à resposta da estrutura, destacando-se os aspetos que se consideram mais importantes da monitorização de estrutural.

Descreveram-se as diversas técnicas adotadas para a realização dos ensaios estáticos, dinâmicos e ambientais.

Capítulo 4

4 Modelação numérica e comparação com resultados experimentais

Face ao apresentado no capítulo anterior, relativamente às técnicas de medições diretas que permitem obter grandezas representativas do comportamento global da estrutura. Neste capítulo expõe-se o desenvolvimento de modelos numéricos que servem para fornecer estimativas de respostas estruturais, de forma a permitir avaliar qualitativa e quantitativamente as grandezas obtidas entre os modelos e os ensaios.

Por outro lado, pretende-se verificar a adequabilidade das hipóteses ao nível dos modelos numéricos para a simulação do comportamento de resposta da estrutura modelo. Em todo o caso, a análise conjunta dos resultados obtidos via experimental e dos modelos numéricos permitem uma melhor interpretação dos resultados, possibilitando a calibração de determinados parâmetros dos modelos.

4.1 Introdução

Atualmente no âmbito das estruturas de engenharia civil, os modelos numéricos em virtude dos avanços desenvolvidos ao nível do cálculo automático, tornaram-se ferramentas determinantes no estudo do comportamento estrutural, muito devido à capacidade de processamento dos computadores e software disponível.

A conjugação dos resultados obtidos da observação de um modelo físico por via experimental com os resultados obtidos pela modelação numérica permite, efetuar avaliação da resposta das estruturas quando estas são sujeitas a ações conhecidas, caracterizando o comportamento dos materiais, mas também o estado de tensão e deformação para respostas de carácter estático ou dinâmico.

Nesse sentido, e em paralelo com os ensaios realizados no demonstrador descrito anteriormente, e com as análises numéricas, estes são então ajustados aos obtidos experimentalmente, através de ajustes das condições mecânicas ou das condições fronteira, num processo iterativo.

Para explorar o tema descrito no paragrafo anterior foram desenvolvidos dois modelos numéricos pelo *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 student version*, esses modelos foram:

- Modelo de barras;
- Modelo de elementos finitos de casca;

4.2 Compatibilização entre resultados experimentais e analíticos

O demonstrador concebido para, o posterior, confronto com os resultados experimentais, foi adotado através de um modulo de elasticidade de 210GPa e uma massa volúmica de 7850 kg/m³. Na Tabela 4.1 apresenta-se a quantificação da massas parcial relativamente a cada perfil incluindo já, as chapas de fixação soldadas. Na mesma tabela é também comparado a massa total do demonstrador contabilizando a totalidade das massas colocadas em cada nível.

Tabela 4.1 - Quantificação e comparação da massa do modelo.

	Real (kN)	Analítico (kN)	Erro relativo (%)
RHS 80x40x1,5	0,0387	0,0381	1,3
RHS 50x20x1,5	0,0232	0,0237	-2,3
Massa total	0,2005	0,2009	-0,2

Da análise realizada, constata-se que o erro observado para a massa total do modelo foi de 0,2% tomado como referencia a massa obtida através da pesagem real dos componentes constituintes do demonstrador.

Na Tabela 4.2 apresentada a seguir, é possível observar os valores da massa total obtida por via numérica dos diferentes modelos.

Tabela 4.2 - Massas total obtida pelos modelos numéricos.

	Massas modelos numéricos (kN)	Massa real	Erro relativo (%)
Modelo barras	0,1995	0,2005	0,5
Modelo casca	0,2000		0,2
Erro relativo (%)	0,2		

De acordo com os resultados obtidos pelos modelos numéricos, constata-se que o modelo de barras apresentou um erro de 0,5% comparativamente com os 0,2% obtidos no modelo de casca, estes em relação à massa real quantificada. O erro entre modelos situou-se nos 0,2%.

4.3 Modelo numérico de barras

O modelo numérico de barras desenvolvido assentou, num modelo tridimensional em que todos os seus elementos foram modelados com elementos de barras sendo ligados entre si por nós tem seis graus de liberdade. Conforme já referido anteriormente, a estrutura é encastrada na base pela colocação de um apoio. Nas secções correspondentes à localização sensores, foram criados nós que deste modo permitiram obter de forma rigorosa os esforços obtidos em compatibilidade com o modelo experimental. A Figura 4.1 ilustra em perspetiva o modelo numérico de barras.

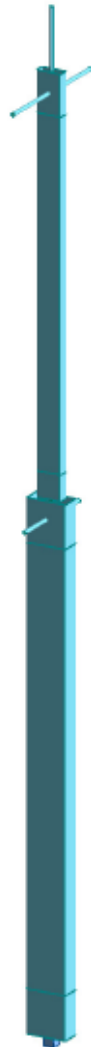


Figura 4.1 - Perspetiva do modelo numérico de barras.

4.3.1 Análise estática

Os ensaios estáticos tiveram com objetivo avaliação do comportamento estrutural do modelo, quando sujeito a cargas. No presente modelo numérico foram simulados três casos de carga onde foram medidas as seguintes grandezas:

- Deslocamentos;
- Extensões;
- Rotações.

As medições efetuadas e registadas provenientes do modelo numérico foram as correspondentes às secções instrumentadas no modelo físico.

4.3.1.1 Principais resultados dos deslocamentos

Na Figura 4.2 apresenta-se as deformadas correspondentes para cada caso de carga.

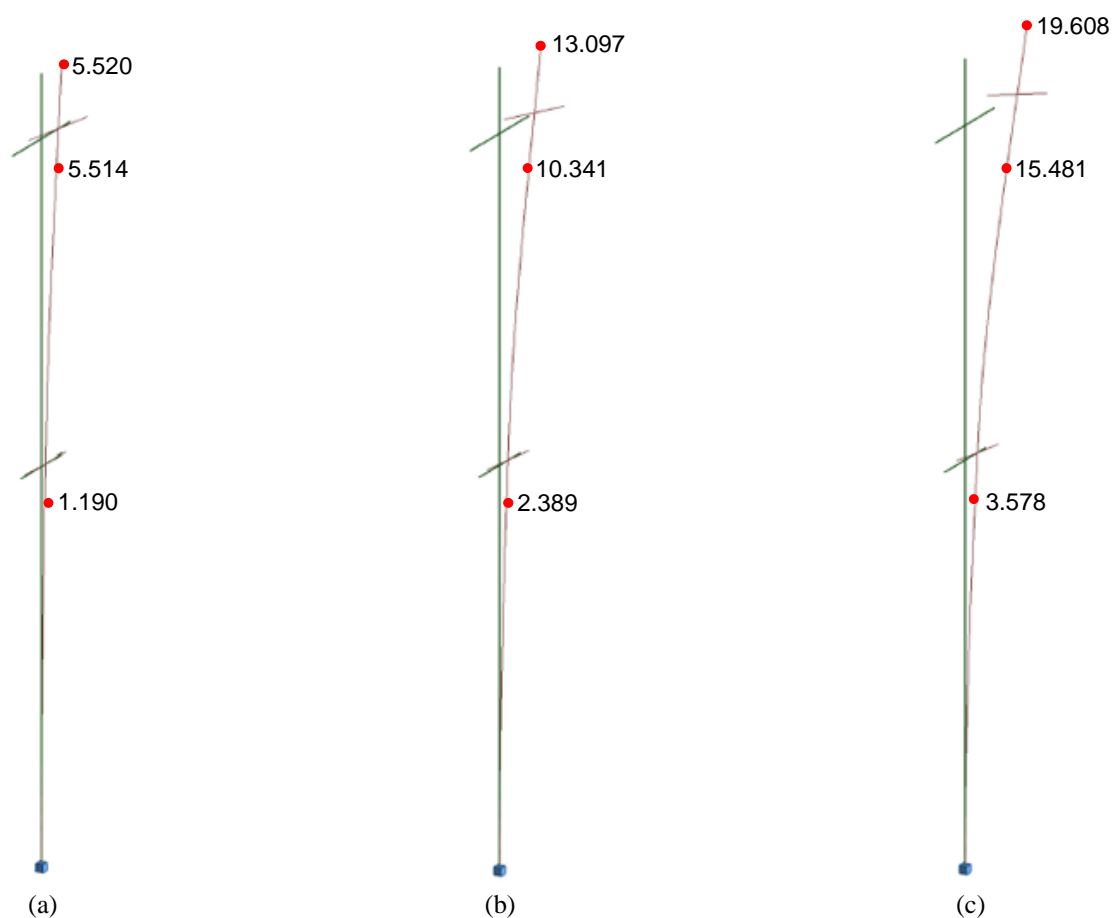


Figura 4.2 – Deformada obtida pelo modelo de barras para casos de carga: a) Força 1; b) Força 2; c) força 3 [mm].

Na Tabela 4.3 apresenta os valores dos deslocamentos horizontais obtidos pelo modelo numérico correspondentes as secções instrumentadas.

Tabela 4.3 - Deslocamentos medidos correspondentes às secções instrumentadas.

Força	Força acumulada (kN)	LVDT - N1 (mm)	LVDT - N2 (mm)	GNSS (mm)
Força 1	0,0393	1,1901	5,1483	6,5203
Força 2	0,0789	2,3899	10,3408	13,0972
Força 3	0,1181	3,5775	15,4808	19,6078

4.3.1.2 Extensões obtidas do modelo numérico de barras

A análise de tensões consiste, fundamentalmente em determinar o estado de tensão num ou vários pontos de uma estrutura. Na Figura 4.3 apresenta-se os diagramas correspondem aos casos de carga já referidos.

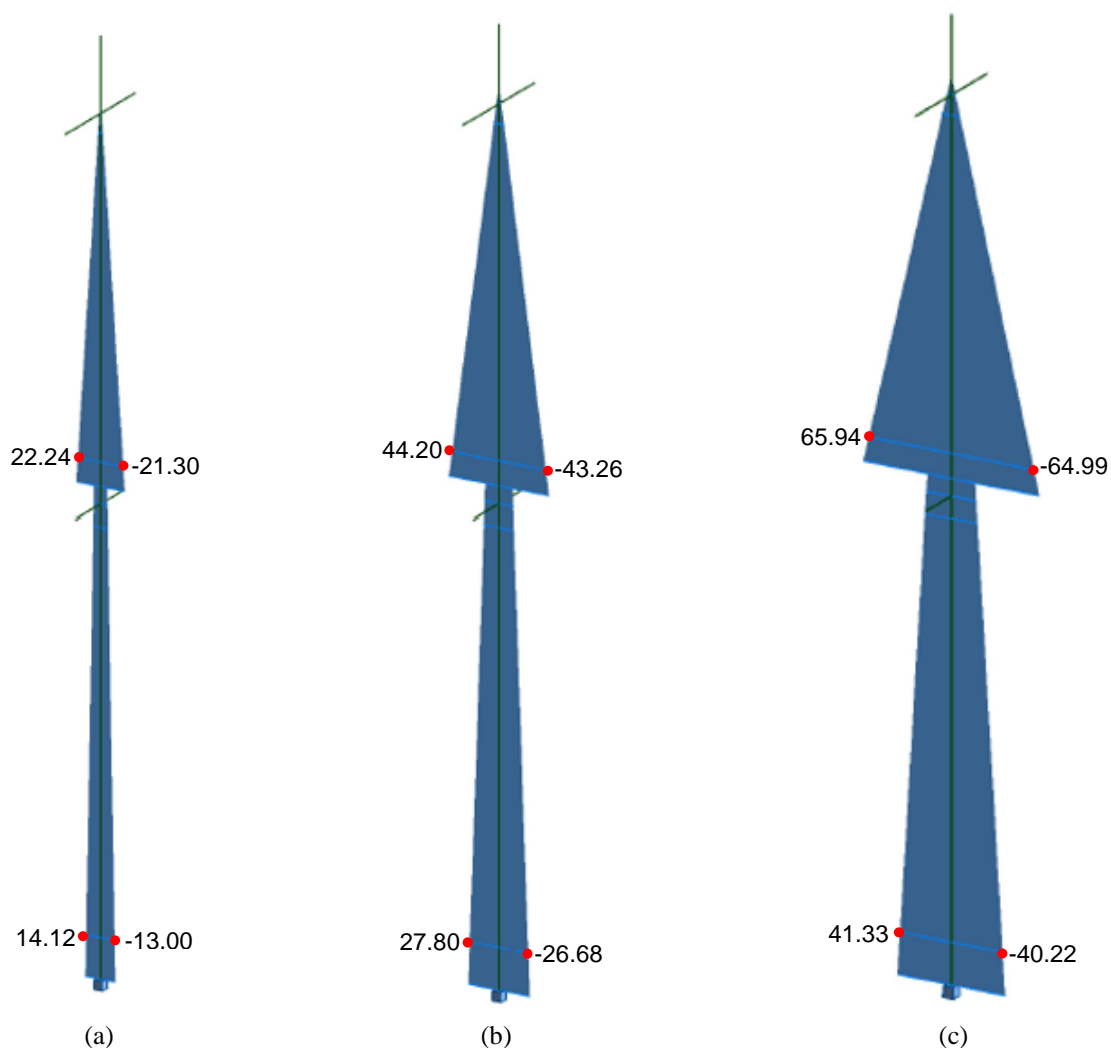


Figura 4.3 - Diagrama de tensões medidas no modelo de barras: a) Força 1; b) Força 2; c) força 3 [MPa].

As tensões estão associadas a um conjunto de condições que são essencialmente a geometria da peça, as suas condições de apoio e ao tipo de solicitações que submetida.

Conhecido o estado de tensão em cada ponto, com base na informação obtida, é possível combina-la com os dados relativos às propriedades mecânicas do material utilizado e desta forma, prever o comportamento estrutural comparando com o limite elástico do material.

De acordo com os diagramas obtidos, constata-se que a estrutura tem um comportamento linear para as solicitações que foi submetida. Desta forma pode-se considerar que a tensão é proporcional à extensão, então de acordo com a teoria da elasticidade e pela aplicação a lei Hooke pode ser calculada a deformação causada pela força exercida sobre um corpo.

Neste trabalho em particular, interessa obter as extensões instaladas ao longo da estrutura para comparação com as extensões obtidas pela via experimental. De modo que o modelo numérico meça as tensões em (MPa) instaladas nas secções correspondes onde estão incorporados os extensómetros. A conversão para extensões em *microstrains*, foi efetuada através da aplicação da lei de Hooke, segundo a seguinte expressão:

$$\sigma = \varepsilon \cdot E \Leftrightarrow \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (4.1)$$

Em que:

σ – tensão obtida pelo modelo numérico;

E – módulo de elasticidade do material.

Salienta-se que, nos ensaios estáticos realizados por via experimental efetuados no modelo físico verificou-se que após a retirada das cargas de ensaio aplicadas a estrutura apresentou uma recuperação das deformações na sua totalidade, como o representado no capítulo anterior.

Na Tabela 4.4 indica-se os valores extensões medidas no modelo numérico referentes às posições onde se encontra instalados os extensómetros de resistência eléctrica na estrutura.

Tabela 4.4 – Extensões obtidas pelo modelo numérico correspondentes às secções instrumentadas.

Força	Força acumulada (kN)	E - N0 - 1 (microstrains)	E - N0 - 2 (microstrains)	E - N1 - 1 (microstrains)	E - N1 - 2 (microstrains)
Força 1	0,0393	67,2490	-61,9454	105,9090	-101,4049
Força 2	0,0789	132,3639	-127,0602	210,4832	-205,9790
Força 3	0,1181	196,8211	-191,5173	314,0012	-309,4967

4.3.1.3 Rotações obtidas pelo modelo numérico barras

Na Tabela 4.5 apresenta-se os valores das rotações calculadas com o modelo numérico da estrutura, nas mesmas posições em que foram medidas pelos os inclinómetros instalados no modelo.

Tabela 4.5 - Rotações obtidas no modelo numérico .

Força	Força acumulada (kN)	I - N1 (miligráu)	I - N1 (miligráu)
Força 1	0,0393	-133,0103	-390,8520
Força 2	0,0789	-267,1007	-785,2784
Força 3	0,1181	-399,8366	-1175,7208

4.3.2 Análise modal modelo numérico de barras

No presente modelo numérico, foi realizada uma análise modal, onde foram analisados em particular as frequências naturais e as deformadas correspondentes aos modos de vibração. Os ensaios de identificação dinâmica, por via experimental e posteriormente complementados com uma modelação numérica reproduzindo de certa forma o ensaio realizado na estrutura em estudo. Os resultados numéricos obtidos (frequências próprias e deformadas modais) providenciam informações de elevada relevância, quando comparados com os resultados obtidos pela via experimental. Esta análise comparativa permite ajustar o modelo numérico principalmente ao nível das características mecânicas (módulo de elasticidade) e também as condições de apoio.

A análise modal no modelo numérico foi reproduzida para as mesmas condições realizadas experimentalmente no modelo físico, isto é, alternado a configuração das massas no nível 1 e nível 2.

4.3.2.1 Análise modal para massas nos dois níveis

Na Figura 4.4 encontram-se representados a deformada dos modos de vibração obtidos por via numérica. Esta análise refere-se à modelação das massas nos dois níveis, que significa que para além do peso próprio da estrutura é adicionada um conjunto de massas de aproximadamente de 0,06kN em cada nível.

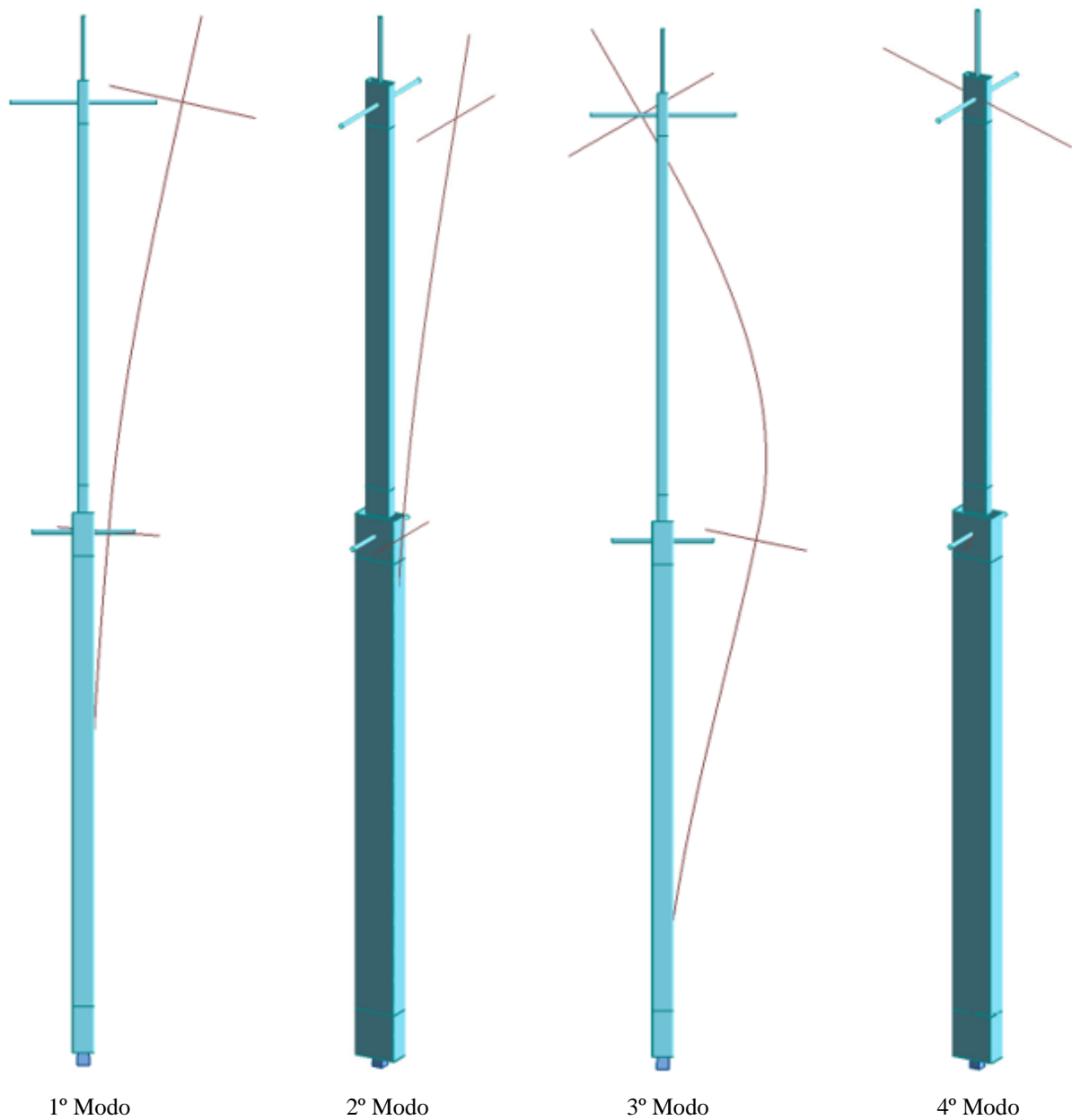


Figura 4.4 – Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas nos dois níveis.

Na Tabela 4.6 são expostos os valores das frequências naturais referentes aos quatro primeiros modos de vibração.

Tabela 4.6 – Valores frequências naturais para massas dos dois níveis.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	4,45	0,22
2	8,09	0,12
3	19,99	0,05
4	37,31	0,03

4.3.2.2 Análise modal para massas no nível 2

A Figura 4.5 representa a deformada dos modos de vibração obtidos pelo modelo numérico com massas adicionais no nível 2.

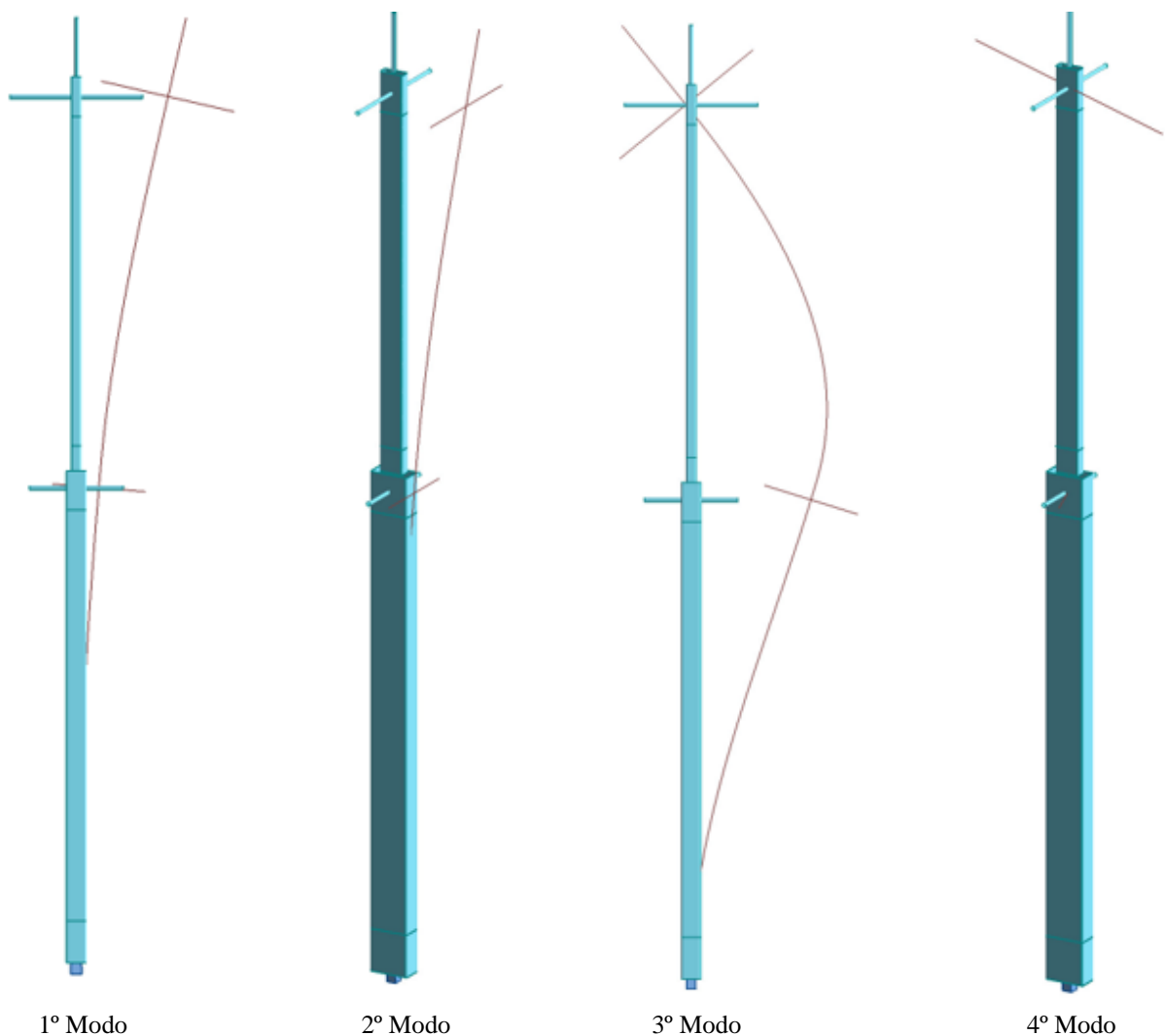


Figura 4.5 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas concentradas no nível 2.

Na Tabela 4.7 são apresentados os valores das frequências naturais referentes aos modos de vibração.

Tabela 4.7 - Valores frequências maturaais para massas concentradas no nível 2.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	4,55	0,22
2	8,31	0,12
3	32,37	0,03
4	37,59	0,03

4.3.2.3 Análise modal para massas no nível 1

Por fim na Figura 4.6 são representados as deformadas dos modos de vibração obtidos pelo modelo numérico com massas adicionais no nível 1. Para esta configuração de massas, é visível alteração da deformada e consequentemente uma alteração significativa dos valores das frequências naturais de vibração, comparativamente com os casos anteriores que apresentam uma deformada e valores de frequência semelhantes para o modo fundamental (modo 1).

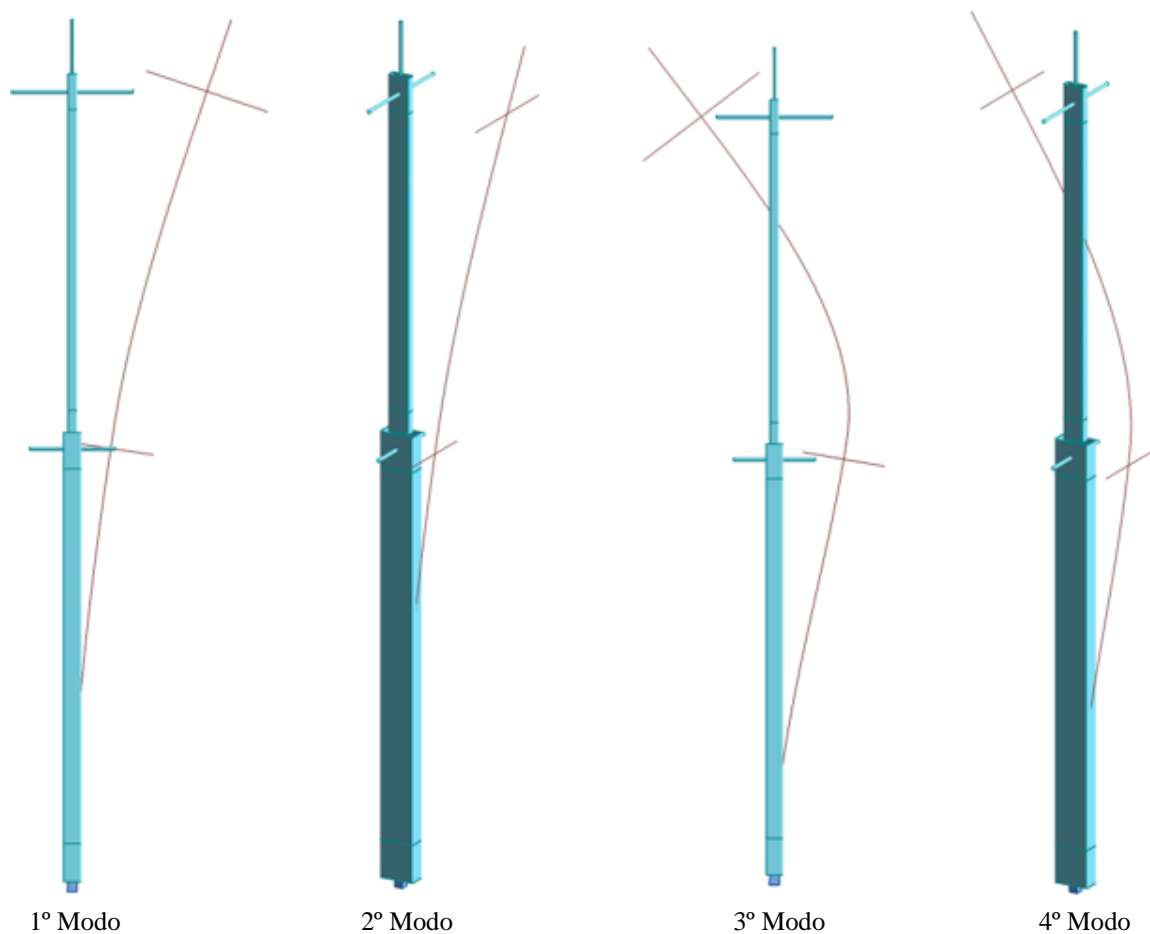


Figura 4.6 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas concentradas no nível 1.

A Tabela 4.8 apresenta os valores os valores das frequências naturais referentes aos modos de vibração.

Tabela 4.8 - Frequências de vibração massas inferiores.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	7,82	0,13
2	13,89	0,07
3	22,26	0,04
4	42,99	0,02

4.4 Modelo numérico de elementos finitos de casca

O método de elementos finitos de casca é uma das abordagens mais utilizadas na modelação de estruturas, quer a análise e dimensionamento de estruturas novas como no estudo de avaliação de estruturas existentes. A modelação da estrutura do modelo físico com elementos de casca (ver Figura 4.7) permitirá obter resultados com uma precisão mais rigorosa.

De acordo com o já referido na modelação do modelo numérico de barras, esta análise é também elástica linear, partindo do princípio que é assegurado para as cargas aplicadas durante os ensaios experimentais, a estrutura está sempre em regime elástico, ou seja, que a carga aplicada a carga última suportada pela estrutura não se correndo assim o risco de a estrutura entrar em regime plástico.

A ligação da estrutura ao exterior foi materializada com quatro apoio de encastramento simulando a simulando a ligação dos parafusos. Em seguida apresentam-se os valores obtidos por este modelo.



Figura 4.7 – Modelação de elementos finitos de casca.

4.4.1 Análise estática

A análise estática foi realizada para as mesmas condições e casos de carga já referidos para o modelo numérico de barras.

4.4.1.1 Resultados de deslocamentos obtidos modelo casca

Na Figura 4.8 encontra-se representado a deformada global da estrutura associada para cada caso de carga

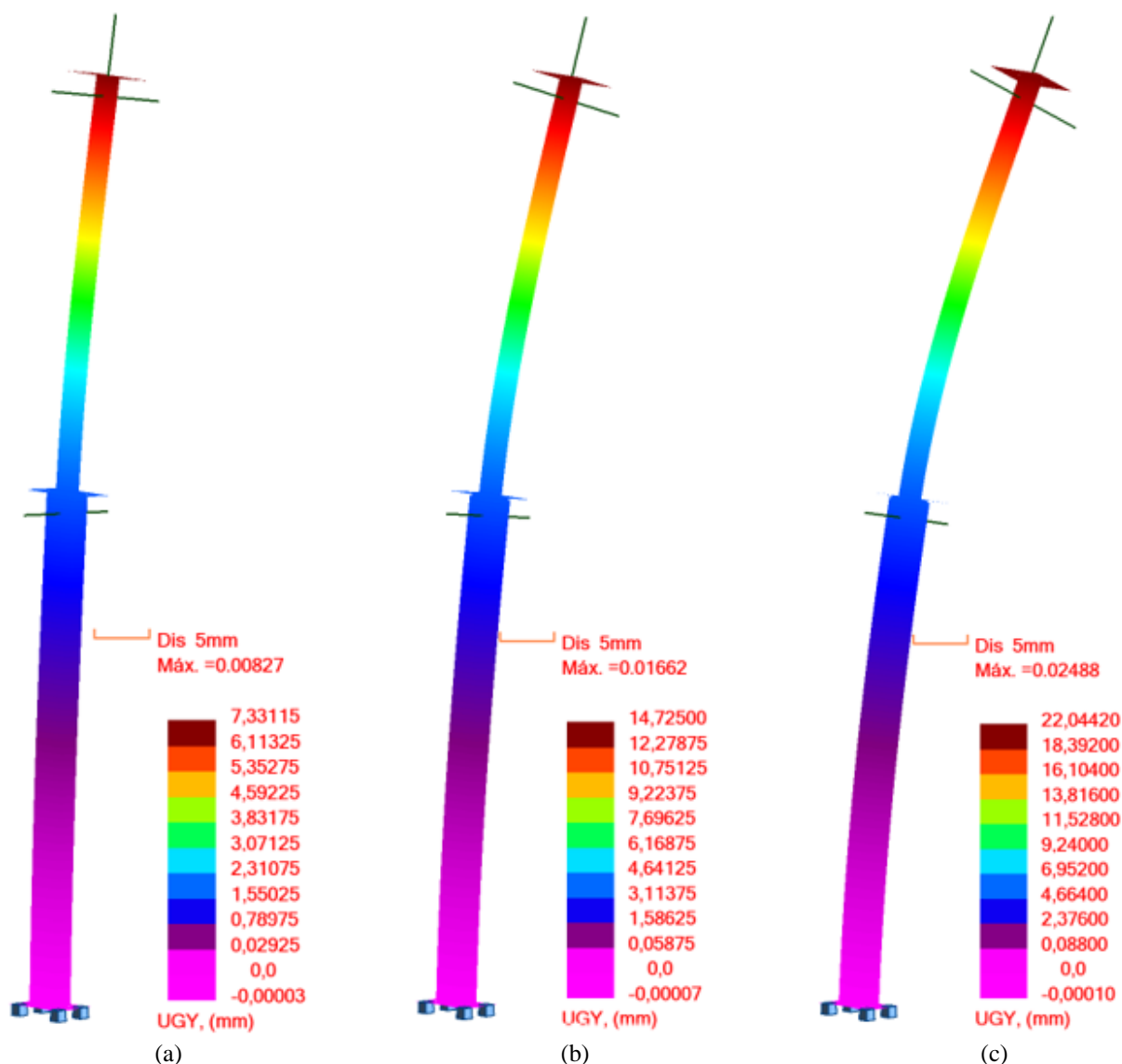


Figura 4.8 – Deformadas de deslocamento por patamar de carga: a) força 1; b) força 2; c) força 3.

Na Tabela 4.9 – *Deslocamentos* expõem-se os valores dos deslocamentos correspondentes aos às secções instrumentadas.

Tabela 4.9 – Deslocamentos medidos no modelo casca equivalentes às secções instrumentadas.

Força	Força acumulada (kN)	LVDT - N1 (mm)	LVDT - N2 (mm)	GNSS (mm)
Força 1	0,0393	1,9014	6,6562	8,2736
Força 2	0,0789	3,8181	13,3688	16,6186
Força 3	0,1181	5,7154	20,0137	24,8792

4.4.1.2 Extensões obtidas do modelo numérico de casca

A Figura 4.9 apresenta os diagramas de tensão instaladas na estrutura durante para os casos de carga aplicados.

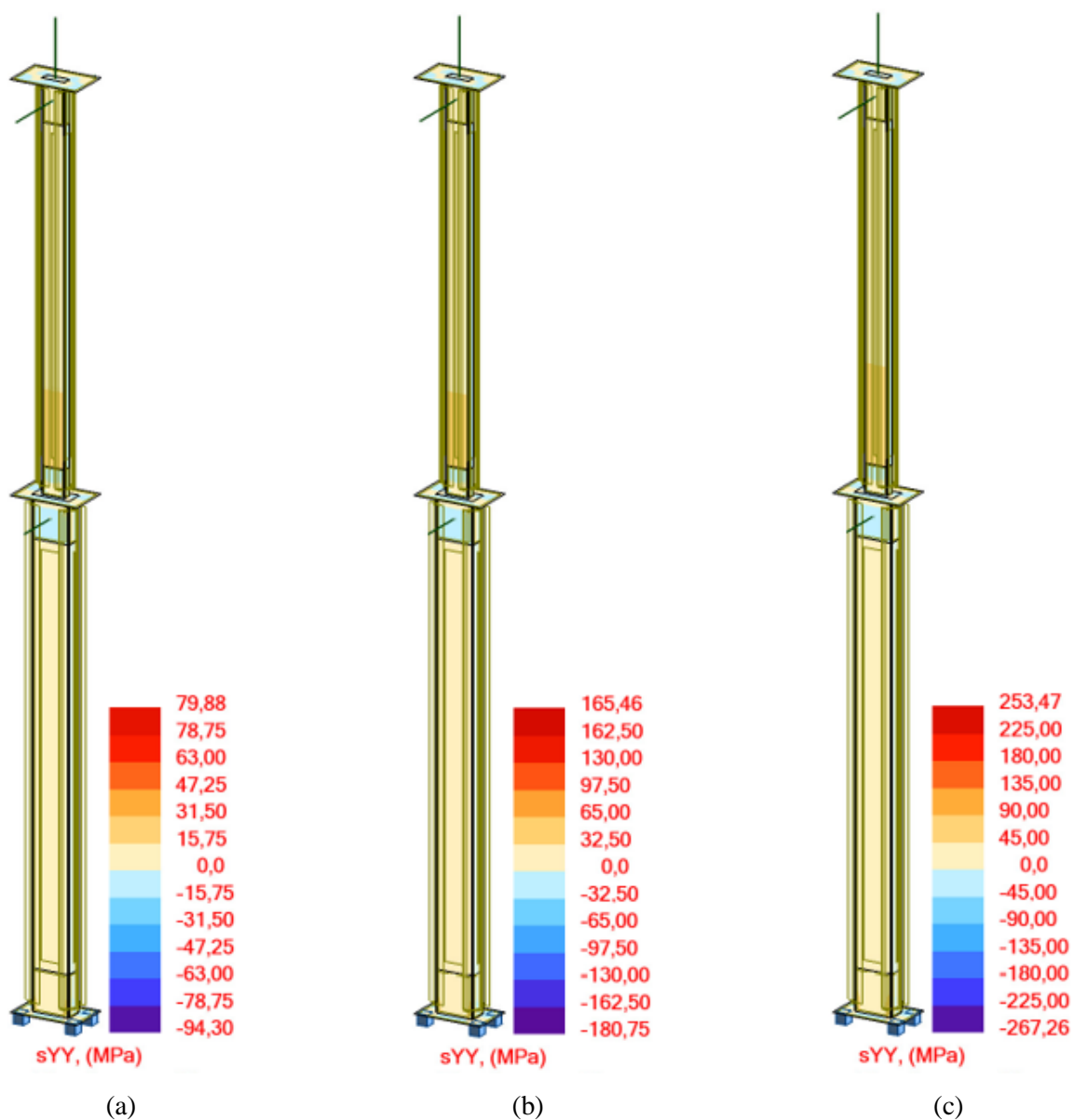


Figura 4.9 - Tensões medidas no modelo numérico de casca [MPa].

Os valores referentes às extensões nas secções onde se coloram os extensómetros de resistência elétrica no modelo físico, vem representados na Tabela 4.10. A conversão das tensões obtidas do modelo numérico para extensões o que foi efetivamente medido por via experimental, foi feito aplicando a lei de Hooke, conforme esquematizado na expressão 4.1.

Tabela 4.10 – Extensões medidas nas secções referentes aos extensómetros colados no modelo físico.

Força	Força acumulada (kN)	E - N0 - 1 (microstrains)	E - N0 - 2 (microstrains)	E - N1 - 1 (microstrains)	E - N1 - 2 (microstrains)
Força 1	0,0393	65,1429	-67,5238	104,2857	-106,5714
Força 2	0,0789	130,7143	-133,0952	209,5238	-211,8571
Força 3	0,1181	196,2381	-198,0952	313,6190	-316,0476

4.4.1.3 Rotações obtidas pelo modelo numérico de casca

Na Figura 4.10 representa-se diagrama das rotações ocorridas em toda estrutura modelada em função dos casos de cargas aplicados.

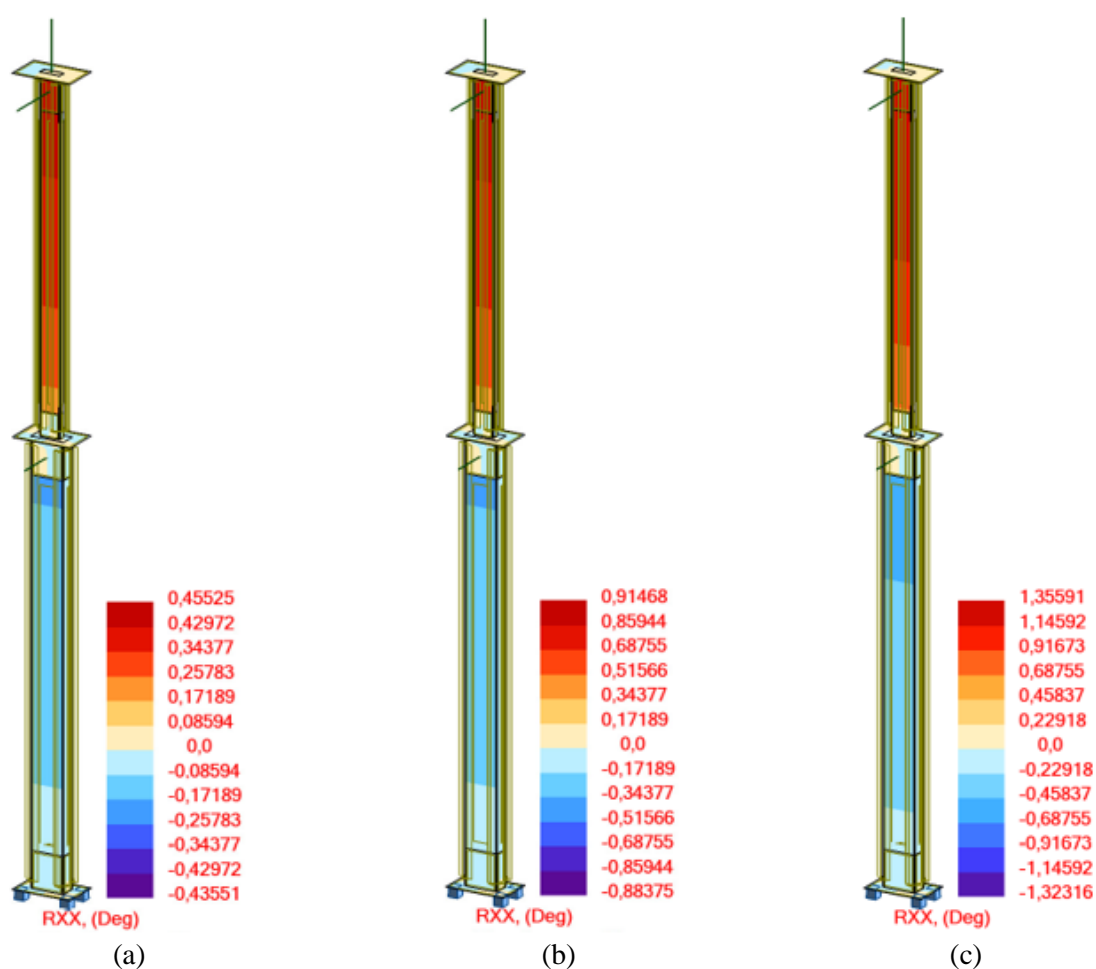


Figura 4.10 - Digrama rotações modelo numérico casca.

Na Tabela 4.11 apresentam-se os valores das rotações obtidas via numérica correspondentes às secções monitorizadas com inclinómetros no modelo experimental.

Tabela 4.11 - Rotações obtidas no modelo numérico.

Força	Força acumulada (kN)	I - N1 (miligráu)	I - N2 (miligráu)
Força 1	0,0393	-177,9000	-447,3100
Força 2	0,0789	-357,2500	-898,7000
Força 3	0,1181	-534,7800	-1345,5200

4.4.2 Análise modal modelo numérico casca

A análise modal realizada no modelo numérico de elementos finitos de casca, teve o procedimento análogo ao aplicado no modelo de barras descrito anteriormente. Assim sendo, seguidamente, representam-se os respetivos resultados da análise modal.

4.4.2.1 Análise modal para massas nos dois níveis

Na Figura 4.11 representa-se a deformada dos três primeiros modos de vibração obtidos pelo modelo numérico para a conjugação das massas adicionais nos dois níveis.

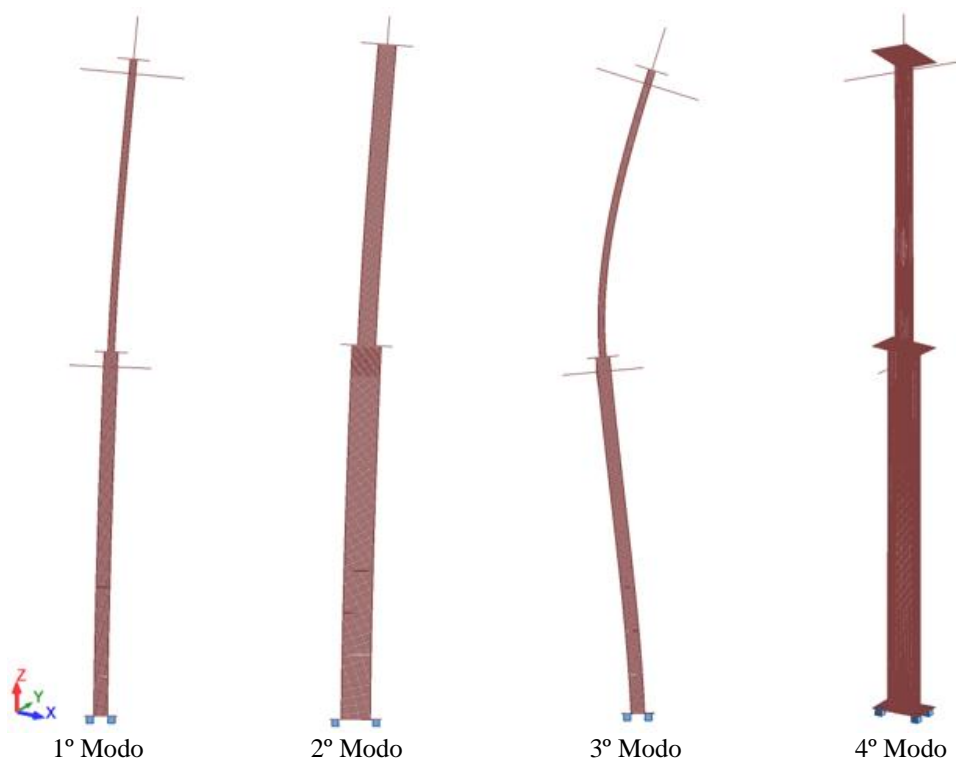


Figura 4.11 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas nos dois níveis.

O modo 1 esboça uma flexão segundo o eixo dos y, o modo 2 dá-se segundo o eixo do x e modo 3 novamente segundo o eixo y e o modo 4 é um modo de torção.

Apresenta-se na Tabela 4.12 os valores das frequências dos respetivos modos de vibração.

Tabela 4.12 - Frequências calculadas com o modelo numérico.

Modos	Frequência (Hz)	Período (s)
1	3,86	0,26
2	7,00	0,14
3	16,89	0,06
4	31,42	0,03

4.4.2.2 Análise modal para massas no nível 2

A Figura 4.12 apresenta a deformada dos modos de vibração para a colocação de massas adicionais só no nível 2.

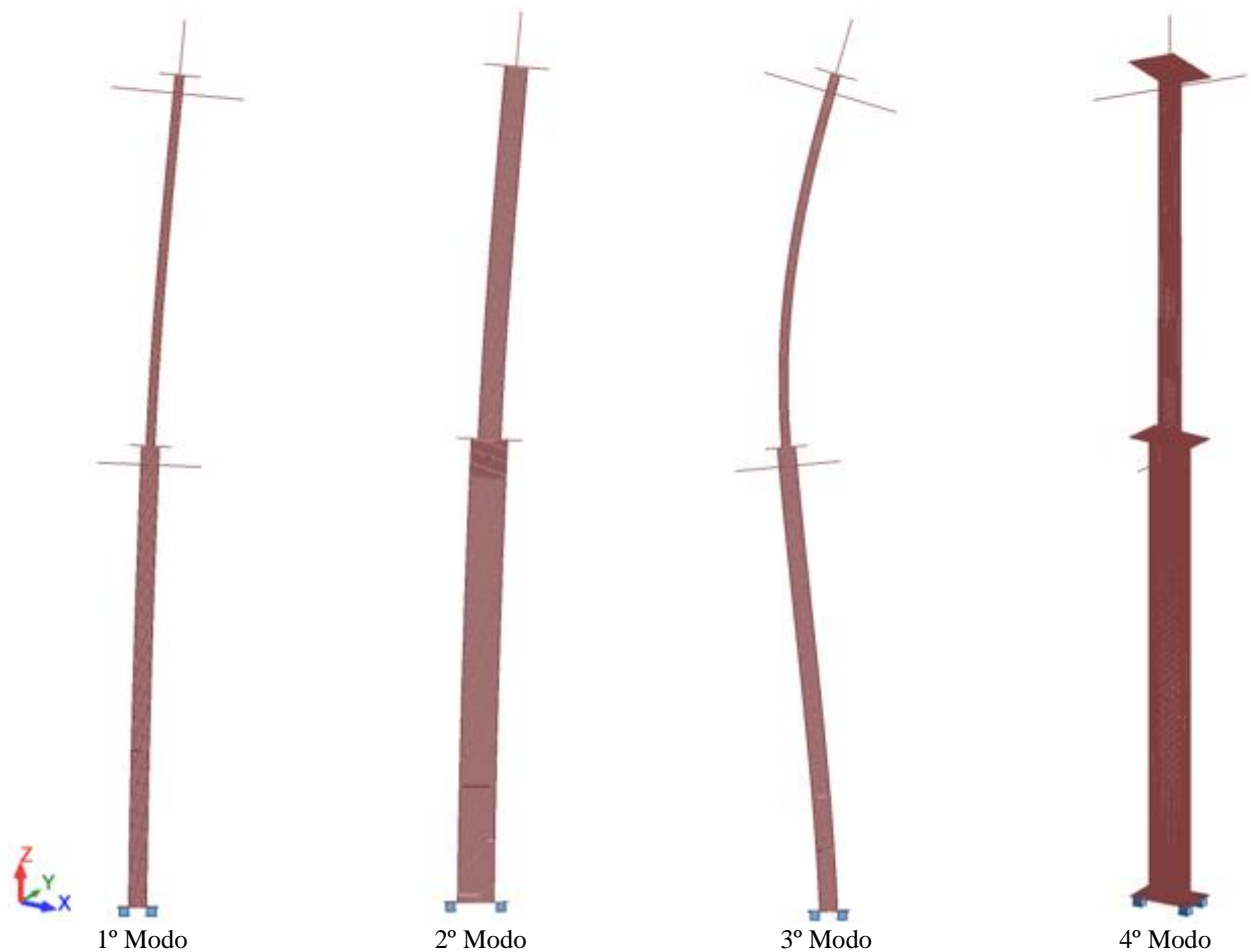


Figura 4.12 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas no nível 2.

A Tabela 4.13 apresenta os valores das frequências dos modos de vibração

Tabela 4.13 - Frequências calculadas com o modelo numérico.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	3,99	0,25
2	7,26	0,14
3	27,30	0,04
4	31,67	0,03

4.4.2.3 Análise modal para massas no nível 1

A Figura 4.13 apresenta a deformada dos modos de vibração para a colocação de massas adicionais só no nível 1.



Figura 4.13 - Deformada dos três primeiros modos de vibração para massas no nível 2.

Na Tabela 4.14 apresentam-se os valores das frequências dos modos de vibração para aplicação de massas adicionais só no nível 1.

Tabela 4.14 - Frequências calculadas com o modelo numérico.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	6,61	0,15
2	11,77	0,08
3	19,48	0,05
4	38,21	0,03

4.5 Comparação de resultados modelos numéricos e experimentais

Um dos interesses e vantagens da avaliação do comportamento e das características de uma estrutura quando sujeita a ações de ordem estática ou dinâmica, é a sua comparação com as características calculadas com modelos numéricos, em particular, com modelos de elementos finitos. Estas comparações podem ter interesse para proceder a modificações de forma a calibrar os modelos numéricos, para que as propriedades e características, inicialmente, calculadas sejam tão próximas quanto possível das características identificadas pela via experimental. De tal modo que, um ajuste dos modelos analíticos, passa a oferecer uma maior confiança na sua avaliação de resposta das estruturas.

A seguir serão apresentadas as comparações dos valores calculados pelos modelos de barras e de elementos finitos. Será abordado também, questões relacionadas com a compatibilização dos resultados experimentais com os resultados numéricos.

4.5.1 Comparação de modelos numéricos de barras e elementos finitos de casca

Perante os resultados apresentados anteriormente dos modelos numéricos, e comparados com os resultados apresentados no capítulo 3 obtidos pela via experimental é possível constatar que existe uma discrepância entre os valores obtidos entre o modelo numérico de barras comparativamente o modelo de elementos finitos de casca, sendo que este se aproxima mais dos valores experimentais. De certa forma, era expectável obter valores mais precisos da análise do modelo de casca.

Na comparação a seguir apresentada entre modelos, tomou-se como referência o modelo numérico de elementos finitos. O erro relativo calculado dá-se em relação ao modelo de casca.

4.5.1.1 Comparação análise estática

A Tabela 4.15 apresenta os resultados obtidos dos deslocamentos para o nível 1 medidos nos modelos numéricos de barras e casca, os quais são comparados e avaliado o erro absoluto e relativo.

Tabela 4.15 - Comparação deslocamentos modelo de barras vs casca no nível 1.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (mm)	Modelo Casca (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Força 1	0,0393	1,1901	1,9014	0,7113	-37
Força 2	0,0789	2,3899	3,8181	1,4282	-37
Força 3	0,1181	3,5775	5,7154	2,1379	-37

Na Figura 4.14 faz-se também uma comparação entre os deslocamentos calculados pelos modelos numéricos.

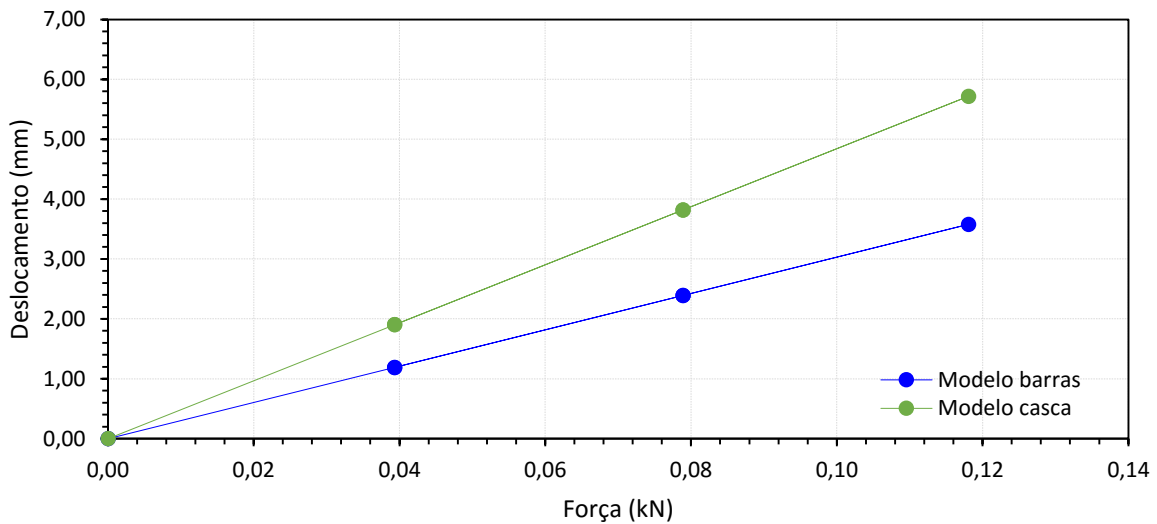


Figura 4.14 -Comparação de deslocamentos nível 2 entre modelo de barras e modelo casca.

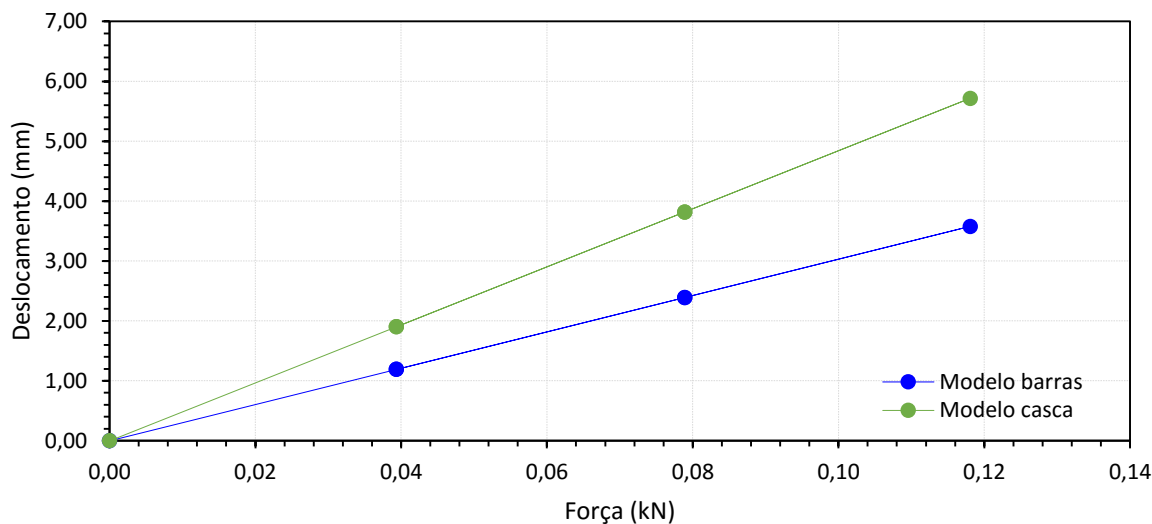


Figura 4.15 - Comparação de deslocamentos nível 2 entre modelo de barras e modelo casca.

Tabela 4.16 ilustra análise comparativa dos deslocamentos dos modelos numéricos no nível 2.

Tabela 4.16 - Comparação deslocamentos modelo de barras vs casca no nível 2.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (mm)	Modelo Casca (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Força 1	0,0393	5,1483	6,6562	1,5079	-23
Força 2	0,0789	10,3408	13,3688	3,0280	-23
Força 3	0,1181	15,4808	20,0137	4,5329	-23

Na Figura 4.16 apresenta-se gráfico que visa de forma intuitiva a comparação dos deslocamentos entre modelos, relacionados pelo declive da reta.

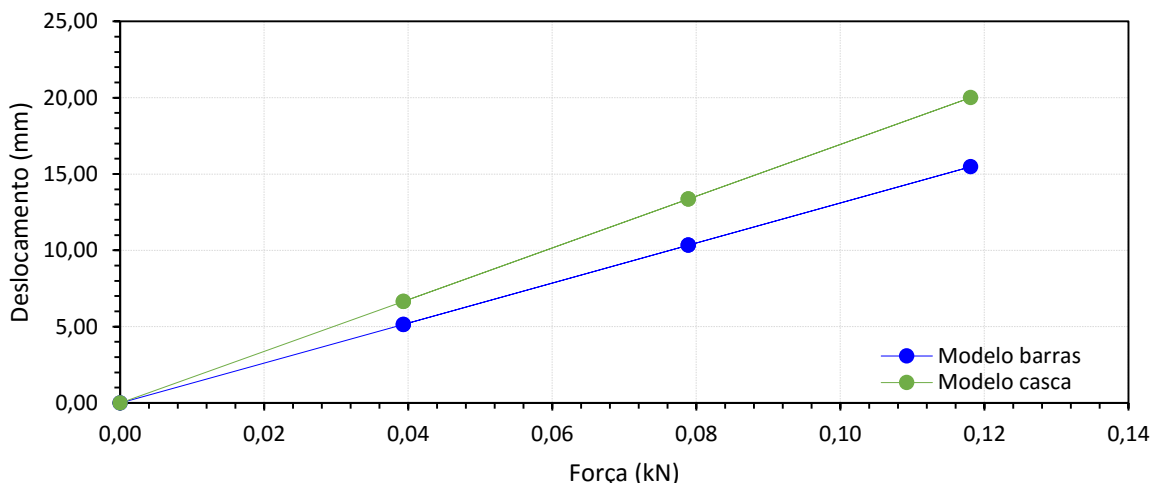


Figura 4.16 - Comparação de deslocamentos nível 2 entre modelo de barras e modelo casca.

Por fim apresenta-se na Tabela 4.17 e na Figura 4.17 a comparação dos deslocamentos entre modelos numéricos referentes à localização da antena GNSS.

Tabela 4.17 - Comparação deslocamentos modelo de barras vs casca referente à antena GNSS.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (mm)	Modelo Casca (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Força 1	0,0393	6,5203	8,2736	1,7533	-21
Força 2	0,0789	13,0972	16,6186	3,5214	-21
Força 3	0,1181	19,6078	24,8792	5,2714	-21

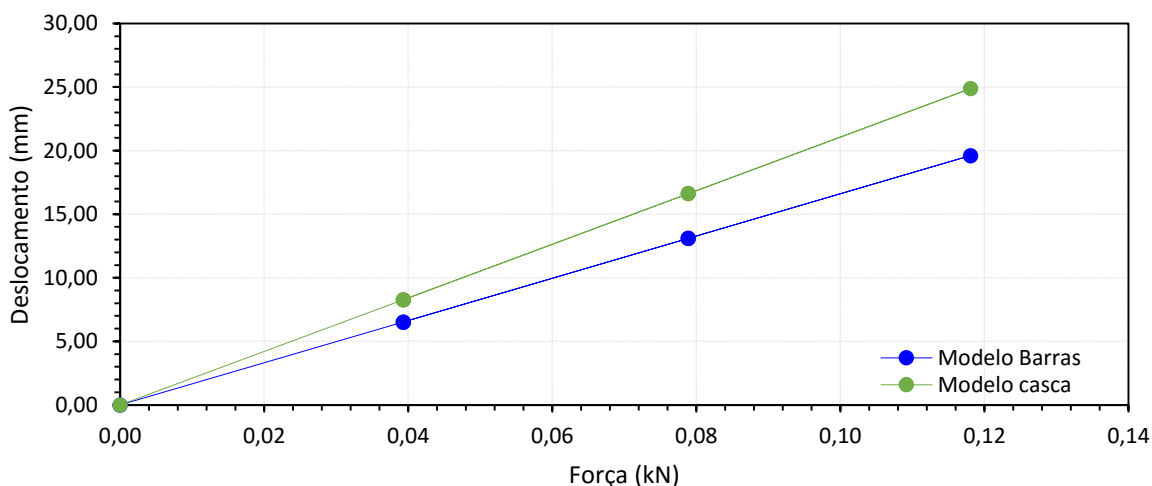


Figura 4.17 - Comparação de deslocamentos entre modelos no ponto localização antena GNSS.

Como se pode constatar ao nível dos deslocamentos, é obtido um erro bastante significativo, prevê-se que as condições de apoio será o motivo principal a contribuir para ocorrência deste erro. No modelo de

barras considerado um apoio encastrado o que na realidade não ocorre, porque devido à devido às condições fronteira com o exterior, ocorrem rotações na base. Enquanto que, no modelo de casca foi simulado quatro apoios também eles de encastramento colocados rigorosamente na posição geométrica coincidente com a ligação dos quatro parafusos que garante a lição ao exterior da estrutura.

De forma mais imediata de efetuar a comparação entre modelos numéricos, apresenta-se a seguir as tabelas e as representações gráficas, correspondendo, portanto, aos valores das extensões obtidas.

Na Tabela 4.18 e a Figura 4.18 comparam-se as extensões no nível 0, nomeadamente do extensómetro E – NO -1, que regista extensões de alongamento (tração).

Tabela 4.18 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N0 - 1.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (microstrains)	Modelo casca (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Força 1	0,0393	67,2490	65,1429	2,1061	3
Força 2	0,0789	132,3639	130,7143	1,6496	1
Força 3	0,1181	196,8211	196,2381	0,5830	0

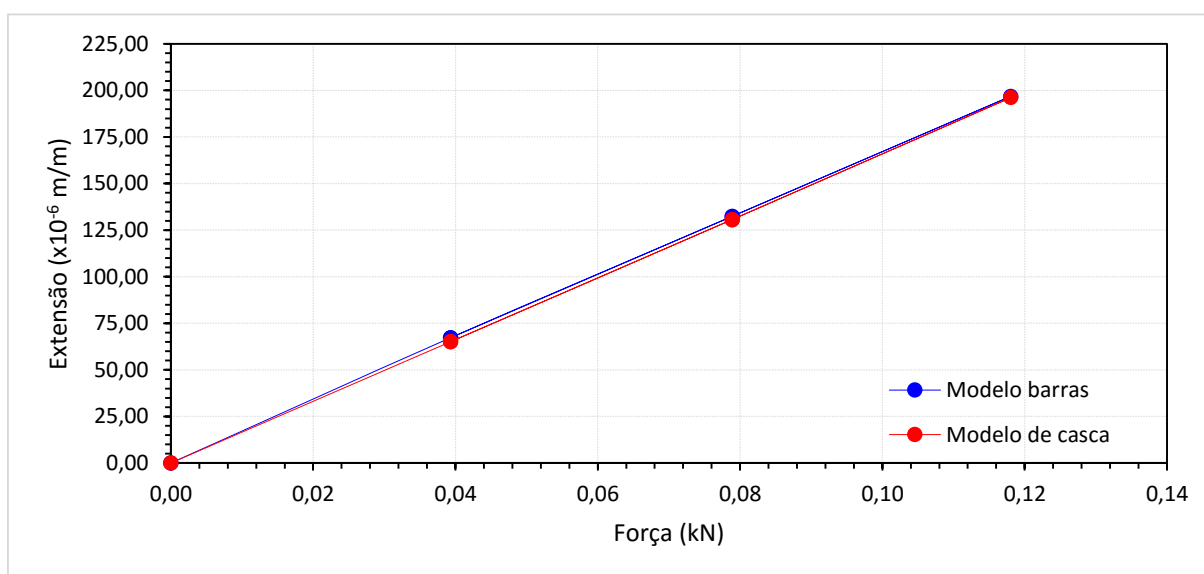


Figura 4.18 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E - N0 - 1.

As extensões medidas pelo extensómetro E - N0 – 2 no mesmo nível que o anterior, mas na face oposta, medindo extensões encurtamento (compressão) são comparadas na Tabela 4.19 e Figura 4.19.

Tabela 4.19 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N0 - 2.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (microstrains)	Modelo casca (microstrains)	Erro absoluto	Erro absoluto (%)
Força 1	0,0393	-61,9454	-67,5238	5,5784	-8
Força 2	0,0789	-127,0602	-133,0952	6,0350	-5
Força 3	0,1181	-191,5173	-198,0952	6,5779	-3

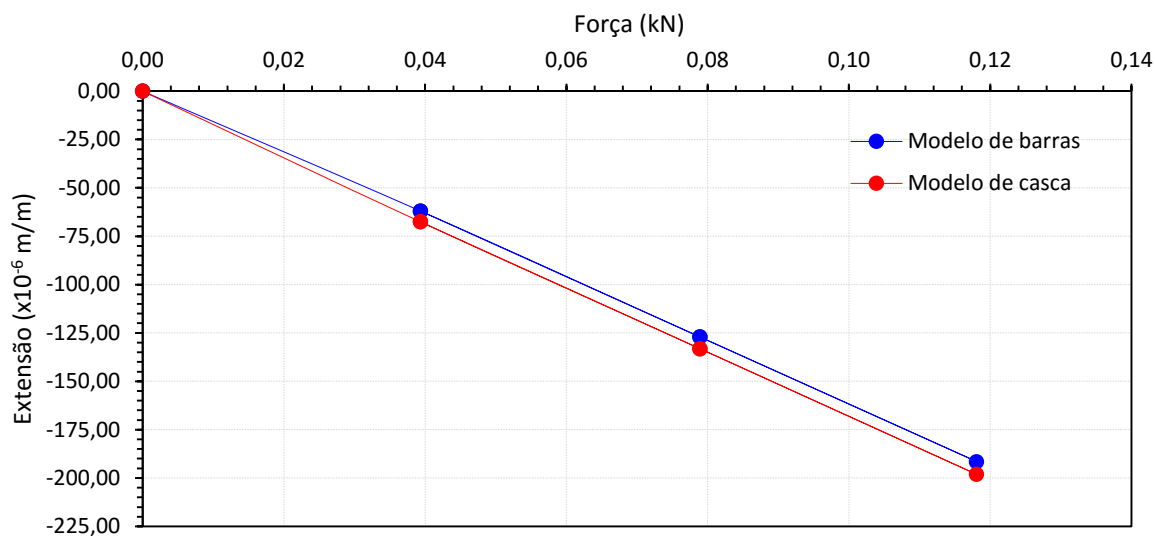


Figura 4.19 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E - N0 - 2.

Nas Tabela 4.20 e Tabela 4.21 apresentam-se os resultados calculados pelos modelos numéricos correspondentes às secções instrumentadas por extensómetros no modelo físico no nível 1. Nas Figura 4.20 e Figura 4.21 mostra-se a evolução das extensões em função da força aplicada.

Tabela 4.20 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N1 - 1.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (microstrains)	Modelo casca (microstrains)	Erro absoluto	Erro absoluto (%)
Força 1	0,0393	105,9090	104,2857	1,6232	2
Força 2	0,0789	210,4832	209,5238	0,9594	0
Força 3	0,1181	314,0012	313,6190	0,3821	0

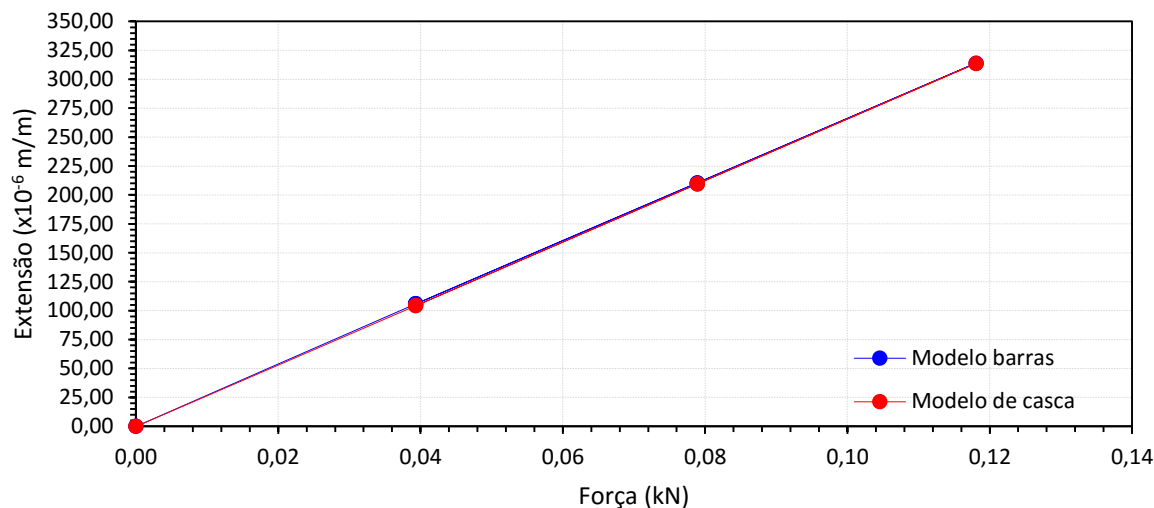


Figura 4.20 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E – N1 - 1.

Tabela 4.21 - Análise comparativa das extensões - Extensómetro - E - N1 - 2.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (microstrains)	Modelo casca (microstrains)	Erro absoluto	Erro absoluto (%)
Força 1	0,0393	-101,4049	-106,5714	5,1665	-5
Força 2	0,0789	-205,9790	-211,8571	5,8782	-3
Força 3	0,1181	-309,4967	-316,0476	6,5510	-2

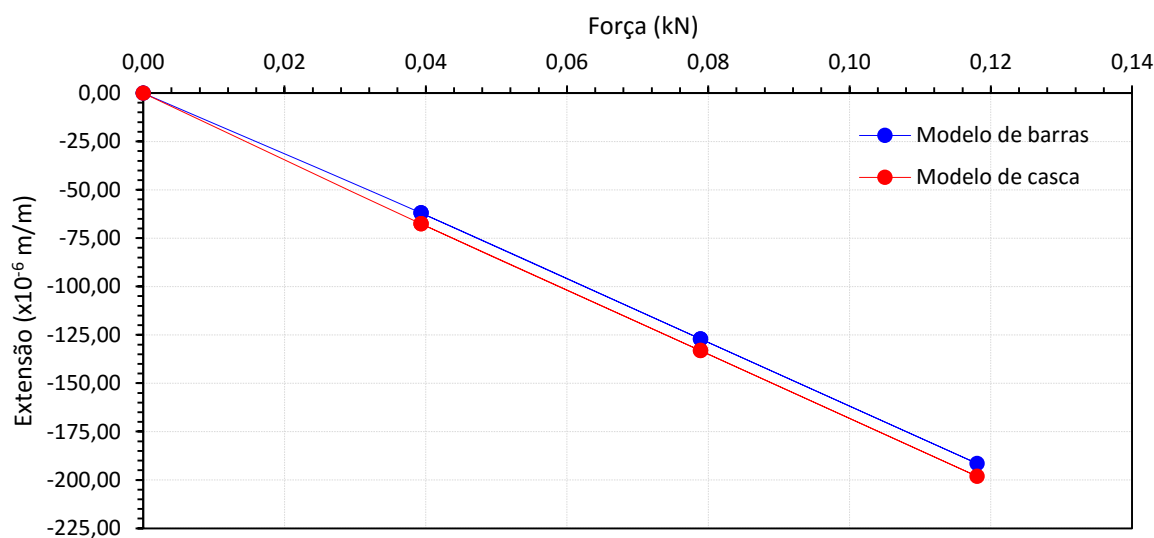


Figura 4.21 - Comparação de extensões entre modelos no extensómetro E – N1 - 2.

No que se refere à comparação dos valores das extensões óbitos pelos modelos, estes apresentam um erro relativo aceitável, praticamente todos inferiores a 5%, em alguns casos chega a ser nulo. Pode-se

de certa forma concluir que alguma incoerência nas condições de apoio possa ocorrer, praticamente na influência a medição das extensões.

Para finalizar a comparação dos resultados da análise estática, apresentam-se nas Tabela 4.22 e Tabela 4.23 os valores obtidos das rotações pela via numérica. Nas Figura 4.22 e Figura 4.23 é ilustrado um gráfico que traduz a evolução das rotações de cada modelo numérico.

Tabela 4.22 - Comparação rotações no nível 1.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (miligrau)	Modelo casca (miligrau)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Força 1	0,0393	-133,0103	-177,9000	44,8897	-25
Força 2	0,0789	-267,1007	-357,2500	90,1493	-25
Força 3	0,1181	-399,8366	-534,7800	134,9434	-25

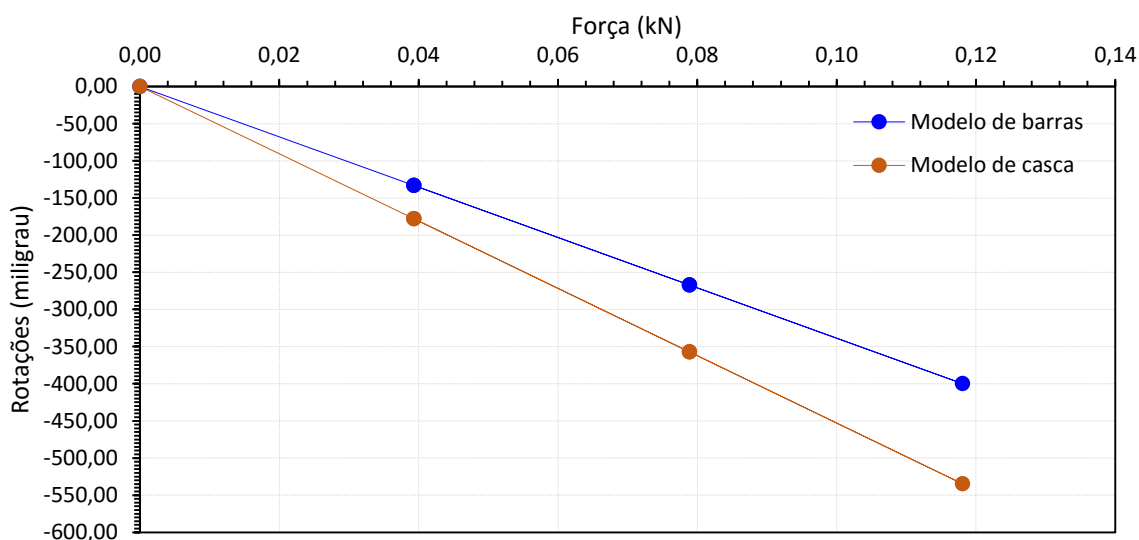


Figura 4.22 - Comparação de rotações entre modelos no nível 1.

Tabela 4.23 – Comparação rotações no nível 2.

Casos de carga	Força (kN)	Modelo barras (miligrau)	Modelo casca (miligrau)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Força 1	0,0393	-390,8520	-447,3100	56,4580	-13
Força 2	0,0789	-785,2784	-898,7000	113,4216	-13
Força 3	0,1181	-1175,7208	-1345,5200	169,7992	-13

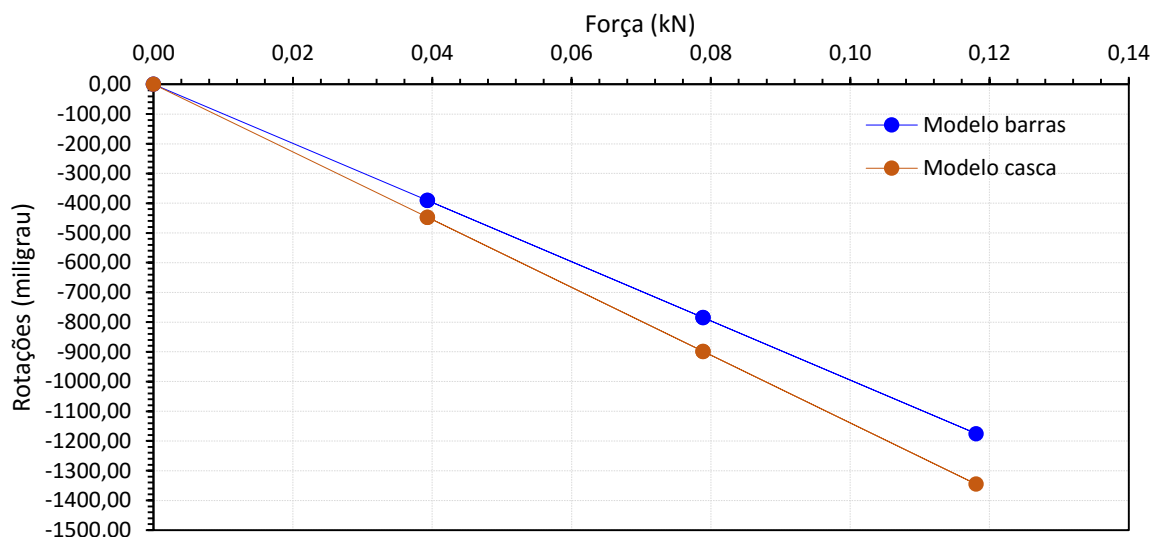


Figura 4.23 - Comparação de rotações entre modelos no nível 2.

Analisando, de uma forma geral os resultados apresentados das grandezas calculas por estes dois modelos numéricos numa análise estática, pode-se verificar que há diferenças importantes entre eles, nomeadamente no que diz respeito a deslocamentos e rotações. Significa que o modelo de barras é mais rígido relativamente ao modelo de casca. Estas diferenças podem ser justificadas devido às condições de apoio. No modelo de barras foi considerado um apoio de encastramento, garantindo assim um encastramento perfeito, enquanto o modelo de elementos finitos de casca considerou-se quatro apoios encastrados, ligados a uma chapa de base da estrutura, originado assim uma deformação da mesma (ver Figura 4.24), tornado assim a estrutura mais flexível.

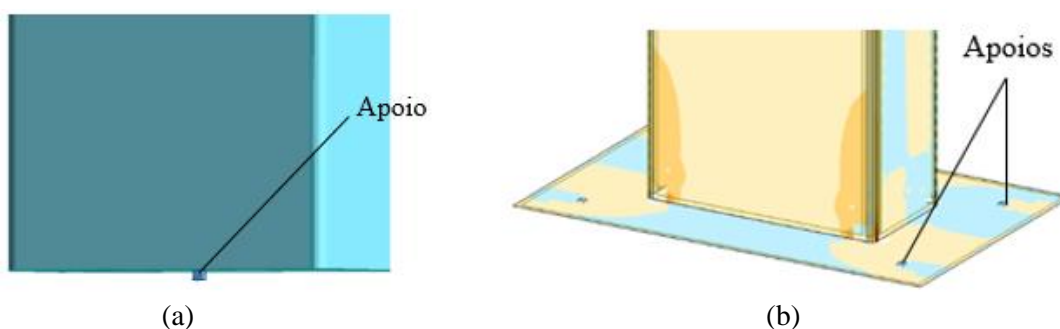


Figura 4.24 - Pormenor de apoios dos modelos numéricos: a) modelo barras; b) modelo casca.

Outro aspeto importante a referir prende-se com os resultados das extensões, que apresentam um erro na sua maioria dos casos inferior a 5%.

4.5.1.2 Comparação análise dinâmica

Das Tabela 4.24 a Tabela 4.26 expõem-se a comparação dos valores óbitos da análise modal para os primeiros quatro modos e para as três combinações de massa descritas anteriormente.

Massas nos dois níveis

Tabela 4.24 - Comparação frequências dos modelos com massas nos dois níveis.

Modos	frequência modelo barras (Hz)	frequência modelo casca (Hz)	erro relativo (%)
1º modo	4,45	3,86	15,28
2º modo	8,09	7,00	15,57
3º modo	19,99	16,89	18,35
4º modo	37,31	31,42	18,75

Massas no nível 2

Tabela 4.25 - Comparação frequências dos modelos com massas nível 2.

Modos	frequência modelo barras (Hz)	frequência modelo casca (Hz)	erro relativo (%)
1º modo	4,55	3,99	14,04
2º modo	8,31	7,26	24,46
3º modo	32,37	27,30	18,57
4º modo	37,59	31,67	18,69

Massas no nível 1

Tabela 4.26 - Comparação frequências modelos com massas no nível 1.

Modos	frequência modelo barras (Hz)	frequência modelo casca (Hz)	erro relativo (%)
1º modo	7,82	6,61	18,31
2º modo	13,89	11,77	18,01
3º modo	22,26	19,48	14,27
4º modo	42,99	38,21	12,51

Os resultados referentes à análise modal, apresentam uma disparidade bastante significativa entre modelos. A ordem de grandeza do erro é próxima dos erros obtidos para os deslocamentos e rotações, como já foi referido anteriormente, em grande parte, este erro relativo deve-se às condições de apoio modeladas nesta fase inicial.

Em seguida serão comparados resultados obtidos pela via experimental nos ensaios realizados no modelo físico. O que também é provável que se verifique desvio os valores da análise estática e dinâmica observados experimentalmente, que podem resultar de diversos fatores que não foram considerados no modelo analítico. Um procedimento possível de melhorar os modelos numéricos desenvolvidos, consiste em introduzir-lhe alterações, fazendo uma aproximação dos valores das frequências que resultam dos ensaios experimentais.

4.5.2 Comparação resultados experimentais com modelo barras

Um dos principais objetivos práticos na realização de ensaios pela via experimental em estruturas ou modelos físicos desenvolvidos para o estudo do comportamento estrutural, é pela possibilidade a confrontação dos valores obtidos experimentalmente com os modelos numéricos ou analíticos.

Os ensaios estáticos permitem avaliar o comportamento de uma estrutura quando sujeita a cargas estáticas significativas, posicionadas de forma criteriosa introduzindo esforços importantes, mas controlados, daí a importância de um estudo prévio com recurso a um modelo numérico.

Os ensaios dinâmicos, por norma são vastos em informação, permitem obter informações, nomeadamente, sobre as características de rigidez, massa, coeficientes de amortecimento e que configurações dos seus principais modos de vibração determinam qual o seu comportamento face ações dinâmicas globais das estruturas.

Cumpridas as condições expostas nos parágrafos anteriores, referentes à realização de ensaios experimentais e numéricos, apresentam-se listados os seus valores numa tabela com a indicação dos erros absolutos e relativos. Será também apresentado um gráfico de forma a permitir uma que a comparação e visualização seja mais imediata entre ambos os valores, que consiste em traçar os valores medidos pelos sensores em função da força aplicada. No caso de haver uma concordância perfeita, as retas devem apresentar o mesmo declive, isto é, surgem sobrepostas. Assim os desvios relativos à situação ideal, serão facilmente perceptíveis de analisar por essa representação gráfica.

4.5.2.1 Comparação de resultados do ensaio estático

Das Tabela 4.27 a Tabela 4.29 apresentam-se a comparação dos resultados referentes aos deslocamentos por via experimental e numérica pelo modelo de barras. Recorda-se que o ensaio estático consistiu na colocação de cargas por patamares com ciclos de carga e descarga.

O cálculo do erro relativo considerou-se com valores de referência os obtidos pelos ensaios por via experimental.

Tabela 4.27 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	1,9608	1,1901	0,7707	-39
Carga 2	60	0,0789	3,9598	2,3899	1,5699	-40
Carga 3	60	0,1181	5,9324	3,5775	2,3549	-40
Carga 2	60	0,0789	4,0487	2,3899	1,6588	-41
Carga 1	60	0,0393	2,0685	1,1901	0,8784	-42

Das Figura 4.25 a Figura 4.27 serão representados a comparação dos deslocamentos graficamente.

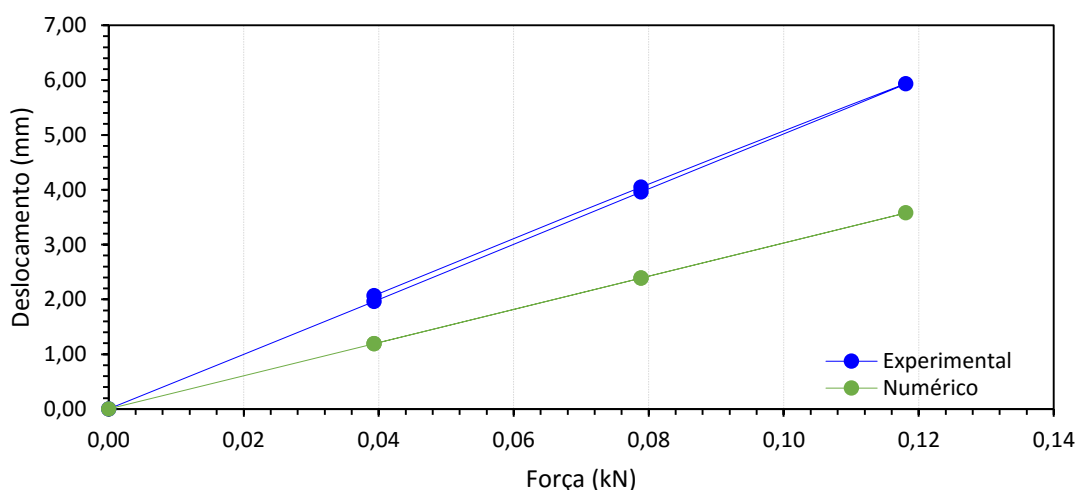


Figura 4.25 -- Gráfico força vs deslocamento no nível N1.

Tabela 4.28 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT - N2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	6,5646	5,1483	1,4163	-22
Carga 2	60	0,0789	13,6496	10,3408	3,3088	-24

Carga 3	60	0,1181	20,7331	15,4808	5,2523	-25
Carga 2	60	0,0789	13,9614	10,3408	3,6206	-26
Carga 1	60	0,0393	6,9073	5,1483	1,7590	-25

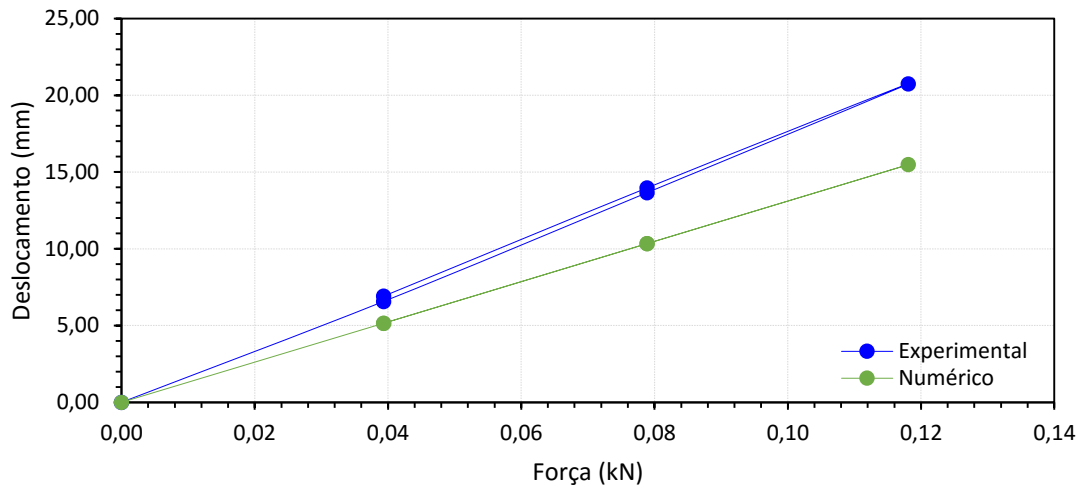


Figura 4.26 -- Gráfico força vs deslocamento no nível N2.

Tabela 4.29 - Valores comparativos de deslocamento medidos pela antena GNSS.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	7,9912	6,5203	1,4709	-18
Carga 2	60	0,0789	16,6521	13,0972	3,5549	-21
Carga 3	60	0,1181	25,2575	19,6078	5,6497	-22
Carga 2	60	0,0789	16,0741	13,0972	2,9769	-19
Carga 1	60	0,0393	7,0540	6,5203	0,5337	-8

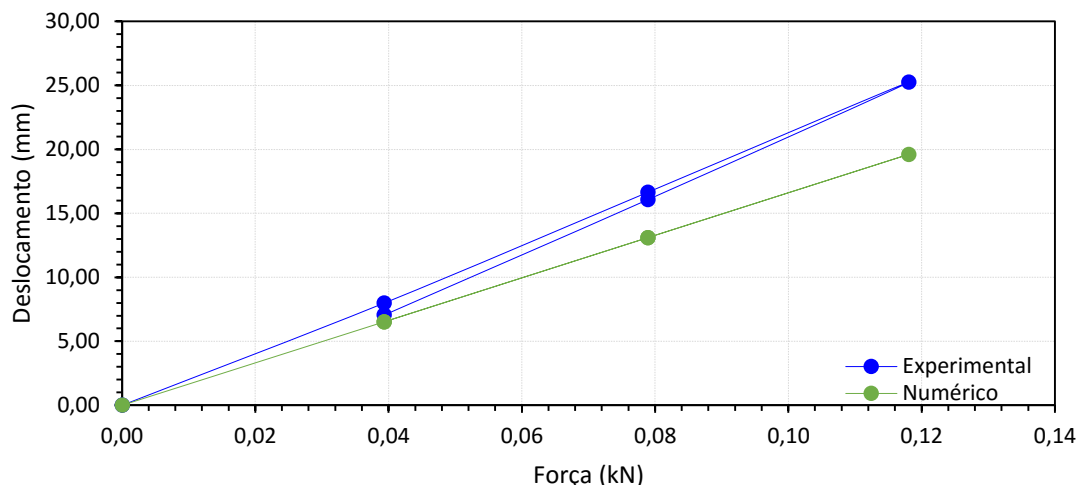


Figura 4.27 -- Gráfico força vs deslocamento antena GNSS.

Como se verifica de acordo com os dados comparativos apresentados, obteve-se um erro muito significativo nos deslocamentos obtidos pelo modelo numérico de barras comparativamente com os experimentais, pelo que será necessário proceder a uma calibração do mesmo.

Em seguida apresentam-se da Tabela 4.30 à Tabela 4.33, os valores comparativos obtidos na determinação das extensões. Da Figura 4.28 à Figura 4.31 representa-se graficamente para melhor visualização.

Tabela 4.30 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	78,8943	67,2490	11,6453	-15
Carga 2	60	0,0789	150,3912	132,3639	18,0273	-12
Carga 3	60	0,1181	221,3447	196,8211	24,5235	-11
Carga 2	60	0,0789	154,4558	132,3639	22,0919	-14
Carga 1	60	0,0393	87,1758	67,2490	19,9268	-23

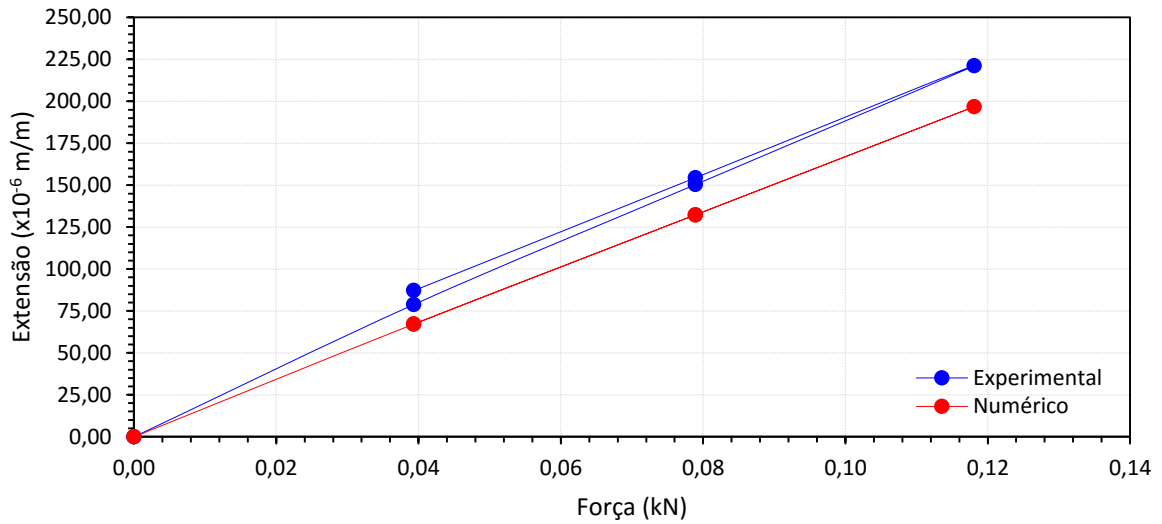


Figura 4.28 - Gráfico força vs extensão - E -NO -1.

Tabela 4.31 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-60,9042	-61,9454	1,0412	2
Carga 2	60	0,0789	-129,9902	-127,0602	-2,9300	-2
Carga 3	60	0,1181	-197,7832	-191,5173	-6,2659	-3
Carga 2	60	0,0789	-130,4378	-127,0602	-3,3776	-3
Carga 1	60	0,0393	-61,5736	-61,9454	0,3718	1

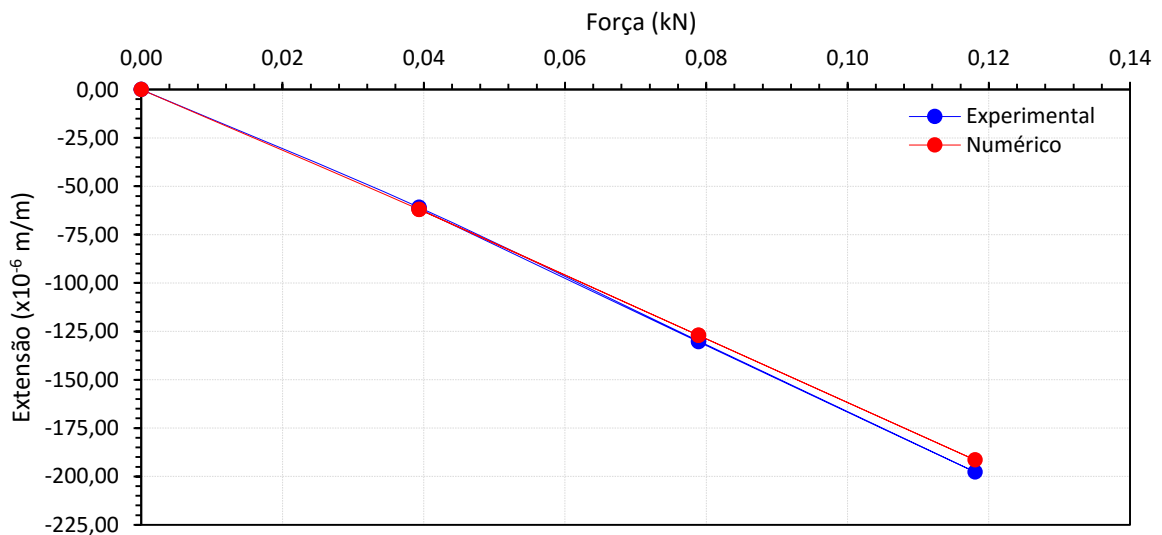


Figura 4.29 - Gráfico força vs extensão - E -NO -2.

Tabela 4.32 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N1 – 1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	116,5285	105,9090	10,6196	-9
Carga 2	60	0,0789	232,3614	210,4832	21,8782	-9
Carga 3	60	0,1181	345,3397	314,0012	31,3385	-9
Carga 2	60	0,0789	230,7543	210,4832	20,2711	-9
Carga 1	60	0,0393	119,1082	105,9090	13,1992	-11

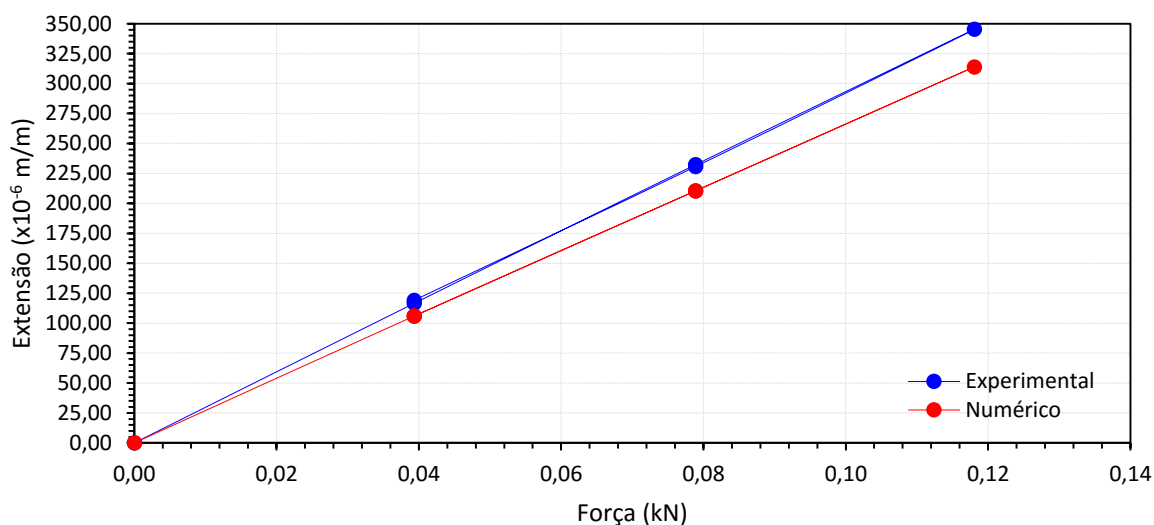


Figura 4.30 - Gráfico força vs extensão - E -N1 -1.

Tabela 4.33 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N2 – 2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-104,7141	-101,4049	-3,3092	-3
Carga 2	60	0,0789	-218,4928	-205,9790	-12,5138	-6
Carga 3	60	0,1181	-329,6575	-309,4967	-20,1608	-6
Carga 2	60	0,0789	-219,0054	-205,9790	-13,0265	-6
Carga 1	60	0,0393	-105,6617	-101,4049	-4,2568	-4

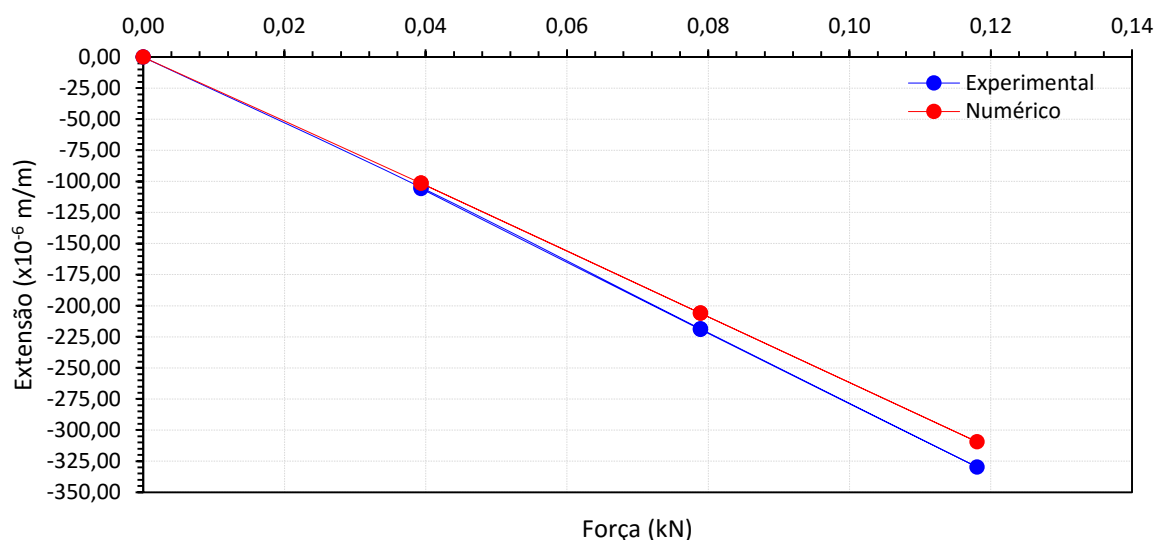


Figura 4.31 - Gráfico força vs extensão - E –N2 -2.

Da análise comparativa dos resultados das extensões, constata-se no geral um erro que embora superior ao expectável, pode-se, no entanto, considerar como aceitável. Verifica-se, também que os extensómetros que registam extensões de encurtamento (compressão), apresentam um erro menor que os extensómetros à tração. Destaca-se um aumento do erro significativo no extensómetro E – N0 – 1, que estar associado uma eventual anomalia detetada no decorrer dos ensaios, não sendo ainda possível avaliar com o devido rigor merecido a causa de distúrbio do extensómetro.

Nas Tabela 4.34 e Tabela 4.35 serão apresentados os valores comparativos correspondentes às rotações no nível 1 e 2.

As Figura 4.32 e Figura 4.33 representam graficamente a evolução das rotações durante o ensaio.

Tabela 4.34 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N1

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Rotações Ensaio (miligráu)	Rotações Modelo (miligráu)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-178,2442	-133,0103	-45,2339	-25
Carga 2	60	0,0789	-364,7987	-267,1007	-97,6980	-27
Carga 3	60	0,1181	-549,1237	-399,8366	-149,2870	-27
Carga 2	60	0,0789	-374,2044	-267,1007	-107,1037	-29
Carga 1	60	0,0393	-189,8880	-133,0103	-56,8778	-30

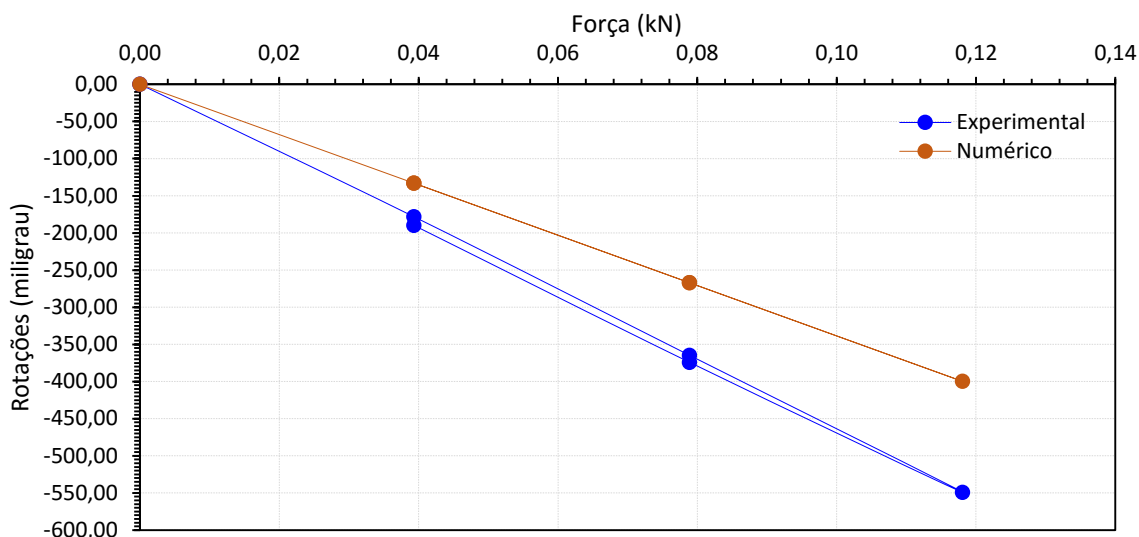


Figura 4.32 - Gráfico força vs rotações - I -N1.

Tabela 4.35 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N2

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Rotações Ensaio (miligraus)	Rotações Modelo (miligraus)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-439,6716	-390,8520	-48,8196	-11
Carga 2	60	0,0789	-900,7064	-785,2784	-115,4280	-13
Carga 3	60	0,1181	-1359,2223	-1175,7208	-183,5015	-14
Carga 2	60	0,0789	-923,6474	-785,2784	-138,3690	-15
Carga 1	60	0,0393	-462,3414	-390,8520	-71,4894	-15

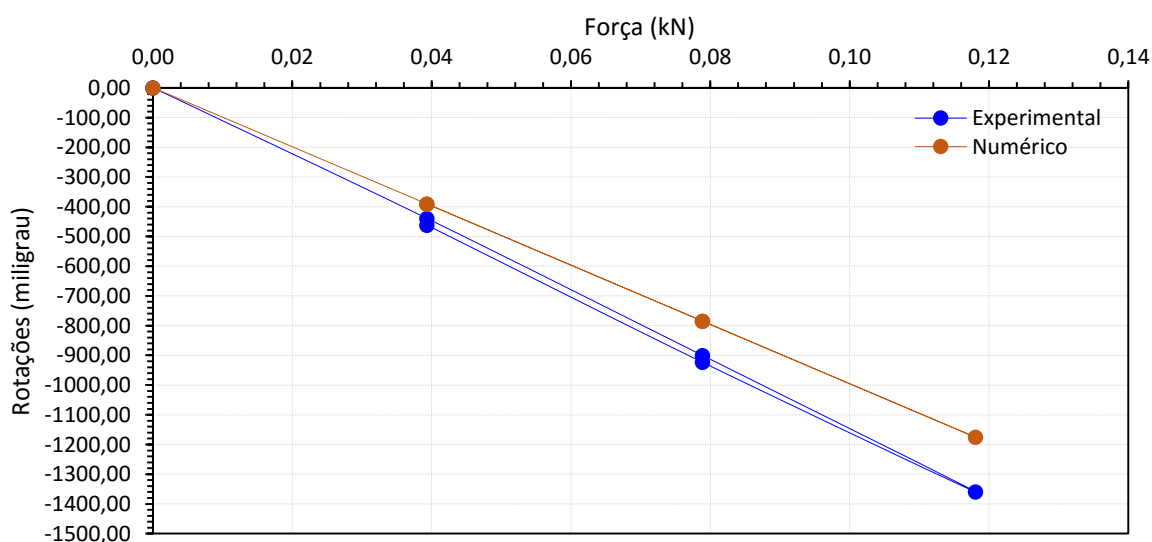


Figura 4.33 - - Gráfico força vs rotações - I -N2.

Analisando os dados referentes às rotações constata-se ocorrência de um erro significativo, principalmente ao nível da secção instrumentada N1. Estes erros ocorrem devido à elevada rigidez do modelo, de acordo com o já referido anteriormente. Pretende-se, no entanto, melhor significativamente estes erros efetuando um ajuste ao modelo numérico.

4.5.2.2 Comparação de resultados de ensaio dinâmico

Na Figura 4.34 representam-se os espectros de resposta de quatro acelerómetros instalados nos dois níveis instrumentados. Os resultados do ensaio dinâmico consistiram na medição da resposta em aceleração da estrutura, ao efeito da aplicação de um impulso provocando uma vibração forçada, que permitiu identificar as frequências naturais dos respetivos modos de vibração da estrutura. Estes resultados referem-se a um ensaio em que foram adicionadas as massas nos dois níveis.

A disposição dos acelerómetros uniaxiais, foi importante para se conseguir captar os primeiros quatro modos de vibração da estrutura. O acelerómetro denominado por A- N1 -1 instalado no nível 1 e no sentido paralelo ao movimento forçado causado pelo o impulso dinâmico registou a frequência de vibração do modo 1 e modo 3 ver (Figura 4.34 a)). O A – N2 -1 localizado no nível 2 orientado também no sentido paralelo ao movimento, captou unicamente a frequência do modo 1 ver (Figura 4.34 b), isto porque, a sua localização coincide com o nodo da estrutura, isto é, a deformada do modo de vibração passa exatamente pelo ponto onde esta instalado o acelerómetro (ver Figura 4.6), que por este facto origina um ponto nulo ou de reduzida definição na leitura do sensor. Repare-se que estes acelerómetros não captaram o segundo modo de vibração porque a sua deformada ocorre no sentido perpendicular ao movimento.

Os acelerómetros A – N1 – 2 e A – N2 – 2 instalados na perpendicular ao movimento foram capazes de registarem as frequências dos modos 1, 2 e 4 ver (Figura 4.34 a) e b)). Importa salientar o facto de estes acelerómetros conseguirem captar o modo 1, uma vez que estes estão instalados no sentido perpendicular à deformada associada ao primeiro modo. Este registo foi possível pela razão de este não fazer exatamente um ângulo de 90° com o sentido do movimento.

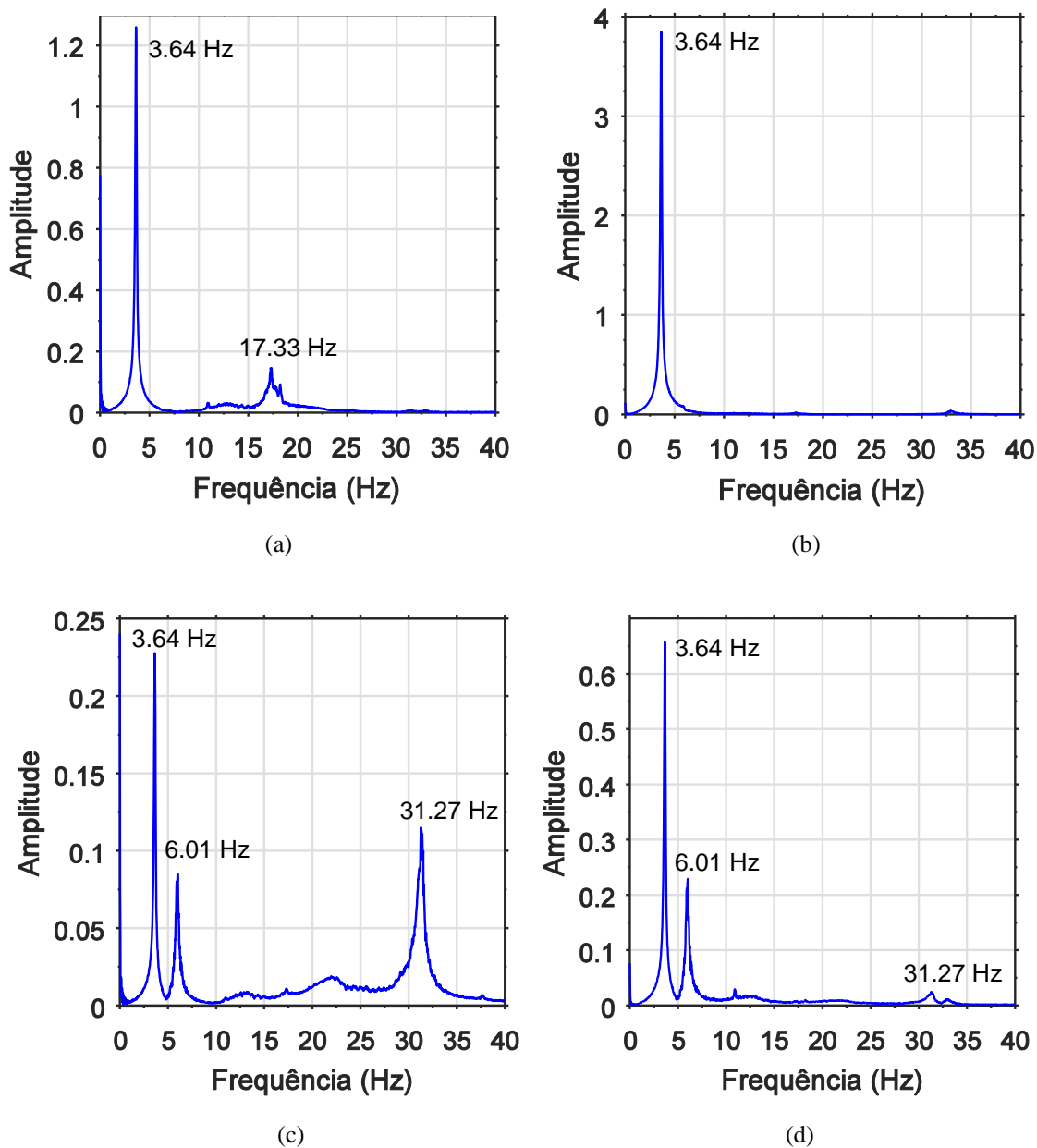


Figura 4.34 - Espectro de resposta medidos pelos acelerómetros no ensaio com massas nos dois níveis: a) A - N1 -1; b) A - N2 -1; C) A - N1 -2; d) A - N2 -2.

A Tabela 4.36 apresentam-se os valores das frequências identificadas experimentalmente para os primeiros três modos de vibração comparando-os com os calculados pelo modelo numérico.

Tabela 4.36-Valores comparativos frequências naturais de vibração para massas nos dois níveis.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,64	4,45	0,81	22
2	6,01	8,09	2,08	35
3	17,33	19,99	2,66	15
4	37,31	31,27	6,04	19

A Figura 4.35 representa os espectros de resposta das frequências naturais da estrutura com colocação de massas adicionais no nível 2.

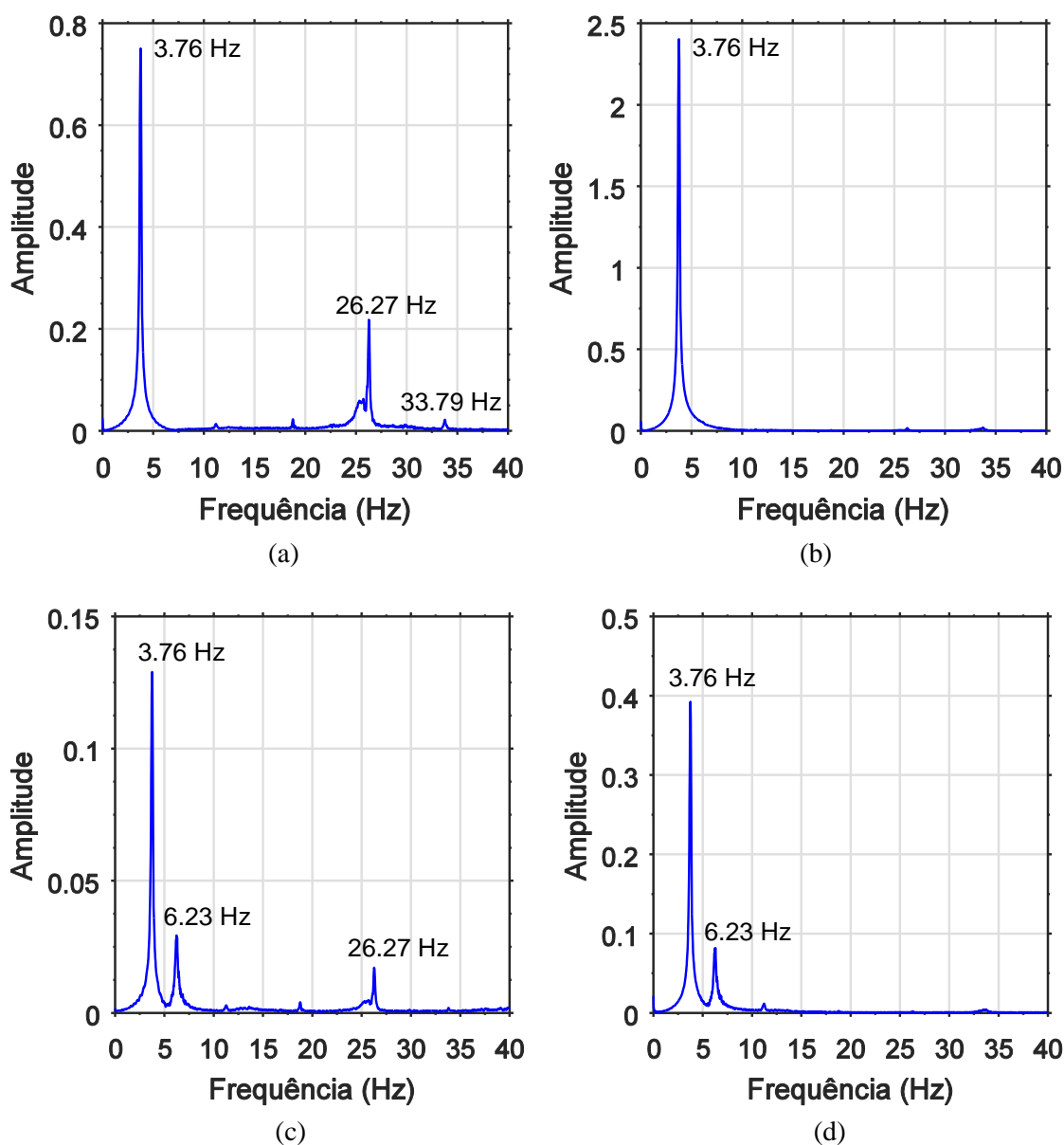


Figura 4.35 - Espectro de resposta medidos pelos acelerómetros no ensaio com massas no nível 2: a) A - N1 -1; b) A - N2 -1; C) A - N1 -2; d) A - N2 -2.

A Tabela 4.37 - Valores comparativos frequências naturais de vibração para massas no nível 2. Tabela 4.37 apresentam-se os valores das frequências identificadas experimentalmente para os primeiros quatro modos de vibração, comparando-os com os calculados pelo modelo numérico.

Tabela 4.37 - Valores comparativos frequências naturais de vibração para massas no nível 2.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,76	4,55	0,79	21
2	6,23	8,31	2,08	33
3	26,27	32,37	6,10	23
4	33,79	37,59	3,80	11

Representa-se na Figura 4.36 os espectros de resposta das frequências naturais da estrutura com colocação de massas adicionais no nível 1.

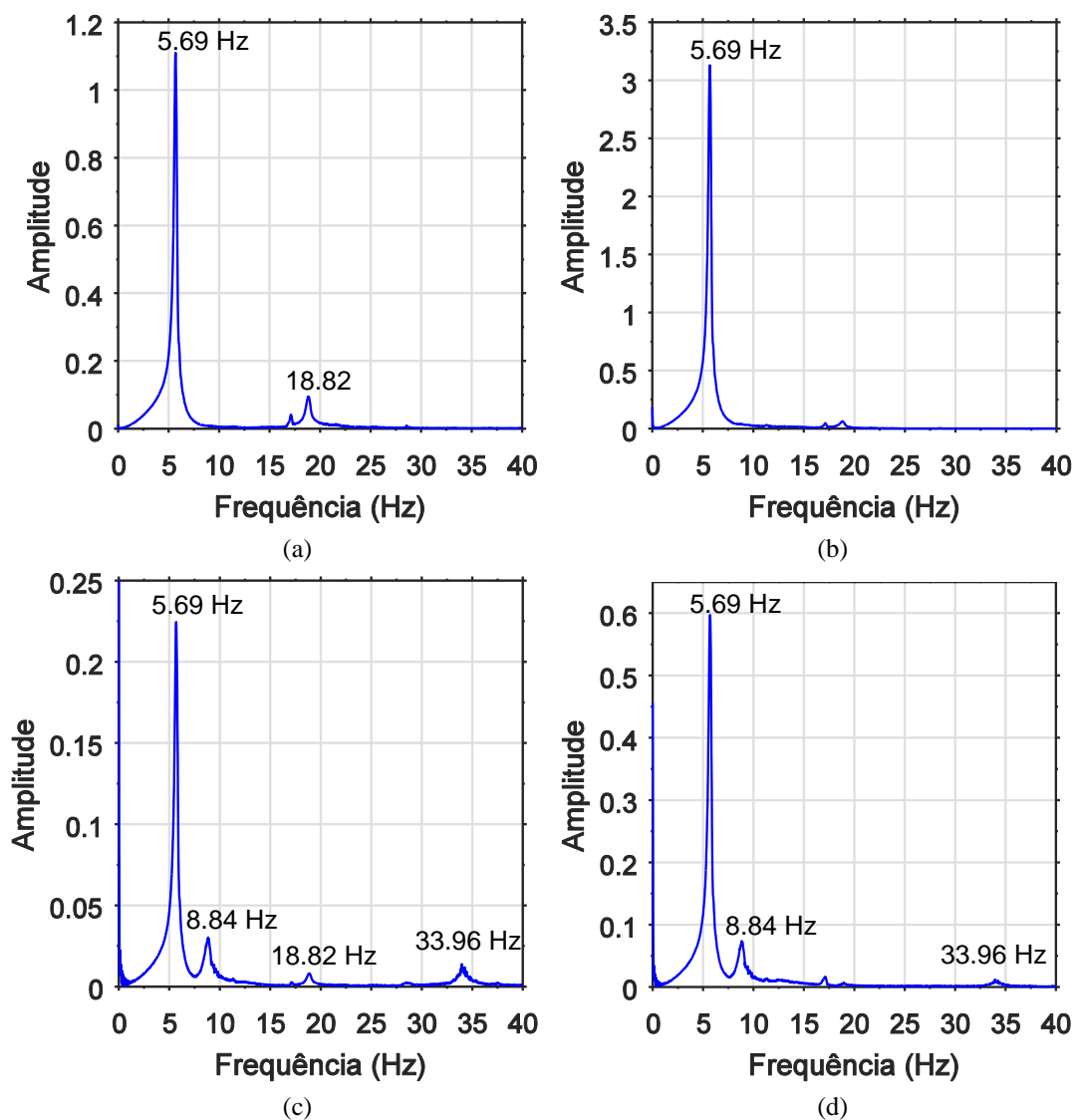


Figura 4.36 - Espectro de resposta medidos pelos acelerómetros no ensaio com massas no nível 1: a) A - N1 -1; b) A - N2 -1; c) A - N1 -2; d) A - N2 -2.

A Tabela 4.38 demonstram-se os valores das frequências identificadas experimentalmente para os primeiros três modos de vibração comparando-os com os calculados pelo modelo numérico.

Tabela 4.38 - Valores comparativos frequências naturais de vibração para massas no nível 1.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	5,69	7,82	2,13	37
2	8,84	13,89	5,05	57
3	18,82	22,26	3,44	18
4	33,96	42,99	9,03	27

Como se pode verificar, em cada uma das três situações de massas adicionais, dos resultados comparativos da análise dinâmica, obtiveram-se frequências elevadas relativamente as experimentais o que traduz erros relevantes. Uma das conclusões a tirar do ensaio dinâmico, de acordo com os resultados comparativos expostos, é a confirmação de que o modelo de barras apresenta uma elevada rigidez em relação ao modelo físico.

4.5.3 Comparação modelo de elementos finitos de casca

Em seguida apresentam-se os resultados comparativos entre os valores obtidos via experimental e modelo numérico de elementos finitos. Para se efetuar uma comparação de forma mais imediata entre grandezas medidas via experimental e as calculadas pelo modelo numérico de casca, faz-se apresentar uma tabela os valores e os erros associados, e uma representação gráfica.

4.5.3.1 Comparação de resultados do ensaio estático

Tal como se procedeu anteriormente, apresenta-se das Tabela 4.39 à Tabela 4.41 os valores calculados pelo modelo de elementos finitos de casca comparativamente com os obtidos do modelo físico pela via experimental. Da Figura 4.37 à Figura 4.39 representa-se graficamente o evolução dos deslocamentos.

Tabela 4.39 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	1,9608	1,9014	0,0594	-3
Carga 2	60	0,0789	3,9598	3,8181	0,1417	-4
Carga 3	60	0,1181	5,9324	5,7154	0,2170	-4
Carga 2	60	0,0789	4,0487	3,8181	0,2306	-6
Carga 1	60	0,0393	2,0685	1,9014	0,1671	-8

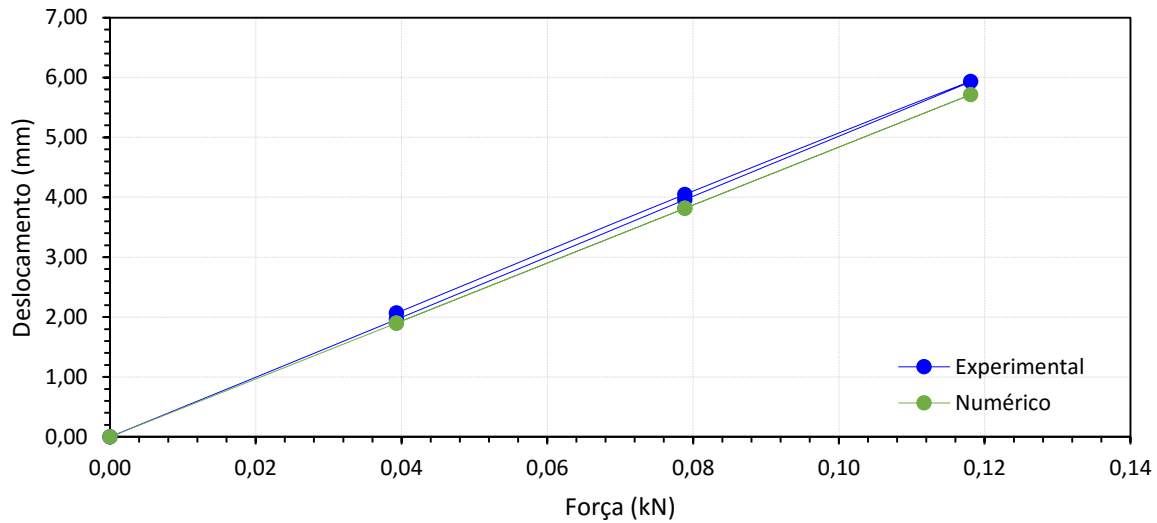


Figura 4.37 - Gráfico força vs deslocamento no nível N1.

Tabela 4.40 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	6,5646	6,6562	-0,0916	1
Carga 2	60	0,0789	13,6496	13,3688	0,2808	-2
Carga 3	60	0,1181	20,7331	20,0137	0,7194	-3
Carga 2	60	0,0789	13,9614	13,3688	0,5926	-4
Carga 1	60	0,0393	6,9073	6,6562	0,2511	-4

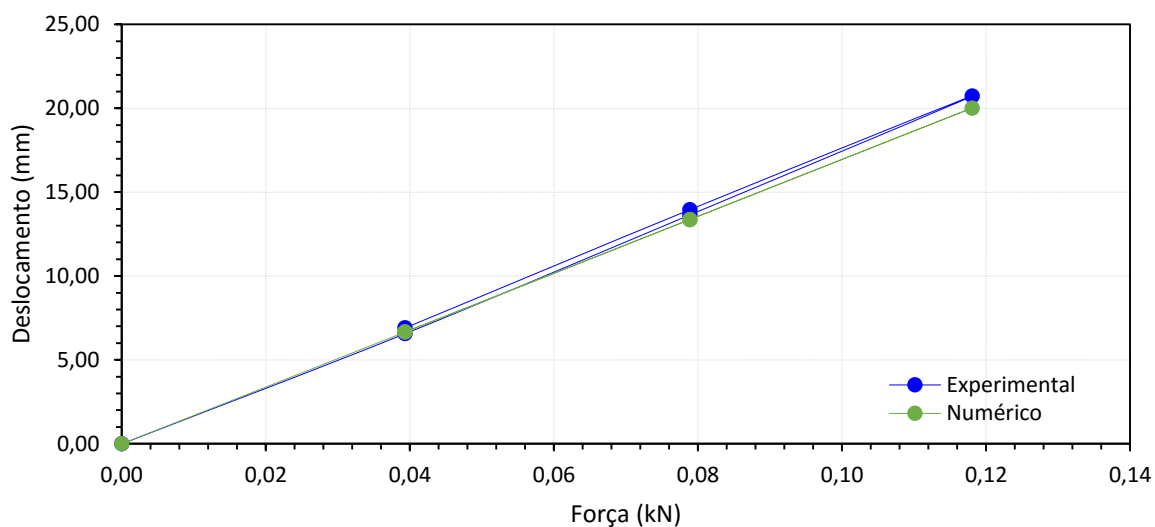


Figura 4.38 - Gráfico força vs deslocamento no nível N2.

Tabela 4.41 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo GNSS.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	7,9912	8,2736	-0,2824	4
Carga 2	60	0,0789	16,6521	16,6186	0,0335	0
Carga 3	60	0,1181	25,2575	24,8792	0,3783	-1
Carga 2	60	0,0789	16,0741	16,6186	-0,5445	3
Carga 1	60	0,0393	7,0540	8,2736	-1,2196	17

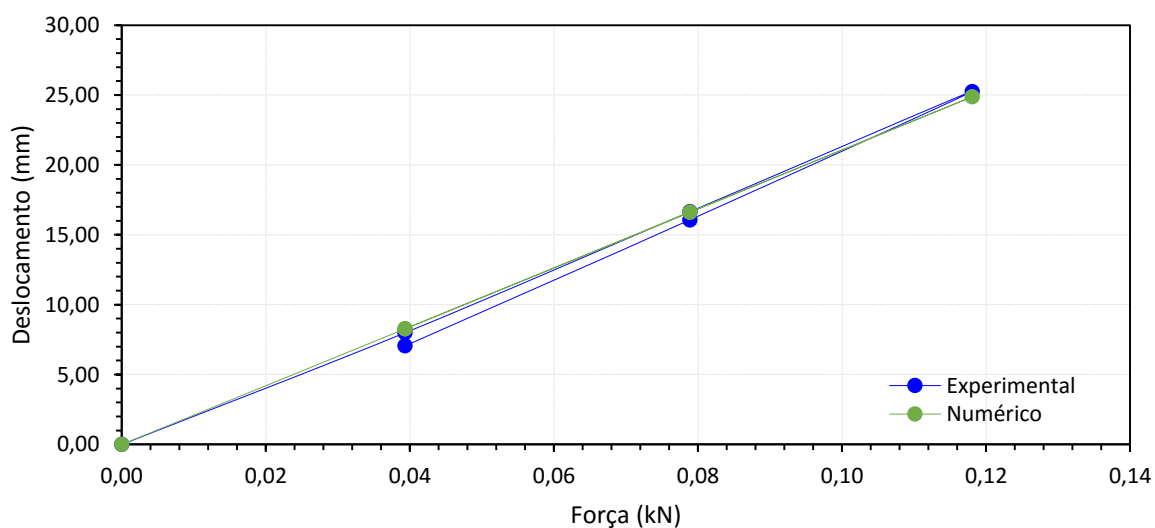


Figura 4.39 - Gráfico força vs deslocamento do GNSS.

Da abordagem comparativa dos deslocamentos, como se pode constatar, obtiveram-se resultados bastante satisfatórios, com erros relativos sempre inferiores a 5% na os três casos de carga, no entanto no processo de retirar carga o erro aumenta ligeiramente na ordem de 1%, este facto pode estar associado à existência de algum atrito oferecido pela roldana por onde passa o cabo de aço que suporta a carga aplicada. A representação gráfica ilustra de forma mais imediata este fenómeno, na fase de carregamento as retas praticamente sobrepõem-se, ou seja, tem o mesmo declive, havendo um pequeno desfasamento na fase descarregamento.

A comparação das extensões serão representadas das Tabela 4.42 à Tabela 4.45, acompanhadas por uma representação gráfica das Figura 4.40 à Figura 4.43.

Tabela 4.42 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	78,8943	65,1429	13,7514	-17
Carga 2	60	0,0789	150,3912	130,7143	19,6770	-13
Carga 3	60	0,1181	221,3447	196,2381	25,1066	-11
Carga 2	60	0,0789	154,4558	130,7143	23,7415	-15
Carga 1	60	0,0393	87,1758	65,1429	22,0329	-25

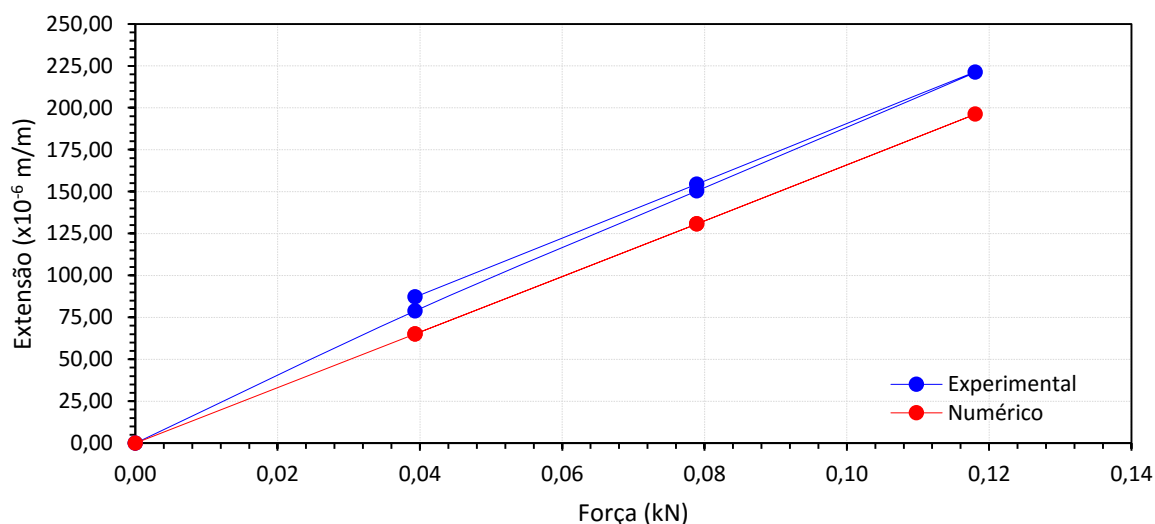


Figura 4.40 - Gráfico força vs extensão - E -NO -1.

Tabela 4.43 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N0 – 2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-60,9042	-67,5238	6,6196	11
Carga 2	60	0,0789	-129,9902	-133,0952	3,1050	2
Carga 3	60	0,1181	-197,7832	-198,0952	0,3121	0
Carga 2	60	0,0789	-130,4378	-133,0952	2,6574	2
Carga 1	60	0,0393	-61,5736	-67,5238	5,9502	10

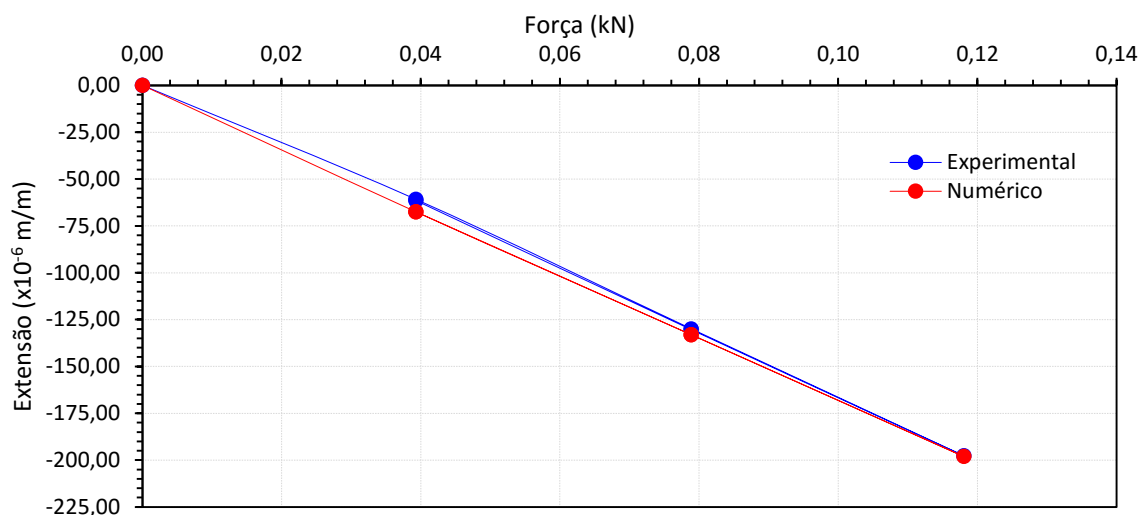


Figura 4.41 - Gráfico força vs extensão - E -NO -2.

Tabela 4.44 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N1 – 1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	116,5285	104,2857	12,2428	-11
Carga 2	60	0,0789	232,3614	209,5238	22,8376	-10
Carga 3	60	0,1181	345,3397	313,6190	31,7207	-9
Carga 2	60	0,0789	230,7543	209,5238	21,2305	-9
Carga 1	60	0,0393	119,1082	104,2857	14,8225	-12

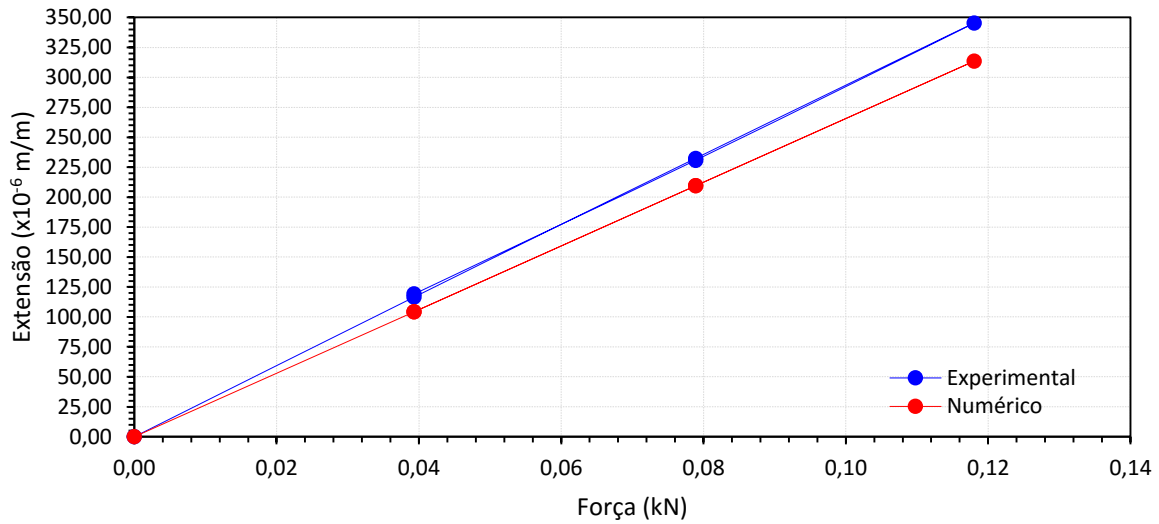


Figura 4.42 - Gráfico força vs extensão - E -N1 -1.

Tabela 4.45 - Valores comparativos de extensões registadas pelo extensómetro E – N1 – 2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Extensão Ensaio (microstrains)	Extensão Modelo (microstrains)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-104,7141	-106,5714	1,8573	2
Carga 2	60	0,0789	-218,4928	-211,8571	-6,6356	-3
Carga 3	60	0,1181	-329,6575	-316,0476	-13,6099	-4
Carga 2	60	0,0789	-219,0054	-211,8571	-7,1483	-3
Carga 1	60	0,0393	-105,6617	-106,5714	0,9097	1

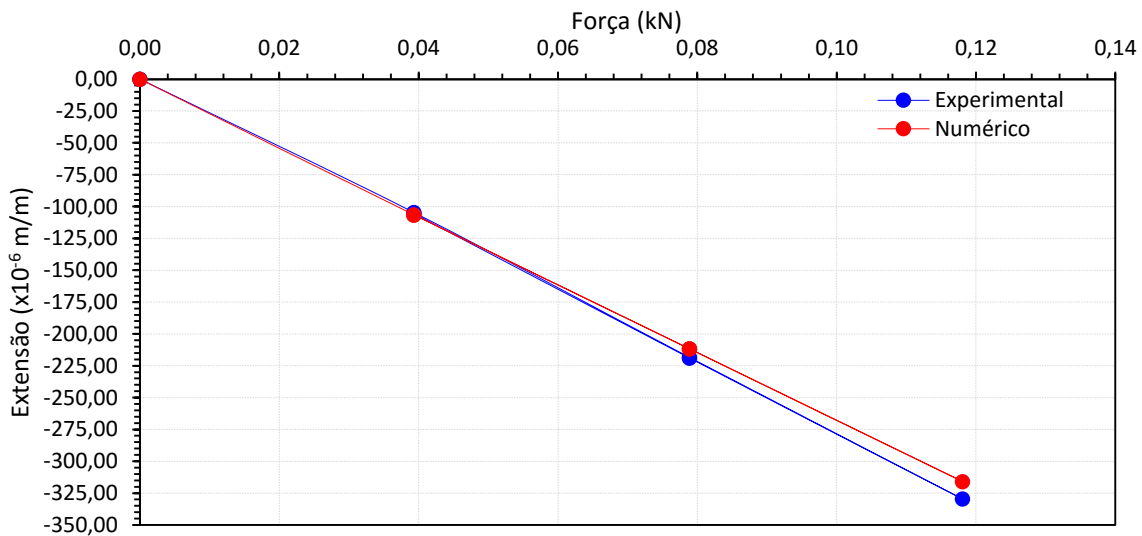


Figura 4.43 - Gráfico força vs extensão - E -N1 -2.

Os resultados comparativos das extensões, apresentam erros na mesma ordem de grandeza do modelo barras em relação aos experimentais, como se previa uma vez as extensões não têm relação com a rigidez, no caso de estruturas isostáticas.

Nas Tabela 4.46 e Tabela 4.47 faz-se a comparação das rotações. A representação gráfica surgem nas Figura 4.44 Figura 4.45.

Tabela 4.46 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Rotações Ensaio (miligradu)	Rotações Modelo (miligradu)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-178,2442	-177,9000	-0,3442	0
Carga 2	60	0,0789	-364,7987	-357,2500	-7,5487	-2
Carga 3	60	0,1181	-549,1237	-534,7800	-14,3437	-3
Carga 2	60	0,0789	-374,2044	-357,2500	-16,9544	-5
Carga 1	60	0,0393	-189,8880	-177,9000	-11,9880	-6

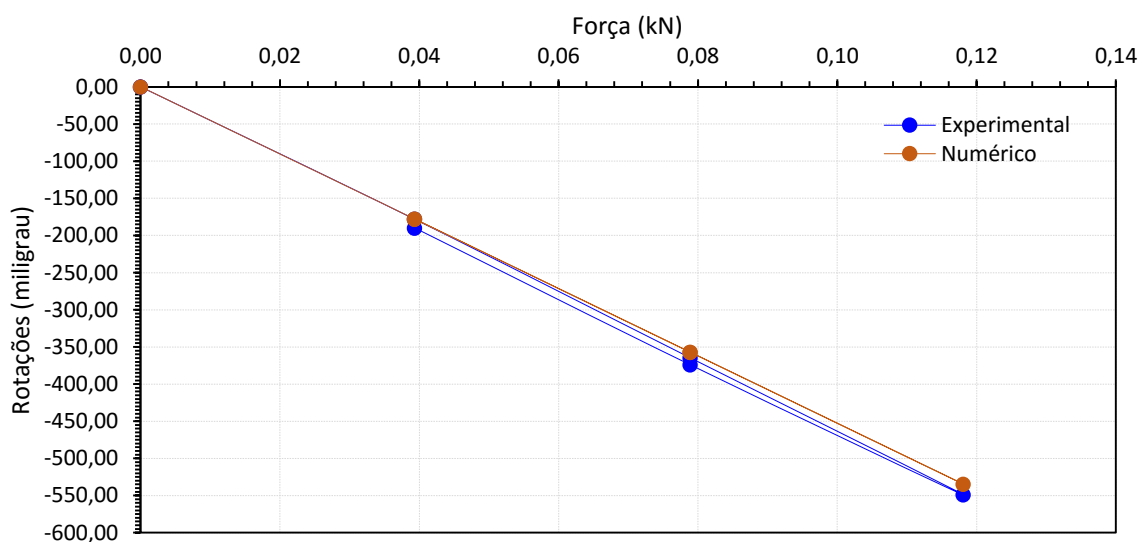


Figura 4.44 - Gráfico força vs rotação – I -N1.

Tabela 4.47 - Valores comparativos de rotações no inclinómetro I – N2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Rotações Ensaio (miligradu)	Rotações Modelo (miligradu)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-439,6716	-447,3100	7,6384	2
Carga 2	60	0,0789	-900,7064	-898,7000	-2,0064	0
Carga 3	60	0,1181	-1359,2223	-1345,5200	-13,7023	-1
Carga 2	60	0,0789	-923,6474	-898,7000	-24,9474	-3
Carga 1	60	0,0393	-462,3414	-447,3100	-15,0314	-3

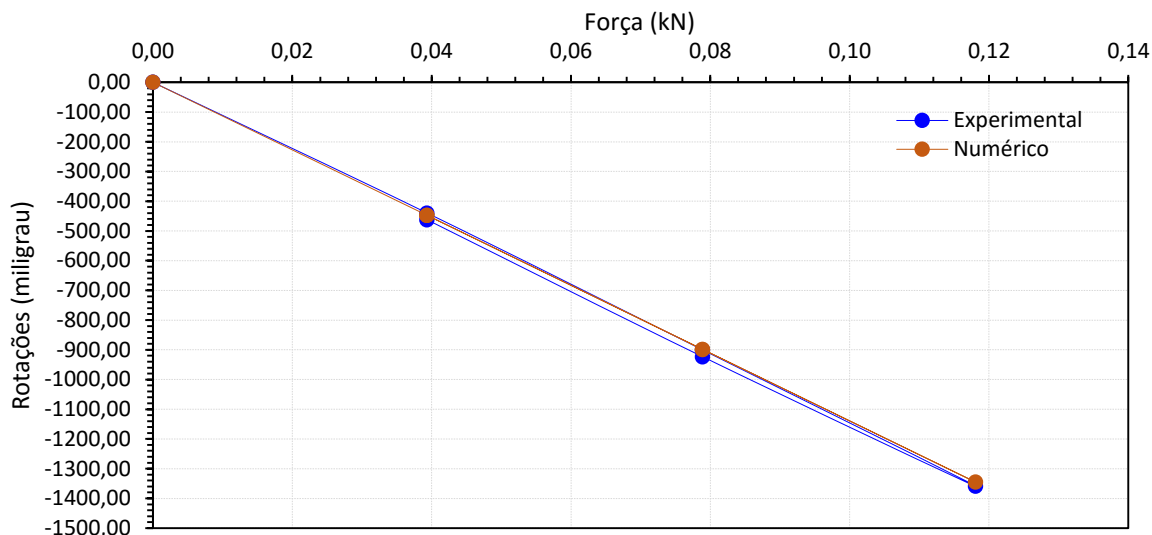


Figura 4.45 - Gráfico força vs rotação – I –N2.

À imagem dos deslocamentos, os resultados comparativos das rotações apresentam um erro muito satisfatório, na mesma ordem de grandeza dos obtidos nos deslocamentos, pelo que era esperado, ora as rotações de certa forma acompanham a deformação da estrutura.

4.5.3.2 Comparação de resultados de ensaio dinâmico

Na análise que se segue a partir dos ensaios dinâmicos realizados no modelo físico, e da análise modal calculada no modelo numérico de elementos finitos de casca, para as diferentes combinações de massa adicionais nos níveis 1 e 2, efetuou-se a comparação dos valores das frequências de vibração identificadas.

Na Tabela 4.48 mostra-se os valores comparativos das frequências de vibração para o ensaio realizado com massas adicionais nos dois níveis.

Tabela 4.48 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1 e 2.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,64	3,86	0,22	6
2	6,01	7,00	0,99	16
3	17,33	16,89	0,44	-3
4	31,27	31,42	0,15	0

A Tabela 4.49 representa os valores comparativos referentes ao ensaio em que se considerou massas adicionais só no nível 2.

Tabela 4.49 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 2.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,76	3,99	0,23	6
2	6,23	7,26	1,03	17
3	26,27	27,30	1,03	4
4	33,79	31,67	2,12	-6

Por fim a Tabela 4.50 representa os valores comparativos das frequências de vibração referentes ao ensaio para o ensaio para a combinação de massas só no nível 1.

Tabela 4.50 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	5,69	6,61	0,92	16
2	8,84	11,77	2,93	33
3	18,82	19,48	0,66	4
4	33,96	38,21	4,25	13

Os resultados da análise modal obtidos do cálculo do modelo numérico de casca, em comparação com as características dinâmicas identificadas experimentalmente, observam-se uma redução do erro relativo em relação ao modelo numérico de barras. Ainda assim os resultados obtidos além de não serem satisfatórios com a exceção do primeiro modo para a combinação de massas nos dois níveis ou só com massas no nível 2, revelam que os modelos numéricos estão desajustados com efetivamente as condições reais do modelo físico.

Este desvio pode ser justificado e originado pelas condições de apoio do modelo físico ao exterior, conforme se mostra na Figura 4.46.



Figura 4.46 - Pormenor das condições de apoio do modelo físico.

Como já foi referido no capítulo anterior, os ensaios realizados no modelo físico foram realizados numa cobertura plana de um edifício, a base de apoio da estrutura é materializada dois perfis assentes diretamente na cobertura sobre o geotêxtil, normalmente este tipo de cobertura sob a camada de geotêxtil é aplicado o isolamento térmico, o que origina alguma flexibilidade como foi detetada logo após a montagem do modelo físico.

Perante estas condições surge a necessidade de proceder à calibração dos modelos numéricos, com alteração das condições de apoio, para estas se ajustarem o máximo possível às condições in situ da estrutura. Os parâmetros como as propriedades mecânicas em particular o modulo de elasticidade também poderia ser alvo de ajuste, embora neste caso não se aplique porque é um parâmetro que esta controlado. Outras causas possíveis de induzir erros nas medições poderia ser danos na estrutura ou uma existência de folgas nas ligações, no entanto estas questões foram controladas e verificados previamente antes da realização dos ensaios experimentais.

4.6 Calibração e validação dos modelos numéricos

Através da informação retida dos ensaios experimentais e comparada com os calculados pelos modelos numéricos permite obter informação que possibilita que os modelos numéricos fiquem devidamente calibrado, ainda que em regime elástico, simulado as condições in situ de qualquer estrutura.

Para proceder à calibração dos modelos desenvolvidos neste trabalho, foi adicionado ao plano de monitorização inicial definido, dois inclinómetros na base de apoio da estrutura, um na ligação do perfil RHS 80x40x1.5 à chapa da base, e um segundo na chapa da base que liga perfis tubulares assentes na cobertura, como se ilustra na *Figura 4.47*. Desta forma foi possível quantificar a rotação do apoio da estrutura.

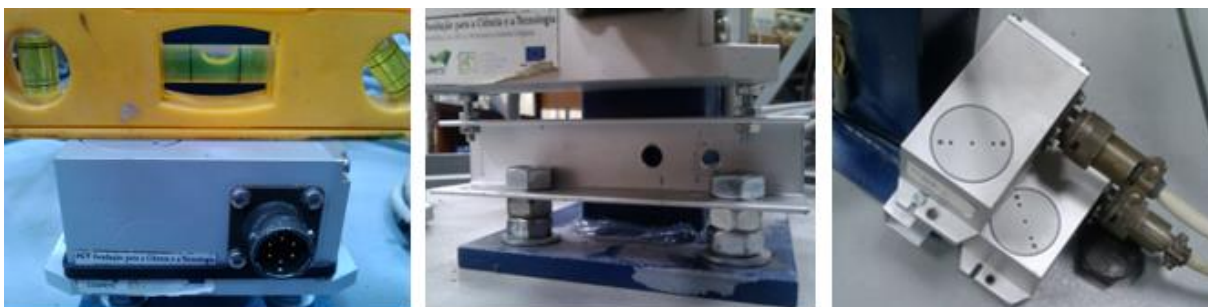


Figura 4.47 - Instalação de inclinómetros da base da estrutura.

4.6.1 Procedimento adotado na calibração dos modelos.

Na calibração dos modelos foram adotados dois processos, o primeiro consistiu através da realização de um ensaio experimental de ordem estático medir a rotação no apoio da estrutura. Com a rotação dada no apoio da estrutura e o momento na base da estrutura calculado pelo modelo numérico. Relacionando o momento fletor com a rotação determina-se uma constante elástica da mola com aplicação da seguinte expressão:

$$K_{mola} = \frac{M_b}{R_b} \quad (4.2)$$

em que:

M_b – momento fletor na base da estrutura;

R_b – rotação na base.

Outro método adotado principalmente para o ajuste da componente dinâmica com vista à minimização do erro em frequências no maior numero de modos possível, foram testados vários valores para as constantes elásticas do apoio do modelo, num processo iterativo de tentativa e erro até se atingir uma convergência satisfatória. No caso particular deste trabalho foram estes os métodos aplicados.

4.6.2 Determinação do coeficiente de elasticidade

Como primeiro ponto de partida para a determinação da constante elástica da mola aplicar no apoio, realizou-se um ensaio estático com aplicação de três ciclos de carga com intervalos de tempo de 60 segundos, onde se mediu a rotação da base conforme representado na Figura 4.48.

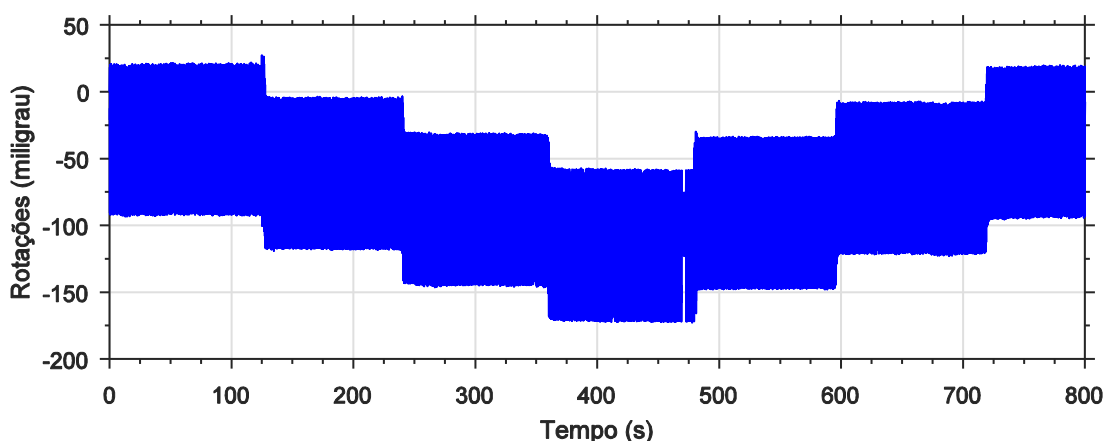


Figura 4.48 - Rotações na base do perfil.

Na *Tabela 4.51* apresentam-se os dados estatísticos obtidos pelo inclinómetro instalado na base do perfil, para quantificação da rotação máxima ocorrida durante o ensaio estático, que ocorreu para a carga 3 e toma valor em módulo de $R_b = |-172,4276|$.

Tabela 4.51 - Dados estatísticos do inclinómetro da base.

Patamares	Máximo	Mínimo	Média	Desvio padrão
Carga 1	-3,8281	-118,9970	-49,1685	21,8027
Carga 2	-30,2990	-146,2824	-76,4033	21,8425
Carga 3	-57,2994	-172,4276	-103,3230	21,8737
carga 2	-33,5163	-148,1150	-78,9358	21,8367
carga 1	-7,2490	-122,9473	-52,7920	21,8334

O valor do momento máximo calculou-se pelo modelo de barras para a carga máxima aplicado no ensaio experimental, obteve-se o diagrama de esforços apresentado na Figura 4.49.

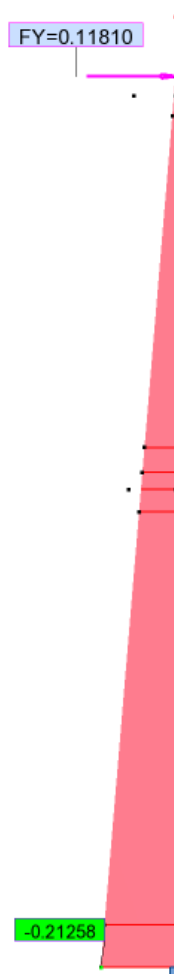


Figura 4.49 - Diagrama de momentos fletores carga máxima aplicada ensaio estático.

A modificação de modelos numéricos, pelo processo analítico com aplicação na expressão 4.2, obtém-se no plano da deformada do modo 1 o seguinte coeficiente de elasticidade (k):

$$k_{mola} = \frac{0,2126}{0,1724} = 1,23 \text{ kN} \cdot \text{m/Deg}$$

Os restantes coeficientes de elasticidade serão determinados num processo iterativo, até que o modelo numérico fique devidamente calibrado, podendo então ser utilizado para avaliação de segurança das estruturas.

4.6.3 Validação e resultados modelo de barras

O processo de validação do modelo de barras, foram utilizados dos métodos, um com a determinação do coeficiente de elasticidade R_x determinado analiticamente na direção da deformada do primeiro modo de vibração. Na direção perpendicular, ou seja, no plano da deformada do segundo modo R_y , foi determinado pelo processo iterativo, na Tabela 4.52 é indicado os coeficientes de elasticidade aplicados no modelo numérico de barras.

Tabela 4.52 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras.

Direção	Constante
Coeficiente elasticidade R_x	1,23 kN·m / Deg
Coeficiente elasticidade R_y	2,00 kN·m / Deg

Das Tabela 4.53 à Tabela 4.55, apresentação os valores comparativos resultantes do ajustamento do coeficiente de elasticidade.

Tabela 4.53 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	1,9608	2,1133	-0,1525	8
Carga 2	60	0,0789	3,9598	4,2435	-0,2837	7
Carga 3	60	0,1181	5,9324	6,3523	-0,4199	7
Carga 2	60	0,0789	4,0487	4,2435	-0,1948	5
Carga 1	60	0,0393	2,0685	2,1133	-0,0448	2

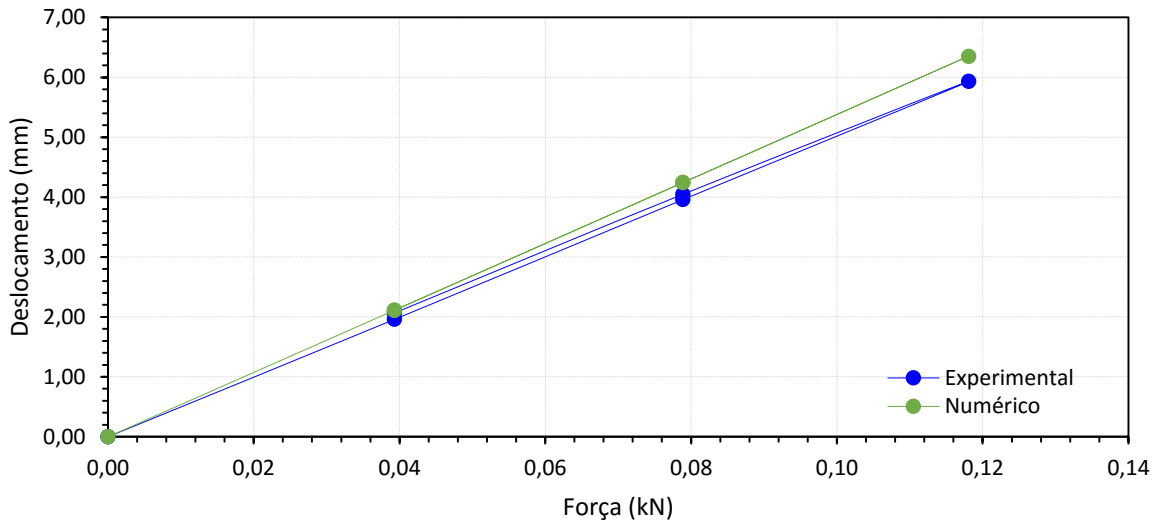


Figura 4.50 - Gráfico força vs deslocamento no nível N1.

Tabela 4.54 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo LVDT -N2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	6,5646	6,8742	-0,3096	5
Carga 2	60	0,0789	13,6496	13,8063	-0,1567	1
Carga 3	60	0,1181	20,7331	20,6684	0,0647	0
Carga 2	60	0,0789	13,9614	13,8063	0,1551	-1
Carga 1	60	0,0393	6,9073	6,8742	0,0331	0

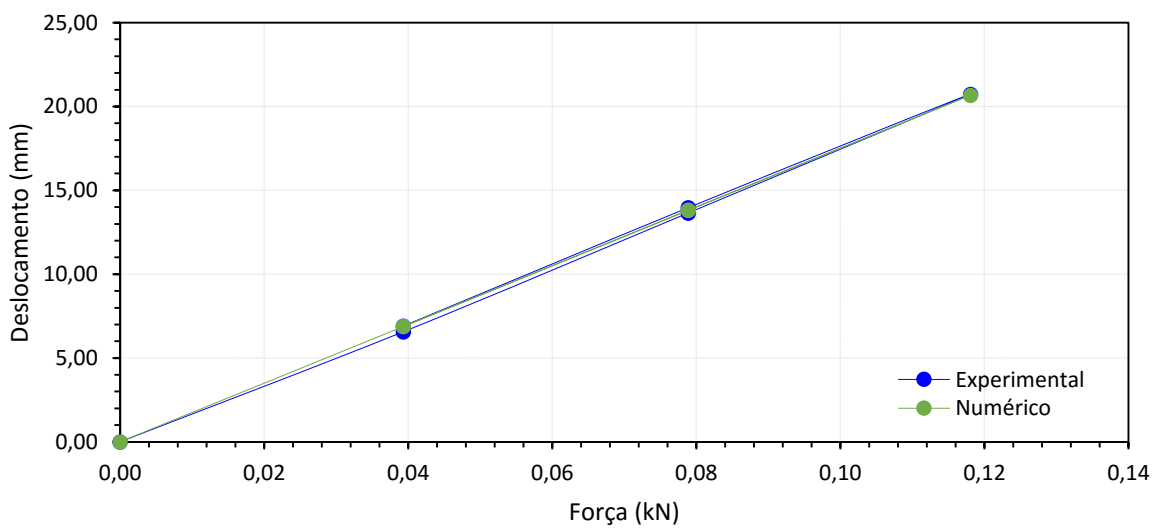


Figura 4.51 - Gráfico força vs deslocamento no nível N2.

Tabela 4.55 - Valores comparativos de deslocamento medidos pelo GNSS.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	7,9912	8,4468	-0,4556	6
Carga 2	60	0,0789	16,6521	16,9658	-0,3137	2
Carga 3	60	0,1181	25,2575	25,3986	-0,1411	1
Carga 2	60	0,0789	16,0741	16,9658	-0,8917	6
Carga 1	60	0,0393	7,0540	8,4468	-1,3928	20

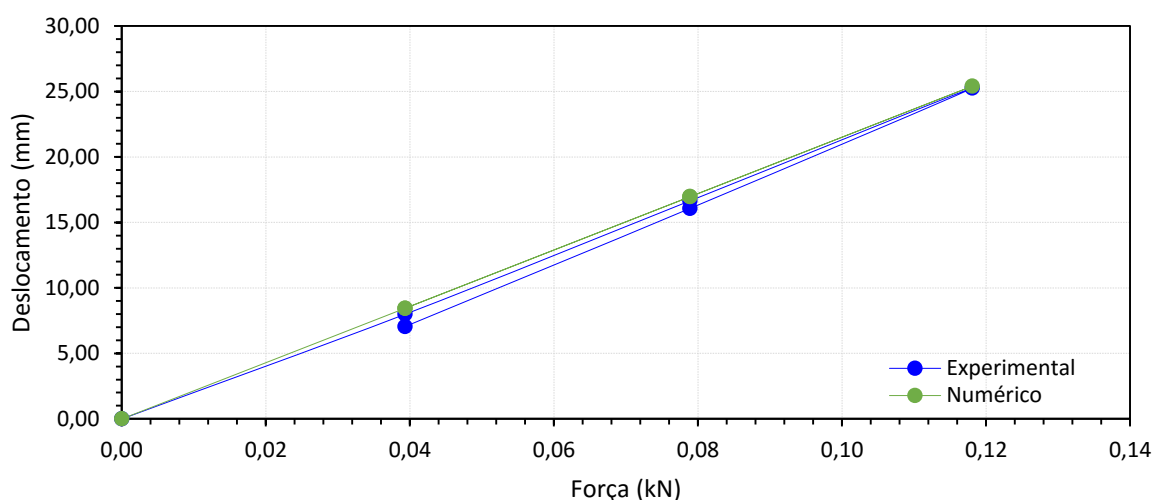


Figura 4.52 - Gráfico força vs deslocamento antenna GNSS.

As Tabela 4.56 e Tabela 4.57 representam a comparação relativa às rotações. As *Figura 4.53* e *Figura 4.54*, expõem graficamente a evolução das rotações.

Tabela 4.56 - Valores comparativos de rotações medidos pelo I -N1.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Rotações Ensaio (miligráu)	Rotações Modelo (miligráu)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-178,2442	-190,5018	12,2576	7
Carga 2	60	0,0789	-364,7987	-382,5433	17,7446	5
Carga 3	60	0,1181	-549,1237	-572,6451	23,5215	4
Carga 2	60	0,0789	-374,2044	-382,5433	8,3389	2
Carga 1	60	0,0393	-189,8880	-190,5018	0,6137	0

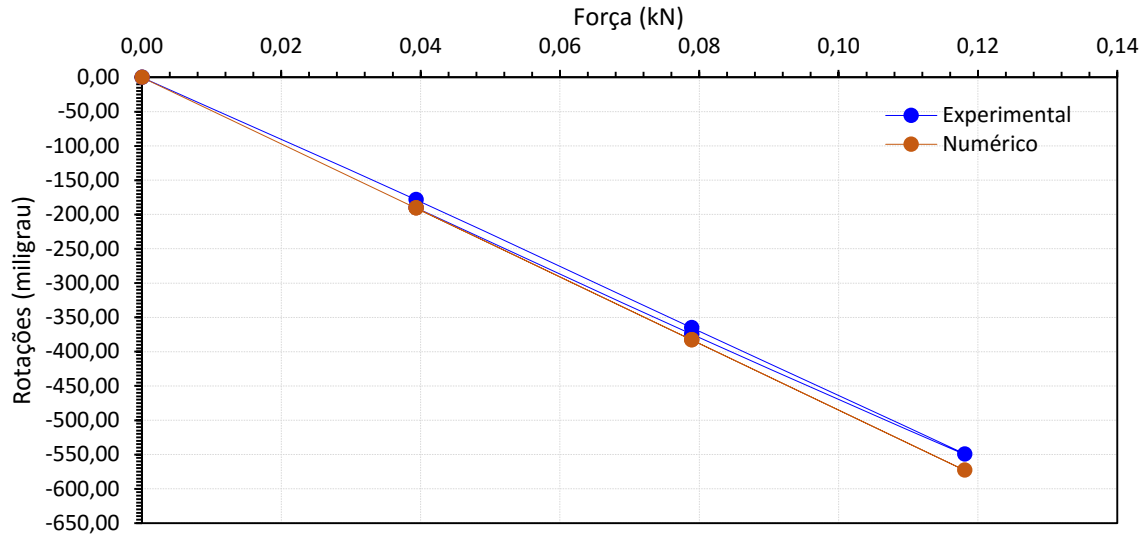


Figura 4.53 - Gráfico força vs rotação – I –N1.

Tabela 4.57 - Valores comparativos de rotações medidos pelo I -N2.

Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Rotações Ensaio (miligrau)	Rotações Modelo (miligrau)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	-439,6716	-448,3435	8,6719	2
Carga 2	60	0,0789	-900,7064	-900,7211	0,0147	0
Carga 3	60	0,1181	-1359,2223	-1348,5292	-10,6931	-1
Carga 2	60	0,0789	-923,6474	-900,7211	-22,9263	-2
Carga 1	60	0,0393	-462,3414	-448,3435	-13,9979	-3

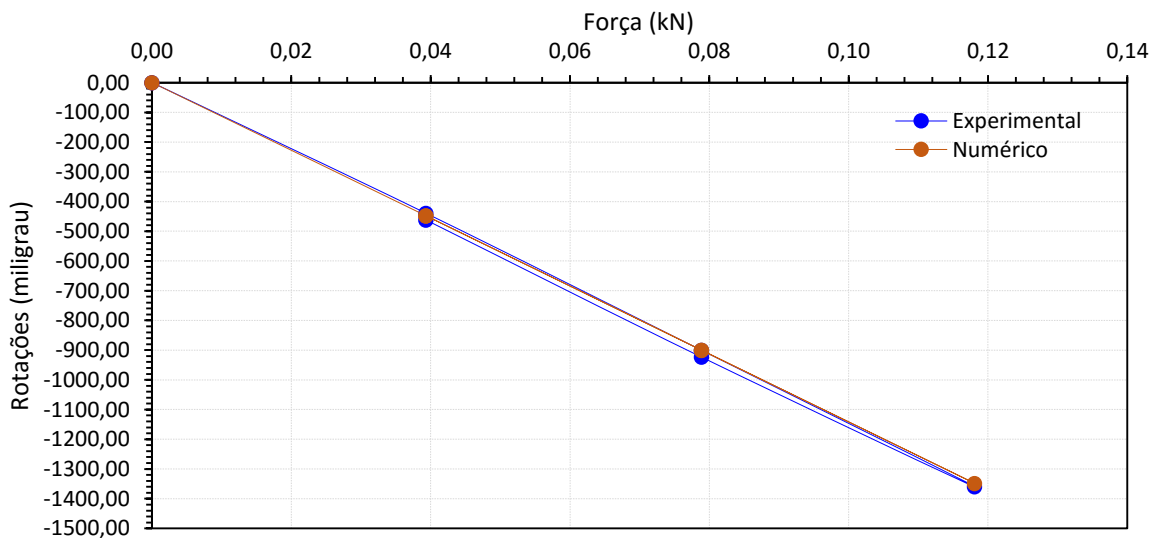


Figura 4.54 - Gráfico força vs rotação – I –N2.

Resultados da análise modal são as combinações de massas adicionais vem apresentados nas Tabela 4.58 à Tabela 4.60.

Tabela 4.58 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas nos níveis 1 e 2.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,64	3,78	0,14	4
2	6,01	6,02	0,01	0
3	17,33	16,91	-0,42	-2
4	31,27	31,67	0,40	1

Tabela 4.59 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 2.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,76	3,92	0,16	4
2	6,23	6,23	0,00	0
3	26,27	27,24	0,97	4
3	33,79	37,59	3,80	11

Tabela 4.60 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	5,69	6,32	0,63	11
2	8,84	8,84	0,00	0
3	18,82	19,72	0,90	5
3	33,96	36,67	2,71	8

Processo iterativo

Tabela 4.61 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.

Direção	Constante
Coeficiente elasticidade R_x	0,95 kN·m / Deg
Coeficiente elasticidade R_y	2,00 kN·m / Deg

Massas nos dois níveis

Tabela 4.62 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas nos níveis 1 e 2.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,64	3,63	-0,01	0
2	6,01	6,02	0,01	0
3	17,33	16,47	-0,86	-5
4	31,27	31,67	0,40	1

Massas nível 2

Tabela 4.63 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.

Direção	Constante
Coeficiente elasticidade R_X	0,95 kN·m / Deg
Coeficiente elasticidade R_Y	1,85 kN·m / Deg

Tabela 4.64 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 2.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	3,76	3,77	0,01	0
2	6,23	6,23	0,00	0
3	26,27	26,47	0,20	1
4	33,79	37,59	3,80	11

Massas nível 1

Tabela 4.65 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.

Direção	Constante
Coeficiente elasticidade R_X	0,75 kN·m / Deg
Coeficiente elasticidade R_Y	1,45 kN·m / Deg

Tabela 4.66 - Valores comparativos de frequências naturais de vibração para massas no nível 1.

Modo	Frequência experimental (Hz)	Frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
1	5,69	5,70	0,01	0
2	8,84	8,84	0,00	0
3	18,82	19,08	0,26	1
3	33,96	36,67	2,71	8

4.6.4 Validação e resultados modelo de elementos finitos de casca

Calibração do modelo de elementos finitos de casca, foi realizado por processo iterativo.

Tabela 4.67 - Coeficientes de elasticidade de validação do modelo barras processo iterativo.

Direção	Constante
Coeficiente elasticidade R_x	7,50 kN·m / Deg
Coeficiente elasticidade R_y	3,50 kN·m / Deg

Tabela 4.68 - Análise modal com massas nos dois níveis

Modo	frequência experimental (Hz)	frequência modelo (Hz)	Erro absoluto	erro relativo (%)
1	3,64	3,75	0,11	3
2	6,01	6,00	0,01	0
3	17,33	16,49	0,84	-5
4	31,27	30,87	0,40	-1

Resultados dos deslocamentos

Tabela 4.69 - Análise Comparativa Deslocamentos - LVDT - N1

Análise Comparativa Deslocamentos - LVDT - N1						
Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	1,9608	2,0854	-0,1246	6
Carga 2	60	0,0789	3,9598	4,2000	-0,2402	6
Carga 3	60	0,1181	5,9324	6,3000	-0,3676	6
Carga 2	60	0,0789	4,0487	4,2000	-0,1513	4
Carga 1	60	0,0393	2,0685	2,0854	-0,0169	1

Tabela 4.70 - Análise Comparativa Deslocamentos - LVDT - N2

Análise Comparativa Deslocamentos - LVDT - N2						
Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	6,5646	7,0122	-0,4476	7
Carga 2	60	0,0789	13,6496	14,0873	-0,4377	3
Carga 3	60	0,1181	20,7331	21,0889	-0,3558	2
Carga 2	60	0,0789	13,9614	14,0873	-0,1259	1
Carga 1	60	0,0393	6,9073	7,0122	-0,1049	2

Tabela 4.71 - Análise Comparativa Deslocamentos -GNSS

Análise Comparativa Deslocamentos -GNSS						
Casos de carga	Tempo ensaio (s)	Força (kN)	Deslocamentos Ensaio (mm)	Deslocamentos Modelo (mm)	Erro absoluto	Erro relativo (%)
Carga 1	60	0,0393	7,9912	8,6774	-0,6862	9
Carga 2	60	0,0789	16,6521	17,4293	-0,7772	5
Carga 3	60	0,1181	25,2575	26,0928	-0,8353	3
Carga 2	60	0,0789	16,0741	17,4293	-1,3552	8
Carga 1	60	0,0393	7,0540	8,6774	-1,6234	23

4.7 Considerações finais

De acordo com as tabelas os resultados são positivos, no entanto poderiam melhorar se fossem determinadas constantes elásticas diferentes para o efeito estático e dinâmico.

Capítulo 5

5 Tratamento de sinal e técnicas de fusão multisensor

Neste capítulo são abordados aspetos relacionados com sistema aquisição de dados, realizados nos ensaios de processamento e de tratamento de sinal, mencionando filtros e métodos de aplicação. Serão ainda, apresentadas técnicas de fusão multisensor, com um exemplo de uma análise comparativa nas medições de deslocamentos dinâmicos apoiado na integração do sinal das acelerações.

Aborda-se um novo paradigma da fusão multisensor apresentando-o e, um exemplo prático dos métodos e procedimentos adotados à fusão multisensor.

5.1 Introdução

Atualmente, com o desenvolvimento tecnológico, os sistemas de monitorização são programáveis e automaticamente recebem dados que advém da rede de sensores por sistemas digitais, que com a tecnologia que se dispõe atualmente é possível armazenar um volume de informação, bem como o seu rápido processamento, obtendo-se as principais grandezas e parâmetros característicos em tempo real dos sistemas a ser observados.

Os dados recolhidos de um sistema de aquisição em leituras e registos permanentes, armazenam um tamanho de informação muito considerável, pelo que surge a necessidade de fazer um pré-processamento, que consiste na redução dos dados adquiridos extraindo as informações necessárias, desperdiçando eventuais distúrbios de sinal (Sousa, 2012)

A análise dos sinais medidos digitalmente, é efetuada no domínio da frequência e do tempo através da utilização de filtros passa-banda com aplicação e técnicas complexas, que estão na origina da teoria da análise e processamento de sinal.

Embora esta teoria seja estudada profundamente na área da engenharia eletrônica, é também importante para aplicação na área da engenharia civil, nomeadamente em sistemas de monitorização, e por parte de investigadores nestas áreas no domínio de técnicas experimentais na análise de identificação de parâmetros dinâmicos das estruturas

No tratamento de sinal são usados métodos estatísticos, que consiste na aplicação de filtros para eliminar o ruído e métodos de decomposição do sinal que podem melhorar o sinal, e facilitar a compreensão dos parâmetros a medir. Para isso é necessário ter uma base de dados preparada e organizada para leitura e armazenamento dos dados.

Neste âmbito, para tratamento e visualização de dados é necessário recorrer a *softwares* dedicados para processamento e analisar e interpretar os dados adquiridos. Exemplos destes programas

5.2 Precedentes à fusão multisensor

5.2.1 Sincronização de equipamentos de aquisição e visualização de dados

Neste trabalho, foram utilizados como sistema aquisição o NI CompactDAQ modelo NI cDAQ-9188XT, da *National Instruments*, como referido no capítulo 3. Para a visualização e armazenamento de dados de apoio à interpretação dos resultados provenientes da rede de sensores elétricos, utilizou-se uma interface desenvolvida, num programa utilizando uma linguagem de programação LabView (*Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench*). Os dados registados foram realizados com uma frequência de aquisição de 3200Hz (Figura 5.1 a)). Para antena e recetor GNSS, foi utilizado um software da marca Leica GNSS Spider, a operar com uma frequência de aquisição de 20Hz (Figura 5.1 b)).

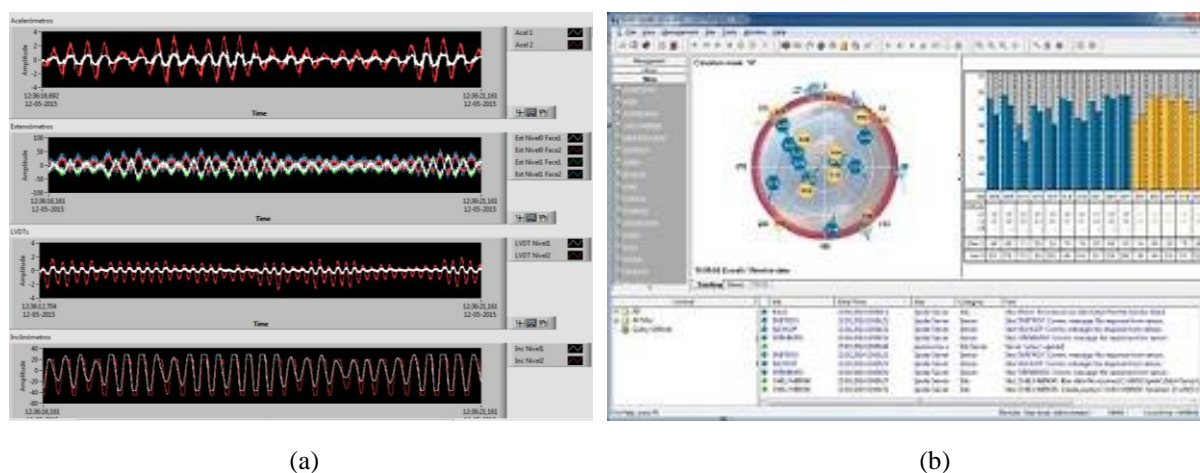


Figura 5.1 - Interface de visualização e armazenamento de dados: a) Interfase do LabView; b) Interfase do Leica GNSS Spider.

Para garantir que os resultados dos deslocamentos do modelo físico quando comparados com medição dos diferentes sensores tivesse a máxima precisão possível, foi necessário garantir a sincronização dos dados provenientes do C-DAQ e GNSS.

O C-DAQ utilizado no sistema monitorização é composto por cinco módulos (ver Figura 5.2), era necessário também, que os relógios de todos os módulos estivessem sincronizados. Esta condição foi garantida por via do código implementado no programa LabView, na Figura 5.2 ilustra-se um excerto do código desenvolvido.

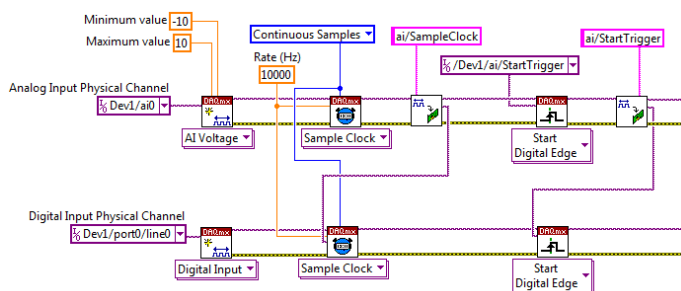


Figura 5.2 – Programa desenvolvido no software LabView para aquisição de dados do C-DAQ.

A sincronização entre o C-DAQ e o sistema GNSS foi garantida em pós-processamento com recurso à técnica baseada na otimização da correlação cruzada entre sinais de leitura obtidos pelo LVDT e o GNSS.

A técnica da correlação cruzada consiste numa operação matemática que exhibe o grau de similaridade entre duas variáveis. Neste caso em particular, no processamento digital de sinais, para o cálculo da correlação temos como entrada dois sinais no tempo, e como saída obtemos um novo sinal. A este sinal é denominado de correlação cruzada, que representa o grau de similaridade entre dois sinais distintos, levando em conta possíveis deslocamento no tempo.

A correlação é utilizada para detetar um sinal conhecido dentro de um outro sinal desconhecido. Na Figura 5.3 mostra-se um esquema representativo do método da correlação cruzada entre dois sinais de entrada.

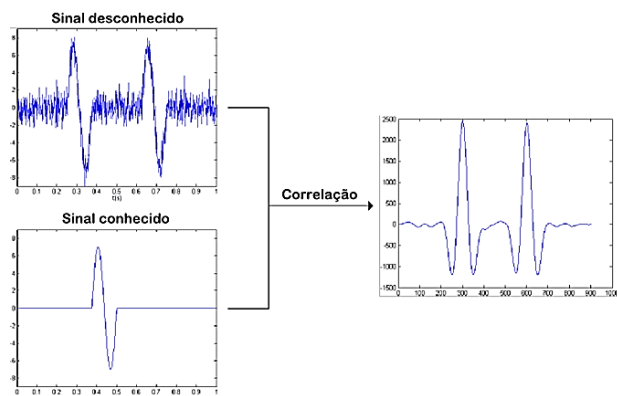


Figura 5.3 – Esquema representativo de correlação cruzada.

No caso de o sinal desconhecido apresentar um deslocamento no tempo e ruídos originados pelo meio de propagação. Com aplicação do método da otimização da correlação cruzada é possível identificar estes parâmetros através do deslocamento no tempo do sinal e pela velocidade de propagação do sinal.

A amplitude de cada amostra do sinal da correlação cruzada, dá-nos um coeficiente de correlação entre sinais.

Em seguir demonstra-se a aplicação da técnica baseada na otimização da correlação cruzada entre os sinais do LVDT e do GNSS.

A Figura 5.4 apresenta a sobreposição dos sinais do LVDT e GNSS antes da sincronização, assumindo como sinal conhecido. O do LVDT, foi o sensor utilizado como referência para garantir com precisão a medição do deslocamento

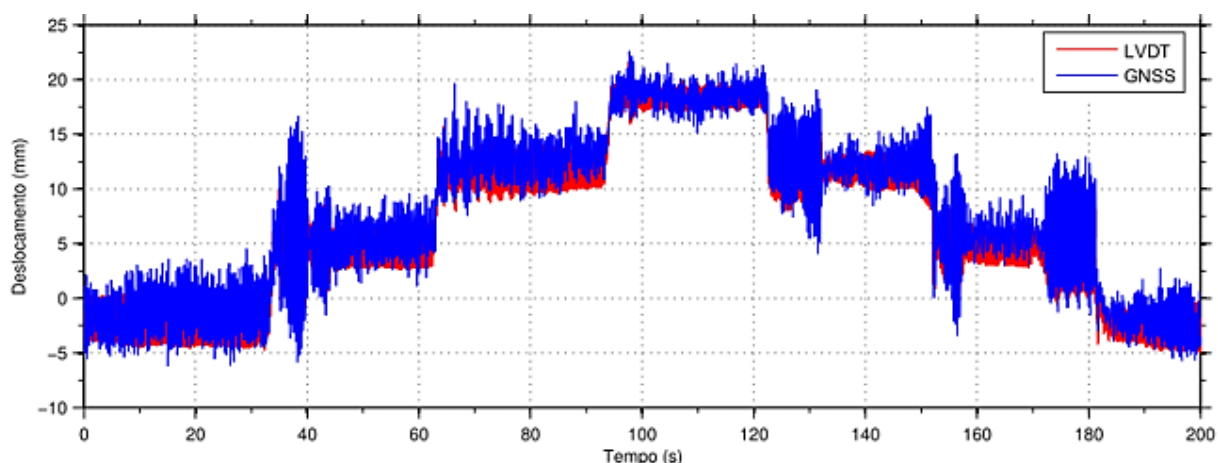


Figura 5.4 - Sobreposição de sinais do LVDT vs GNSS antes da sincronização.

Na Figura 5.5 representa-se um pormenor do sinal no intervalo de tempo 32s a 42s coincidente com a mudança de patamar por incremento de nova carga de ensaio. É perceptível um atraso de fase do sinal do LVDT em relação ao sinal do GNSS.

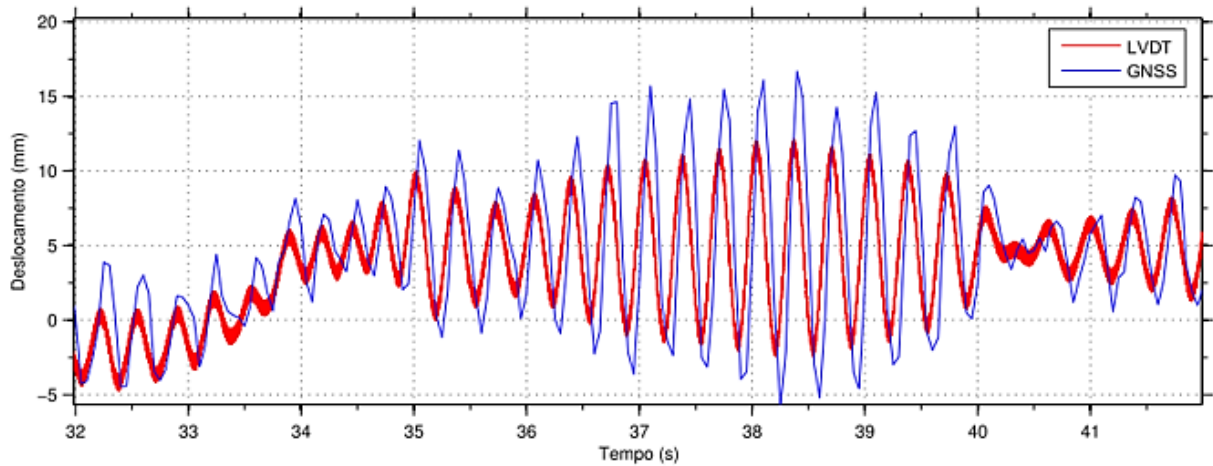


Figura 5.5 – Pormenor sinal antes da sincronização.

Aplicando, finalmente o método baseado na otimização da correlação cruzada descrito anteriormente, entre os sinais do LVDT e GNSS em função do atraso, obteve-se o coeficiente de correlação cruzada com um valor de $148e5$ para um atraso, como se representa na Figura 5.6.

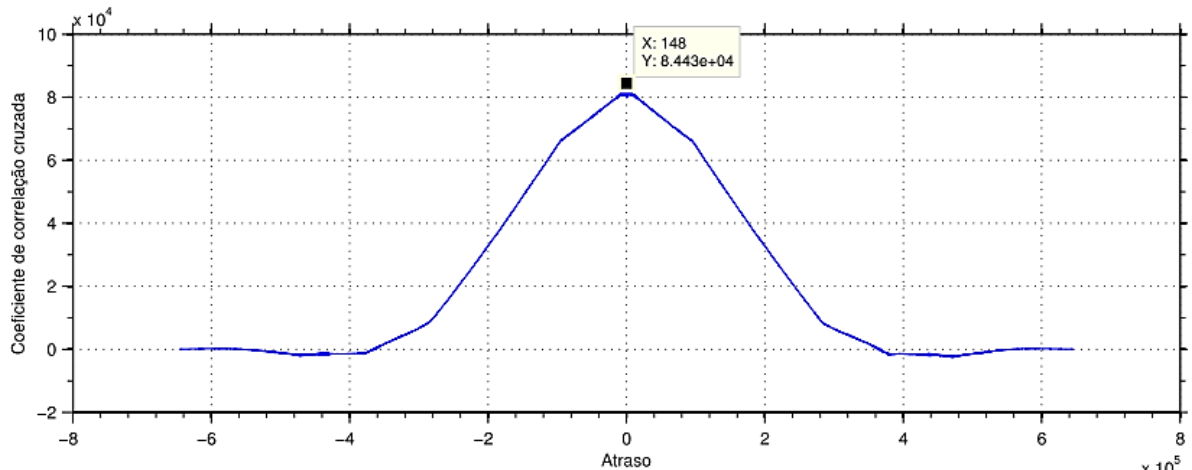


Figura 5.6 - Coeficiente de correlação cruzada.

Apresenta-se na Figura 5.7 o pormenor do sinal no intervalo tempo, após a sincronização. Como se pode verificar o atraso de fase inicial foi corrigido, obtendo desta forma sincronização completa entre todos equipamentos envolvidos no processo da fusão entre sensores.

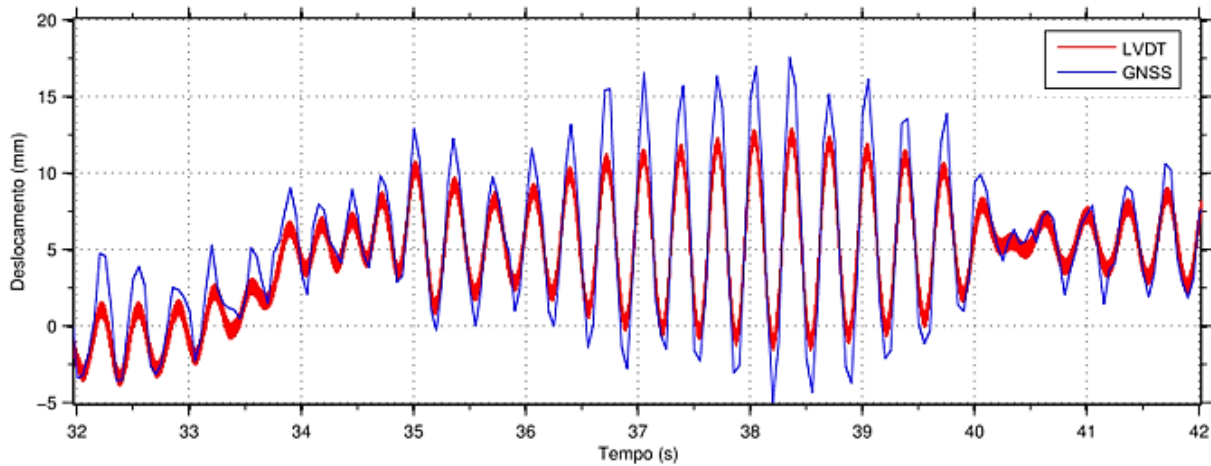


Figura 5.7 - Pormenor sinal após sincronização.

A Figura 5.8 expõem a sobreposição de sinais entre o LVDT e GNSS após a sincronização.

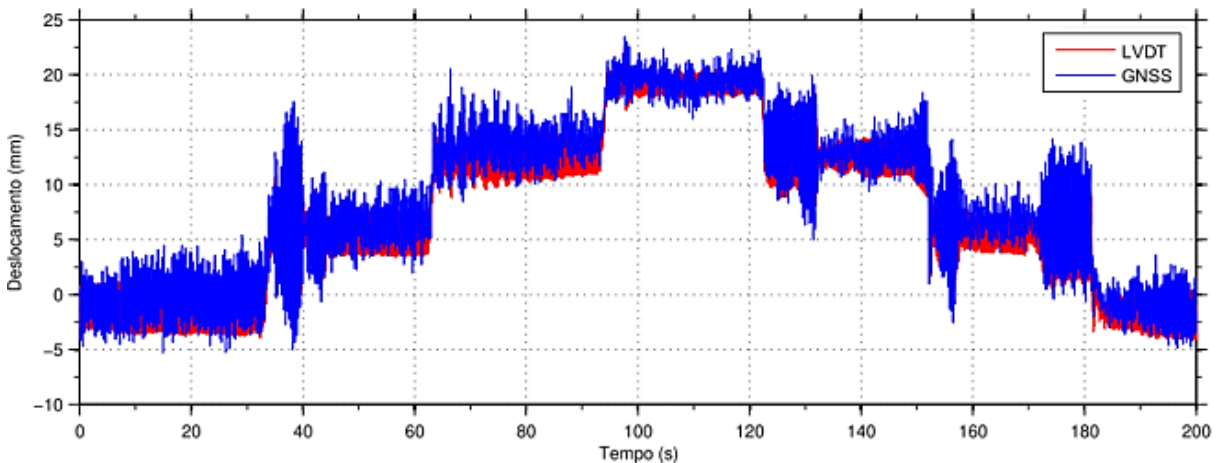


Figura 5.8 - Sobreposição de sinais do LVDT vs GNSS antes da sincronização.

5.2.2 Filtros no domínio da frequência

Como já foi referido, na análise e tratamento de sinal, é útil, em certas situações, eliminar componentes do sinal relativas às frequências fora de uma determinada banda indesejável com o objetivo de melhorar a qualidade do sinal. Considera-se assim essencial, proceder ao tratamento do sinal após processamento, eliminando assim o ruído do sinal, pelo que se recorre, normalmente, à aplicação de filtros.

Os filtros no domínio da frequência podem ser classificados em quatro classes básicas dependendo das respetivas características de ganho, como passa-baixo (“Low-pass”), passa-alto (“High-pass”) e filtro de passa-banda (“Band-pass”). Estes três filtros são representados na Figura 5.9.

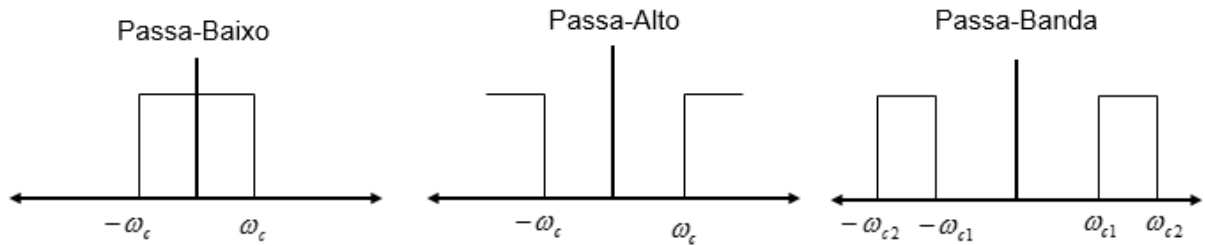


Figura 5.9 - Filtros ideais: 3 tipos básicos.

Os filtros digitais podem também atenuar ou amplificar cada componente na frequência do sinal de uma quantidade pretendida. Nos filtros digitais a definição dos vários termos usados é dada a seguir:

- Filtro passa-baixo, deixa passar todas as componentes em frequência sem as atenuar desde zero a uma frequência de corte definida, impedindo completamente a passagem das restantes frequências acima;
- Filtro de passa-alto, dá-se o inverso do passa-baixo, ou seja, só permite a passagem de componentes relativas à frequência acima da frequência de corte;
- Filtro de passa-banda, a banda de frequência dos componentes sem atenuação que podem passar no intervalo $[\omega_{c1}, \omega_{c2}]$.

De acordo com o descrito um filtro é um componente que amplifica ou atenua componentes de frequências. Assim, no domínio da frequência é uma multiplicação ponto a ponto (ver , dada pela seguinte expressão:

$$H(\omega) = F(\omega) \times G(\omega) \quad (5.1)$$

em que:

F – é o espectro da função;

G – é o espectro do filtro;

H – é a função filtrada.

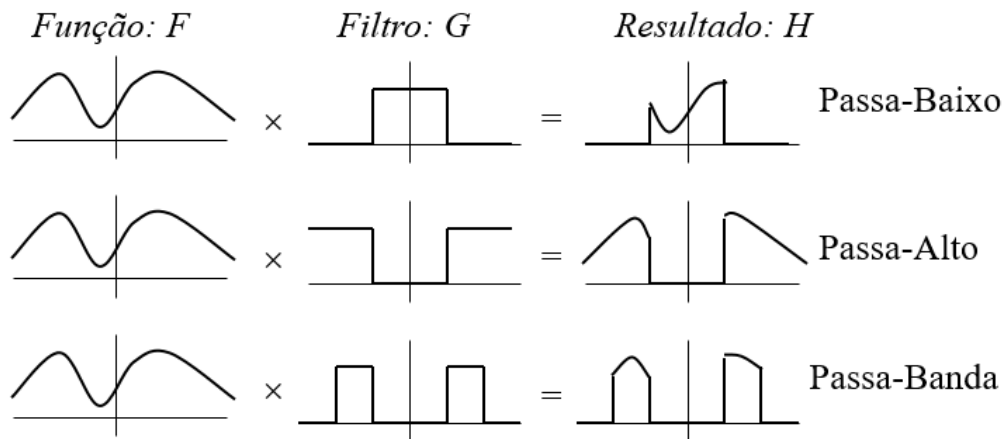


Figura 5.10 - Multiplicação de um filtro no domínio da frequência.

Os filtros estudados neste trabalho, foram filtros digitais implementados através do *software* MATLAB, que dispõe de um conjunto de filtros de fácil aplicação. Inicialmente começou-se por abordar os filtros tradicionais, nomeadamente os filtros de Butterworth, Chebyshev e decimação.

Os filtros de Butterworth são uma função que têm resposta em frequência de acordo com a seguinte expressão:

$$|H_A(\omega)|^2 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_c}\right)^{2N}} \quad (5.2)$$

Em que ω_c é a frequência angular de corte do filtro e N a sua ordem, e caracterizam-se por apresentarem uma resposta em frequência monotónica ao longo da faixa de rejeição.

Como já referido, a aplicação de filtros permite eliminar o ruído, numa serie temporal, o contributo de um determinado intervalo de frequências. Permite decompor o sinal e isolar componentes de ordem estática e dinâmicas. Para isso foi aplicado o filtro passa-baixo de Butterworth ao sinal do LVDT com uma frequência de corte menor que 20Hz. Na Figura 5.11 representa-se o sinal não filtrado e o filtrado.

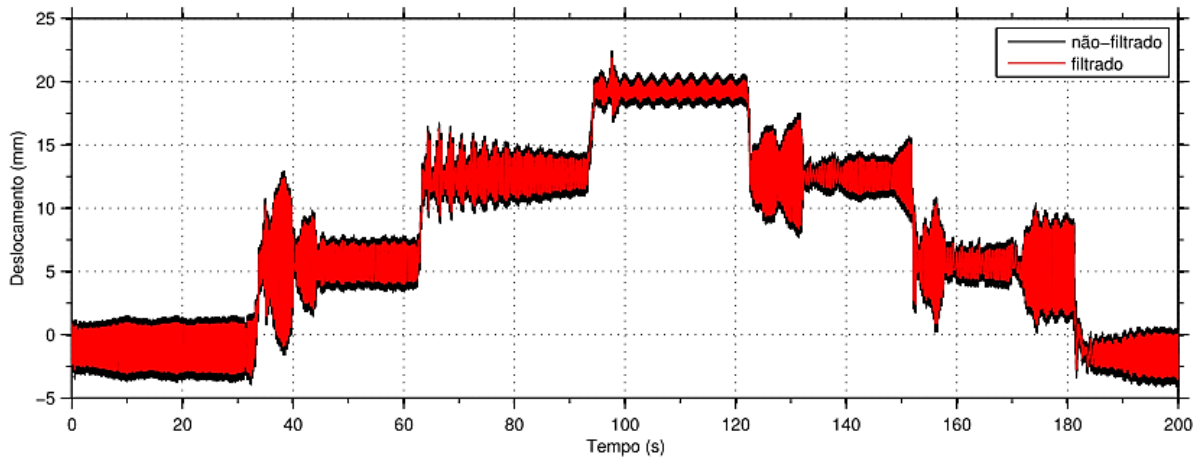


Figura 5.11 – Aplicação do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 20\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.

Na Figura 5.12 ilustra pormenor do sinal filtrado do LVDT – N2 para um intervalo de tempo correspondente ao início do patamar de deslocamento máximo.

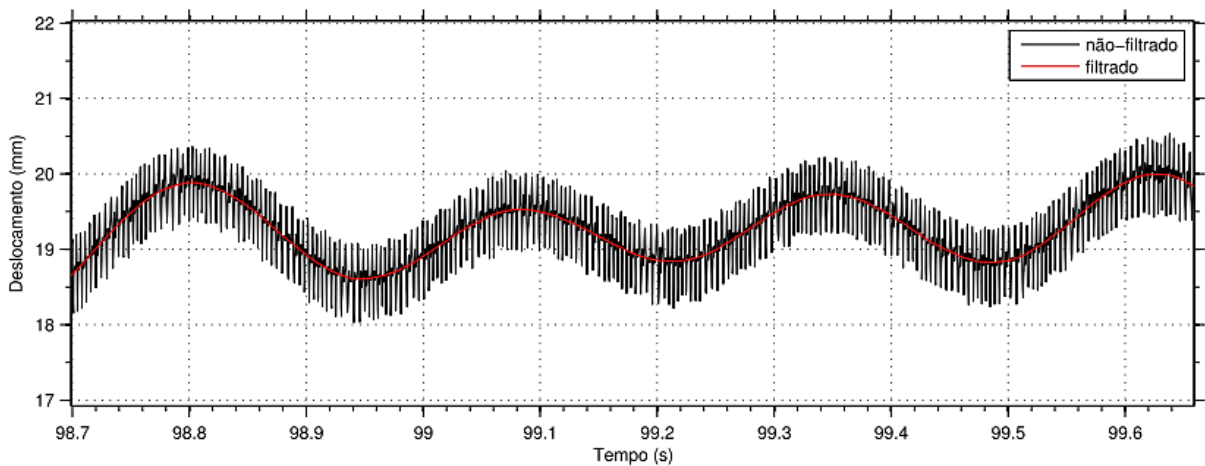


Figura 5.12 - Pormenor do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 20\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.

Com aplicação do mesmo filtro de passa-baixo ao sinal do LVDT – N2, mantendo a ordem ($N=1$), passando a ter uma frequência de corte inferior a 0.5Hz , consegue-se remover praticamente na sua totalidade a componente dinâmica do sinal, como se demonstra na Figura 5.13.

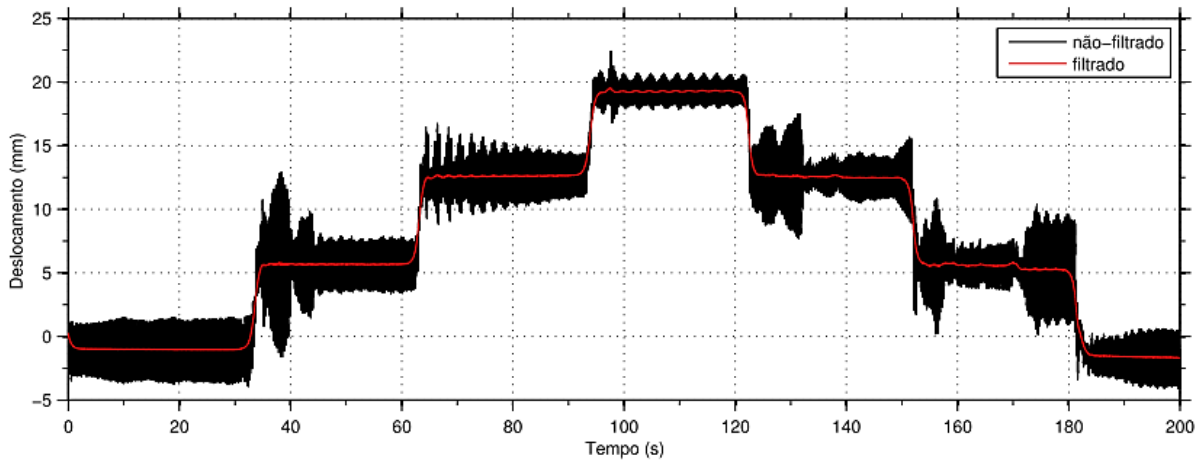


Figura 5.13 - Aplicação do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.

No pormenor representado na Figura 5.14 verifica-se que para esta frequência de corte a componente dinâmica é totalmente retirada, passa o sinal a ser representado por uma reta.

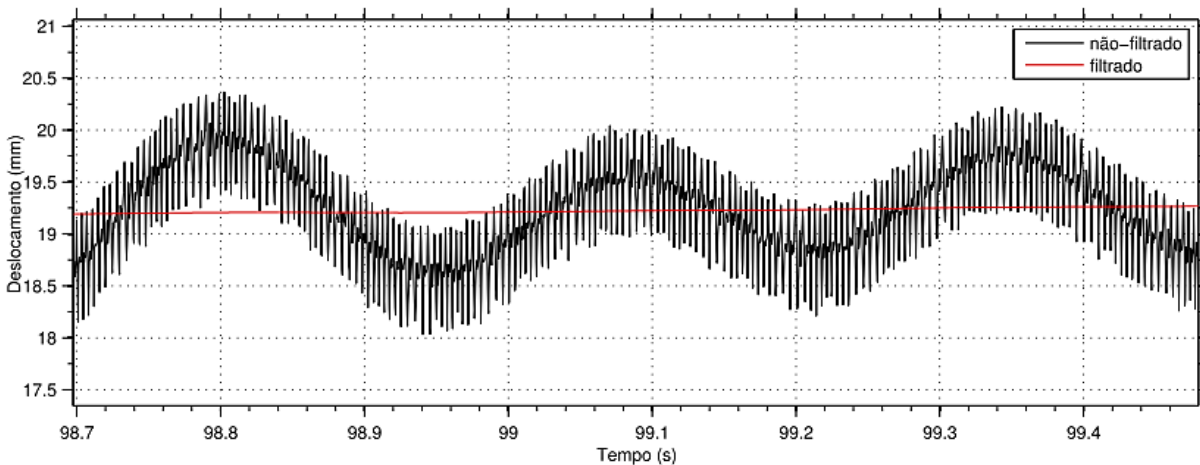


Figura 5.14 - Pormenor do filtro Butterworth passa-baixo ($\omega_c \leq 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.

Para decompor o sinal do LVDT – N2 e isolar a componente dinâmica, aplicou-se o filtro Butterworth de passa-alto de ordem ($N=1$) com uma frequência de corte superior a 0.5Hz, como se pode confirmar na Figura 5.15. A componente estática foi removida na sua totalidade e o sinal já não esboça a mudança de patamar referente ao incremento de carga no ensaio. No entanto, é perceptível que para o tempo em que é adicionada a carga, o sinal regista uma excitação com alguma expressão, originado pela dinâmica de colocar as massas no suporte com a estrutura a ser estimulada em simultâneo pelo motor elétrico.

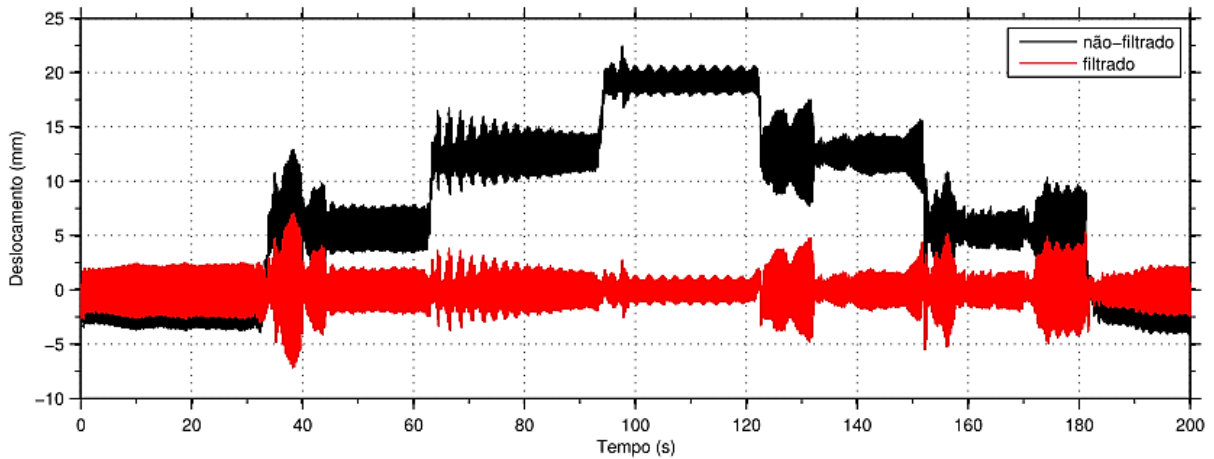


Figura 5.15 - Aplicação do filtro Butterworth passa-alto ($\omega_c > 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.

A Figura 5.16 refere-se ao pormenor do sinal não filtrado e do sinal filtrado, para o instante de tempo em que a estrutura é carregada, confirma-se a inexistência da componente estática.

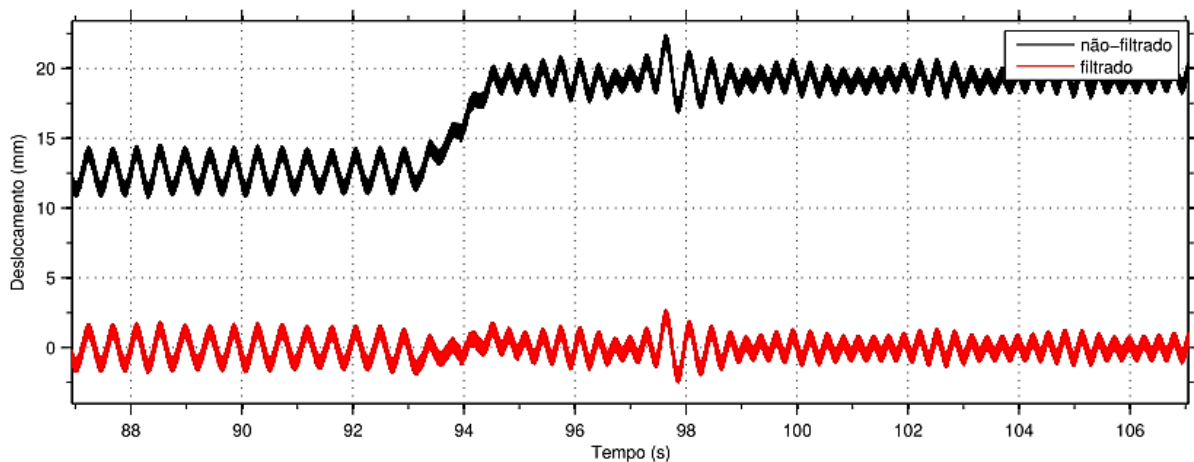


Figura 5.16 - Pormenor do filtro Butterworth passa-alto ($\omega_c > 0.5\text{Hz}$) ao sinal do LVDT – N2.

No entanto, este tipo de filtro tem como principal inconveniente a distorção significativa que pode ser introduzida na fase, mesmo para atenuações pequenas. Para se perceber melhor esta distorção associada a estes filtros fez-se um estudo paramétrico, onde se manteve a frequência de corte, e fez-se variar a ordem do filtro para $N=1$ até $N=5$. Verifica-se no domínio da frequência que à medida que a ordem do filtro aumenta, tem uma maior atenuação, mas a distorção induzida na fase aumenta gradualmente e de difícil compensação. (ver

O filtro de Chebyshev é semelhante ao Butterworth, no entanto verifica-se ter uma melhor atenuação do sinal, mas pior resposta de fase.

A decimação não é um filtro tanto completo, no entanto assume-se como um filtro passa-baixo e amostras com uma frequência inferior, permitindo eliminar informação desnecessário.

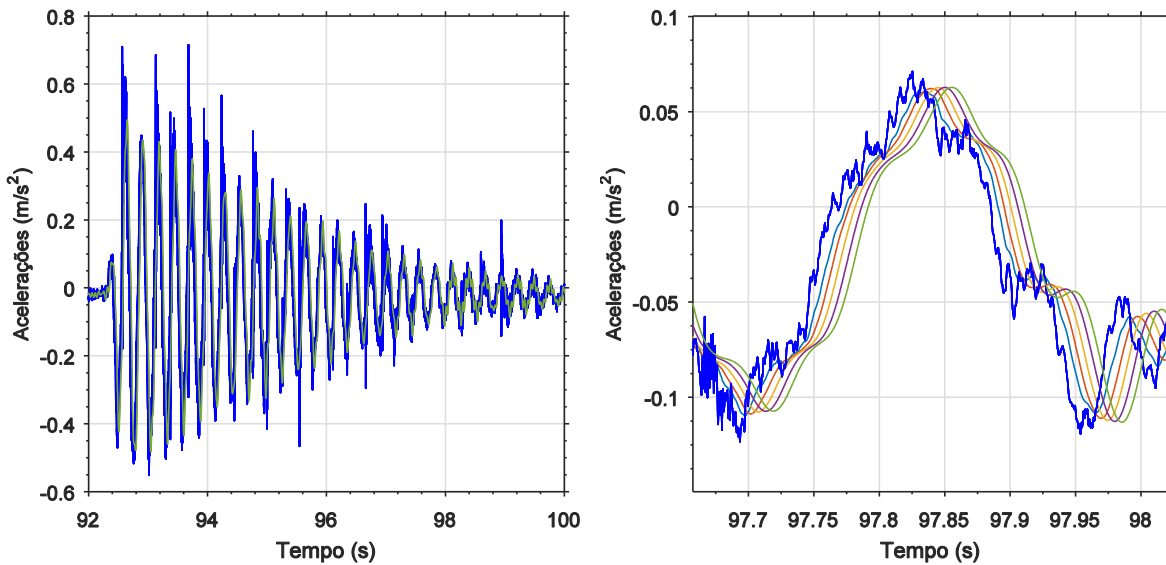


Figura 5.17 - Análise paramétrica para avaliar a distorção de fase.

Para os objetivos deste trabalho, tornou-se necessário recorrer a filtros mais recentes que garantem ausência de desfasamento. Esses filtros são denominados por filtros de zero-phase (zero-phase digital filters). Trata-se de um filtro também ele integrado do software MATLAB.

Na Figura 5.18 apresenta-se a comparação entre os filtros tradicionais e os filtros *zero-phase*, complementado na Figura 5.19 com o pormenor ilustrativo da comparação entre filtros.

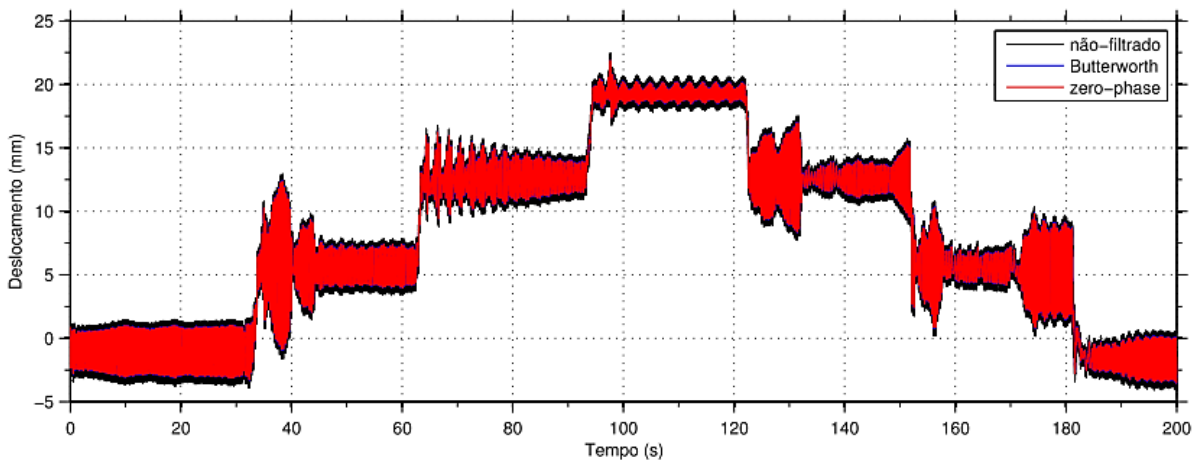


Figura 5.18 - Comparação entre os filtros tradicionais e os filtros zero-phase.

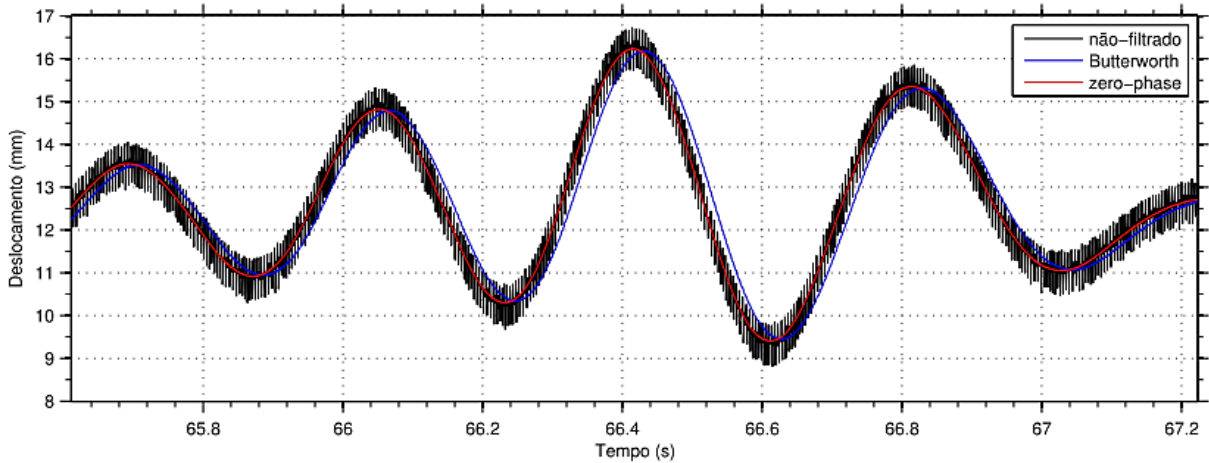


Figura 5.19 -Pormenor de comparação entre os filtros tradicionais e os filtros zero-phase.

5.3 Dupla integração das acelerações medidas

Os deslocamentos podem ser determinados a partir das acelerações medidas procedendo à dupla integração das acelerações, pela seguinte expressão:

$$s(t) = s_0 + v_0 t + \iint_0^t a(t) dt^2 \quad (5.3)$$

Integral numérico é calculado com recurso ao método dos trapézios, porém surgem duas incógnitas de difícil determinação referentes s_0 posição inicial e a v_0 velocidade inicial. O acelerómetro não é capaz de medir estas incógnitas. E ainda o proveniente da medição constitui uma fonte de erro adicional

5.3.1 Validação do método adotado

Na integração dupla do sinal dos acelerómetros, aplicou-se um filtro passa-banda aos deslocamentos finais obtidos capaz de remover o offset e o declive subjacente, o processo de integração vem representado na Figura 5.20. As acelerações medidas num ensaio dinâmico.

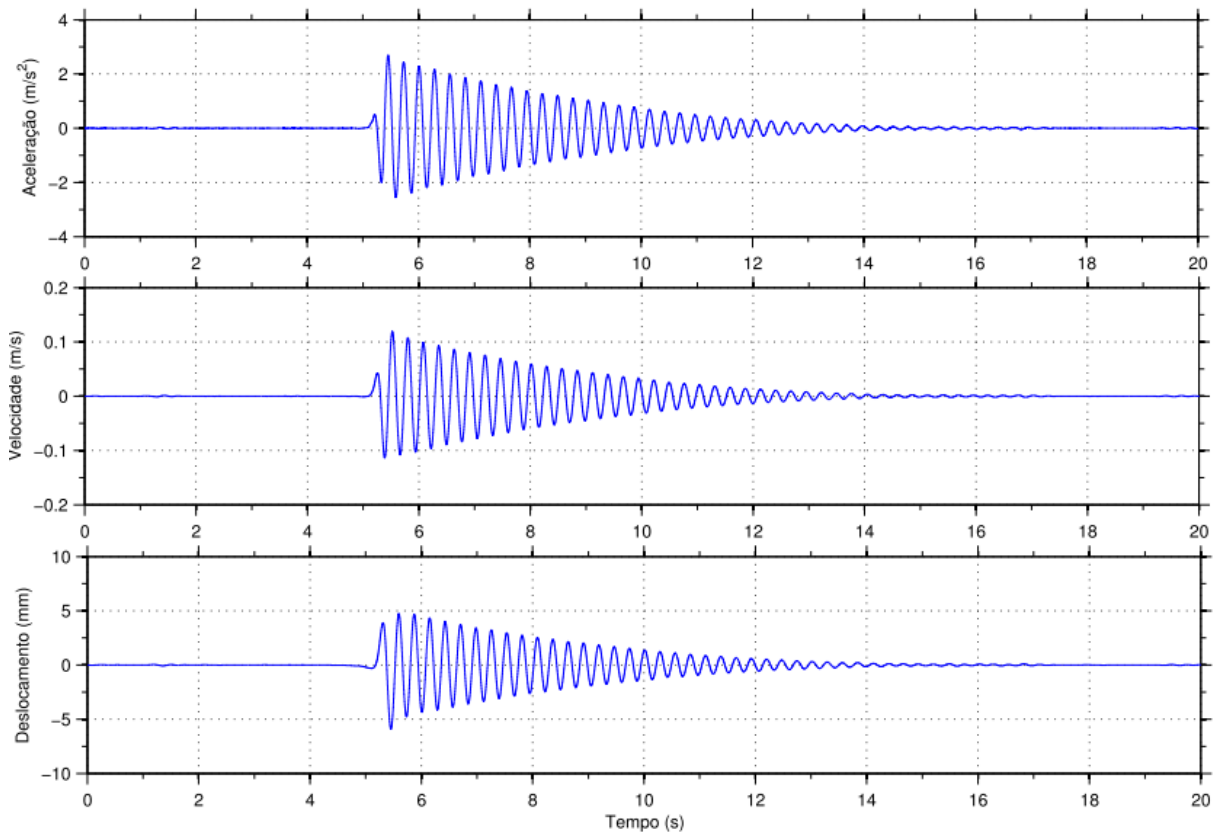


Figura 5.20 - Processo dupla integração das acelerações obtendo deslocamentos.

Na Figura 5.21 faz-se a comparação do deslocamento calculado pela integração dupla do sinal do acelerómetro A – N1 - 1 com o LVDT –N1.

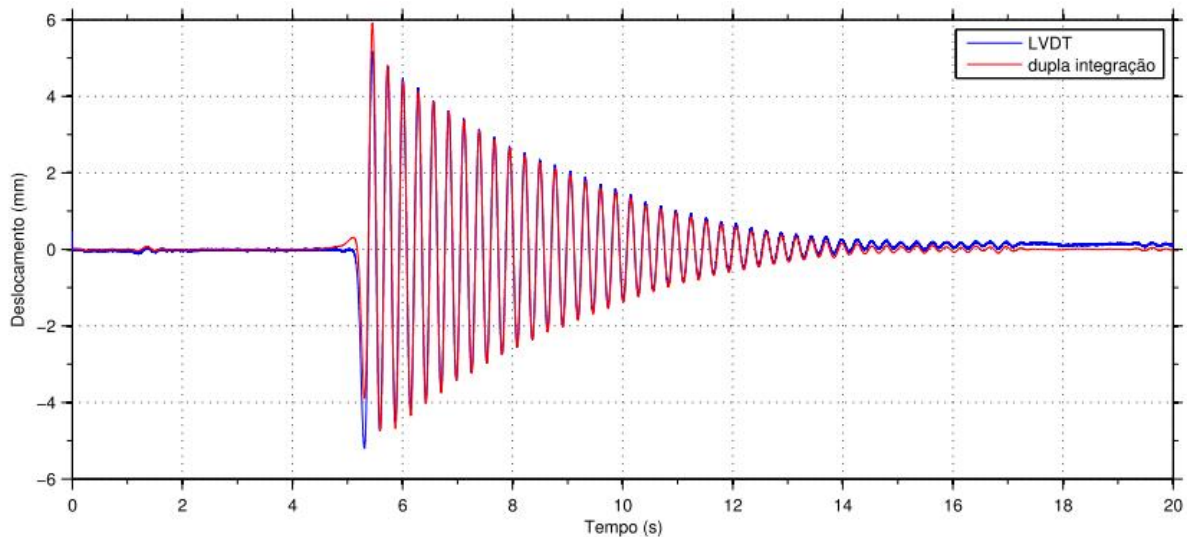


Figura 5.21 - Deslocamento do acelerómetro em comparação com LVDT.

Na Figura 5.22 representa-se um pormenor da comparação do deslocamento da Figura 5.21. podendo verificar-se que o sinal obtido esta isento de distorções de fase, com aplicação do filtro zero-phase.

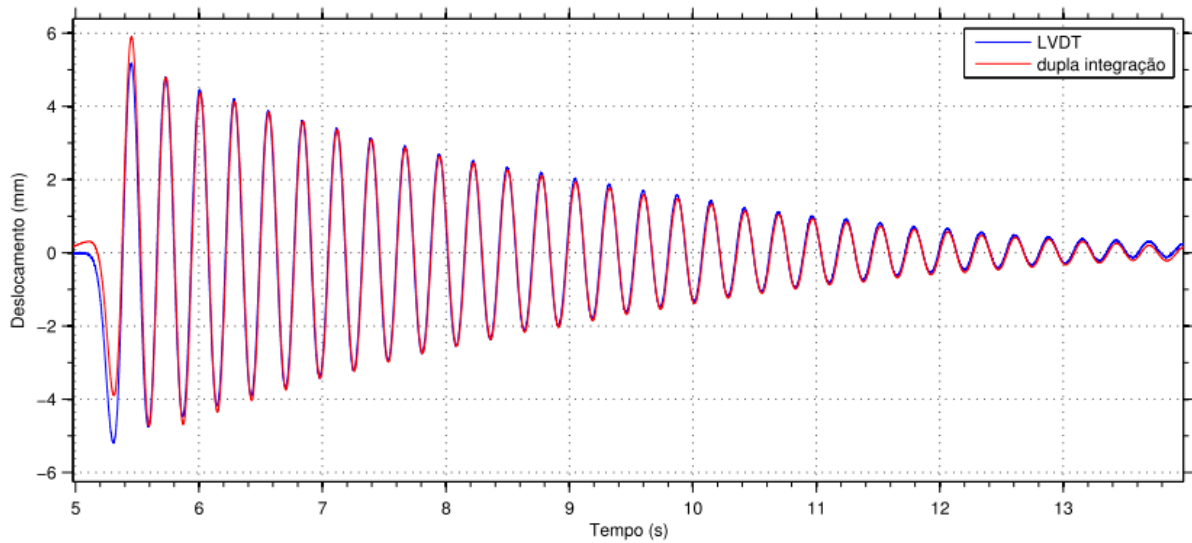


Figura 5.22 – Pormenor do deslocamento do acelerómetro em comparação com LVDT.

Representa-se na Figura 5.23 o resíduo do deslocamento referente à dupla integração e o LVDT. Na

Tabela 5.1 apresenta-se os dados estatísticos referentes ao resíduo resultante da dupla integração com o LVDT. Importa assinalar que para um quantil de 95% só 5% teve uma erro superior a 0.106 milímetros, sendo o máximo de 4.0 milímetros.

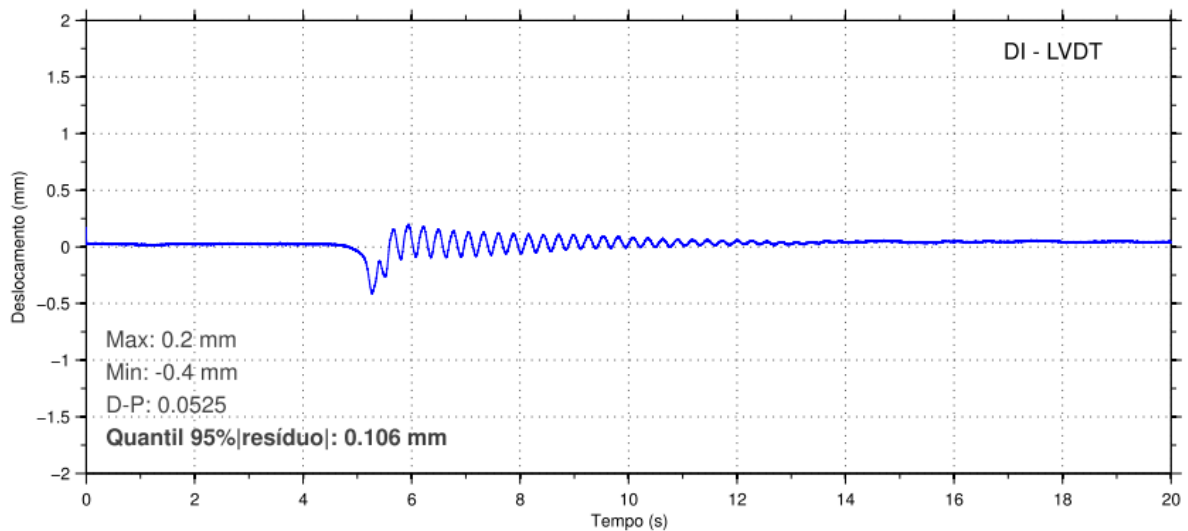


Figura 5.23 – Resíduo do deslocamento da dupla integração com o LVDT.

Tabela 5.1 - Dados estatísticos do resíduo da dupla integração vs LVDT.

Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Desvio padrão	Resíduo (mm)
0,2	-0,4	0,0525	0,1060

Na Figura 5.24 apresenta-se para o registo anterior, o respetivo histograma do erro resultante da dupla integração com o LVDT.

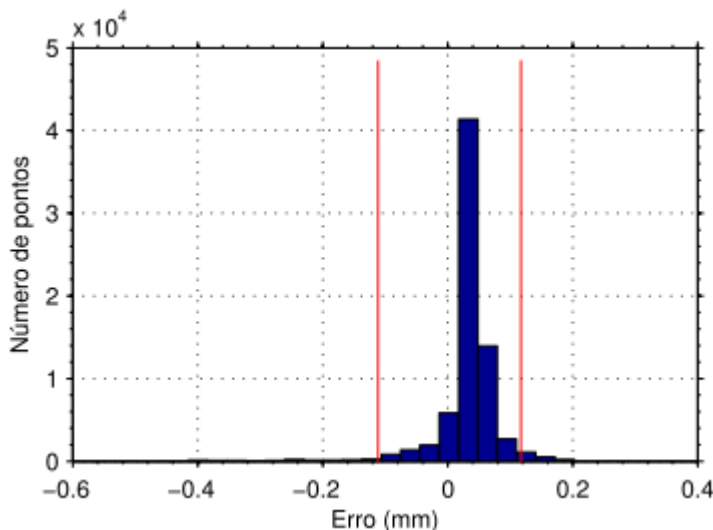


Figura 5.24 –Histograma do resíduo da dupla integração com o LVDT.

5.3.1.1 Frequências medidas pelos quatro acelerómetros

A informação obtida dos ensaios dinâmicos, através da sua representação no domínio da frequência, pode ser determinada recorrendo a um algoritmo matemático designado por transformada rápida de Fourier, FFT, baseada no cálculo da transformada discreta de Fourier, fundamentada numa operação matemática que se baseia a transformações das séries temporais, no domínio da frequência, caracterizadas por um numero de pontos de uma qualquer potência de $2 \cdot (N = 2^k$, em que k é um numero inteiro) (Magalhães, 2004).

No entanto, constatou-se que para gamas de frequência insertas, pode originar uma sobreposição dos espetros, origina que o sinal da amostra seja afetado por um erro, inviabilizando aplicação da FFT, este referencia em varias bibliografias é denominado de “aliasing”.

É de todo o interesse em minimizar a probabilidade de ocorrência do tal erro. Uma das várias hipóteses é aumentar a frequência de amostragem. Outra solução possível, e a que foi adotada neste trabalho, para melhor definição do espetro no domínio da frequência, consiste numa divisão da série temporal disponível em segmentos mais reduzidos, realizando uma estimativa média. Ora uma divisão muita curta

pressupõe uma menor variância da estimativa média que por consequência leva a uma configuração mais atenuada. No entanto, uma seleção de janelas muito curtas, podem conduzir a um outro erro designado por “leakage”, e a uma diminuição da resolução no domínio da frequência.

O critério normalmente adotado em ensaios na área da engenharia civil, é designado por “overlapping” que consiste numa sobreposição entre janelas de metade do comprimento do segmento (“overlapping” de 50%), como o esquema representativo ilustrado na (Magalhães, 2004).

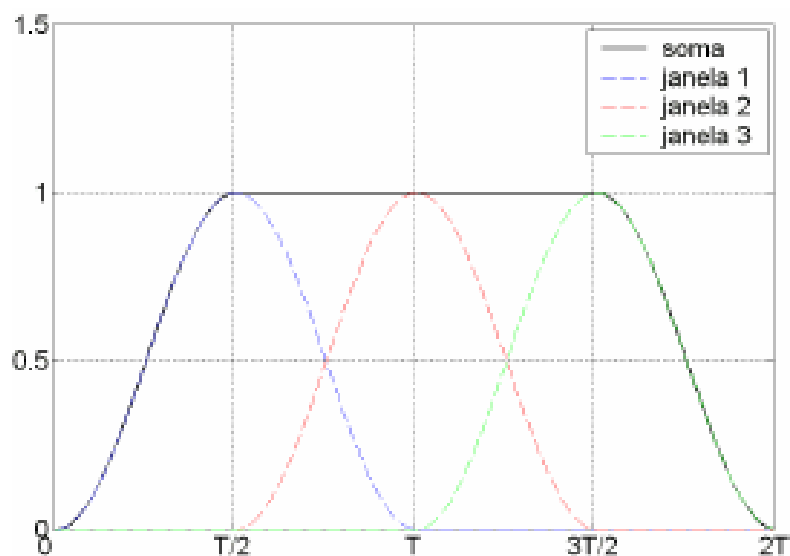


Figura 5.25 - Sobreposição de janelas "overlapping 50%" retirado de (Magalhães, 2004).

O processo para a aproximação dos espectros baseados na segmentação da série temporal, é definida numa janela a cada segmento, que é calculado pela FFT de cada segmento. A solução é determinado as médias.

Na Figura 5.26 é apresentado o espectro de resposta das frequências próprias no domínio da frequência, obtidas pelo descrito anteriormente, dos respetivos sinais dos acelerómetros instalados no modelo físico, no decorrer do ensaio estático dinâmico.

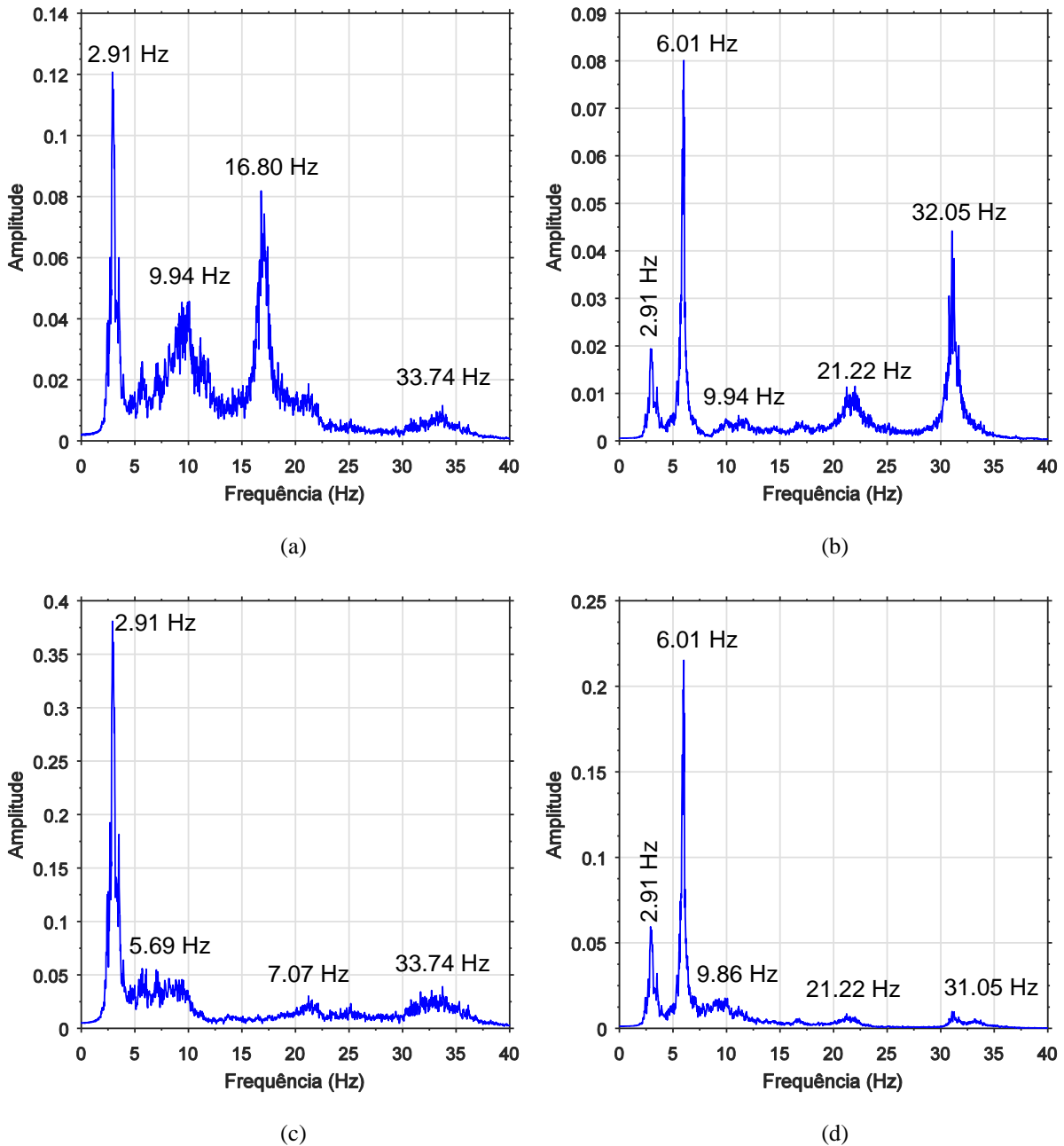


Figura 5.26 – Espectro de resposta no domínio da frequência medidos pelo acelerômetros no ensaio estático-dinâmico: a) A – N1 – 1; b) A – N1 -2; c) A – N1 – 1; d) A – N2 – 2.

Comparando estes resultados com os que foram apresentados no capítulo anterior, para o ensaio dinâmico com aplicação de um pequeno impulso dinâmico, repara-se que, neste ensaio obteve-se outras frequências próprias com mais modos de vibração no decorrer do ensaio, por este se tratar de um ensaio de vibração forçada, em que o motor vai aplicando forças com vibração sinusoidal aleatórias, durante o tempo de ensaio a velocidade vai alternando, em função da carga aplicado da componente estática do ensaio.

5.3.1.2 Dupla integração acelerómetros ensaio estático-dinâmico

Pretende-se avaliar o deslocamento do acelerómetro obtido, recorrendo ao método da dupla integração, passando as acelerações a deslocamentos. O deslocamento obtido pela integração do acelerómetro, será comparado com o deslocamento medido pelo LVDT, nas duas componentes, estáticas e dinâmicas, aplicando o método de isolar as componentes.

Na Figura 5.27 demonstra-se as fases da integração, com a primeira integração obtém-se a velocidade, com a segunda integração teremos os deslocamentos obtidos pelo registo dos acelerómetros.

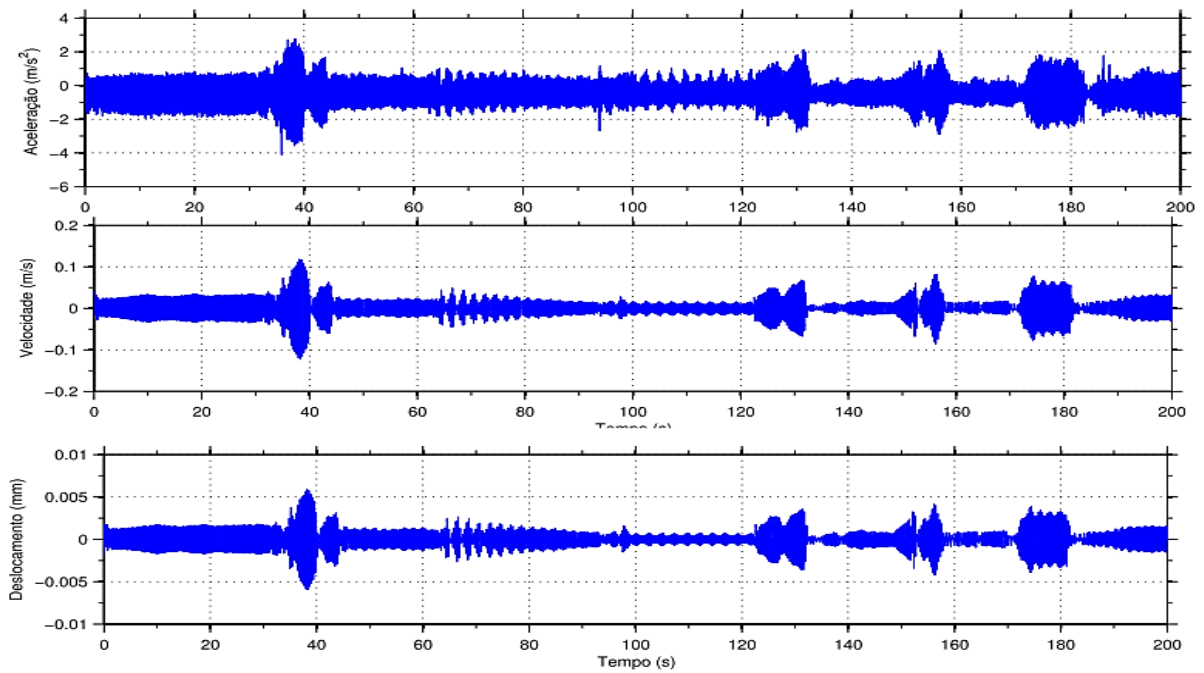


Figura 5.27 Dupla integração das acelerações medidas pelo A – N2 - 1 no ensaio estático-dinâmico.

Para fazer a comparação do deslocamento obtido da integração dupla com o deslocamento, interessa, decompor o sinal obtido pelo LVDT isolando a componente dinâmica da estática. O objetivo desta técnica reside em comparar o deslocamento obtido pela decomposição da componente dinâmica do sinal do LVDT, porque os acelerómetros têm excelentes respostas a efeitos dinâmicos. A Figura 5.28. compara o resultando da dupla integração com o LVDT.

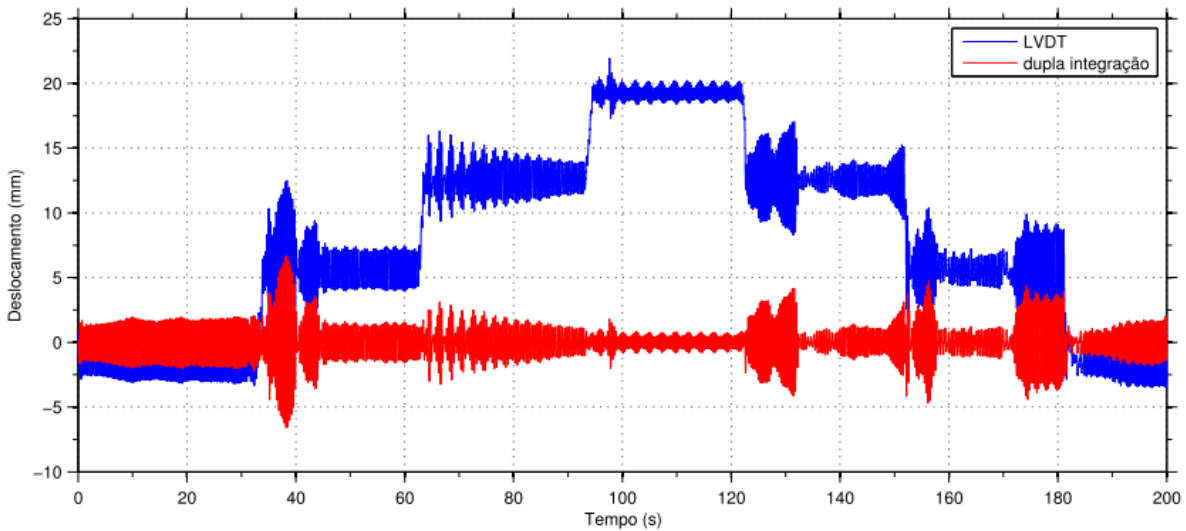


Figura 5.28 - Comparação deslocamento da dupla integração com o LVDT.

A decomposição da componente dinâmica realizou-se com aplicação de um filtro passa alto do tipo Butterworth com uma frequência superior a 0.5 Hz, para garantir ausência de distorção corrigiu-se com aplicação de um filtro de zero-phase. O isolamento da componente dinâmica resultante do LVDT vem comparado com o deslocamento da dupla integração na Figura 5.28 do deslocamento obtido pela via da integração dupla com o LVDT

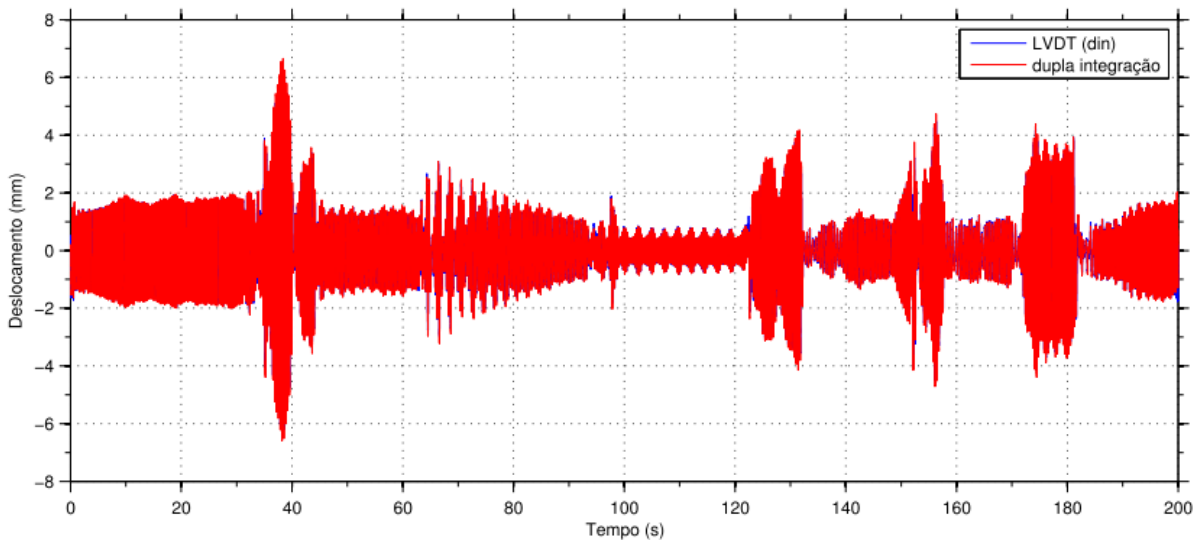


Figura 5.29 - Sobreposição do deslocamento com a componente dinâmica do LVDT.

A Figura 5.30 pormenoriza a sobreposição dos deslocamento dinâmico do LVDT com a dupla integração, onde se pode verificar que os sinais não estão desfasados.

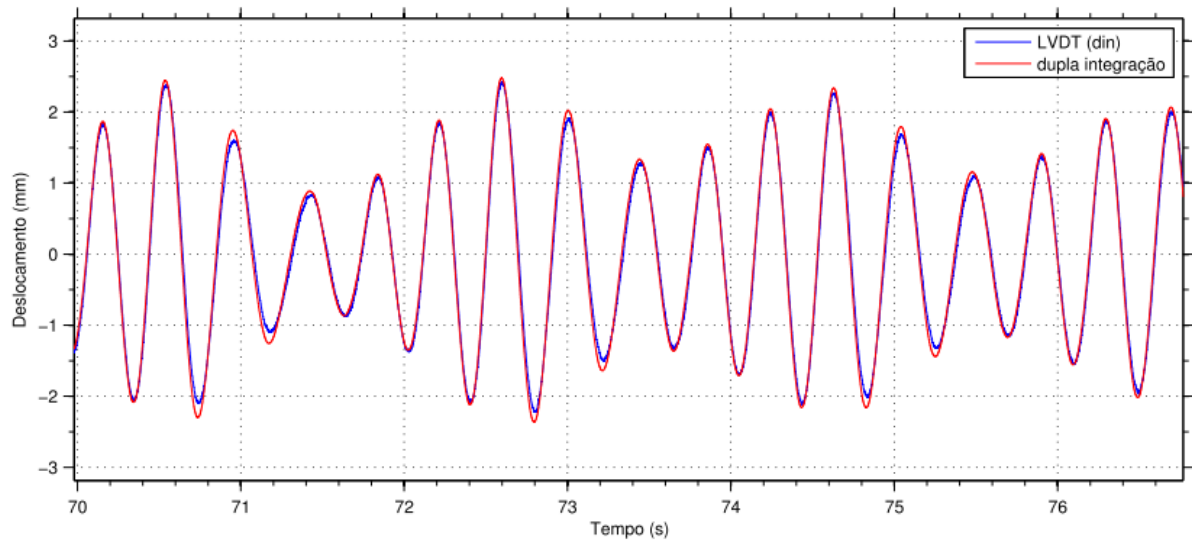


Figura 5.30 - Pormenor do deslocamento do acelerómetro em comparação com deslocamento dinâmico do LVDT.

A Figura 5.31 compara o deslocamento da componente dinâmica com o deslocamento do LVDT.

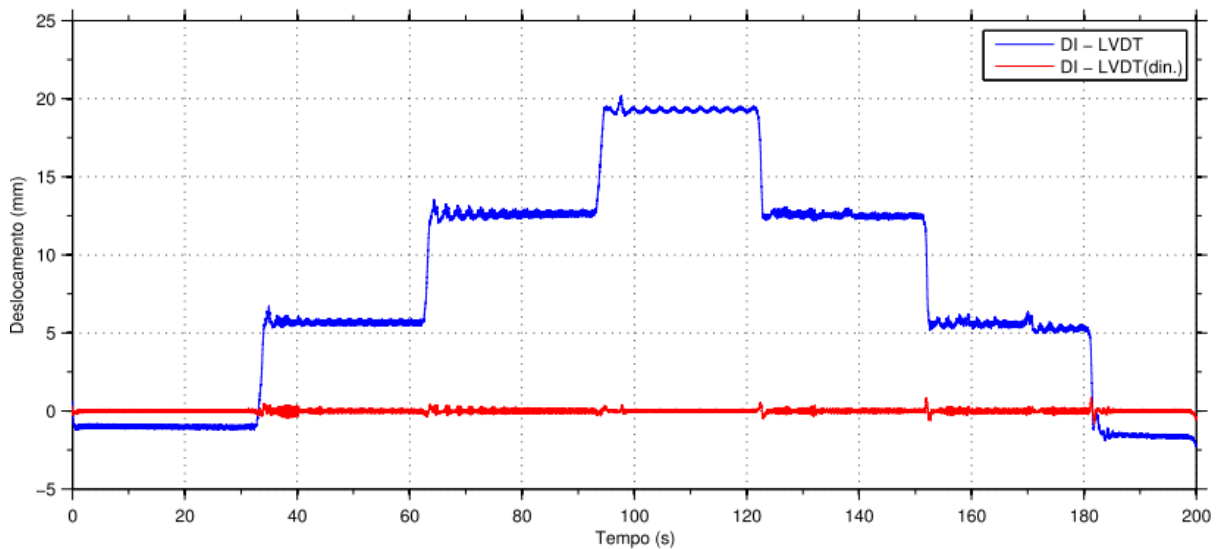


Figura 5.31 - Comparação do deslocamento dupla integração com LVDT.

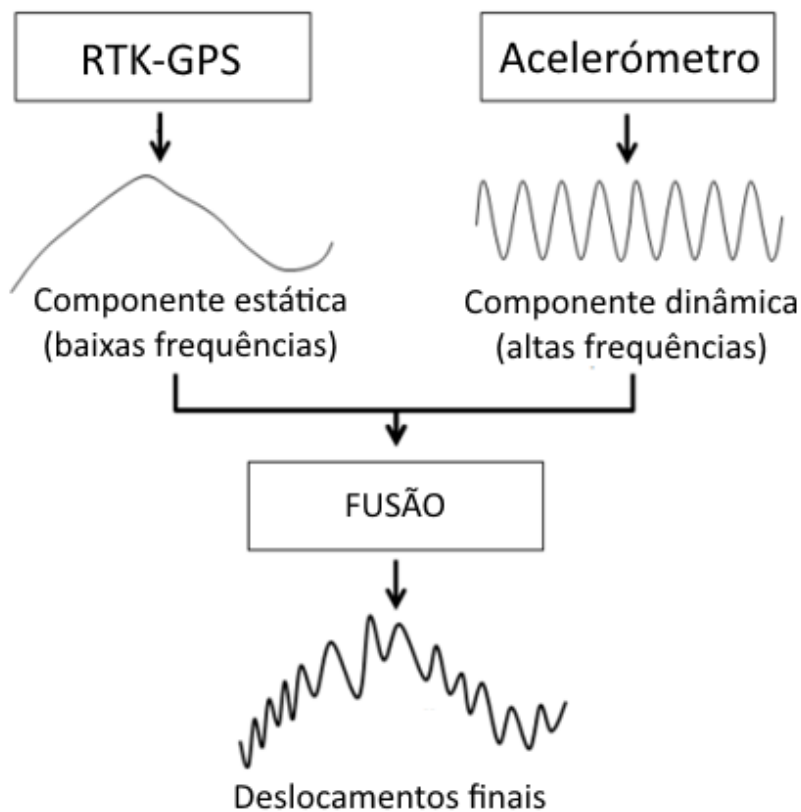
Na Tabela 5.2 resume-se os erros os deslocamentos medidos.

Tabela 5.2 - Erros máximos de deslocamentos.

	DI - LVDT(din).	DI - LVDT
Erros máximos	3,39 mm	20,19 mm

5.4 Fusão multisensor

Com os métodos abordados anteriormente, precedentes à fusão multisensor, conclui-se que o acelerómetro é uma excelente opção para medir deslocamentos dinâmicos associados a elevadas frequências. De acordo com esta condição, o deslocamento estático ou estático-dinâmico pode ser medido utilizando outros sensores, incluindo o GNSS, que tem inúmeras vantagens na monitorização, tem boa estabilidade na medição de deslocamentos lentos, e opera em baixas frequências.



A Figura 5.32 apresenta o sinal do deslocamento medido pelo GNSS, sobreposto da componente estática, o procedimento baseado na aplicação de filtros passa-baixo.

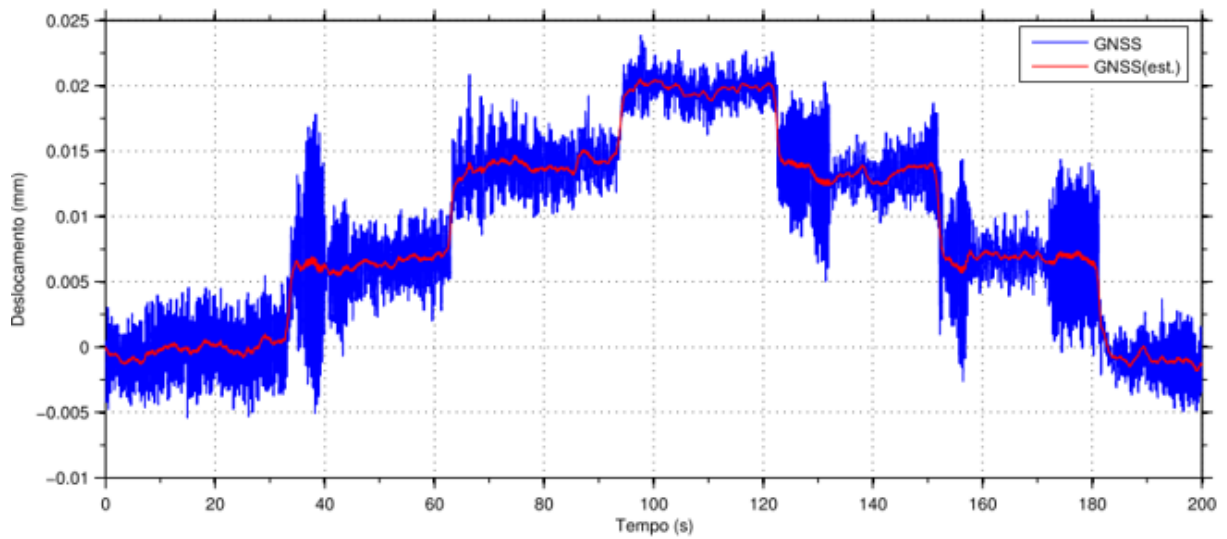


Figura 5.32 –Sinal GNSS e a componente estática.

A Figura 5.33 ilustra a componente estática referente ao GNSS e a componente dinâmica resultante dos acelerómetros. Estas duas componentes serão fundidas numa operação resultante da soma das duas componentes.

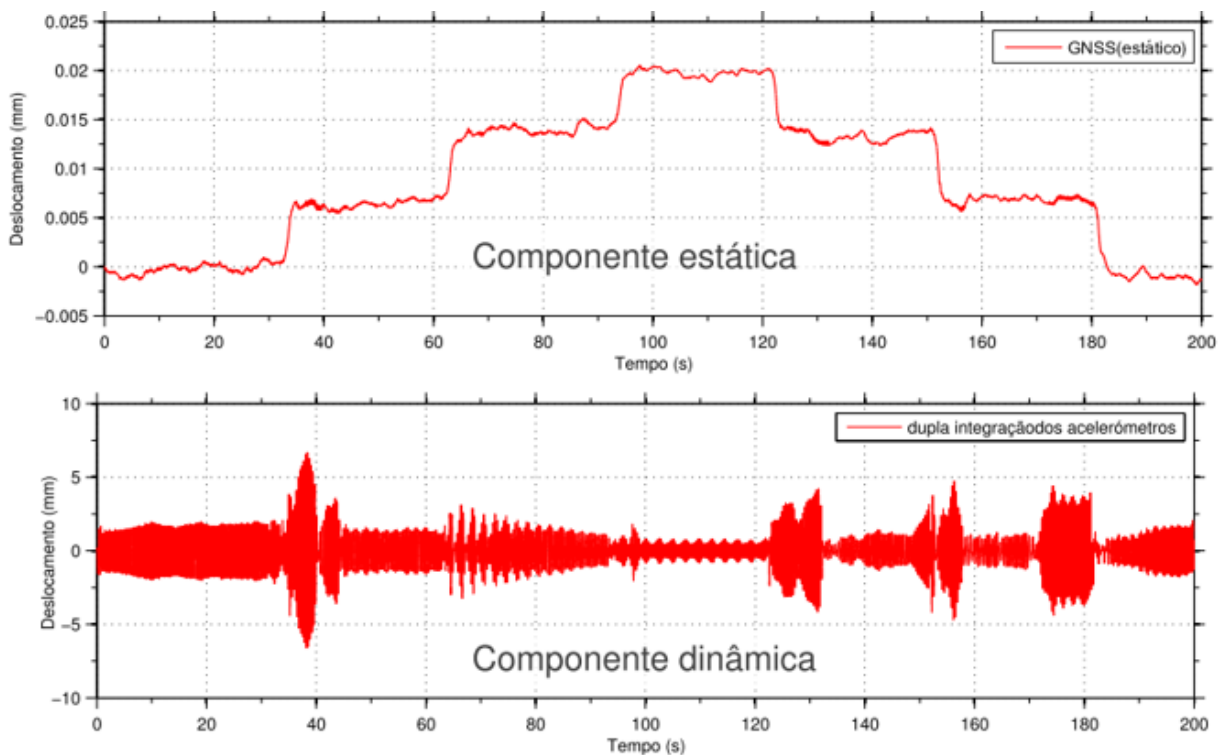


Figura 5.33 –Sinal referente à componente estática do GNSS e componente dinâmica dos acelerómetros.

Na Figura 5.34 apresenta-se o resultado final da fusão dos dois sensores, somando as duas componentes, comparando o resultado da fusão com o sinal do LVDT, que foi o sensor tomado como referência para a medição e validação da medição dos deslocamentos do demonstrador.

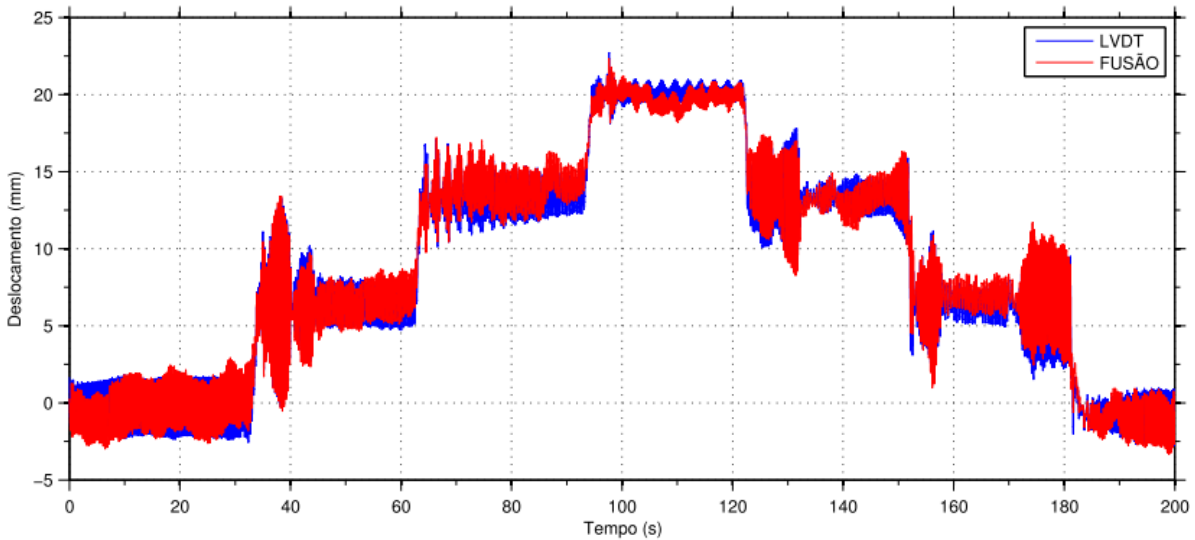


Figura 5.34 –Comparação do sinal da fusão com o LVDT.I

É apresentado na Figura 5.35 um pormenor da fusão em comparação com uma parte do ensaio em que é adicionada a primeira massa em que impõe um deslocamento à estrutura, praticamente em simultâneo com um impulso adicional devido ao ajuste do cabo aço. Importante reter, deste pormenor que apesar das perturbações do ensaio, o final mantém uma boa coerência e ausência de desfasamento de fase.

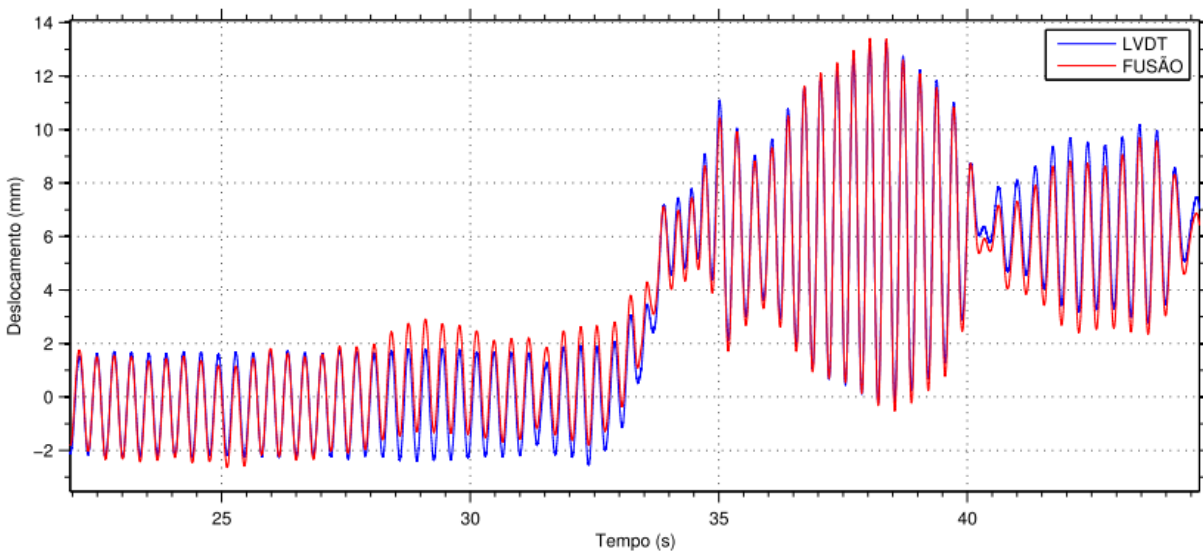


Figura 5.35 –Pormenor do resultado da fusão em comparação com o LVDT.

O resíduo do deslocamento resultante da fusão em comparação com o LVDT é apresentado na Figura 5.36 apresenta-se os dados estatísticos referentes ao resíduo resultante da dupla integração com o LVDT. Importa assinalar que para um quantil de 95% só 5% teve um erro superior a 0.106 milímetros, sendo o máximo de 4.0 milímetros.

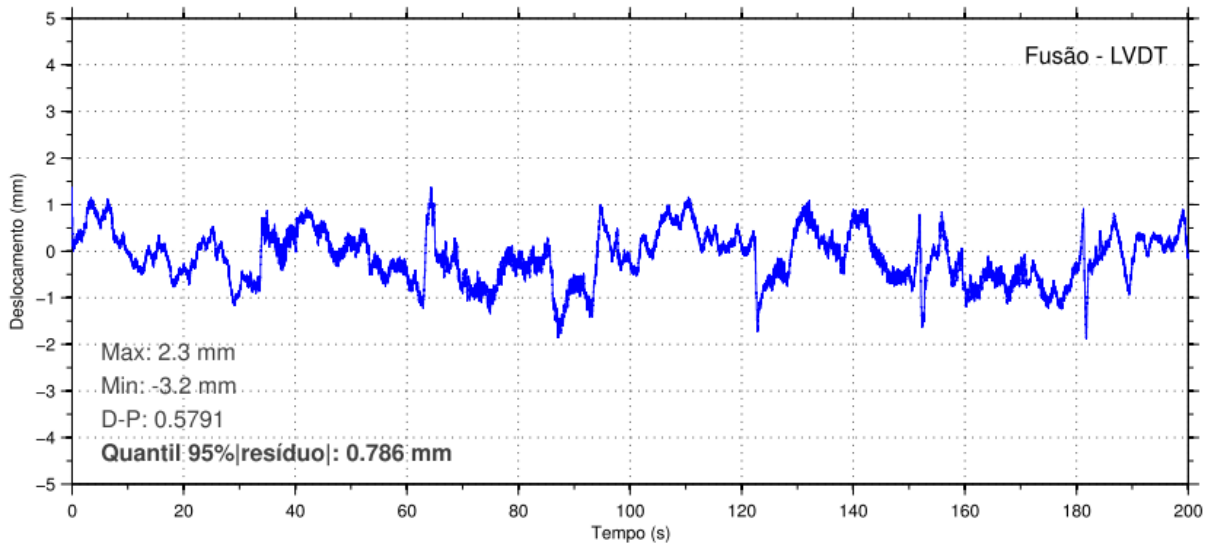


Figura 5.36 –Resíduo do deslocamento da fusão com o LVDT.

Figura 5.37 - Dados estatísticos do resíduo da fusão vs LVDT.

Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Desvio padrão	Resíduo (mm)
2,3	-3,2	0,5791	0,786

Na Figura 5.38 apresenta-se para o registo anterior, o respetivo histograma do erro resultante da fusão com o LVDT.

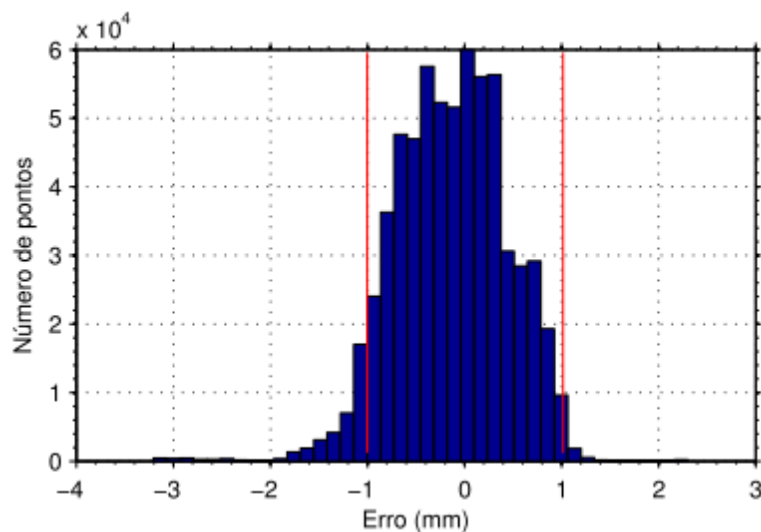


Figura 5.38 - Histograma do resíduo da fusão.

5.5 Considerações finais.

Neste estudo dos precedentes à fusão multisensor e propriamente à fusão entre sensores, analisaram-se métodos com a dupla integração das acelerações e revelou-se adequada para determinar a componente dinâmica dos deslocamentos. Destaca-se um erro máximo na ordem dos 0.4 mm no conjunto de ensaios dinâmicos analisados

Neste processo de dupla integração perde-se, todavia, a componente estática dos deslocamentos. Essa limitação ficou patente nos resultados do ensaio estático-dinâmico

A fusão multisensor, entre o GNSS e os acelerómetros, permitiu combinar as melhores valências de cada sensor:

- ✓ GNSS: fornece informação relativa à componente estática;
- ✓ Acelerómetro: fornece informação relativa à componente dinâmica;
- ✓ Os resultados obtidos apontam para erros inferiores a 1 mm num intervalo de confiança de 95%.

Capítulo 6

6 Considerações finais e desenvolvimentos futuros

6.1 Considerações finais

Nos últimos anos, a monitorização da integridade estrutural, tem sido um tema em progressão, melhorando entre as diversas áreas de investigação em engenharia civil. Tem-se desenvolvido intensamente o interesse da avaliação pela via experimental, na avaliação das características mecânicas, recorrendo frequentemente a ensaios de ordem estática, ou seja, ensaios de carga e dinâmicos que podem ser ensaios de vibração ambiental ou vibração forçada. Pretende-se com avaliação experimental obter informação útil para a validação dos modelos numéricos e estende-se também à caracterização global do estado da estrutura, em compreender fundamentalmente o seu estado ao longo do seu tempo de vida.

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve com principal objetivo o desenvolvimento de um modelo laboratorial para a monitorização estrutural, envolvendo um plano de monitorização caracterizado por vários sensores capazes de avaliar o comportamento de resposta estrutural para diversas situações impostas na realização de ensaios experimentais em ambiente de laboratório em ambiente externo.

Com funcionalidades de um sistema de monitorização estrutural permitindo a visualização e o tratamento de dados, ficou demonstrado que a observação e a monitorização de estruturas, aplicadas a estruturas de engenharia civil, acompanhando desde logo o desenvolvimento nas várias fases da construção e no acompanhamento ao longo da sua vida em serviço, fornece informação relevante e essencial para a compreensão do comportamento das estruturas e seguramente a prevenção de danos, reduzindo significativamente eventuais causas de colapso.

O desenvolvimento desta dissertação, contribuiu para o conhecimento das inúmeras potencialidades dos sistemas da monitorização, levadas a cabo principalmente pela via experimental, de estruturas munidas

com diversos sensores. Os parâmetros identificados pelo sistema de monitorização obtidos pela via experimental permitem obter informações relevantes sobre o comportamento estrutural, a comparação de registos de outros sensores podendo ser comparados e avaliar o seu estado de funcionamento. Os resultados obtidos pela via experimental que foi realizada, tiveram também em vista a validação, calibração e atualização de modelos numéricos desenvolvidos em paralelo. Esta abordagem torna-se importante para assegurar e compreender o estado real de funcionamento das estruturas.

As medições resultantes da observação durante os ensaios estáticos, designadamente deslocamentos, extensões e rotações, revelaram-se bastante úteis na medida em que permitiram compreender e identificar as características mecânicas e compara-las com as previstas da estrutura, como por exemplo modulo de elasticidade ou eventuais danos, que neste caso particular eram controlos, porém numa estrutura em serviço, é um aspeto de análise relevante.

Com os sucessivos ensaios e repetibilidade de situações carregamento e descarregamento verificou que a estrutura respondia em regime elástico voltando à posição inicial. As reduzidas diferenças obtidas foram causadas por questões relacionadas com atrito por alguns equipamentos auxiliares aos ensaios nomeadamente a roldana.

Os ensaios dinâmicos permitiram avaliar a rigidez global do modelo, identificando as frequências próprias e deformadas modais. Este ensaio permitiu identificar a necessidade de calibrar os modelos numéricos por estes apresentarem-se mais rígidos que o modelo físico, devido às condições de apoio.

Outros aspetos a realçar são os sistemas de visualização e tratamento de dados, promovendo agilidade na realização dos ensaios e nas conclusões dos valores obtidos, sendo tratados com aplicação complementar de filtros, que foi uma parte importante deste trabalho, e que se perspectiva importantes para desenvolvimentos futuros.

Neste trabalho abordou-se a proposta de uma metodologia de fusão multisensor com a inclusão de um sistema GNSS que implicou a consolidação dos conhecimentos adquiridos ao longo dos trabalhos. Para isso foram abordadas um conjunto de etapas da aplicação de filtros no domínio da frequência, passando por alguns estudos de diferentes filtros até chegar à solução ideal. Foram aplicados métodos de dupla integração das acelerações que se revelou adequada para determinar deslocamentos dinâmicos nas estruturas. Destaca-se um erro máximo de 0.4mm no conjunto dos ensaios dinâmicos.

Neste processo destaca-se a fusão, entre o GNSS e os acelerómetros que permitiu combinar as valências de cada sensor no seu campo de atuação, isto é, o GNSS forneceu informação relativa à componente estática. Os acelerómetros forneceram informação referente à componente dinâmica. Obtendo-se resultados com erro inferiores a 1mm num intervalo de confiança de 95%, traduzindo resultado satisfatórios.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Neste trabalho, foi estudado o comportamento de uma estrutura em vários ambientes, explorando a combinação dos resultados dos diversos sensores, nomeadamente em técnicas de fusão multisensor.

Este tema da fusão multisensor traduz-se para a prática da monitorização e fornece inúmeras vantagens, principalmente tendo em conta o uso de sistemas GNSS.

Neste sentido, no trabalho desenvolvido apenas foi estudado um método possível de proceder à fusão multisensor. Prevê-se que seja de todo o interesse aprofundar o estudo de outros métodos de fusão multisensor, avaliando a precisão do mesmo e definir para cada sistema de monitorização qual o método mais adequado.

Bibliografia

- Aftab Mufti, Bakht, B., Tadros, G., Andrew Horosko, Sparks, G. (2007). Civionics A New Paradigm in Design, Evaluation, and Risk Analysis of Civil Structures. *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, 18(8), 757–763.
- Ahlborn, T. M., Shuchman, R., Sutter, L. L., Brooks, C. N., Harris, D. K., Burns, J. W., ... R C Oats. (2010). *The State-of-the-Practice of Modern Structural Health Monitoring for Bridges: A Comprehensive Review*. Burns (Vol. 48105). Retrieved from [http://www.mtri.org/bridgecondition/doc/State-of-PracticeSHMforBridges\(July2010\).pdf](http://www.mtri.org/bridgecondition/doc/State-of-PracticeSHMforBridges(July2010).pdf)
- Banthia, N., Bisby, L., Britton, R., Cheng, R., Fallis, G., Hutchinson, R., ... Wegner, L. (2004). An Introduction to Structural Health Monitoring Additional ISIS Educational Modules Composites for Construction. In *An Introduction to Structural Health Monitoring* (pp. 1–37).
- Brownjohn, J. M. W. (2007). Structural health monitoring of civil infrastructure. *Philosophical Transactions. Series A, Mathematical, Physical, and Engineering Sciences*, 365(1851), 589–622. doi:10.1098/rsta.2006.1925
- Cabtas;Aktan. (2003). *Development of a model health monitoring guide for major bridges. ... and Development*. Retrieved from <http://www.di3.drexel.edu/DI3/Events/SAMCO03/4 EXE Sum of FHWA HM Model Guide.pdf>
- Cavadas, F. J. M. G. dos S. (2008). *MONITORIZAÇÃO E A NÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PONTES METÁLICAS ANTIGAS*. FEUP.
- Costa, B. J. A. (2012). *Structural Identification of Old Steel Bridges: Monitoring and Rehabilitation*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dimande, A. O. (2010). *Análise Experimental de Pontes durante a Construção e em Serviço*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Enckell, M. (2011). *Lessons Learned in Structural Health Monitoring of Bridges Using Advanced Sensor Technology*.
- Farrar, Charles R., Worden, K. (2013). *Structural Health Monitoring: A Machine Learning Perspective*. (John Wiley & Sons Ltd., Ed.) (1st Editio.). Chichester.
- Farrar, Charles R;Worden, K. (2007). An introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions. Series A, Mathematical, Physical, and Engineering Sciences*, 365(1851), 303–315.
- Félix, C. (2002). *Monitorização do Comportamento de Estruturas de Betão*. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Félix, C. (2004). *Monitorização e análise do comportamentos de obras de arte*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Félix, Carlos; Rodrigues, Carlos; Faria, Remy; Figueiras, J. (2012). Monitorização na Construção e na Conservação de Obras de Arte. In *54º Congresso Brasileiro do Concreto* (pp. 1–16).

-
- Félix, Carlos;Figueiras, J. (2013). A investigação científica e a indústria - Novos desenvolvimentos em sistemas de monitorização da integridade estrutural. *Construção Magazine* 57, 19–23.
- Fibersensing. (2015). fibersensing. Retrieved from <http://www.fibersensing.com>
- Figueiras, J. (2008). Monitorização da integridade estrutural de obras de arte, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008, 1–14.
- Figueiredo, E. J. F. (2006). *Monitorização e Avaliação do Comportamento de Obras de Arte*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Glisic, B., Inaudi, D. (2007). *Fibre Optic Methods for Structural Health Monitoring*. (L. John Wiley & Sons, Ed.). Chichester.
- Hejll, A. (2007). *Civil Structural Health Monitoring Civil Structural Health Monitoring - Strategies, Methods and Applications*. Lulea University of Technology.
- Karbhari, Vistasp M., Ansari, F. (2009). *Structural Health Monitoring of Civil Infrastructure Systems*. (WP, Ed.) (1st Editio.). USA.
- Magalhães, F. M. R. L. (2004). *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*. FEUP. Retrieved from [http://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/11113/2/Texto integral.pdf?origin=publication_detail](http://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/11113/2/Texto%20integral.pdf?origin=publication_detail)
- Meng, Xiaolin, Huang, W. (2009). Global Navigation Satellite Systems (GNSSs) for Monitoring Long Suspension Bridges. *Encyclopedia of Structural Health Monitoring*, 1–19.
- Mitutoyo. (2015). Catálogo de Instrumentos de Medição. Dusseldorf.
- RDPE. (2015). RDPE. Retrieved from <http://www.rdpe.com/uk/index.htm>
- Rodrigues, C. F. G. (2011). *Monitorização de Estruturas de Engenharia Civil Apoiada em Soluções de Fibra Óptica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sousa, H. F. M. de. (2012). *Data-based engineering techniques for the management of concrete bridges*. FEUP.
- VPG. (2015). Vishay Precision Group, Inc. Retrieved from <http://www.vishaypg.com>