



Análise Experimental de Pontes durante a Construção e em Serviço

Dissertação apresentada por

Américo Ocuá Dimande

à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor
em Engenharia Civil

Maio 2010

Orientador:

Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras

Co-orientador:

Doutor Carlos Manuel da Silva Félix

Índice Geral

Agradecimentos	i
Resumo	v
Abstract.....	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas	xxiii
Simbologia	xxv
Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 Monitorização de Obras de Arte	11
Capítulo 3 Instrumentação de Obras.....	67
Capítulo 4 Monitorização do Comportamento do Viaduto das Andreasas	121
Capítulo 5 Monitorização do Comportamento da Ponte Pedonal Pedro e Inês	197
Capítulo 6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	273
Bibliografia	285
Anexos	295

Agradecimentos

O culminar desta dissertação, obriga-me, moralmente, a reconhecer todo o apoio material e humano que me foi dado, apoio esse que considero fundamental para a formação que tive. A colaboração que me foi prestada revestiu-se de um grande valor insubstituível, por isso, gostaria de expressar o meu reconhecimento e agradecimentos a todos quanto me ajudaram ao longo desta árdua caminhada.

Sendo assim começaria por agradecer ao Professor Joaquim Figueiras, a amizade, a dedicação e disponibilidade, inextinguíveis e também a forma marcante como tem pautado toda a minha vida na investigação, partilhando o seu saber, através das linhas orientadoras e o conseqüente acompanhamento e ensinamentos que sempre disponibilizou.

Ao Professor Carlos Félix, gostaria de expressar, igualmente, a minha gratidão pela sua dedicação, sua disponibilidade, pelos esclarecimentos prestados na temática da monitorização de obras, das técnicas de instrumentação em laboratório e em obra, e pela franqueza como esclareceu os meus problemas relacionados com esta técnica.

Quero agradecer às empresas Teixeira Duarte, S.A., na pessoa do Engenheiro Teófilo, à Socometal, S.A., na pessoa do Engenheiro Rui Alves, pela colaboração e apoio técnico dado na instalação dos sistemas de monitorização no viaduto das Andresas e na ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, respectivamente.

Expresso ainda os meus agradecimentos ao grupo de investigação do LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), pelo espírito de entreatajuda e apoio dado na realização das minhas actividades, em especial aos colegas Mário Pimentel e ao Bruno Costa pela elaboração dos modelos numéricos para a interpretação dos resultados da monitorização e sobretudo pela amizade demonstrada.

Não poderia deixar de dar os meus agradecimentos especiais à Engenheira Paula Silva, responsável pela realização dos ensaios no LABEST, pela amizade e colaboração permanente dada na instrumentação das obras apresentadas nesta dissertação e dos modelos em laboratório.

Ao Sr. Monteiro, Cláudio Ferraz e a Cecília pelo auxílio na execução dos trabalhos em laboratório declaro a minha gratidão.

Aos funcionários da NewMensus, Lda, Rémy Faria e o Amândio Pinto, pela amizade e pela colaboração nos trabalhos realizados na instrumentação da ponte Amando Emílio Guebuza, em Moçambique e pelos longos anos de amizade.

Não esquecerei o espírito de grupo, a amizade e o sentido de entreajuda dos colegas Hélder Sousa, José Santos, Lino Maia, Elói Figueiredo, Helena Figueiras, Sandra Nunes, Carlos Rodrigues, Filipe Cavadas e Carlos Moreno que confrontados com vivências idênticas, se solidarizaram e disponibilizaram para me apoiar.

Às funcionárias da Secção de Estruturas, D. Maria Vitória, D. Elvira Moreira, Marta Lima e Cláudia Correia, o meu agradecimento pelo acolhimento, carinho e pela colaboração prestada.

Não poderia esquecer, nem deixar de manifestar a minha gratidão, a todos professores do DEC da FEUP que de uma forma pronta transmitiram os seus conhecimentos em matéria de engenharia civil. Em especial, aos professores Luís Juvandes, Cecília Vale, Ana Maria Sarmiento e Madalena Teles pela amizade e carinho demonstrados.

Por último, queria agradecer, de uma forma mais particular, aos meus pais e irmãs, que sempre me estimularam, e me deram forças pela minha opção em engenharia civil, muitas das vezes abdicando muito de si, para me proporcionar o tempo, espaço e o apoio moral imprescindíveis para a minha formação a este nível.

A todos, inclusive os que por lapso não tenha referido, aqui deixo a minha profunda gratidão.

Este trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) e pelo Gabinete de Relações Internacionais da Ciência e Ensino Superior (GRICES) no âmbito do **Programa de Formação Avançada para Nacionais dos PALOP e Timor**.

Referência da bolsa: SFRH / BD / 15338 / 2005

MCIES MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, INOVAÇÃO E ENSINO SUPERIOR

GRICES Gabinete de Relações Internacionais da Ciência e do Ensino Superior
MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR

FCT Fundação para a Ciência e a Tecnologia
MINISTÉRIO DA CIÊNCIA, TECNOLOGIA E ENSINO SUPERIOR

Resumo

Os benefícios da instalação de sistemas de monitorização estrutural são visíveis em diversos domínios, desde o aumento da segurança das construções, o aumento do conhecimento do comportamento das estruturas, a possibilidade de calibração e validação dos modelos numéricos de análise estrutural, a optimização de aspectos estruturais e económicos das construções. A monitorização contínua de obras de arte deve iniciar-se desde os primeiros instantes da sua existência de forma a permitir o registo integral e contínuo do seu comportamento e daí detectar atempadamente sinais de alterações dos níveis de segurança, de integridade e de desempenho funcional. Neste contexto, na presente dissertação é feita uma abordagem aos sistemas de monitorização de estruturas, às diversas fases da sua implementação, aos parâmetros possíveis de avaliar com a adopção destes sistemas em obras. Estes conceitos são aplicados na instrumentação e monitorização contínua de duas estruturas metálicas especiais, que envolveram processos de construção pouco correntes, nomeadamente o viaduto das Andresas, no Porto e a ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, em Coimbra. A primeira obra, trata-se de uma estrutura em treliça espacial enviesada, constituída por dois pares de vigas treliçadas de secção tubular e cujo processo construtivo envolveu operações bastante delicadas. A segunda obra, consiste numa ponte em arco de elevada esbelteza, características inovadoras e fundada num solo com fracas propriedades geotécnicas, que dão origem a um comportamento estrutural complexo.

Após um enquadramento geral da instrumentação de obras, são descritos os sistemas de monitorização contínua de estruturas, fazendo referência aos principais componentes que em geral os constituem. Seguidamente é feita a descrição do processo de interrogação e de recolha de dados provenientes dos sistemas de monitorização. É ainda referida a forma de armazenamento e interpretação desses dados, apresentando metodologias de pós-

processamento com recurso a ferramentas estatísticas disponíveis e a modelos numéricos de análise estrutural, que a partir de um conjunto de parâmetros permitem a caracterização do comportamento das estruturas. A experiência adquirida na instrumentação de um conjunto de obras encontra-se também descrita. Estas considerações convergem na instrumentação e monitorização contínua do viaduto das Andresas e da ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês. Para além da descrição do processo construtivo destas obras, é feita a apresentação e a discussão dos principais resultados obtidos a partir dos registos da monitorização em obra. Os sistemas de monitorização instalados demonstraram ser ferramentas úteis no auxílio às operações realizadas durante a construção e no acompanhamento do comportamento em serviço das estruturas.

Abstract

The benefits of the information obtained by monitoring each period of the structure life are apparent in several domains. First, it helps to improve and enlarge the knowledge concerning to structural behaviour, and performs accurate calibration of numerical models for describing, and predicting the structural behaviour. Thus, project, construction, and maintenance can be optimized in structural and economical aspects. The continuous monitoring of bridges should start from the very beginning of its existence in order to permit the evaluation of the state of stresses over its lifetime and timely detection of signs of changes in the structural performance, as well as the levels of security and of integrity. In this context, this dissertation presents an approach to assess bridge performance that can be considered when innovative design procedures, special structures type and unconventional construction methods are involved. Two case studies of the Andreasas viaduct in Porto and Pedro and Inês footbridge in Coimbra wherein a dedicated monitoring system were installed as an integral part of the structure are presented. The first structure is a spatial truss viaduct, highly skewed and formed by two pairs of tubular steel truss girders and a composite steel-reinforced concrete deck slab. The second structure is a slender steel arch footbridge, which displays innovative structural characteristics, such as the anti-symmetrical development of its arch with respect to the longitudinal axis and the use of flexible arch foundations. The construction operations of both structures involved an unconventional erection procedures and delicate operations. A brief overview of the monitoring plan established during the design phase for execution control and for in-service monitoring is presented. The goal of the monitoring instrumentation program included to monitor and assess bridge steel strains, deflections, temperature distribution and rotations of the superstructure over time. The documented data are used for continuous assessment, in order to control and reduce the inherent risks of the adopted construction process. In-service continuous measurement has permitted the evaluation of the state

operation and changes in boundary conditions of the structures. The measurements have also allowed the conceptualization of the less understood or unknown phenomena that influence the bridge performance and the verification of the design assumptions.

The dissertation starts with an overview of the instrumentation techniques and the description of the monitoring systems designed for bridges, referring to their main components, such as sensors, data acquisition systems, data management (storage and transmission) and interpretation (pre-processing and post-processing). Special attention is given in the interpretation of the information provided by the monitoring systems. This information is post-processed using statistical tools and the results are compared with the results of numerical predictions. The main results achieved in the continuous monitoring of these structures are discussed, allowing to draw conclusions about its structural behaviour. The monitoring systems have demonstrated to be a useful tool for the execution control of bridges and for its long-term assessment performance and might be satisfactorily implemented in the bridges management systems.

Índice de Texto

1	Introdução.....	1
1.1	Generalidades.....	1
1.2	Motivação	3
1.3	Objectivos do trabalho	7
1.4	Organização do trabalho	8
2	Monitorização de Obras de Arte	11
2.1	Introdução	11
2.2	Definição e objectivos	12
2.3	Fases da monitorização estrutural.....	16
2.3.1	Monitorização durante a fase de construção.....	17
2.3.2	Monitorização durante a condução dos ensaios de carga	19
2.3.3	Monitorização durante a fase de serviço.....	24
2.3.4	Monitorização durante e após a fase de reparação ou reforço	26
2.4	Componentes do sistema de monitorização.....	26
2.4.1	Rede de sensores	29
2.4.2	Interrogação do sinal.....	30
2.4.3	Transmissão de dados	32
2.4.4	Pré-processamento e armazenamento de dados.....	33
2.4.5	Pós-processamento dos dados.....	34
2.5	Interpretação e análise dos resultados.....	35
2.5.1	Aplicação do método de Loess no alisamento dos resultados experimentais..	35
2.5.2	Aplicação das transformadas wavelets no tratamento dos dados da monitorização.....	39
2.5.2.1	Introdução	39

2.5.2.2	Transformada de wavelet.....	43
2.5.2.3	Análise em multiresolução.....	49
2.6	Técnicas de ajuste de processos estocásticos.....	56
2.6.1	Descrição geral da metodologia preconizada.....	57
2.6.2	Caracterização e identificação do modelo da sazonalidade na evolução dos registos da monitorização.....	59
2.6.3	Estimativa dos parâmetros do modelo	60
2.6.4	Seleccção e avaliação da qualidade do modelo	61
2.6.5	Aplicação dos modelos propostos aos registos experimentais	62
2.7	Considerações finais	65
3	Instrumentação de Obras	67
3.1	Introdução	67
3.2	Aplicação de sensores em obra	69
3.2.1	Sensores de deformação.....	70
3.2.1.1	Extensómetros de resistência	72
3.2.1.2	Extensómetros de corda vibrante	102
3.2.2	Medição de deslocamentos	107
3.2.2.1	Transdutor de deslocamentos do tipo LVDT.....	107
3.2.2.2	Sistema de nivelamento hidrostático.....	108
3.2.3	Medição de rotações.....	110
3.2.4	Medição da temperatura.....	113
3.3	Cabos.....	114
3.3.1	Emendas de cabos	117
3.4	Considerações finais	119
4	Monitorização do Comportamento do Viaduto das Andresas.....	121
4.1	Introdução	121
4.2	Descrição da estrutura.....	123
4.3	Descrição do processo construtivo.....	126
4.4	Modelo estrutural de análise	130
4.5	Sistema de monitorização	132
4.5.1	Introdução	132
4.5.2	Instrumentação na fase de construção.....	133
4.5.3	Instrumentação para o ensaio de carga	141

4.6	Monitorização do processo construtivo	149
4.6.1	Efeito da temperatura.....	149
4.6.2	Resultados das medições durante o processo construtivo	151
4.6.3	Análise dos resultados do processo construtivo	163
4.7	Monitorização durante o ensaio de carga	166
4.7.1	Condução do ensaio de carga.....	166
4.7.2	Resultados das medições	170
4.8	Monitorização durante a fase de exploração.....	179
4.8.1	Introdução	179
4.8.2	Deslocamentos da junta de dilatação com a temperatura	180
4.8.3	Avaliação do efeito do tráfego.....	181
4.8.4	Resultados das extensões observadas a longo prazo	188
4.9	Considerações finais	193
5	Monitorização do Comportamento da Ponte Pedonal Pedro e Inês.....	197
5.1	Introdução	197
5.2	Descrição da estrutura.....	199
5.3	Descrição do processo construtivo	203
5.4	Modelo estrutural de análise	207
5.5	Sistema de monitorização	211
5.5.1	Introdução	211
5.5.2	Medição de extensões no aço.....	214
5.5.3	Medição da temperatura.....	215
5.5.4	Medição das rotações do tabuleiro.....	216
5.5.5	Medição dos deslocamentos longitudinais da estrutura.....	217
5.5.6	Medição de deslocamentos verticais pelo sistema topográfico	219
5.5.7	Sistema de aquisição	219
5.6	Determinação dos esforços a partir de extensões	222
5.7	Resultados da monitorização durante a construção	226
5.7.1	Ensaio de carga ao arranque do arco	226
5.7.2	Retirada dos escoramentos.....	230
5.8	Monitorização durante a fase de exploração.....	246
5.8.1	Introdução	246
5.8.2	Evolução da temperatura	246

5.8.3	Evolução das extensões e das rotações do tabuleiro	247
5.8.4	Comparação entre os vários registos de temperatura.....	250
5.8.5	Movimentos das juntas de dilatação	253
5.8.6	Análise de sensibilidade.....	258
5.9	Evolução dos esforços resultantes.....	263
5.10	Considerações finais	268
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	273
6.1	Conclusões	273
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	282
	Bibliografia	285
	Anexos	295

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Colapso da ponte Injaka, Africa do Sul, Julho de 1998.	4
Figura 1.2 – Colapso de pontes nos EUA entre os anos de 1966 e 2005.	5
Figura 2.1 - Dispositivo instalado para monitorização expedita da abertura de fendas.	13
Figura 2.2 – Evolução da temperatura registada na ponte Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima.	14
Figura 2.3 – Evolução da abertura de fendas com as variações das condições ambientais.	14
Figura 2.4 - Procedimentos distintos de recolha de registo da monitorização.	15
Figura 2.5 – Processo construtivo do viaduto das Andresas cuja implementação de um sistema de monitorização foi decisiva nas tarefas executadas.....	18
Figura 2.6 – Utilização de veículos como dispositivos de carregamento.	19
Figura 2.7 - Processo construtivo adoptado na construção da ponte Pedro e Inês.	21
Figura 2.8 - Sensores utilizados em ensaios de carga para a medição de diversas grandezas.	22
Figura 2.9 – Linhas de influência obtidas experimentalmente e a partir de um modelo numérico de análise.	23
Figura 2.10 – Evolução das deformações nas diagonais S1 e S2 de uma viga principal do viaduto das Andresas.	25
Figura 2.11 – Identificação dos extremos locais e do intervalo de tempo entre extremos no registo de dois sensores.....	25
Figura 2.12 – Componentes básicos de um sistema de monitorização.....	27
Figura 2.13 - Arquitectura do sistema de monitorização projectado e implementado na ponte pedonal Pedro e Inês.	28
Figura 2.14 – Alisamento do registo da temperatura para um valor de $span = 0.02$	38
Figura 2.15 - Alisamento do registo da temperatura para um valor de $span = 0.2$	38
Figura 2.16 - Alisamento do registo da temperatura para um valor de $span = 0.5$	39

Figura 2.17 - Análise do sinal no domínio do tempo, da frequência, STFT e transformadas de wavelets.....	41
Figura 2.18 – Exemplo de funções básicas das transformadas de Fourier (a) e wavelets principais (b): (1) Haar; (2) Daubechies; (3) Coiflet; (4) Symmlet.	42
Figura 2.19 - Aplicação da transformada de wavelet na análise de registos.	43
Figura 2.20 - Condições de apoio da estrutura durante a fase de construção.	47
Figura 2.21 – Evolução das extensões nos banzos superior e inferior a meio vão da viga principal sul.....	48
Figura 2.22 – Coeficientes wavelets das deformações registadas pelo sensor S8_2 durante a construção do viaduto das Andreasas, no Porto.	49
Figura 2.23 – Representação esquemática da análise em multiresolução.....	50
Figura 2.24 – Registo das extensões medidas a meio vão do banzo inferior da viga principal sul.....	52
Figura 2.25 – Evolução da temperatura ambiente durante o período de 24 horas.....	52
Figura 2.26 – Decomposição do registo das deformações em 10 níveis aplicando as wavelets de Daubechies (db04) (continuação).....	55
Figura 2.27 – Comparação entre o registo das deformações com o registo reconstruído através da análise em multiresolução.....	55
Figura 2.28 – Registo das extensões medidas a meio vão do banzo inferior da viga principal sul com o efeito da temperatura removido.....	56
Figura 2.29 – Secção do arranque do arco instrumentada com extensómetros eléctricos (ES2) e com sensores de temperatura (TS2).	63
Figura 2.30 – Evolução do registo da temperatura do aço e sua evolução média.	63
Figura 2.31 – Ajuste do modelo A à evolução da temperatura média do aço.	63
Figura 2.32 - Ajuste do modelo B à evolução da temperatura média do aço.	64
Figura 2.33 - Ajuste do modelo C à evolução da temperatura média do aço.	64
Figura 2.34 – Evolução da temperatura do aço e o modelo A de previsão.....	65
Figura 3.1 – Extensómetro de resistência.	72
Figura 3.2 – Efeito do comprimento da malha condutora no valor da extensão registada. .	74
Figura 3.3 – Resposta térmica e variação do factor de ganho de um extensómetro de resistência com a temperatura.	77
Figura 3.4 – Instalação de extensómetros na ponte Luiz I, no Porto.	78
Figura 3.5 – Sensores desenvolvidos em laboratório.....	79

Figura 3.6 – Dimensões dos sensores desenvolvidos.	80
Figura 3.7 – Processo de fabrico dos sensores em laboratório.	81
Figura 3.8 – Resistência ao corte da ligação colada em função da temperatura.....	83
Figura 3.9 – Resistência ao corte da ligação colada em função de soluções distintas de imersão.....	84
Figura 3.10 – Instrumentação dos provetes em laboratório.....	85
Figura 3.11 – Sistema de carga adoptado no ensaio estático do modelo A.	87
Figura 3.12 – Extensões registadas durante o ensaio de carga estático realizado no modelo A.....	88
Figura 3.13 – Esquema de carga e procedimentos de carregamento sinusoidal.....	89
Figura 3.14 – Resposta dos sensores ao carregamento cíclico.	89
Figura 3.15 – Extensões registadas pelos sensores instalados no modelo A durante o ensaio de fluência.....	90
Figura 3.16 – Evolução da temperatura do aço e do ambiente exterior.....	91
Figura 3.17 – Efeito da temperatura sobre as deformações registadas.....	92
Figura 3.18 – Câmara climática usada nos ensaios térmicos.....	92
Figura 3.19 – Ciclos de temperatura ao longo do ensaio.....	93
Figura 3.20 – Extensões registadas durante o ensaio de ciclos de temperatura.....	93
Figura 3.21 – Resultados do ensaio de humidade obtidos por Costa <i>et al.</i> (2006).....	94
Figura 3.22 – Procedimentos adoptados na aplicação de sensores em obra.....	98
Figura 3.23 - Monitorização do comportamento da ponte do Pinhão durante o ensaio de carga.....	99
Figura 3.24 - Monitorização da ponte pedonal móvel em Viana durante a construção. ...	101
Figura 3.25 - Monitorização do comportamento da ponte ferroviária de Trezói em condições de serviço.	102
Figura 3.26 – Extensómetro de corda vibrante.....	103
Figura 3.27 – Secções da ponte Armando Emílio Guebuza, em Moçambique, instrumentadas com extensómetros de cordas vibrantes.	105
Figura 3.28 – Instalação dos sensores de corda vibrante na ponte Armando Emílio Guebuza, Moçambique.	106
Figura 3.29 – Utilização de LVDT's na medição de deslocamentos verticais.	108
Figura 3.30 – Sistema de medição de flechas instalado em obra.	110
Figura 3.31 – Inclínómetros eléctricos utilizados na medição de rotações.	111

Figura 3.32 – Protecção dos inclinómetros em obra.....	112
Figura 3.33 – Princípio de funcionamento dos termopares.	113
Figura 3.34 - Sensor de temperatura PT100.	114
Figura 3.35 – Cabos danificados em obra devido a trabalhos de soldadura.	115
Figura 3.36 – Condução dos cabos em obra.	117
Figura 3.37 – Procedimentos adoptados nas ligações efectuadas em obra.....	118
Figura 4.1 – Vista aérea do viaduto metálico das Andresas, na Av. Paralela, no Porto.	122
Figura 4.2 – Vistas principais do viaduto das Andresas.	124
Figura 4.3 – Vista em alçado e em planta do viaduto das Andresas.....	125
Figura 4.4 – Algumas secções transversais do viaduto das Andresas.	125
Figura 4.5 – Aparelhos de apoio da estrutura.	126
Figura 4.6 - Execução da estrutura metálica no estaleiro da obra.....	126
Figura 4.7 – Processo construtivo do viaduto das Andresas.....	127
Figura 4.8 – Faseamento construtivo da estrutura.	129
Figura 4.9 – Faseamento da colocação das pré-lajes.	129
Figura 4.10 - Modelo numérico utilizado para análise dos resultados do faseamento construtivo e do ensaio de carga.	130
Figura 4.11 – Localização das secções instrumentadas.	135
Figura 4.12 – Secções transversais do tabuleiro instrumentadas com extensómetros eléctricos.	136
Figura 4.13 – Instrumentação de alguns elementos estruturais do viaduto.	140
Figura 4.14 – Tipo de cabo usado na instalação dos sensores e condução ao longo da estrutura.....	141
Figura 4.15 - Localização em planta da instrumentação complementar utilizada durante o ensaio de carga.....	142
Figura 4.16 – Sistema de nivelamento hidrostático instalado em obra para a medição de flechas.	143
Figura 4.17 – Localização dos comparadores na estrutura.	144
Figura 4.18 – Instrumentação utilizada para a medição dos deslocamentos verticais em três pontos de uma carlinga (DV7, DV8 e DV9).....	144
Figura 4.19 - Medição de deslocamentos horizontais do tabuleiro.....	145
Figura 4.20 - Medição dos deslocamentos verticais do tabuleiro junto a um aparelho de apoio.....	146

Figura 4.21 - Medição das variações angulares do tabuleiro.....	147
Figura 4.22 – Sistemas de aquisição utilizados na monitorização do viaduto das Andresas.	148
Figura 4.23 – Efeito dos ciclos diários da temperatura.....	150
Figura 4.24 – Equipamento utilizado durante a operação de levantamento da estrutura metálica.....	152
Figura 4.25 – Evolução da temperatura ambiente.	153
Figura 4.26 – Extensões registadas nas secções dos banzos superiores e inferiores das vigas principais durante a operação de levantamento da estrutura.	153
Figura 4.27 - Extensões registadas nas secções das diagonais das vigas principais durante a operação de levantamento da estrutura.	154
Figura 4.28 - Extensões registadas nas secções dos banzos superiores e inferiores da viga secundária norte durante a operação de levantamento da estrutura.....	154
Figura 4.29 - Extensões registadas nas secções das carlingas durante a operação de levantamento da estrutura.	155
Figura 4.30 – Dispositivos utilizados na a aproximação da estrutura à VCI.....	156
Figura 4.31 – Evolução diária da temperatura ambiente durante o período de construção do viaduto.	157
Figura 4.32 - Extensões registadas nas secções do banzo superior e do banzo inferior da viga principal sul durante o processo construtivo (secções S7 e S8).....	157
Figura 4.33 - Extensões registadas nas secções das diagonais da viga principal norte durante o processo construtivo (secções S2, S5 e S6).	158
Figura 4.34 - Extensões registadas nas secções das diagonais da viga principal sul durante o processo construtivo (secções S9 e S10).	158
Figura 4.35 - Extensões registadas nas secções das carlingas durante o processo construtivo (secções S21 e S22).	159
Figura 4.36 – Pormenor da evolução das deformações nas secções S7 e S8 entre a Fase 5 e a Fase 6 do processo construtivo.	162
Figura 4.37 – Evolução das extensões registadas pelo sensor VPSBS7-2.	163
Figura 4.38 – Coeficientes wavelets das extensões registadas pelo sensor VPSBS7-2. ...	164
Figura 4.39 – Pormenor dos coeficientes wavelets das extensões registadas pelo sensor VPSBS7-2.....	164

Figura 4.40 - Variação das extensões médias nas secções S3 a S10 durante o processo construtivo.....	165
Figura 4.41 - Vista em planta das posições de carga definidas para o ensaio.	167
Figura 4.42 – Conjunto de três veículos imobilizados na posição de carga 7A.	168
Figura 4.43 – Evolução da temperatura durante o período do ensaio.....	172
Figura 4.44 – Extensões observadas no meio vão da viga principal norte (secções S3 e S4).	173
Figura 4.45 - Extensões observadas no meio vão da viga principal sul (secções S7 e S8).	173
Figura 4.46 - Extensões observadas nas diagonais da viga principal norte (secções S1 e S2).	174
Figura 4.47 - Extensões observadas nas diagonais da viga principal norte (secções S5 e S6).	174
Figura 4.48 - Extensões observadas no betão (secção S21).....	175
Figura 4.49 – Deslocamentos verticais do tabuleiro.	176
Figura 4.50 – Deslocamentos verticais da carlinga.....	177
Figura 4.51 – Deslocamentos verticais do tabuleiro medidos junto ao apoio da viga secundária norte.	178
Figura 4.52 – Rotações do tabuleiro.	179
Figura 4.53 – Abertura da junta de dilatação com a diminuição da temperatura.	180
Figura 4.54 – Equipamento adicional utilizado nas campanhas periódicas de monitorização.....	181
Figura 4.55 – Imagens fornecidas pela câmara de filmar.	182
Figura 4.56 – Identificação da passagem dos veículos através da amplitude dos deslocamentos verticais do tabuleiro (DVA1).	182
Figura 4.57 – Extensões observadas na secção S2.....	183
Figura 4.58 – Extensões observadas na secção S2 corrigidas do efeito da temperatura....	184
Figura 4.59 – Pormenor das extensões médias na secção S2.....	185
Figura 4.60 – Coeficientes wavelets das extensões axiais observadas na secção S2.....	185
Figura 4.61 – Extensões observadas durante a fase de exploração.....	186
Figura 4.62 – Distribuição das extensões na secção transversal.....	187
Figura 4.63 – Evolução da temperatura ambiente.....	188
Figura 4.64 – Evolução das extensões do betão.....	189

Figura 4.65 – Extensões na secção S8.	189
Figura 4.66 – Extensões no banzo inferior da carlinga.....	190
Figura 4.67 - Extensões no banzo superior da carlinga.	190
Figura 4.68 – Componentes de baixa-frequência e de alta-frequência das extensões axiais observadas na secção S8.	191
Figura 4.69 – Comparação entre as extensões totais observadas e o sinal reconstruído com base na análise em multiresolução.....	192
Figura 4.70 – Extensões na secção S8 corrigidas do efeito da variação sazonal da temperatura.	193
Figura 5.1 – Ponte pedonal e de ciclovias Pedro e Inês, em Coimbra.	198
Figura 5.2 – Vistas da ponte Pedro e Inês.....	200
Figura 5.3 – Vista em alçado, em planta e alguns secções transversais da ponte.....	201
Figura 5.4 – Condições de apoio da estrutura no encontro nascente.....	202
Figura 5.5 – Influência das características do solo de fundação no comportamento estrutural da ponte.....	202
Figura 5.6 – Fabrico das peças no estaleiro.	203
Figura 5.7 – Redução do canal do rio para uma largura de 60 m.	204
Figura 5.8 – Processo construtivo da ponte Pedro e Inês.	205
Figura 5.9 – Redução do canal do rio para uma largura de 40 m.	206
Figura 5.10 – Algumas fases do processo construtivo da ponte.....	207
Figura 5.11 – Modelo de elementos finitos.	208
Figura 5.12 – Modelação da laje.....	209
Figura 5.13 – Sistema de escoramento.	210
Figura 5.14 – Localização das secções instrumentadas e distribuição dos sensores nas secções transversais da ponte.....	212
Figura 5.15 – Descontinuidade introduzida nas secções S3 e S5 com a instalação dos TMD's.....	213
Figura 5.16 – Nomenclatura adoptada para a referência dos sensores.....	213
Figura 5.17 – Instalação de extensómetros em estaleiro.	215
Figura 5.18 – Medição da temperatura.	216
Figura 5.19 – Medição das rotações do tabuleiro.	217
Figura 5.20 – Monitorização dos deslocamentos longitudinais da ponte.	218
Figura 5.21 – Medição dos deslocamentos longitudinais da estrutura.	218

Figura 5.22 – Distribuição dos alvos topográficos ao longo da estrutura.....	219
Figura 5.23 – Posto de observação definitivo.	220
Figura 5.24 – Arquitectura final do sistema de monitorização.	221
Figura 5.25 – Esforços resultantes numa secção instrumentada em quatro pontos.	222
Figura 5.26 – Ensaio de carga ao arranque do arco nascente.	227
Figura 5.27 – Sequência adoptada na condução do ensaio de carga a estrutura.....	228
Figura 5.28 – Evolução da temperatura durante a condução do ensaio de carga.	228
Figura 5.29 – Extensões na secção S1.	229
Figura 5.30 – Deslocamentos verticais na secção S0.....	229
Figura 5.31 – Evolução do momento flector na secção S1 durante o ensaio.....	230
Figura 5.32 – Evolução da temperatura ambiente e do betão.	231
Figura 5.33 – Deformada da estrutura.	232
Figura 5.34 – Evolução das extensões e das temperaturas do aço na secção S2.	234
Figura 5.35 – Extensões e temperaturas do aço na secção S2 durante a retirada dos escoramentos.....	234
Figura 5.36 – Extensões e temperaturas do aço na secção S5.	235
Figura 5.37 – Extensões e temperaturas do aço na secção S5 durante a retirada dos escoramentos.....	236
Figura 5.38 – Variações acumuladas das extensões na secção S1.....	237
Figura 5.39 - Variações acumuladas das extensões na secção S2.	237
Figura 5.40 - Variações acumuladas das extensões na secção S3.	238
Figura 5.41 - Variações acumuladas das extensões na secção S5.	238
Figura 5.42 – Deformada da estrutura resultante da acção do seu peso próprio considerando uma retirada não faseada do sistema de escoramentos.	239
Figura 5.43 – Esforços resultantes nas secções S1, S2, S3 e S5 durante a retirada dos escoramentos.....	240
Figura 5.44 – Deslocamentos longitudinais da estrutura com as variações da temperatura ambiente.	244
Figura 5.45 – Correlação entre os deslocamentos das juntas de dilatação e a temperatura ambiente.....	245
Figura 5.46 – Evolução da temperatura ambiental e do betão da laje do tabuleiro.	247
Figura 5.47 – Extensões observadas na secção S1.....	248
Figura 5.48 – Extensões e temperaturas do aço observadas na secção S2.....	248

Figura 5.49 – Extensões e temperaturas do aço observadas na secção S5.	249
Figura 5.50 – Variação da rotação do tabuleiro.....	249
Figura 5.51 – Temperaturas do aço na secção S5 e temperaturas do betão e do ambiente observadas durante o inverno.	251
Figura 5.52 – Comparação entre os registos das temperaturas do aço observadas nas secções S2 e S5 durante o inverno.....	252
Figura 5.53 – Temperaturas do aço na secção S5 e temperaturas do betão e do ambiente observadas durante o verão.....	252
Figura 5.54 - Comparação entre os registos das temperaturas do aço observadas nas secções S2 e S5 durante o verão	253
Figura 5.55 – Avaliação dos movimentos das juntas de dilatação.	253
Figura 5.56 – Evolução da temperatura ambiente durante o inverno.	254
Figura 5.57 – Evolução da temperatura ambiente durante o verão.	255
Figura 5.58 – Deslocamentos longitudinais da estrutura medidos junto ao encontro nascente durante o inverno.	256
Figura 5.59 - Deslocamentos longitudinais da estrutura medidos junto ao encontro nascente durante o verão.....	256
Figura 5.60 - Deslocamentos longitudinais da estrutura medidos junto ao pilar intermédio durante o verão.....	257
Figura 5.61 – Deformada da ponte devido à acção da temperatura.....	259
Figura 5.62 – Influência da variação da temperatura no comportamento da estrutura.....	260
Figura 5.63 – Deformadas da estrutura para condições de apoios dos arcos distintas.	261
Figura 5.64 - Influência da rigidez horizontal das fundações dos arcos no comportamento da estrutura.....	261
Figura 5.65 – Evolução dos esforços resultantes durante a fase de exploração.	265

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Encapsulamento de extensómetros desenvolvidos.	80
Tabela 3.2 – Principais propriedades dos materiais utilizados.	81
Tabela 3.3 – Propriedades do Araldite® 2014 curado.	82
Tabela 4.1 - Constantes elásticas das molas empregues na modelação dos apoios.	131
Tabela 4.2 - Extensómetros instalados nas vigas principais norte e sul.	137
Tabela 4.3 - Extensómetros instalados na viga secundária norte.	138
Tabela 4.4 - Extensómetros instalados nos contraventamentos.	138
Tabela 4.5 - Extensómetros instalados nas carlingas.	138
Tabela 4.6 - Extensómetros instalados nos PRS's.	139
Tabela 4.7 - Extensómetros de embeber no betão.	139
Tabela 4.8 – Extensões observadas durante o processo de construção do viaduto.	160
Tabela 4.9 – Características dos veículos utilizados (ver Figura 4.41h).	167
Tabela 4.10 - Principais resultados a obter com a posições de carga definidas para o ensaio.	169
Tabela 4.11 – Sequência do ensaio de carga.	170
Tabela 4.12 - Extensões médias no aço e no betão durante o ensaio de carga (<i>microstrains</i>).	175
Tabela 4.13 – Flechas obtidas durante o ensaio de carga.	177
Tabela 4.14 – Curvaturas médias da secção do viaduto.	187
Tabela 5.1 - Principais fases de remoção dos escoramentos.	206
Tabela 5.2 – Fases da monitorização dos deslocamentos longitudinais da ponte.	218
Tabela 5.3 – Coordenadas dos pontos onde se mediram ou calcularam as extensões.	224
Tabela 5.4 – Características mecânicas e geométricas das secções.	224
Tabela 5.5 – Valores máximos medidos e comparação com os valores calculados.	230

Tabela 5.6 – Movimento das juntas de dilatação com a variação de temperatura (Agosto de 2006).	245
Tabela 5.7 – Deslocamentos longitudinais da estrutura em (mm/°C).	257

Simbologia

Siglas

A	- Modelo experimental A, ou evento detectado em obra.
AIC	- <i>Akaike's Information Criterion</i> (Critério de Informação de Akaike).
B	- Modelo experimental B, ou evento detectado em obra.
C	- Modelo experimental C.
CAANPi-j	- Carlinga Adjacente ao Apoio Norte Poente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> .
CAASNi,j	- Carlinga Adjacente ao Apoio Sul Nascente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> .
CANPi-jN	- Carlinga no alinhamento do Apoio Norte Poente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> do lado Nascente.
CANPi-jP	- Carlinga no alinhamento do Apoio Norte Poente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> do lado Poente.
CASNi-j	- Carlinga no alinhamento do Apoio Sul Nascente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> .
CINDPi-j	- Contraventamento Inferior Norte – Poente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> .
CMVi-j	- Carlinga a Meio Vão da viga principal norte, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> .
CSNDPi-j	- Contraventamento Superior Norte – Poente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> .
D	- Modelo experimental D.
DSC	- <i>Differential Scanning Calorimetry test</i> (Ensaio de calorimetria diferencial Exploratória).
EC2	- Eurocódigo 2.
ECT_Ci_N	- Extensómetro <i>i</i> de colar em tirantes do alinhamento C do lado norte.
ECT_Ci_S	- Extensómetro <i>i</i> de colar em tirantes do alinhamento C do lado sul.
ECT_Ei_N	- Extensómetro <i>i</i> de colar em tirantes do alinhamento E do lado norte.
ECT_Ei_S	- Extensómetro <i>i</i> de colar em tirantes do alinhamento E do lado sul.
EEBLj	- Extensómetro de Embeber no Betão <i>j</i> disposto Longitudinalmente em relação ao tabuleiro.
EEBTj	- Extensómetro de Embeber no Betão <i>j</i> disposto Transversalmente em relação ao tabuleiro.
EHNPi-jN	- Esquadro Horizontal Norte Poente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> do lado Nascente.
EHNPi-jP	- Esquadro Horizontal Norte Poente, sensor <i>j</i> na secção <i>i</i> do lado Poente.

ES6-j	-	Extensómetro de resistência j na secção 6.
ESi_jN	-	Extensómetro j na secção i localizado do lado norte.
ESi_jS	-	Extensómetro j na secção i localizado do lado sul.
ESi-jIN	-	Extensómetro j na secção i localizado no Banzo Inferior e do lado Norte.
ESi-jIS	-	Extensómetro j na secção i localizado no Banzo Inferior e do lado Sul.
ESi-jSN	-	Extensómetro j na secção i localizado no Banzo Superior e do lado Norte.
ESi-jSS	-	Extensómetro j na secção i localizado no Banzo Superior e do lado Sul.
EVNPi-jL	-	Esquadro Vertical Norte Poente, sensor j na secção i na direcção Longitudinal.
EVNPi-jT	-	Esquadro Vertical Norte Poente, sensor j na secção i na direcção Transversal.
EX-PT-S4-jI	-	Extensómetro j na secção 4 localizado junto a face inferior.
EX-PT-S4-jS	-	Extensómetro j na secção 4 localizado junto a face superior.
GEG, Lda	-	Gabinete de Estruturas e Geotecnia.
GOP, E.M.	-	Gabinete de Obras Públicas da Câmara Municipal do Porto.
IS4	-	Inclinações do tabuleiro medidas na secção S4.
ISO	-	<i>International Organization for Standardization</i> (Organização Internacional de Normalização).
LABEST	-	Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural.
LVDT	-	<i>Linear Variable Differential Transformer</i> (Transdutor de deslocamentos lineares).
OS6-j	-	Extensómetro em fibra óptica j na secção 6.
P.Bn	-	Pilares da ponte.
P.Vn	-	Pilares do viaduto.
POi	-	Posto de Observação número i .
PT100	-	<i>Platinum Resistance Thermometers</i> .
PT-Si	-	Secções instrumentadas da ponte.
PVC	-	<i>Polyvinyl Chloride</i> (Policloreto de Vinilo).
REFER, E.P.E	-	Rede Ferroviária Nacional.
RTD	-	<i>Resistance Temperature Detector</i> (Transdutor resistivo de temperatura) .
SNL	-	Sistema de Níveis Líquidos.
SQD	-	Soma dos Quadrados dos Desvios.
STFT	-	<i>Short Time Fourier Transform</i> (Transformada de tempo-curto de Fourier).
TMD	-	<i>Tuned Mass Dumper</i> (Amortecedores de massas sintonizadas).
TS4_Amb	-	Temperatura ambiente medida na secção S4.
TS4_Bet	-	Temperatura do betão medida na secção S4.
TSi_Nor	-	Sensor de temperatura na secção i localizado do lado norte.
TSi_Sul	-	Sensor de temperatura na secção i localizado do lado sul.
TWC	-	Transformada de wavelet contínua.
UEFA	-	<i>Union of European Football Associations</i> .
V3-Si	-	Secções instrumentadas do viaduto V3.
VCI	-	Via da cintura interna.

VPNBli-j	-	Viga Principal Norte – Banzo Inferior, sensor j na secção i .
VPNBsi-j	-	Viga Principal Norte – Banzo Superior, sensor j na secção i .
VPNDNi-j	-	Viga Principal Norte – Diagonal Nascente, sensor j na secção i .
VPNDPi-j	-	Viga Principal Norte – Diagonal Poente, sensor j na secção i .
VPSBli-j	-	Viga Principal Sul – Banzo Inferior, sensor j na secção i .
VPSBsi-j	-	Viga Principal Sul – Banzo Superior, sensor j na secção i .
VPNDNi-j	-	Viga Principal Sul – Diagonal Nascente, sensor j na secção i .
VSNBli-j	-	Viga Secundária Norte – Banzo Inferior, sensor j na secção i .
VSNBsi-j	-	Viga Secundária Norte – Banzo Superior, sensor j na secção i .
VSNDPi-j	-	Viga Secundária Norte – Diagonal Poente, sensor j na secção i .

Notações escalares latinas

$\Delta(x_i)$	-	Distância máxima entre x_i e qualquer outro ponto na sua vizinhança.
$\downarrow 2$	-	Operador de sub-amostragem (<i>downsampling</i>).
ΔR	-	Variação da resistência do extensómetro devido à variação da temperatura.
Δt	-	Intervalo de tempo entre dois picos observados nos registos.
ΔT	-	Variação da temperatura a partir de um referencial arbitrário.
$\Delta t_s, \Delta t_c$	-	Variações das temperaturas do aço e da laje de betão.
Δx	-	Distância entre dois pontos ou duas secções instrumentadas.
Δy	-	Variação de extensão registada.
a	-	Factor de escala da função wavelet.
A_c	-	Área da secção transversal da laje de betão.
$a_{j,k}$	-	Coefficientes de aproximação na análise das transformadas wavelets.
A_s	-	Área da secção transversal em aço ou homogeneizada.
b	-	Factor de translação da função wavelet.
B	-	Distância entre os eixos frontais e os primeiros eixos traseiros do veículo de carga, em metros.
C	-	Distância entre os eixos traseiros do veículo de carga, em metros.
$d_{j,k}$	-	Coefficientes de detalhe de uma função na análise das transformadas wavelets.
DJ_NN	-	Deslocamento longitudinal da ponte medido junto ao encontro nascente do lado norte.
DJ_NP	-	Deslocamento longitudinal da ponte medido junto ao encontro poente do lado norte.
DJ_SN	-	Deslocamento longitudinal da ponte medido junto ao encontro nascente do lado sul.
DJ_SP	-	Deslocamento longitudinal da ponte medido junto ao encontro poente do lado sul.
DJI_N	-	Deslocamento longitudinal da ponte medido junto ao pilar intermédio do lado norte.
DJI_S	-	Deslocamento longitudinal da ponte medido junto ao pilar intermédio do lado sul.

DJLi	- Deslocamentos longitudinais do tabuleiro.
DJTi	- Deslocamentos transversais do tabuleiro.
DVAi	- Deslocamentos verticais medidos junto a um aparelho de apoio.
DVi	- Deslocamento vertical medido num determinado ponto.
DViE	- Deslocamento vertical medido no tramo i do lado extradorso.
E	- Módulo de elasticidade de um determinado material.
$E(t)$	- Energia da função wavelet.
E1, E2, E3	- Pesos dos eixos frontais, e traseiros do veículo de carga.
$E_{c,eff}$	- Módulo de elasticidade efectivo do betão.
E_{cm}	- Módulo de elasticidade do betão tangente na origem.
E_s	- Módulo de elasticidade do aço.
F	- Peso aproximado de um veículo, obtido a partir dos registos das extensões ou Força aplicada a um dado modelo.
$f(\beta_j, t_i)$	- Função que define o comportamento do conjunto de dados.
$f(x_i, \theta)$	- Polinómio de ordem p que determina a natureza (linear, quadrática, cúbica,...) da regressão local.
f_0	- Valor da frequência inicial de referência.
F_c	- Esforço induzido no betão do tabuleiro devido à acção da temperatura diferencial entre o aço e o betão e devido às diferenças entre os valores dos coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais.
f_i	- Valor da frequência medida.
$g(x_i, y_i)$	- Extensões pertencentes ao plano de deformação da secção transversal, obtido pelo método dos mínimos quadrados.
$G_0(z)$	- Filtro passa-baixo da análise em multiresolução.
$G_1(z)$	- Filtro passa-alto da análise em multiresolução.
G_F	- Factor de ganho do extensómetro.
G_I	- Factor de ganho do equipamento de leitura.
I	- Momento de inércia de uma determinada secção.
I1-x, I1-y	- Inclinação do tabuleiro junto ao encontro poente, direcção x (poente/nascente) e y (norte/sul).
I2-x, I2-y	- Inclinações do tabuleiro a meio vão da viga principal norte, direcção x (sentido poente/nascente) e direcção y (sentido norte/sul).
iA	- Caso de carga i efectuados com veículos circulando no sentido poente – nascente.
iB	- Caso de carga i efectuados com veículos circulando no sentido nascente – poente.
Ii	- Rotações do tabuleiro medidas na secção i .
I_x	- Momento de inércia da secção transversal.
I_{xy}	- Produto de inércia no sistema de coordenadas x e y .
J	- Número máximo de escalas de decomposição de um determinado registo na análise em multiresolução.

j^n	-	Nível de resolução n .
k	-	Constante de calibração para estimar o peso de um veículo a partir dos registos das extensões.
k	-	Conjunto de pontos na vizinhança de x_i .
k	-	Número de parâmetros do modelo teórico no critério de Akaike.
k_1 e k_2	-	Constantes do sensor consideradas para as frequências e para as temperaturas na determinação da deformação medida pelo sensor de corda vibrante.
k_t	-	Factor de sensibilidade transversal do extensómetro.
LT_i	-	Tendência linear dos registos ao longo do período de observação.
M	-	Momento flector induzido numa determina secção da estrutura.
M	-	Valor do momento flector na secção.
M_0	-	Momento-flector devido à acção excêntrica de F_c em relação ao centro de gravidade da secção homogeneizada.
M_x	-	Momento flector que roda em torno do eixo x .
n	-	Número total de observações.
N	-	Número total de leituras.
N	-	Valor do esforço axial na secção.
n_0	-	Razão modular E_s/E_{cm} .
N_0	-	Esforço axial devido à acção de F_c .
p	-	Número de termos na soma.
$P(u)$	-	Argumento da função ponderadora.
R_0	-	Valor da resistência do extensómetro a uma dada temperatura de referência.
R_x, R_y, R_z	-	Rigidez à rotação nas direcções x , y e z .
$S(\beta)$	-	Soma do quadrado dos desvios.
$S(t)$	-	área sob a curva da função wavelet.
$s(t)$	-	Sinal ou registo de um sensor.
SE_i	-	Componente sazonal da evolução dos registos.
Si	-	Secção onde se mediu uma determinada grandeza.
Si_BI	-	Secção i do banzo inferior.
Si_BS	-	Secção i do banzo superior.
ST_i	-	Variação a curto prazo ou componente residual.
t	-	Instante em foi observado um determinado registo.
T	-	Período fundamental da sazonalidade ($T = 365$ dias).
t	-	Instante em que o caso de carga é realizado.
T_0	-	Valor temperatura inicial de referência.
t_1	-	Instante em que se registou o máximo no sensor 1.
t_2	-	Instante em que se registou o máximo no sensor 2.
t_f	-	Instante em que foi realizada a medição final.
t_i	-	Tempo em dias correspondente à frequência de aquisição.

T_i	- Valor da temperatura medida num determinado ponto onde o sensor está instalado ou num local equivalente.
t_i	- Instante em que foi realizada a medição inicial
TP, TN, TI	- Temperaturas medidas junto aos encontros poente e nascente e ao pilar intermédio.
TSi	- Temperatura medida na secção i .
u_{exp}	- Valor das flechas medidas com o sistema de monitorização.
u_{num}	- Valor das flechas calculadas pelo modelo numérico.
u_x, u_y, u_z	- Rigidez à translação nas direcções x, y e z.
v	- Velocidade de circulação de um veículo.
V_1, V_2	- Binário de forças.
W	- Largura do veículo de carga, em metros.
$w_j(i)$	- Função ponderadora.
x'	- Conjunto de coordenadas $(x_0, \dots, x_n)$ onde se observaram os valores $(y_0, \dots, y_n)$.
$x_{0,f}$	- Valor da medição em vazio no final de cada período de observação.
$x_{0,i}$	- Valor da medição em vazio no início de cada período de observação.
x_j	- Pontos da vizinhança de v_x .
$x_{leitura}$	- Valor médio das medições efectuadas no intervalo de tempo em que decorre o caso de carga.
$y(t_i)$	- Conjunto de dados observados.
y'	- Conjunto de registos $(y_0, \dots, y_n)$.
Y_i	- Conjunto de valores da série temporal.

Notações escalares gregas

$\hat{\theta}$	- Estimadores dos parâmetros do método do método de Loess.
ε	- Resultado da medição em <i>microstrains</i> .
$\varepsilon(\Delta T)$	- Resposta térmica do extensómetro.
$\psi(t)$	- Função wavelet.
$\phi(t)$	- Função de escala na análise das transformadas wavelets.
$\varepsilon(t)$	- Deformação total medida.
$\mu(t_i)$	- Série temporal dos resultados da monitorização.
ε_{med}^+	- Extensão média que induz tracções na secção.
β_0	- Ordenada na origem dos registos.
ν_0	- Coeficiente de Poisson.
ε_0	- Extensão nas coordenadas $(x,y) = (0,0)$.
β_1	- Corresponde à tendência crescente ou decrescente dos registos.
β_2 e β_3	- Amplitude sazonal dos registos.

$\varepsilon_{ap}(t)$	- Aproximação do registo reconstruído a partir de um dado nível na análise das transformadas wavelets.
ε_{cal}	- Extensão calculada a partir da equação de um plano aproximado das deformações na secção.
α_G	- Coeficientes de expansão térmica da malha do extensómetro de resistência eléctrica.
β_j	- Conjunto de coeficientes da curva que melhor se ajusta ao conjunto de dados experimentais.
ψ_L	- Factor multiplicador do coeficiente de fluência que depende do tipo de acções.
$\varepsilon_{LL}(t)$	- Deformação corrigida com base na análise das transformadas wavelets.
δ_{med}	- Desvios entre os valores das extensões médias observadas com o sistema de monitorização e as extensões médias calculadas a partir do modelo numérico.
$\tilde{\varepsilon}_{med}$	- Extensão média que induz compressões na secção.
α_S	- Coeficientes de expansão térmica do material.
α_s, α_c	- Coeficientes de dilatação térmica do aço e do betão.
φ_t	- Coeficiente de fluência definido de acordo com as leis de previsão do Eurocódigo 2.
V_x	- Intervalo de pontos na vizinhança de x_i .
λ_x, λ_y	- Declives (ou curvaturas) do plano das deformações em relação aos eixos ortogonais x e y .
$\varepsilon_{x,dif}$	- Deformações diferenciais na secção.
$\varepsilon_{x,med}$	- Deformações médias na secção.
$1/\rho$	- Curvatura média da secção transversal.
α_1, α_2	- Ângulo de inclinação da deformada do tabuleiro em relação a um plano vertical para a situação de apoios rígidos e deformáveis.
β_G	Variação da resistência do condutor por grau.
δ	- Desvios encontrados entre os valores experimentais e os valores obtidos com base no modelo numérico.
$\varepsilon_{exp.}$	- Extensão média determinada pelos registos de pares de extensómetros instalados numa determinada secção.
$\varepsilon_i(x,y)$	- Valor da extensão num determinado ponto com coordenadas (x, y) .
$\varepsilon_{num.}$	- Extensão média determinada com base nos resultados do modelo numérico.

Capítulo 1

Introdução

1.1 Generalidades

A medição tem, desde sempre, acompanhado a actividade humana. Os povos primitivos foram adaptando as formas de medição às exigências ditadas pela sua experiência. Com o nascimento das civilizações foram aparecendo as unidades de medida baseadas no corpo humano: o dedo, o cúbito, o pé, o braço, etc. Associado ao crescimento económico e social e à explosão demográfica foram surgindo novas necessidades (Campilho, 2000), como por exemplo o desenvolvimento das vias de comunicação, o aproveitamento dos recursos hídricos, a construção de barragens, a abertura de galerias e túneis e a construção de pontes e viadutos. A observação do comportamento das estruturas tem sustentado este desenvolvimento económico e social, na medida em que tem contribuído para aumentar o conhecimento do comportamento das estruturas (Félix, 2004). Por outro lado, as infra-estruturas de transportes, rodoviárias e ferroviárias, representam um investimento muito significativo das sociedades actuais. As pontes e viadutos são obras de arte de maior relevo nas vias de comunicação, permitindo transpor obstáculos naturais e cruzamentos desnivelados. Atendendo à importância destas obras, quer em países desenvolvidos quer em países em vias de desenvolvimento, as entidades que têm a responsabilidade de zelar pela sua manutenção e conservação, têm a necessidade de ter à sua disposição instrumentos que ajudem na tomada de decisões sobre eventuais necessidades de intervenções a

efectuar. A inspecção das obras de arte é muitas vezes feita apenas à medida das necessidades imediatas e das possibilidades técnico-financeiras dos seus responsáveis. No entanto, para otimizar os investimentos e para poder assegurar a segurança estrutural e o adequado desempenho funcional das obras, a sua gestão deve incluir estratégias de observação contínuas ou periódicas rigorosas. Estas estratégias passam pela implementação de sistema de monitorização estrutural.

A comunidade científica tem procurado criar, na medida do possível, sistemas de monitorização de estruturas que induzam sensibilidade às mesmas, passando estas a ser capazes, e de forma instantânea, de informar acerca do seu estado e, ao mesmo tempo, serem capazes de ajustar o sistema estrutural ao meio ambiente. Com o desenvolvimento das novas tecnologias, nomeadamente ao nível do elevado poder de processamento computacional, do fabrico de sensores com dimensões cada vez mais reduzidas e dos sensores sem fios, dos sistemas de aquisição automáticos e programáveis, assim como dos avanços verificados na transmissão remota de dados e nos algoritmos para tratamento e análise de resultados, tem originado uma evolução exponencial da monitorização de estruturas, potenciando um novo conceito de estruturas inteligentes. O conceito de estruturas inteligentes tem conduzido a semelhanças interessantes com o funcionamento do sistema nervoso do Ser Humano. Aliás, sistemas de controlo inteligentes foram desenvolvidos em resultado do paralelismo estabelecido entre o funcionamento do sistema nervoso do Ser Humano e os sistemas de monitorização e tem contribuído grandemente para o aperfeiçoamento dos sistemas de monitorização. Por exemplo, a analogia feita entre o sistema nervoso do Ser Humano e as estruturas providas com um sistema de monitorização teve uma grande influência na estratégia adoptada pela comunidade científica em embeber os sensores nas estruturas e ligá-los a um sistema de controlo centralizado.

Em Portugal, a monitorização de estruturas teve início na década 50 (Rocha, *et al.*, 1955) e desde então foram instrumentadas e monitorizadas várias obras de arte. Nessa altura e durante vários anos a monitorização de estruturas era feita exclusivamente pelo LNEC. Actualmente existem em Portugal várias instituições públicas e privadas que se têm dedicado a esta actividade, onde se destaca o LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural, da Faculdade de Engenharia da Universidade do

Porto (FEUP), que tem desenvolvido e aplicado esta área de conhecimento a modelos laboratoriais e a estruturas reais, procurando responder às necessidades da indústria da construção e contribuir para a realização de estruturas mais seguras, mais económicas, e com a durabilidade assegurada com um mínimo de manutenção. Por outro lado, tem surgido por parte dos projectistas, dos construtores e das entidades responsáveis pela gestão do parque de obras de arte, um grande interesse em estabelecer programas de monitorização contínua, seja para observações a curto, a médio ou a longo prazo, tendo-se rendido aos evidentes benefícios que a aplicação de sistemas de monitorização de estruturas conseguem proporcionar. Empresas como a Brisa S.A., a REFER E.P.E., a Estradas de Portugal S.A. e mais recentemente a Metro do Porto S.A., são alguns exemplos de empresas portuguesas que têm apostado na implementação destes sistemas na monitorização das suas obras.

1.2 Motivação

Nos últimos anos tem-se assistido a uma tendência crescente em elaborar projectos de obras de arte, em particular de pontes e viadutos, mais arrojados. Esta tendência nos projectos das construções tem sido feita com a introdução de materiais novos, estruturas com geometrias complexas, introdução de vãos longos e estruturas esbeltas, construção em locais e em condições climatéricas que outrora se consideravam impossíveis e por vezes com recurso a métodos de construção pouco correntes, procurando, acima de tudo, desenvolver soluções estruturais mais leves, duráveis, com custos reduzidos de construção e de utilização. Com efeito, a necessidade de garantir a segurança estrutural, de avaliar o comportamento destas obras durante a construção e durante a fase de exploração e, as fortes exigências socio-económicas inerentes à sua utilização, justificam a instalação de um sistema de vigilância rigoroso e uma gestão integrada que permita uma optimização do investimento global.

Os benefícios obtidos com a implementação de um sistema de monitorização estrutural são bem visíveis em vários domínios. A melhoria da segurança constitui uma forte motivação, principalmente após a ocorrência de alguns incidentes descritos na bibliografia de entre as quais se destaca:

- i. A deficiente inspecção e manutenção de rotina, de que resultou o colapso da ponte sobre o rio Mianus em Connecticut (EUA), em Junho de 1983 (Demers e Fisher, 1989). Após o colapso desta obra foram estabelecidos programas de inspecções tendo em vista detectar potenciais riscos de colapso em pontes; em 2008, a ponte Duluth Blatnik sobre o rio St. Louis (EUA) foi encerrada ao tráfego por alguns dias após a detecção de fenómenos de instabilidade em placas gusset, provocando grandes incómodos aos utilizadores e elevados prejuízos económicos, (Subramanian, 2008). Mais tarde foram alocados fundos monetários para estabelecer programas de inspecção e de monitorização contínua de obras de forma a disporem de sistemas de alerta;
- ii. O mau controlo do processo construtivo e dos materiais, que terá estado na origem do colapso durante a construção da ponte Injaka em Mpumalanga, África do Sul, durante a construção em Julho de 1998, conforme ilustrado na Figura 1.1 (Balageas, *et al.*, 2006);



Figura 1.1 – Colapso da ponte Injaka, Africa do Sul, Julho de 1998.

- iii. Problemas hidráulicos, como aqueles que estiveram associados ao colapso da ponte Schoharie Creek nos EUA em 1987 (Swenson e Ingraffea, 1991), devido à fenómenos de infra-escavações dos solos sob a base das fundações dos pilares que conduziram ao colapso da estrutura sem sinais de aviso prévios. De acordo a Federal Highway Administration (FHWA), os fenómenos de infra-escavações

na zona das fundações das pontes construídas em cursos de rios ou mares constituem uma das principais causas de colapso de pontes nos EUA. A Figura 1.2 apresenta um quadro das principais causas de colapso de pontes nos EUA entre os anos de 1966 e 2005 (NCHRP, 2009). Durante este período, foram registados cerca de 1502 casos de colapso de pontes dos quais 58% foram devidos à fenómenos de infra-escavações. Em segundo lugar aparecem os casos de colapso devido a colisões de embarcações, veículos ou camiões e devido aos carregamentos excessivos. As causas de colapso, por exemplo, devido a sismos aparecem em oitavo lugar. A partir dessa altura foram lançados programas de inspecções subaquáticas a várias pontes e instalados sonares para monitorizar a erosão dos solos de fundação.

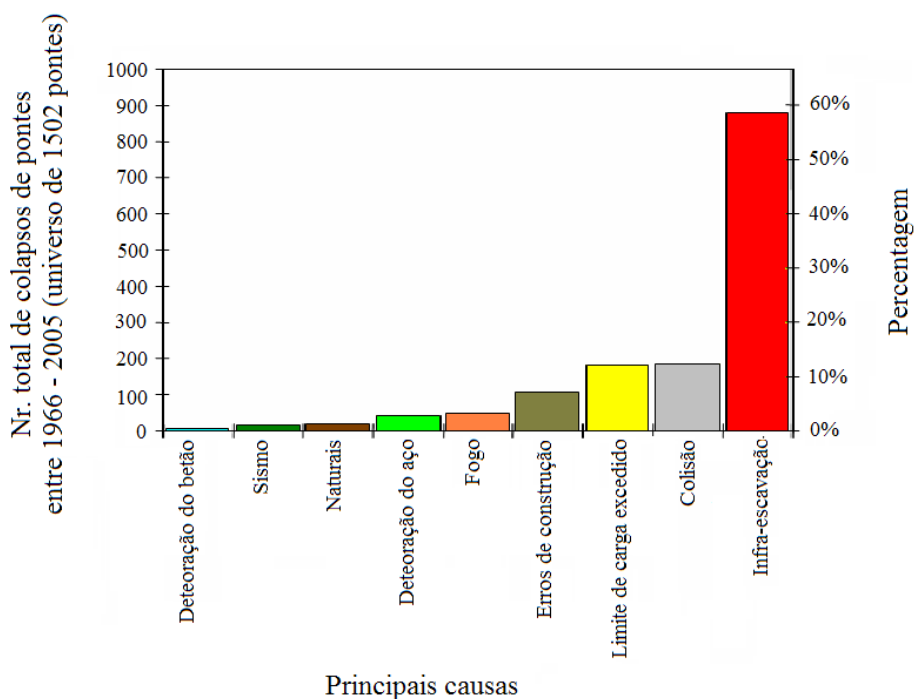


Figura 1.2 – Colapso de pontes nos EUA entre os anos de 1966 e 2005.

Em Portugal, o parque de obras de arte é cada vez maior e inclui algumas obras de elevada importância socio-económico e cultural. Esse facto, associado ao trágico colapso da ponte centenária de Entre-os-Rios, em Castelo de Paiva, que vitimou mais de meia centena de pessoas em Março de 2001, e à queda de uma passagem superior para peões sobre o IC19, em Setembro de 2003, vem justificar a necessidade de implementação de mecanismos de vigilância das construções recentes e em serviço, sobretudo de alerta atempada para as

situações de maior perigosidade. Por outro lado, um elevado número de pontes metálicas construídas no final do século XIX e início do século XX, continua ainda em serviço, embora apresentem deterioração acentuada. Além disso, as exigências ao nível das cargas e da velocidade de circulação têm aumentado. Por exemplo, a REFER E.P.E tem sob a sua administração cerca de 2 200 pontes ferroviárias, 709 das quais com uma estrutura metálica com idade superior a 100 anos (Clemente e Cruz, 2002). A implementação de sistemas adequados de vigilância e gestão dessas obras centenárias é fundamental para assegurar que a continuidade da sua exploração se faz com as necessárias condições de segurança.

A optimização dos custos totais associados ao período de utilização das obras, com consequências positivas para os utilizadores, é também um dos factores importantes e que tem motivado os gestores das obras de arte a implementarem sistemas de monitorização. A monitorização estrutural surge, na gestão de obras de arte, como um método quantitativo para apoio à tomada de decisão quanto às necessidades de reparação e, qual a altura certa para o fazer.

O desenvolvimento das tecnologias de informação e de comunicação, de processamento computacional, do fabrico de sensores e de equipamentos de aquisição com capacidade de fazer leituras com frequências distintas, fornecendo informações em tempo real do estado das obras, tem impulsionado a utilização dos sistemas de monitorização estrutural.

Essas são assim as principais motivações para o desenvolvimento deste trabalho, em que será feita uma abordagem à monitorização de obras de arte, com particular enfoque em duas obras metálicas especiais, uma rodoviária, localizada no Porto e a outra pedonal e de ciclovia, localizada em Coimbra. O A dissertação engloba a monitorização do comportamento destas duas obras durante as fases de construção, da realização de ensaios de carga e de exploração.

1.3 Objectivos do trabalho

Existem hoje em dia numerosas pontes ou componentes delas em que têm sido estabelecidos programas de monitorização, porém poucas delas tem sido instrumentadas e monitorizadas destes os primeiros instantes da sua construção. Ao estabelecer programas de monitorização em estruturas já existentes, informações críticas, como por exemplo, sobre os estados de tensão actuais não são conhecidas, podendo apenas ser estimadas o que pode conduzir a erros com consequências graves. Estas informações podem revelar-se essenciais para a compreensão das causas que deram origem aos defeitos ou danos que surgem nos elementos da estrutura. Além disso, não se sabe o quão as informações sobre os esforços previstos no projecto estão de acordo com os valores reais em obra ou, se durante a construção foram induzidos esforços não contemplados no projecto.

Neste contexto, a realização de estudos aprofundados sobre a instrumentação e monitorização de obras, tendo em vista o desenvolvimento e a implementação, durante a fase de construção, de sistemas de vigilância do comportamento de estruturas na engenharia civil, constitui um dos objectivos principais desta dissertação. A implementação destes sistemas, durante fase de construção das obras, permite dar a conhecer os valores absolutos dos esforços induzidos nas estruturas desde os primeiros instantes da sua existência.

Para a sua concretização, associados a diferentes fases do desenvolvimento da dissertação, foram instrumentadas e monitorizadas duas obras em estrutura metálica, nomeadamente o viaduto das Andresas no Porto e a ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, em Coimbra. A monitorização destas obras baseou-se na medição, interpretação e documentação dos resultados de extensões, deslocamentos, rotações e temperaturas durante a construção, a realização de ensaios de carga, e a fase de exploração.

Estão subjacentes alguns objectivos complementares. O primeiro deles passa pela pesquisa dos principais componentes dos sistemas de monitorização, das diferentes fases de monitorização estrutural, dos resultados a obter em cada uma dessas fases e dos procedimentos e técnicas de instrumentação em obra como objectivo o de desenvolver soluções de instrumentação de obras que sejam robustas, fiáveis e duráveis para as diversas

condições ambientais em que as obras estão inseridas e para as diversas acções a que estão sujeitas.

Dado o vasto e diversificado volume de informação recolhido em obra, a sistematização da sua recolha e a gestão do seu armazenamento em bases de dados constituem outro objectivo que deve ser concretizado de forma a possibilitar uma fácil consulta, comparação e actualização dos dados.

Justifica-se ainda o estudo de metodologias que permitam a redução do volume de dados recolhidos das obras num conjunto de informações úteis para auxiliar a sua análise e interpretação final, sendo esta outra das metas do trabalho.

A implementação dessas metodologias aos dois casos práticos apresentados nesta dissertação constituem o culminar das pesquisas, cujo objectivo último é a integração de sistemas de monitorização estrutural robustos, fiáveis e, acima de tudo, duráveis, capazes de dar informações em cada instante acerca do estado das obras. As potencialidades das soluções desenvolvidas serão evidenciadas na sua aplicação a várias obras e pela confrontação dos resultados obtidos com os resultados dos modelos numéricos detalhados, permitindo assim a caracterização do comportamento dessas obras nas diversas fases da sua existência.

1.4 Organização do trabalho

No Capítulo 2, após a introdução à instrumentação e monitorização de estruturas em geral, é feita a descrição dos objectivos da monitorização de obras de arte e apresentados os benefícios da implementação de um sistema de monitorização para fazer o acompanhamento em todas as fases da vida de uma obra. Ainda no mesmo capítulo, é feita uma abordagem à aplicação de algoritmos de tratamento de dados e de análise de resultados da monitorização.

No Capítulo 3 é abordada a temática da instrumentação de obras com vista ao acompanhamento do comportamento estrutural nas várias fases da sua vida, referindo-se alguns aspectos a ter em conta durante a sua instrumentação, de forma a garantir o sucesso

das aplicações e a fiabilidade dos resultados. Maior destaque é dado aos sensores de deformação, sendo apresentados duas soluções de encapsulamento desses sensores. São também apresentados exemplos de aplicação desses sensores em obras concretas.

Os Capítulos 4 e 5 são dedicados aos casos práticos de implementação de sistemas monitorização a duas obras de arte especiais, nomeadamente o viaduto das Andresas e a ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês. Os capítulos iniciam-se com a descrição geral das estruturas, onde são apontadas para cada uma das obras as principais particularidades das soluções estruturais desenvolvidas. Em seguida é feita a descrição dos modelos numéricos, desenvolvidos para fazer a análise do comportamento dessas estruturas, considerando as propriedades dos materiais constituintes e as peculiaridades geométricas das secções de cada uma delas. Posteriormente é apresentado o sistema de monitorização instalado durante a fase de construção e descrita a instrumentação das secções. Segue-se a apresentação e discussão dos principais resultados obtidos durante a monitorização do processo construtivo e dos resultados da condução de ensaios de carga. Por fim, são discutidos os resultados obtidos com o sistema de monitorização durante a observação do comportamento dessas estruturas na fase de exploração.

Finalmente, no Capítulo 6, são tecidas algumas considerações gerais sobre o trabalho desenvolvido, são realçadas as principais conclusões e são também apontadas algumas linhas de orientação para futuros desenvolvimentos.

Capítulo 2

Monitorização de Obras de Arte

2.1 Introdução

Actualmente, na área de estruturas de Engenharia Civil, os designados sistemas de monitorização são cada vez mais utilizados, dedicando-se à avaliação em permanência do comportamento de obras de arte que resultem de projectos inovadores, incorporem técnicas de execução pouco correntes ou que empreguem novos materiais. Com recurso a novos materiais, novos métodos de construção e modelos mais complexos de análise estrutural, os projectistas de pontes continuam a desafiar as práticas padrão com a introdução de vãos mais longos e soluções mais arrojadas. Ao introduzir estas inovações no desenvolvimento de projectos de estruturas, particularmente em pontes extensas e com alguma importância na rede viária, os projectistas procuram sobretudo estabelecer uma forma de avaliar o desempenho a curto e a longo prazo dessas estruturas de modo a validar os pressupostos de projecto através da implementação destes sistemas de monitorização (Land, *et al.*, 2003).

Com a evolução tecnológica, estes sistemas de monitorização permitem o acompanhamento do comportamento estrutural e da durabilidade dos materiais de modo remoto e em tempo real. Isto é conseguido através da medição de um conjunto de grandezas físicas e químicas por intermédio da utilização de sensores apropriados, com recurso a um sistema de aquisição e comunicação que permitem a recolha automática e o

acesso remoto às leituras efectuadas pelos sensores. A apreciação da necessidade e do interesse em monitorizar uma dada estrutura deve ser feita ainda durante a fase de projecto de modo que a obra seja preparada para receber o sistema de monitorização.

A implementação de um sistema de monitorização de estruturas pode ajudar os gestores das obras de arte a planear e a projectar estratégias eficazes de intervenção. Em particular, pode ser muito útil na redução dos custos de utilização de uma dada estrutura através de manutenções preventivas e na avaliação da integridade das pontes, imediatamente após a ocorrência de eventos raros, tais como, inundações, terremotos, colisões de veículos ou de embarcações, etc. A monitorização de estruturas pode ainda contribuir para uma melhor compreensão do comportamento das obras e dos materiais e, métodos de construção mais avançados. A implementação de um sistema de monitorização de estruturas numa dada obra deve ser devidamente fundamentada e justificada pois envolve custos acrescidos para o dono da obra. O recurso a sistemas de monitorização deve ser limitado a estruturas em que se prevê uma utilização intensa, estruturas especiais (com projectos arrojados), obras em que se adoptam métodos de construção especializados como por exemplo, a construção por avanços, ou se utilizem materiais inovadores como por exemplo, o emprego de betões leves em substituição dos betões convencionais (Caicedo, *et al.*, 2001). A este conjunto de obras juntam-se as obras localizadas em ambientes que podem afectar a sua durabilidade, as pontes com fundações especiais, com eventuais ocorrências de infra-escavações em pilares ou encontros e questões relacionadas com a deformabilidade da fundação e ainda estruturas localizadas em zonas sísmicas.

2.2 Definição e objectivos

Entende-se por *monitorizar* a observação de forma sistemática, com o fim de obter informações, amostrar ou ensaiar de forma regular e continuada. Através da integração no tempo de sucessivas medições de indicadores, criteriosamente seleccionados (abertura de fendas, assentamentos, movimento de juntas, flechas, rotações, corrosão, etc.), é possível determinar padrões que podem ser importantes para o controlo ou para a compreensão do comportamento das estruturas. A monitorização tem em vista, normalmente, a segurança ou a durabilidade das estruturas; pode, no entanto, ser realizada com a finalidade de

detectar e diagnosticar anomalias que a estrutura possa apresentar. É o caso da monitorização de fendas ou fissuras, com a finalidade de determinar se são activas, isto é, se a sua largura varia ou não ao longo do tempo e, se variando, o faz ciclicamente, em correspondência com variações termo-higrométricas, ou se apresenta qualquer tendência, por exemplo, para um progressivo agravamento. Na Figura 2.1 ilustra-se o exemplo de um medidor da abertura de fendas instalado na alma do tabuleiro da ponte Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima, para monitorização da evolução da abertura de fendas devido às condições ambientais. A monitorização foi realizada durante cerca de 3 dias. A Figura 2.2 apresenta os registos da temperatura da laje de betão com um sensor embebido a cerca de 5 cm de profundidade em relação à face inferior da laje superior do tabuleiro e das temperaturas ambiente observadas no interior e no exterior da secção em caixão do tabuleiro da ponte. A Figura 2.3 apresenta os correspondentes resultados relativos à abertura de fendas (Santos, *et al.*, 2007).



Figura 2.1 - Dispositivo instalado para monitorização expedita da abertura de fendas.

Os resultados das temperaturas apresentadas na Figura 2.2 demonstram, de certa forma, a complexidade da acção da temperatura sobre a estrutura. Durante os três dias de observação contínua é possível constatar que a temperatura ambiente foi sempre inferior às temperaturas no betão e do interior do caixão e que a temperatura do interior do caixão apresenta menores amplitudes térmicas.

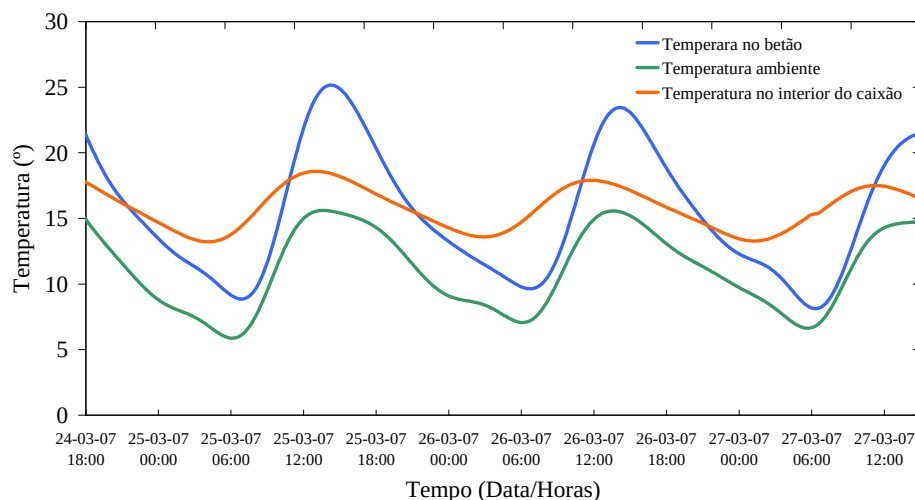


Figura 2.2 – Evolução da temperatura registrada na ponte Nossa Senhora da Guia, em Ponte de Lima.

Estipulou-se para a abertura de fendas o sentido positivo quando ocorre o fecho de uma fenda. Durante este período de observação, foram registadas amplitudes máximas de variação da abertura de fendas de cerca de 0.08mm.

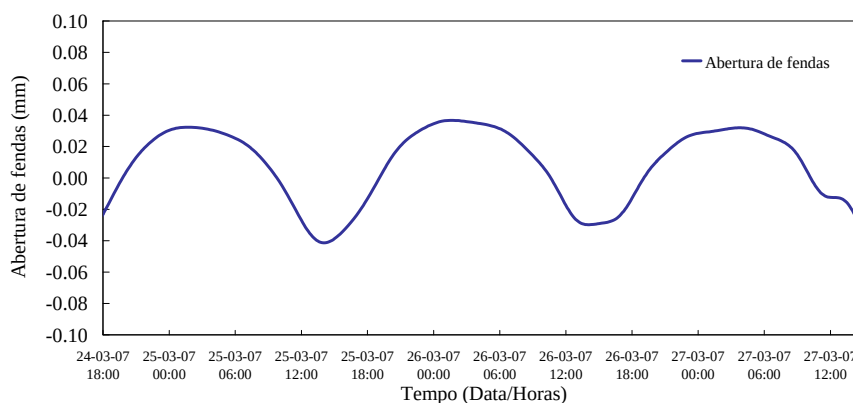


Figura 2.3 – Evolução da abertura de fendas com as variações das condições ambientais.

A recolha e o processamento da informação resultante da monitorização podem envolver graus de sofisticação variáveis, desde os métodos simples, com a recolha pontual de dados feita através de visitas periódicas à obra (Rossi e Rossi, 2001), até aos métodos automatizados e executados remotamente, por exemplo, com o recurso à internet (Moderna, 2001). A Figura 2.4 ilustra dois processos distintos de recolha da informação armazenada em obra: no primeiro caso um PC é ligado directamente ao equipamento de

aquisição, o segundo caso refere-se a um caso de obra em que o acesso aos dados foi feito através de uma rede local de comunicação, instalada especificamente para o efeito.



a) Recolha de dados directa no posto de observação.



b) Recolha de dados através de uma rede local.

Figura 2.4 - Procedimentos distintos de recolha de registo da monitorização.

A monitorização pode ser útil durante ou depois da construção de uma obra nova ou de uma intervenção de reabilitação ou de conservação, podendo, portanto, acompanhar as sucessivas etapas da vida da estrutura. Quer em construções recentes, quer em construções antigas, os resultados da monitorização podem ser decisivos para o estabelecimento de uma estratégia de intervenções futuras adequadas. A monitorização do comportamento estrutural pode ser considerada um instrumento que fornece a cada momento durante a vida da estrutura, um diagnóstico acerca da integridade dos seus materiais constituintes, e do conjunto das peças que constituem a estrutura no conjunto.

Idealmente, a integridade e o desempenho de uma estrutura deveriam permanecer inalterados ao longo dos seus anos de serviço (tal como especificado em projecto), mas na verdade, devido às condições de utilização, à acção dos agentes ambientais e aos eventos acidentais, a sua integridade e consequentemente o desempenho, vão-se deteriorando com o tempo. A monitorização estrutural possibilita a criação de uma base de dados completa do historial da estrutura o que permite acompanhar a evolução do seu comportamento, o surgimento de eventuais danos e fazer um prognóstico da sua integridade. Se considerarmos somente o prognóstico, poderíamos afirmar que a monitorização estrutural é uma nova técnica melhorada de avaliação da integridade da estrutura através de ensaios não-destrutivos. A prática tem demonstrado muito mais, isto é, a monitorização envolve a integração racional de instrumentos de medição, possivelmente materiais inteligentes,

transmissão de dados, poder computacional, etc. Torna possível reconsiderar o projecto estrutural e permite uma gestão completa da estrutura. Em suma, a monitorização de estruturas tem como principal objectivo a caracterização, por via da observação, do comportamento físico e mecânico dos materiais e das estruturas quando submetidas às solicitações reais, tais como, ambientais, estáticas ou dinâmicas e constitui uma ferramenta útil em todas as fases da vida de uma obra, podendo, portanto, acompanhar as sucessivas etapas da vida da estrutura.

2.3 Fases da monitorização estrutural

Os objectivos de um programa de monitorização estrutural devem ser bem claros e presentes durante as diversas fases da vida das obras, especialmente nas de maior dimensão ou nas de maior complexidade. Os benefícios da implementação de um sistema de monitorização estrutural são maiores fundamentalmente quando este é concebido ainda em fase de projecto. A observação de estruturas pode ser dividida em três fases distintas que correspondem ao acompanhamento durante a construção, à realização de ensaios de carga e à observação a longo prazo, fases estas que podem ser suportadas por um único sistema de monitorização (Muffi, 2001; Marecos, 2008). Os resultados da sua implementação contribuem para uma melhor compreensão e avaliação do comportamento das estruturas transformando-as, deste modo, em fontes de ensinamento e experiência para futuras construções.

Previamente à implementação de um sistema de monitorização deve ser elaborado um plano de observação onde são definidos os objectivos, as secções por instrumentar, os métodos de medição e os respectivos equipamentos de medição, aquisição, transmissão e processamento. O plano de observação deve ainda conter a informação necessária para a determinação e interpretação das mensurandas (Marecos, 2008), e os procedimentos conducentes à sua manutenção em funcionamento.

2.3.1 Monitorização durante a fase de construção

A monitorização durante a construção permite a obtenção de informações importantes, que podem incluir a vigilância e o controlo de todas as operações do processo de construção. As informações daqui retiradas são particularmente relevantes quando se adoptam soluções estruturais complexas, ou faseamentos construtivos delicados. Citam-se como exemplos duas obras em estrutura metálica que são objecto de estudo neste trabalho, nomeadamente, a ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, em Coimbra, (Dimande, *et al.*, 2008c), e o viaduto das Andresas, no Porto, (Dimande, *et al.*, 2004c). A primeira obra trata-se de uma estrutura de geometria única e características inovadoras que dão origem a um comportamento estrutural complexo. A ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês foi construída por assemblagem, em obra, de peças metálicas (feitas no estaleiro) recorrendo a um sistema de escoramentos ao solo de uma plataforma de aterro provisória, construída sobre o rio Mondego para esse efeito. A deformabilidade destes solos e das camadas dos solos subjacentes ao leito do rio e sobretudo a retirada do sistema de escoramentos induziram esforços nas secções instrumentadas que foram captados pelo sistema de monitorização instalado. A segunda obra, consiste numa estrutura em treliça espacial cujo processo de construção envolveu operações delicadas (ver Figura 2.5). A construção da estrutura metálica do viaduto das Andresas foi realizada no estaleiro, próximo do local da obra, e posteriormente transportada para os seus apoios definitivos. Durante o transporte, a estrutura experimentou diversas condições de apoios e de cargas que induziram deformações à estrutura. A utilização de um sistema de monitorização nesta fase permitiu registar o historial das deformações induzidas durante as operações do processo de transporte da estrutura metálica.



a) Vista geral do viaduto das Andresas.



b) Operação de levantamento da estrutura.



c) Lançamento da estrutura sobre os seus apoios definitivos.

Figura 2.5 – Processo construtivo do viaduto das Andresas cuja implementação de um sistema de monitorização foi decisiva nas tarefas executadas.

Quando a monitorização é implementada desde o faseamento construtivo, é ainda possível a caracterização *in situ* dos efeitos diferidos do betão (fluência e retracção), que desempenham um papel importante na redistribuição interna de esforços e no valor do pré-esforço, em que condicionam não só o projecto como também o próprio processo construtivo (Santos e Fernandes, 2001). Em fase de projecto recorre-se a modelos para prever a evolução da fluência e da retracção do betão. A implementação de um sistema de monitorização, que inclua a observação da retracção e da fluência do betão poderá validar estes modelos que poderão ser ajustados com base nos resultados experimentais.

A inclusão nos sistemas de monitorização de um software de processamento e de visualização de dados em tempo real constitui um aspecto essencial para o acompanhamento e avaliação permanente das operações em obra.

2.3.2 Monitorização durante a condução dos ensaios de carga

O que se espera de uma estrutura recém construída é que esta cumpra os requisitos mínimos de durabilidade, segurança, funcionalidade e aspecto estético, em função das acções e factores ambientais que possam actuar sobre a mesma durante a sua utilização. Os resultados obtidos da monitorização durante a condução dos ensaios de carga são comparados com as estimativas teóricas, podendo servir para: i) avaliar as condições de segurança e de integridade da estrutura; ii) averiguar a conformidade da estrutura executada face aos pressupostos subjacentes ao projecto; iii) identificar os parâmetros dinâmicos globais mais relevantes da estrutura; iv) aferir e validar os modelos numéricos que descrevem o comportamento das estruturas e; v) estabelecer estados de referência do comportamento da obra, nomeadamente antes da entrada em serviço e após a realização de uma dada intervenção, essencialmente, a fim de fazer o diagnóstico no caso de ocorrência de problemas subsequentes (Félix, 2004; Cochet, *et al.*, 2006).

Os ensaios de carga envolvem todo o processo de carregamento, de observação e de análise dos efeitos que esse carregamento induz na estrutura, no todo ou em parte dela. A intensidade e a natureza da carga deverão ser previamente conhecidas, podendo esta ser constituída por dispositivos mecânicos, massas ou veículos (Dimande, *et al.*, 2008a). A Figura 2.6 ilustra a condução de um ensaio de carga realizado na ponte metálica do Pinhão (Costa, *et al.*, 2007). No caso desta estrutura, o ensaio de carga foi realizado com o objectivo de apoiar o seu projecto de reabilitação e reforço.



a) Processo de pesagem de um veículo



b) Carregamento com veículos.

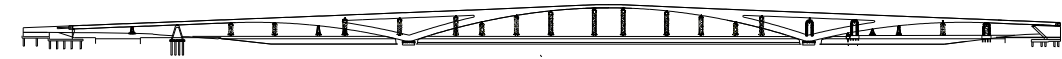
Figura 2.6 – Utilização de veículos como dispositivos de carregamento.

A avaliação analítica da capacidade de carga de uma ponte requer informações precisas sobre as propriedades dos materiais, o comportamento dos apoios, a contribuição dos elementos não-estruturais e o efeito da deterioração, entre outros factores. Os ensaios *in situ* têm demonstrado que habitualmente as pontes exibem uma capacidade de carga superior à prevista, constituindo-se por isso como um meio aceitável para determinar com alguma exactidão a capacidade de carga de uma ponte (FIP, 2000). Em muitos casos, uma avaliação experimental pode alterar ou mesmo levantar as restrições previamente impostas à sua normal utilização.

O peso próprio de uma estrutura também pode constituir uma forma de carregamento passível de ser observado num sistema de monitorização. É o caso de estruturas construídas com recurso ao processo construtivo do tipo cimbra ao solo. A retirada dos escoramentos de forma faseada pode constituir um verdadeiro ensaio à estrutura. Como exemplo, cita-se a construção da ponte pedonal Pedro e Inês, em Coimbra. A Figura 2.7 ilustra o processo construtivo do tipo cimbra ao solo adoptado na construção desta ponte. O valor da força retirada em cada elemento de suporte foi medido através de células de carga colocadas no topo dos cimbramentos em contacto com a estrutura (Pimentel, *et al.*, 2006). O sistema de monitorização implementado permitiu registar os estados de tensão induzidos nas secções instrumentadas e, neste caso, avaliar a segurança da construção.

Os parâmetros possíveis de se investigar com os resultados de um ensaio de carga incluem, entre outros, a flexão vertical, as forças em tirantes, distribuição transversal de cargas no tabuleiro, corte, frequências de vibração e factores de amplificação dinâmica (FHWA, 1996). Entretanto, deve-se igualmente reconhecer que existe o risco de a estrutura poder ser danificada ou de não resistir a um ensaio de carga. O carregamento deve induzir nas secções instrumentadas valores tão elevados quanto possível sem contudo, naturalmente, se atingir a rotura. É por isso da máxima importância que a definição dos carregamentos a observar durante os ensaios seja realizada previamente ao ensaio com base nos modelos de análise utilizados na fase de projecto, tendo em conta as propriedades efectivas dos materiais. Em termos indicativos, refira-se que tal acção deve gerar na estrutura efeitos máximos que se situam entre o efeito provocado pelo valor frequente da acção variável e $\frac{3}{4}$ do seu valor característico, conforme definido no EN 1991-2 do Eurocódigo 1

(Cochet, *et al.*, 2006). Tal efeito não deve, no entanto, ser inferior ao efeito de uma carga uniformemente distribuída sobre o tabuleiro de valor igual a 2.5 kN/m^2 .



a) Estrutura totalmente escorada durante a construção.



b) Vista geral da ponte.



c) Construção com recurso ao cimbreiro ao solo.



d) Retirada faseada dos cimbramentos.

Figura 2.7 - Processo construtivo adoptado na construção da ponte Pedro e Inês.

A instrumentação seleccionada para a medição das grandezas de interesse durante o ensaio de carga, que pode ser complementar à instrumentação instalada durante a fase de construção, deve possuir sensibilidade adequada à amplitude da grandeza a medir, por forma a permitir recolher, com máximo rigor, informações relativas ao efeito das acções como por exemplo, flechas, assentamentos, rotações dos apoios, extensões, abertura de fendas, acelerações, temperatura, etc. A Figura 2.8 ilustra alguns dos sensores utilizados para a medição de diversas grandezas durante a condução de um ensaio de carga. A selecção destas grandezas para a observação depende muito da dimensão e das características da estrutura em causa. Por exemplo, em pontes com grandes vãos, suspensas e com tabuleiros esbeltos, a medição de parâmetros dinâmicos pode ser mais importante do que em pontes com vãos mais reduzidos, onde a medição de flechas a meio vão pode ser suficiente para avaliar o comportamento estrutural.



a) Medição dos movimentos nas juntas - LVDT



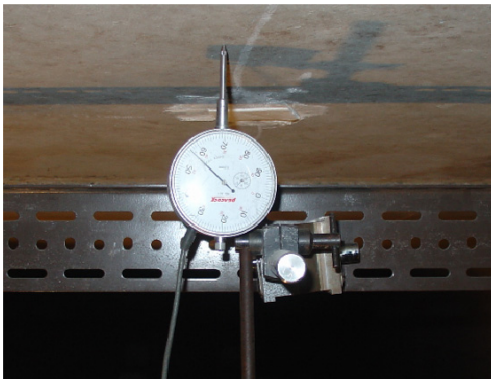
b) Medição de rotações do tabuleiro – inclinómetro.



c) Medição da abertura de fendas - fissurómetro.



d) Medição de flechas – sistema de níveis líquidos.



e) Medição de flechas – deflectómetro.



f) Medição da temperatura.

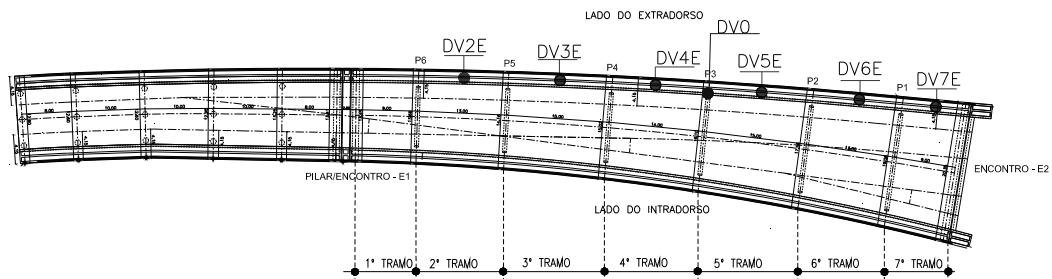
Figura 2.8 - Sensores utilizados em ensaios de carga para a medição de diversas grandezas.

A comparação dos resultados experimentais com os obtidos com um modelo numérico permite a verificação da conformidade da estrutura executada face aos pressupostos do projecto e estabelecer um estado de referência do comportamento da obra antes da entrada em serviço. A Figura 2.9 ilustra um exemplo das linhas de influência do deslocamento vertical a meio vão de cada tramo de um viaduto ferroviário na linha Lordelo – Guimarães, em Braga medidos com recurso a um sistema de níveis líquidos (Dimande, *et al.*, 2008a). Trata-se de uma estrutura em betão armado pré-esforçado, com desenvolvimento

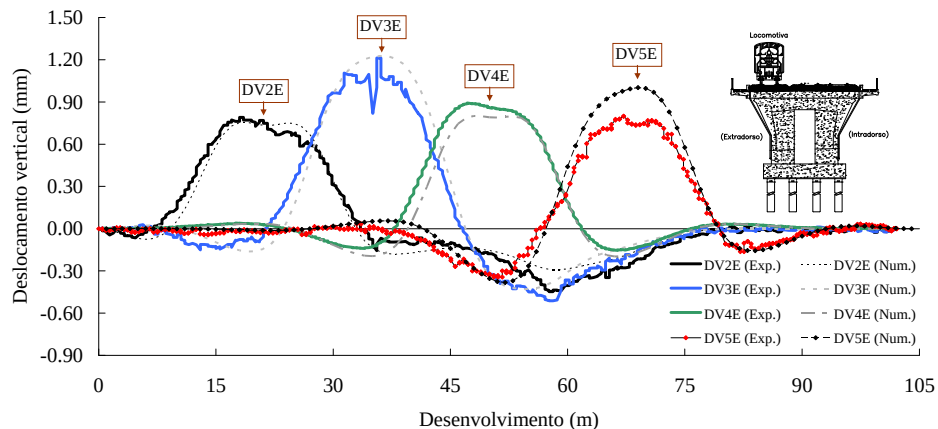
longitudinal em curva e vãos de dimensões mínimas e máximas de 9.0 e 15.0 m, submetida a um ensaio de carga para a sua recepção. Os objectivos deste ensaio incluíram: i) a maximização dos momentos flectores nos meios vãos e sobre os apoios; ii) a determinação de linhas de influência experimentais; iii) a verificação do comportamento dos aparelhos de apoio e juntas de dilatação e; iv) a avaliação da resposta da estrutura sob acção de carregamentos excêntricos.



a) Viaduto ferroviário submetido a um ensaio de carga.



b) Localização dos sensores de medição dos deslocamentos verticais.



c) Linhas de influência numéricas e experimentais dos deslocamentos verticais a meio vão do 2º, 3º, 4º e 5º tramo da estrutura.

Figura 2.9 – Linhas de influência obtidas experimentalmente e a partir de um modelo numérico de análise.

2.3.3 Monitorização durante a fase de serviço

Durante a fase de serviço, a estrutura está sujeita a vários fenómenos de degradação devido às condições de utilização, ao envelhecimento natural dos materiais, aos efeitos da retracção e fluência. É nesta fase que ocorre também a corrosão das armaduras causada pela penetração de sais e pela carbonatação do betão. A monitorização durante esta fase da vida de uma obra de grandezas como flechas, rotações, deslocamentos, extensões e acelerações pode fornecer informações sobre o seu comportamento estrutural e servir de sistema de alerta para eventuais ocorrências de anomalias, permitindo uma intervenção em tempo útil. Durante esta fase da obra é também conveniente realizar campanhas de inspecção visual, não só a elementos da superestrutura, mas também a todos os dispositivos de durabilidade limitada, como por exemplo os aparelhos de apoio, as juntas de dilatação e os sistemas de drenagem de águas pluviais (FIB, 2003).

A monitorização das condições ambientais como a temperatura, humidade relativa, pluviosidade, exposição solar e vento, em fase de serviço é da maior importância pois influencia significativamente o comportamento das estruturas em particular, afecta a evolução dos fenómenos reológicos do betão (retracção e fluência) cujos modelos de avaliação nem sempre são modelados de forma mais correcta. Acresce o facto de que os próprios sistemas de medição serem afectados pela temperatura. A medição desta grandeza é pois indispensável quando se pretende identificar os efeitos da temperatura sobre o comportamento da estrutura e sobre os instantes de medição.

A monitorização das condições de utilização, em particular do tráfego, quando cruzada com a de outras grandezas definidoras do comportamento estrutural, e ainda com os modelos, permite avaliar a evolução do comportamento da estrutura e o desenvolvimento de sistemas de vigilância. A monitorização do tráfego, nomeadamente do volume de tráfego, peso dos veículos, velocidades e sentidos de circulação, pode ser obtida a partir de sensores instalados em secções seleccionadas da estrutura, desde que o sistema de medição seja capaz de detectar os extremos locais da série temporal dos registos (Sousa, *et al.*, 2009). A Figura 2.10 ilustra o resultado da monitorização das condições de utilização de um viaduto (viaduto das Andresas). Os dados foram adquiridos com uma frequência de aquisição de 30Hz. O registo representa as linhas de influência das

deformações axiais de duas diagonais da viga principal norte localizadas junto ao apoio. Neste caso, a sentido de circulação pode ser identificado através das declives das linhas de influência do ramo crescente e decrescente do registo.

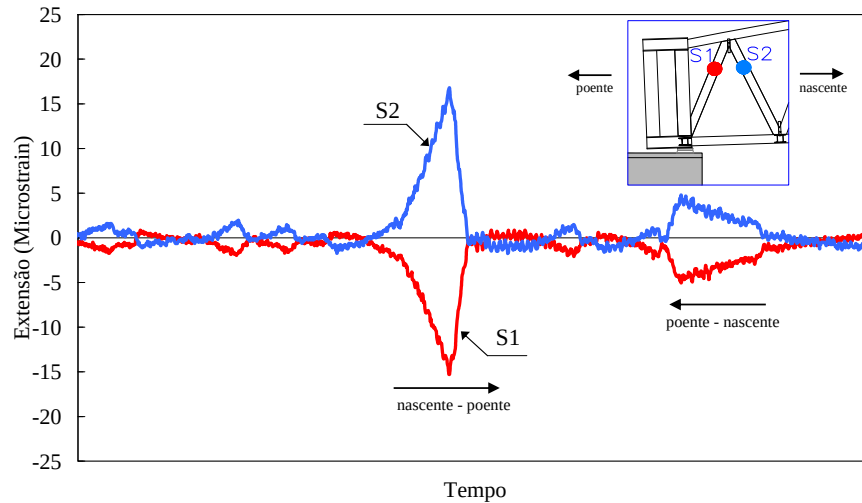


Figura 2.10 – Evolução das deformações nas diagonais S1 e S2 de uma viga principal do viaduto das Andreasas.

Segundo o trabalho de Sousa *et al.* (2009), a velocidade de circulação é determinada segundo o esquema apresentado na Figura 2.11, em que dois sensores cuja distância (Δx) entre eles é conhecida, e para uma dada deformação mínima (definida de acordo com a sensibilidade destes em captar deformações induzidas para uma determinada carga), e conhecidos os instantes t_1 e t_2 de ocorrência dos máximos locais na série temporal desses registos, pode-se obter a velocidade média de circulação por meio da equação (2.1). O sentido de circulação é identificado pelo sinal do valor obtido.

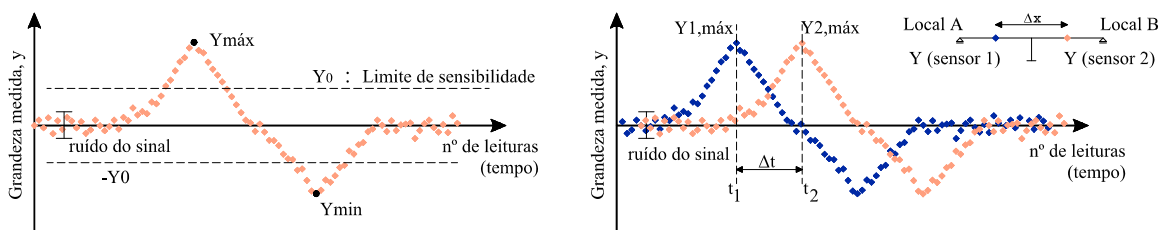


Figura 2.11 – Identificação dos extremos locais e do intervalo de tempo entre extremos no registo de dois sensores.

$$v = \frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{\Delta x}{t_2 - t_1} \quad (2.1)$$

Para estimar a carga efectiva sobre a estrutura originada pela passagem dos veículos é necessário recorrer a modelos numéricos ou a resultados de provas de carga para a calibração dos registos obtidos pelos sensores instalados. Será assim possível estabelecer, de forma aproximada, uma correlação directa entre o peso dos veículos e a variação do sinal por intermédio de um factor k (equação (2.2)).

$$F(ton) = k \times \Delta y, \text{ com } \Delta y \text{ como a variação da grandeza medida} \quad (2.2)$$

2.3.4 Monitorização durante e após a fase de reparação ou reforço

A degradação dos materiais, os danos estruturais e o efeito das solicitações não previstas no projecto inicial pode conduzir à necessidade de reforçar as estruturas por forma repor ou elevar os seus níveis de integridade e de segurança em condições de serviço. Antes da intervenção devem ser realizados ensaios à estrutura de modo a estabelecer um estado de referência do comportamento desta. Esses ensaios podem consistir em ensaios de carga realizados na estrutura como um todo ou em partes desta, com eventos de carga bem definidos. Deve ainda proceder-se a uma campanha de ensaios de caracterização das propriedades dos materiais que podem incluir ensaios não destrutivos ou extracção de amostras para a realização de ensaios laboratoriais. Os dados resultantes desses ensaios, em conjugação com uma inspecção visual adequada, podem contribuir a uma intervenção racionalizada das operações de reparação ou de reforço. A monitorização após o reforço permite ainda verificar a eficácia das soluções adoptadas para o reforço e se os requisitos de segurança e de durabilidade foram melhorados (Feltrin e Empa, 2007).

2.4 Componentes do sistema de monitorização

Na concepção de um sistema de monitorização deverá haver a preocupação de satisfazer, entre outros, os seguintes requisitos: a máxima compatibilidade dos diferentes sensores e sistemas de aquisição utilizados; a longevidade dos sensores e equipamentos propostos; a qualidade, robustez e fiabilidade do sistema; o máximo rigor e precisão dos resultados; a

simplicidade de instalação e de utilização do sistema. Estes conceitos devem estar presentes em todas as fases do processo da monitorização estrutural.

A monitorização implica a instalação de sensores, eventualmente a utilização de materiais inteligentes, a aquisição, a transmissão, o processamento e o tratamento de dados, incluindo a sua interpretação, organizados conforme se esquematiza na Figura 2.12 (Muffi, 2001).

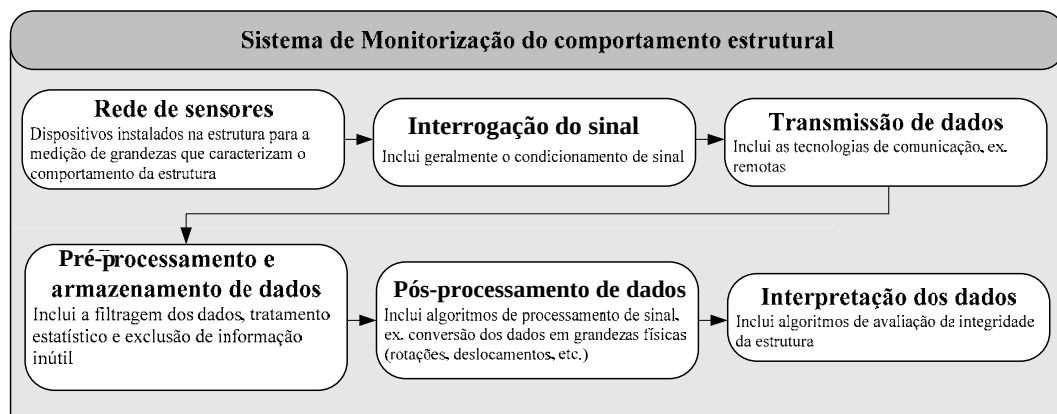
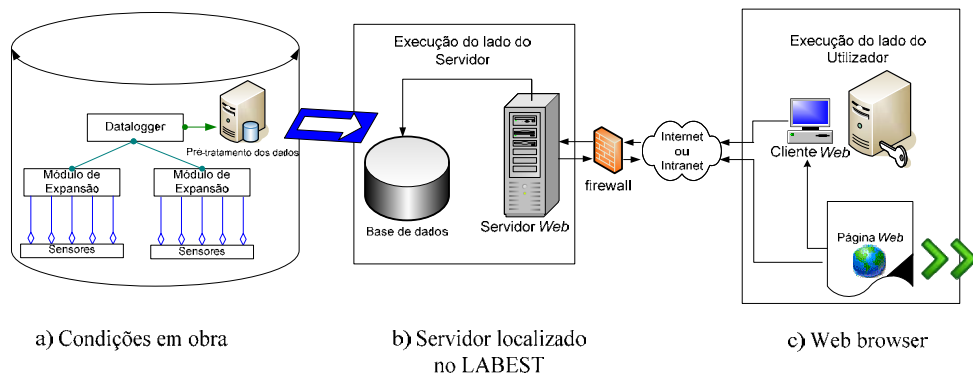


Figura 2.12 – Componentes básicos de um sistema de monitorização.

A Figura 2.13 ilustra alguns componentes que constituem o sistema de monitorização da ponte pedonal Pedro e Inês, em Coimbra (Dimande, *et al.*, 2008c). A arquitectura deste sistema de monitorização é constituída por um conjunto de sensores, um sistema de aquisição e de um computador (PC) instalados em obra (ver Figura 2.13b). Os registos em obra são enviados periodicamente, através da internet, a partir do PC instalado em obra para uma base de dados criada num computador localizado no LABEST. Na base de dados são guardadas informações relativas a obra, nomeadamente o equipamento instalado, utilizadores autorizados e os registos das medições. As informações contidas na base de dados são apresentadas em ordem cronológica e para o acesso a essas informações foi desenvolvida uma interface gráfica em ambiente Web que possibilita a consulta dos valores armazenados (Figura 2.13c). Na consulta dos registos dos sensores na base de dados, podem ser seleccionados para a visualização os tipos de grandezas, definidos os intervalos e a periodicidade dos registos.



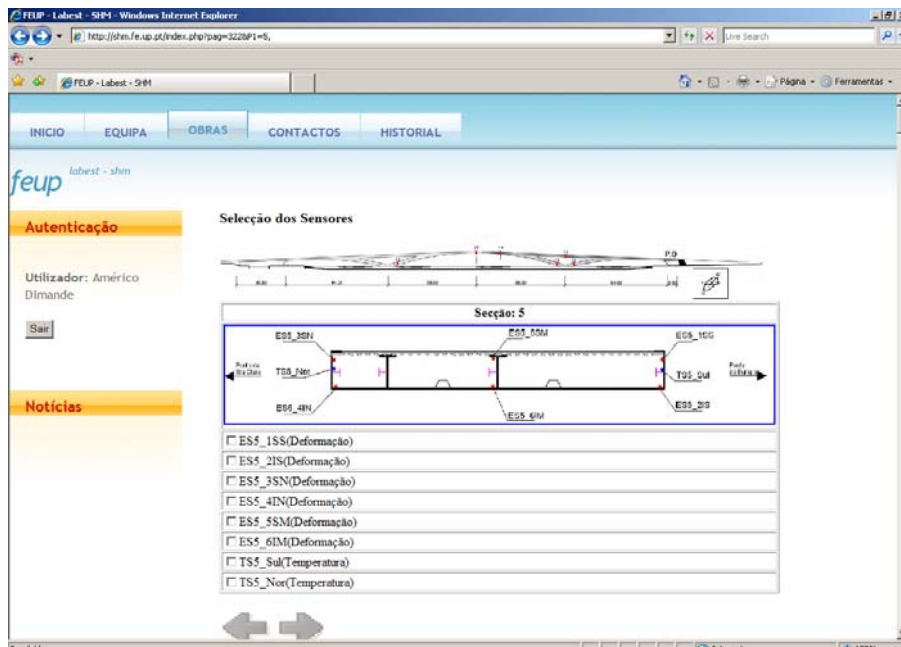
a) Arquitectura do sistema de monitorização.



b) Sistema de aquisição contínuo de dados em obra.



c) Computador que executa o pré-processamento dos registos em obra e comunica com o servidor.



d) Disponibilização da informação online ao dono da obra.

Figura 2.13 - Arquitectura do sistema de monitorização projectado e implementado na ponte pedonal Pedro e Inês.

2.4.1 Rede de sensores

Existe uma extensa variedade de sensores disponíveis para a medição de grandezas necessárias para a caracterização do estado ou do comportamento das estruturas. Além disso, a indústria continua a desenvolver e a produzir, com recurso às novas tecnologias, sensores mais robustos e que permitem efectuar medições mais precisas e estáveis. A selecção de sensores, do universo de sensores comercialmente disponíveis, para incluir num sistema de monitorização, requer o conhecimento da terminologia que é normalmente utilizada para descrever as características desses sensores (Aktan, *et al.*, 2003).

De uma forma geral, um sensor é um dispositivo que converte energia de uma forma em outra. A energia de entrada para o sensor representa os fenómenos físicos a serem medidos. Esta entrada é referida como a mensuranda e a saída é referida como a medição. As formas mais comuns de energias de entrada incluem energia mecânica, energia térmica, energia eléctrica, energia magnética, energia radiante e energia química. Na maioria das aplicações (ensaios laboratoriais ou aplicações em sistema de monitorização de estruturas) as variáveis físicas de interesse estão associadas a energia mecânica. Estas variáveis incluem grandezas como acelerações lineares ou angulares, força, comprimento, velocidades lineares ou angulares e pressão. A energia de saída de um sensor é geralmente eléctrica (tensão, corrente, etc.) ou óptica. A energia de saída pode ser medida sob a forma de um sinal analógico, digital ou sob a forma de comprimento de onda de luz. Sensores cujo sinal de saída é analógico são os mais comuns. Este sinal é convertido para um formato digital pelo sistema de aquisição de dados para que um computador possa ler, analisar e armazenar as medições.

Critérios de selecção dos sensores

O primeiro passo na escolha de sensores para utilização num sistema de monitorização consiste na caracterização, em primeiro lugar, das mensurandas e do ambiente em que estas grandezas serão medidas. Após a caracterização destes dois parâmetros, a selecção do conjunto de sensores deve respeitar alguns critérios importantes. Estes critérios podem ser agrupados nas seguintes categorias principais:

- **Características técnicas do sensor** – descrevem o comportamento do sensor em condições de uso corrente. Nas características técnicas estão incluídas tanto as características estáticas assim como as características dinâmicas do sensor e ainda os parâmetros básicos que descrevem o seu comportamento, como: a sensibilidade, a resolução, o campo de medida, a linearidade, a histerese, a precisão, a estabilidade, o tempo de resposta, a frequência de resposta e a repetibilidade.
- **Restrições ambientais** – as restrições ambientais a considerar durante a selecção de sensores geralmente incluem: os gradientes de temperatura e de humidade, o encapsulamento, e os efeitos térmicos sobre o sensor e sobre o sinal de saída.
- **Considerações económicas** – os aspectos importantes a considerar na selecção de sensores são: o custo, a disponibilidade do produto no mercado, facilidade de instalação, e o tipo de sistema de aquisição necessário para a leitura do sinal de saída destes.

O objectivo da avaliação destes critérios é de permitir a selecção de sensores que sejam compatíveis com os parâmetros que caracterizam a mensuranda e o ambiente envolvente, conduzindo deste modo a uma maximização da eficiência e precisão nas medições, minimizando assim as incertezas associadas a estes parâmetros. Por vezes, existe a necessidade de adaptar os sensores de fábrica em laboratório para as condições reais de aplicação em estruturas.

2.4.2 Interrogação do sinal

A aquisição de dados é o processo através do qual a informação gerada por alguns fenómenos físicos é lida, processada e transmitida para uma subsequente análise e interpretação. Os sensores geram sinais analógicos ou digitais que representam as variáveis físicas medidas ou monitorizadas. O equipamento de aquisição adquire o sinal gerado pelos sensores, converte-o num sinal analógico ou digital e transmite-o a um computador. Os equipamentos de aquisição são constituídos, entre outros, pelos seguintes componentes primários: i) hardware; ii) pontos de ligação a dispositivos externos e iii) software.

CrITÉRIOS de selecção de um equipamento de aquisição de sinal

Existem vários critérios a considerar na escolha de um equipamento de aquisição de dados para integrar num sistema de monitorização. A escolha dos equipamentos de aquisição geralmente inclui critérios objectivos e subjectivos. Os critérios subjectivos incluem considerações, como as dimensões do equipamento, o suporte técnico disponibilizado pelo fabricante, a facilidade de utilização, e uma prova de sucesso de utilização daquele produto em aplicações similares. Dos critérios objectivos a considerar fazem parte as características que constam das especificações técnicas do equipamento, incluindo as seguintes: a arquitectura, o conversor do sinal analógico para o sinal digital, a velocidade de aquisição, a resolução, a precisão, e as características do sinal de entrada. São descritos, em seguida, alguns dos parâmetros importantes a ter em conta na escolha de um sistema de aquisição de sinal.

- **Número de sensores** – em qualquer teste ou monitorização, o número de sensores dependerá das dimensões e da complexidade da estrutura e da complexidade do comportamento estrutural a ser avaliado.
- **Tipologia dos sensores** – o tipo de sensores a ser utilizado (por exemplo, sensores eléctricos ou ópticos) ditará muitas das características requeridas para o equipamento de aquisição. Não obstante, na maioria das aplicações, por vezes é necessário fazer a conjugação de vários tipos de sensores.
- **Arquitectura** – existem três tipos básicos de arquitectura a considerar na escolha de equipamentos de aquisição. Estes incluem: i) a portabilidade do sistema; ii) a necessidade de existência de um computador para aquisição; iii) equipamentos que funcionam de forma independente (sem a necessidade de um computador).
- **Condicionador de sinal** – o sinal gerado pela maioria dos sensores usualmente requer um condicionamento eléctrico. As principais características requeridas a um condicionador de sinal, incluem: i) amplificação ou atenuação do sinal dos sensores; ii) filtragem de componentes indesejados do sinal; iii) isolamento do sinal

dos sensores a correntes parasitas; e, iv) funções de interface do sensor para o dispositivo de leitura.

- **Conversor analógico-digital (A/D)** – um conversor analógico-digital (A/D) converte um sinal analógico, por exemplo em *volts*, para um número digital. O número digital resultante representa a tensão de entrada com resolução finita. O tipo de conversor num sistema de aquisição afectará a frequência de aquisição e a precisão das leituras.
- **Frequência de aquisição** – a frequência de aquisição indica quão rápido o equipamento de aquisição adquire o sinal dos sensores. Esta deve ser compatível com a velocidade com que os fenómenos variam ao longo do tempo de modo a garantir boa definição da resposta da estrutura. Segundo a teoria da amostragem, é necessário que se tenha pelo menos 2 amostras do sinal de maior frequência a ser estudada (Hait, *et al.*, 2008). A frequência máxima de aquisição do sinal de um dado sistema de aquisição depende do tipo de conversor A/D e da configuração dos dados de entrada. Esta frequência é geralmente especificada nas fichas técnicas dos equipamentos como a frequência máxima de aquisição e é expressa em (Hz).
- **Resolução** – é uma propriedade determinada pelo conversor A/D. Esta define a menor variação do sinal mensurável e é um dos factores que determina a precisão das medições.
- **Precisão** – a precisão de leitura de um equipamento de aquisição é afectada por muitos factores. A resolução é um destes factores, mas existem outros que afectam igualmente a precisão, como: i) o erro do ganho; ii) o erro devido ao offset; iii) a linearidade; iv) o ruído e; v) a tendência.

2.4.3 Transmissão de dados

Num sistema de monitorização em que se pretende medir múltiplos fenómenos, com diversos equipamentos de aquisição distribuídos ao longo da obra, torna-se indispensável a sua interligação e a centralização de dados num servidor local. Para o efeito, deve ser

instalada uma rede local de comunicação que pode usar, por exemplo protocolos do tipo RS485 ou uma rede do tipo Ethernet. Os dados adquiridos por um sistema de aquisição local podem ser transmitidos para um servidor localizado no exterior da obra recorrendo a operadoras de comunicação móveis, através de protocolos de comunicação do tipo GSM (*Global System for Mobile Communications*) ou GPRS (*General Packet Rádio Service*) ou através de uma rede de comunicações fixa do tipo internet.

Hoje em dia, existem também disponíveis diversos componentes para hardware que permitem que determinados componentes dos sistemas de aquisição ou alguns sensores sejam ligados directamente a uma rede de internet (Aktan, *et al.*, 2003).

2.4.4 Pré-processamento e armazenamento de dados

O armazenamento permanente dos dados adquiridos é uma das questões a considerar na elaboração de um projecto de monitorização. O método mais apropriado dependerá da finalidade que se pretende dar aos registos, da técnica a implementar na análise dos dados, da frequência com que será feito o acesso aos dados, e da duração do projecto de monitorização (dias ou anos). Se houver necessidade de aceder aos dados frequentemente e com elevado grau de interactividade, o melhor método de armazenamento dos dados num computador é através da criação de uma base de dados.

Os dados adquiridos pelos sistemas de aquisição são geralmente armazenados localmente num computador em obra e enviados para um servidor que possui uma base de dados com toda a informação da obra e dos sensores instalados (secções instrumentadas, localização dos sensores, grandezas a medir, etc.). Antes dos dados serem enviados ao servidor, estes são pré-processados no computador localizado em obra. O pré-processamento consiste na redução dos dados adquiridos através da extracção de informações necessárias para os objectivos definidos. Em pré-processamento são eliminadas, por exemplo, perturbações no sinal e amostras atípicas devidas a erros de leituras.

A base de dados é uma das principais componentes para o bom funcionamento dum sistema de monitorização. Dela vai depender o desempenho dos equipamentos de aquisição e de transmissão de dados, que passam pela boa organização, compilação e qualidade do

armazenamento dos dados. É evitada a repetição da informação e conservada a integridade dos dados a partir da criação de chaves únicas para cada registo e de relações entre os dados através de códigos. Estas relações permitem também a realização das mais variadas pesquisas entre os dados e o cruzamento de diferentes tipos de informação. A criação de interfaces para comunicar com os vários utilizadores é outra vantagem das bases de dados. Assim, é possível efectuar operações de introdução, edição, consulta e exportação dos dados através de formulários amigáveis (ver Figura 2.13d). A outra vantagem é a definição de diferentes níveis de prioridades para cada tipo de utilizador da base de dados, tais como administrador da base de dados, operador de cópia de segurança, técnicos de introdução de dados, consultor, etc.

A rapidez, a facilidade de visualização, a fiabilidade e o grau de pormenor são atributos que fazem de um sistema de monitorização com uma base de dados integrada, numa ferramenta versátil de vigilância do comportamento das obras e de apoio à tomada de decisão por parte das entidades responsáveis pela gestão de obras de arte.

2.4.5 Pós-processamento dos dados

A implementação de sistemas automáticos de aquisição e de transmissão de dados da monitorização veio facilitar a posterior análise e interpretação da globalidade dos dados adquiridos, e com possibilidade de efectuar verificações e produzir relatórios automáticos. O pós-processamento dos dados provenientes da monitorização do comportamento de uma dada estrutura pode ter vários propósitos. Este, pode ser efectuado para extrair informações, tais como, tensões principais, rotações, tensões equivalentes, identificar características na evolução do sinal ou extrair certas informações a partir do conjunto dos dados adquiridos.

As ferramentas a utilizar no pós-processamento dos dados devem ser cuidadosamente seleccionadas, dependendo dos objectivos definidos e da informação que se pretende extrair dos registos. Estes objectivos podem incluir: i) caracterização do comportamento global ou local da estrutura; ii) caracterização das acções que solicitam a estrutura (tráfego, temperaturas, etc.); iii) avaliação da evolução no tempo das solicitações e tensões resultantes.

2.5 Interpretação e análise dos resultados

Em geral, durante a análise dos resultados da monitorização, existe a necessidade de extrair componentes dos resultados que não são relevantes para essa análise. Por exemplo, quando se pretende avaliar os níveis de tensões, induzidos pela acção do tráfego, numa determinada secção instrumentado da estrutura, interessa separar dos registos a componente sazonal do efeito da temperatura. Por outro lado, quando o interesse é avaliar, a evolução de esforços e definir uma lei que caracterize esta variação, a consideração da totalidade dos registos pode condicionar este estudo devido à variabilidade dos registos. Esta variabilidade é causada pela aleatoriedade das grandezas, como a temperatura, humidade relativa do ambiente, das sobrecargas, e ainda devido à existência de registos atípicos (*outliers*) e/ou de eventuais erros e ruídos de medição. O processamento dos resultados da monitorização permite extrair informações críticas e correlacioná-las com modelos teóricos que auxiliam o estudo e a caracterização do comportamento da estrutura. Existem vários métodos de processamento de sinal, e a sua eficácia é dependente das características do próprio sinal.

Na análise de séries temporais dos registos da monitorização existem dois objectivos principais a alcançar que incluem: i) modelação e identificação de comportamentos, no conjunto dos resultados, que produzem processos estocásticos e; ii) previsão de valores futuros. Nesta análise, os resultados da monitorização são considerados como sendo uma combinação de eventos com características regulares e de alguns eventos aleatórios ou de ruído sobrepostos a esses eventos regulares. Os eventos regulares podem ser constituídos por vários componentes. Geralmente, assume-se que estes são constituídos por três parcelas, nomeadamente, a tendência, a sazonalidade e o resíduo (Bloem, *et al.*, 2001).

2.5.1 Aplicação do método de Loess no alisamento dos resultados experimentais

Entre os inúmeros métodos utilizados no alisamento de sinais, o método de regressão local ponderada (também conhecido por *Loess - Locally-weighted regression smoother*) merece especial destaque. O método de Loess (Cleveland, 1979) baseia-se na aplicação da regressão linear local a uma vizinhança definida em torno de cada ponto da série e é um

dos métodos mais utilizado na decomposição de eventos regulares nos seus respectivos componentes. O método assenta na ideia de que as três componentes estão combinadas na série temporal de forma aditiva ou multiplicativa, isto é:

$$Y_i = LT_i + SE_i + ST_i \quad (2.3)$$

$$Y_i = LT_i \times SE_i \times ST_i \quad (2.4)$$

sendo Y_i o conjunto de valores da série temporal, LT_i a tendência linear dos registos ao longo do período de observação, SE_i a componente sazonal da evolução dos registos e ST_i a variação a curto prazo ou componente residual. A tendência linear dos registos é avaliada para caracterizar a tendência crescente ou decrescente do valor médio dos registos enquanto que a componente sazonal está relacionada com as flutuações periódicas causadas pela variação sazonal de fenómenos aleatórios ao longo do ano. Finalmente, a componente residual representa o conjunto de efeitos devidos a solicitações tais como: a variação diária da temperatura, o efeito das sobrecargas e eventuais erros de medição. A evolução da série temporal considera-se aditiva quando a componentes sazonal (SE_i) não depende das outras componentes e multiplicativa quando, em geral, as amplitudes sazonais variam com a tendência.

Metodologia de Loess

Considere-se uma variável de resposta $y' = (y_0, \dots, y_n)$ que depende de $x' = (x_0, \dots, x_n)$. Para cada ponto x_i , designemos por $s(x_i)$ o estimador resultante da aplicação deste método, calculado da seguinte forma:

1. Para cada observação x_i , é definido um conjunto de k pontos na vizinhança de x_i , designados por v_x . O valor de v_x (também chamado *span*) é definido escolhendo uma percentagem da totalidade dos registos e deve estar no intervalo compreendido entre $1/(n + 1)$ e 1, sendo n o número total de observações.
2. A cada ponto x_j na vizinhança v_x de x_i é associado um ponderador $w_j(i)$, definido por:

$$w_j(i) = P\left(\frac{|x_i - x_j|}{\Delta(x_i)}\right) \quad (2.5)$$

com,

$$\Delta(x_i) = \max_{x_j \in \nu_x} |x_i - x_j| \quad (2.6)$$

$$P(u) = \begin{cases} (1-u^3)^3, & 0 \leq u \leq 1 \\ 0, & \text{outros casos.} \end{cases} \quad (2.7)$$

O termo $\Delta(x_i)$ representa a distância máxima entre x_i e qualquer outro ponto na sua vizinhança e $P(u)$ é uma função ponderadora.

3. Os estimadores $\hat{\theta}$ dos parâmetros do método obtêm-se efectuando uma regressão de y' sobre x' na vizinhança ν_x , usando o método dos mínimos quadrados ponderados, i.e.,

$$\hat{\theta} = \arg_{\theta} \min \left\{ \sum_{j \in \nu_x} w_j(i) [y_i - f(x_i, \theta)]^2 \right\} \quad (2.8)$$

onde $f(x_i, \theta)$ representa um polinómio de ordem p que determina a natureza (linear, quadrática, cúbica, etc.) da regressão local. Em cada ponto focal, os pesos alteram-se assim como as estimativas dos parâmetros da função.

O grau de alisamento da série é determinado pelo *span*, ν_x que representa, como vimos, uma proporção do número total de observações compreendida na vizinhança de cada ponto. No caso em que $\nu_x = 1$, cada intervalo de análise contém a totalidade dos dados, independentemente de x_i . Neste caso, o alisamento é conduzido por intermédio do tradicional método dos mínimos quadrados. No caso extremo em que $\nu_x = 1/(n+1)$, cada vizinhança é reduzida a um único ponto x_i e o alisamento é feito por simples interpolação, i.e., $\hat{f}(x_i, \theta) = y_i$. As Figuras 2.14 a 2.16 ilustram o alisamento do registo da evolução da temperatura do aço da ponte pedonal Pedro e Inês, considerando valores de *span* = 0.02,

0.2 e 0.5. Estes valores indicam que 2%, 20% e 50% da totalidade dos pontos são utilizados durante a execução do processo de alisamento.

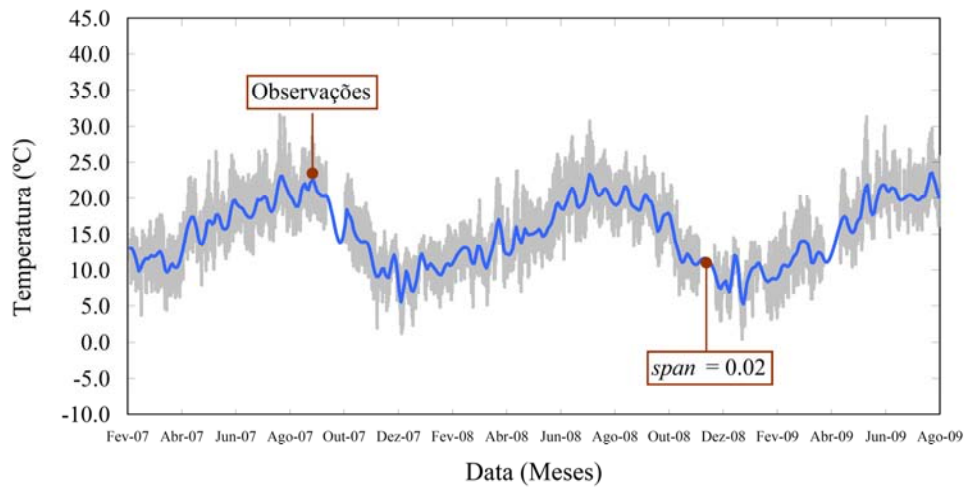


Figura 2.14 – Alisamento do registo da temperatura para um valor de $span = 0.02$.

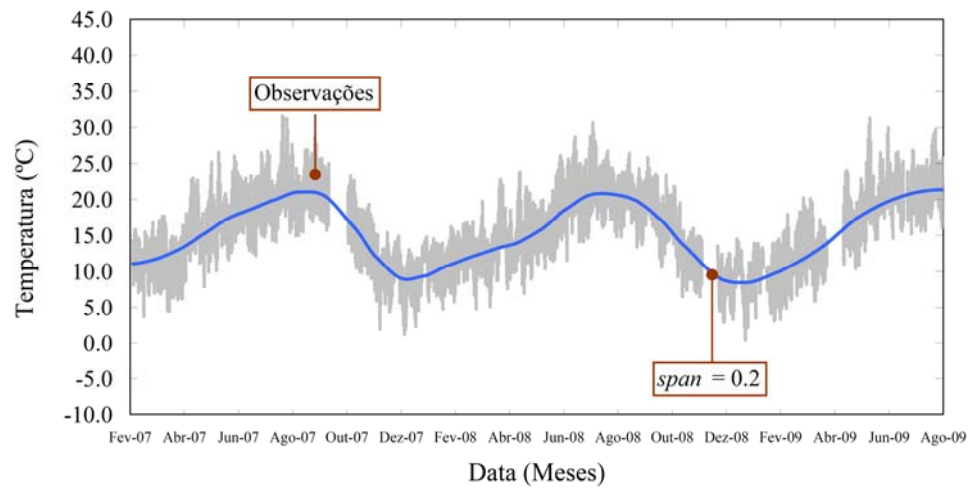


Figura 2.15 - Alisamento do registo da temperatura para um valor de $span = 0.2$.

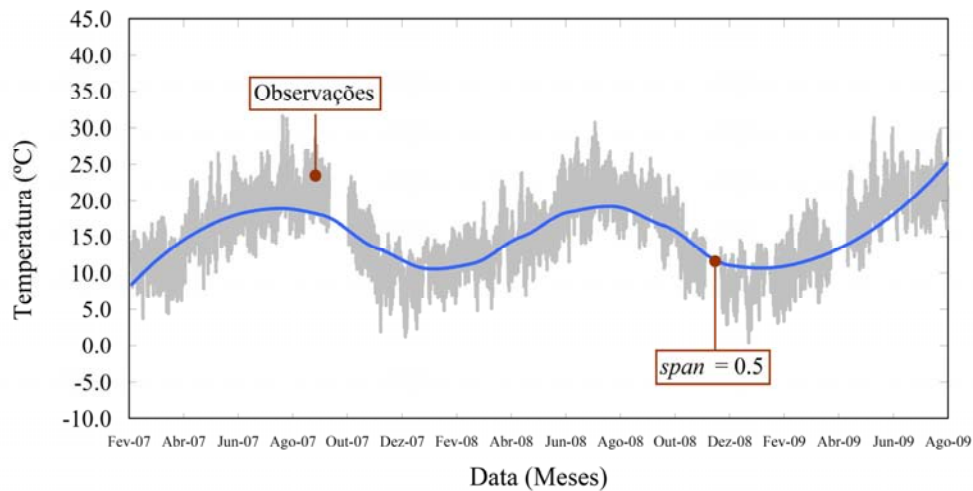


Figura 2.16 - Alisamento do registo da temperatura para um valor de $span = 0.5$.

A maior vantagem da utilização do método de Loess reside no facto de não ser necessário definir uma função de ajuste ao conjunto de registos. Em vez disso apenas se tem de fornecer o valor do parâmetro de alisamento. O método de Loess é bastante flexível o que o torna ideal para modelar séries temporais complexas para as quais não existem modelos teóricos para as descrever. No entanto, o método de alisamento de Loess apresenta algumas desvantagens que importa mencionar: i) a amostra deve ser densa, a fim de produzir bons resultados; ii) não produz uma função de regressão facilmente representada por uma expressão matemática. Isto pode dificultar a transferência dos resultados para outras aplicações.

2.5.2 Aplicação das transformadas wavelets no tratamento dos dados da monitorização

2.5.2.1 Introdução

A análise de registos (ou sinais) tem à sua disposição uma impressionante quantidade de ferramentas. A mais conhecida de todas deverá ser a análise de Fourier, que separa um registo nas suas sinusóides constituintes de diferentes frequências ou a transformação de um registo do domínio temporal para o domínio da frequência. Para muitos registos, a análise de Fourier é extremamente útil porque o conteúdo em frequência do registo é muito importante. No entanto, a análise de Fourier apresenta uma grande desvantagem que é o facto de na transformação para o domínio da frequência, a informação do domínio do

tempo ser perdida. Quando analisamos uma transformada de Fourier de um determinado registo, não é possível dizer quando é que um determinado evento ocorreu. Se as propriedades do registo não variarem significativamente ao longo do tempo, ou seja, se o sinal for estacionário, esta desvantagem não é muito importante. No entanto, grande parte dos registos contém inúmeras características transitórias ou não-estacionárias. Estas características podem ser a parte mais importante do registo, e a transformada de Fourier não é apropriada à sua detecção. Na tentativa de corrigir esta limitação, a transformada de Fourier foi adaptada para analisar apenas uma pequena porção do sinal de cada vez (Canal, 2008). Esta técnica, denominada por transformada de tempo-curto de Fourier, *short time Fourier transform* (STFT), consiste numa janela deslizante sobre o registo e analisa o sinal numa função de duas dimensões no domínio do tempo e no domínio da frequência. A STFT fornece informações sobre quando e a que frequências um determinado evento ocorre no registo. No entanto, essa informação só pode ser obtida com uma determinada precisão, e essa precisão é limitada pelo tamanho da janela. Outra das desvantagens desta técnica é que a partir do momento que se define o tamanho da janela, ela terá de ser a mesma para todas as frequências. Muitos registos requerem uma técnica flexível, onde seja possível variar o tamanho da janela para determinar com melhor precisão as suas características no domínio do tempo e no domínio da frequência.

A transformada de wavelet constitui uma técnica nova de tratamento de dados que contorna as limitações encontradas na STFT. Esta proporciona uma representação, num único gráfico, dos registos que congrega várias resoluções no domínio da frequência e no domínio do tempo. A variação da resolução no domínio da frequência é conseguida através de um factor de escala presente na definição da função wavelet (Penha, 1999). A Figura 2.17 resume alguns dos domínios de análise de registos: no domínio do tempo, no domínio da frequência, STFT e transformadas de wavelets.

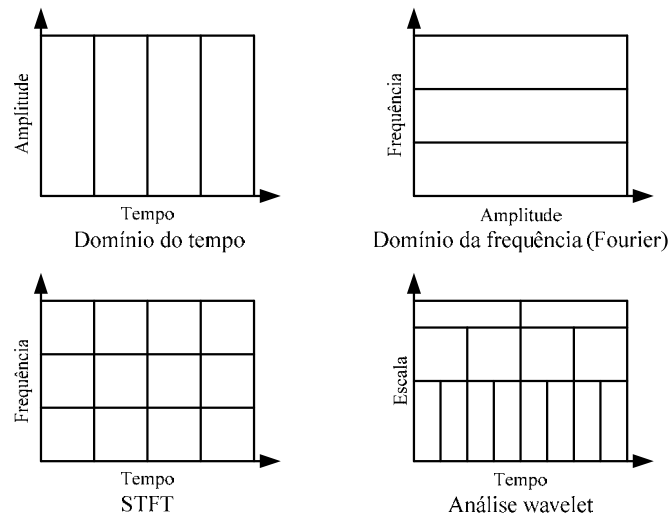


Figura 2.17 - Análise do sinal no domínio do tempo, da frequência, STFT e transformadas de wavelets.

As transformadas de wavelets constituem uma técnica de janela deslizante de tamanho variável. Estas permitem o uso de intervalos de tempo longos, quando queremos obter maior precisão na informação de baixa-frequência, e pequenas regiões quando queremos informação de alta-frequência.

As wavelets são funções que satisfazem certos critérios matemáticos, isto é, são funções oscilatórias de duração limitada, a área total sob a curva da função é nula e a energia da função é finita, conforme representado pelas equações (2.9) e (2.10). Existem vários modelos de wavelets principais ou wavelet mãe (Sripathi, 2003). A Figura 2.18 apresenta algumas dessas funções, incluindo a função da transformada de Fourier.

$$S(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \psi(t) dt = 0 \quad (2.9)$$

$$E(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} |\psi(t)|^2 dt < \infty \quad (2.10)$$

sendo $S(t)$ a área sob a curva da função wavelet, $\psi(t)$ a função wavelet e $E(t)$ corresponde a energia da função. As propriedades acima definidas sugerem que a função $\psi(t)$ tende a

oscilar acima e abaixo do eixo t , e que tem sua energia localizada em uma certa região, já que ela é finita (ver Figura 2.18b). Essa característica de energia concentrada em uma região finita é que diferencia a análise usando wavelets da análise de Fourier, já que esta última usa as funções de seno e cosseno que são periódicas (ver Figura 2.18a).

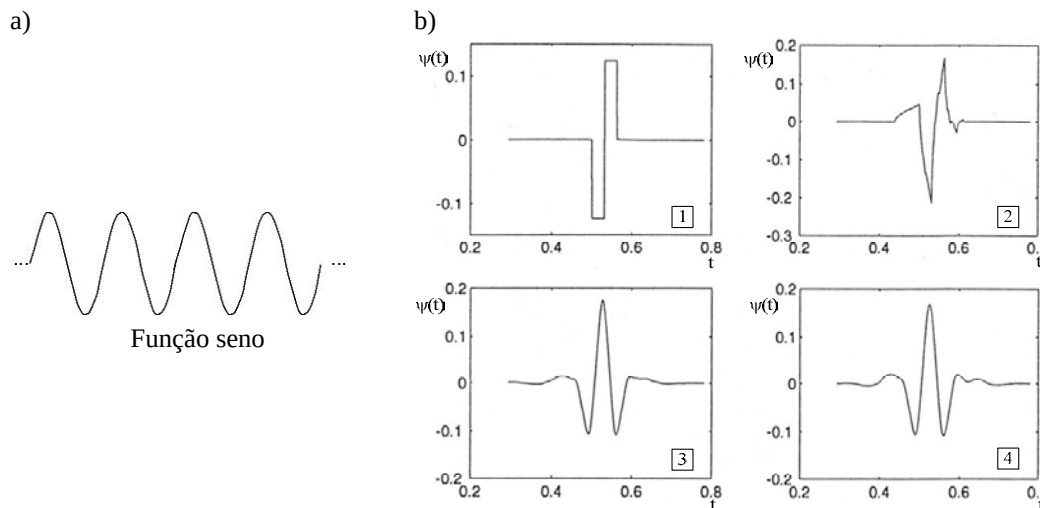


Figura 2.18 – Exemplo de funções básicas das transformadas de Fourier (a) e wavelets principais (b): (1) Haar; (2) Daubechies; (3) Coiflet; (4) Symmlet.

As wavelets têm gerado enorme interesse nos últimos anos na engenharia civil pelo seu sucesso já comprovado na análise de registros. O sucesso desta técnica é já reconhecido nas áreas como a medicina, a engenharia mecânica, a engenharia electrotécnica, o processamento de voz, a compressão de imagem, etc. Apesar do sucesso desta técnica na análise e processamento de sinais transitórios, ainda não é muito utilizada na monitorização de estruturas. Contudo, as wavelets têm apresentado excelentes resultados nas seguintes aplicações: extracção de parâmetros modais (Belmonte, *et al.*, 2009), detecção e localização de danos estruturais (Moyo e Brownjohn, 2002; He e Yan, 2005; Beskhyroun, *et al.*, 2009), extracção do efeito das sobrecargas (Liang, *et al.*, 2006), etc. Su e Ye (2004) combinaram as transformadas de wavelets e o sistema de redes neurais artificiais para prever com precisão a propagação da fendilhação em vigas de betão armado. Pela versatilidade que as wavelets têm em várias aplicações, percebe-se que o campo de aplicações é amplo e ainda em expansão, sobretudo com imensas possibilidades por explorar.

2.5.2.2 Transformada de wavelet

A decomposição de registos em seus componentes com o uso de wavelets é denominada de transformada de wavelet e possui variantes contínuas e discretas. A ideia básica da análise segundo a transformada de wavelet está em transformar o domínio em que é representado um dado sinal (por exemplo, tempo), para uma representação num outro domínio (domínio da frequência), ou transformar um sinal no domínio do tempo para o domínio tempo-frequência ou tempo-escala, procurando apresentar o máximo de informação possível sobre o registo, e revelar as suas características intrínsecas. A análise dos registos segundo as transformadas de wavelets é feita a partir de uma função elementar chamada wavelet principal. A variação de frequência na transformada de wavelet é obtida através da contracção/dilatação e translação da wavelet principal no tempo. A Figura 2.19 ilustra um exemplo de aplicação da transformada de wavelet na análise de registo (Addison, 2002; Mouraux, 2009).

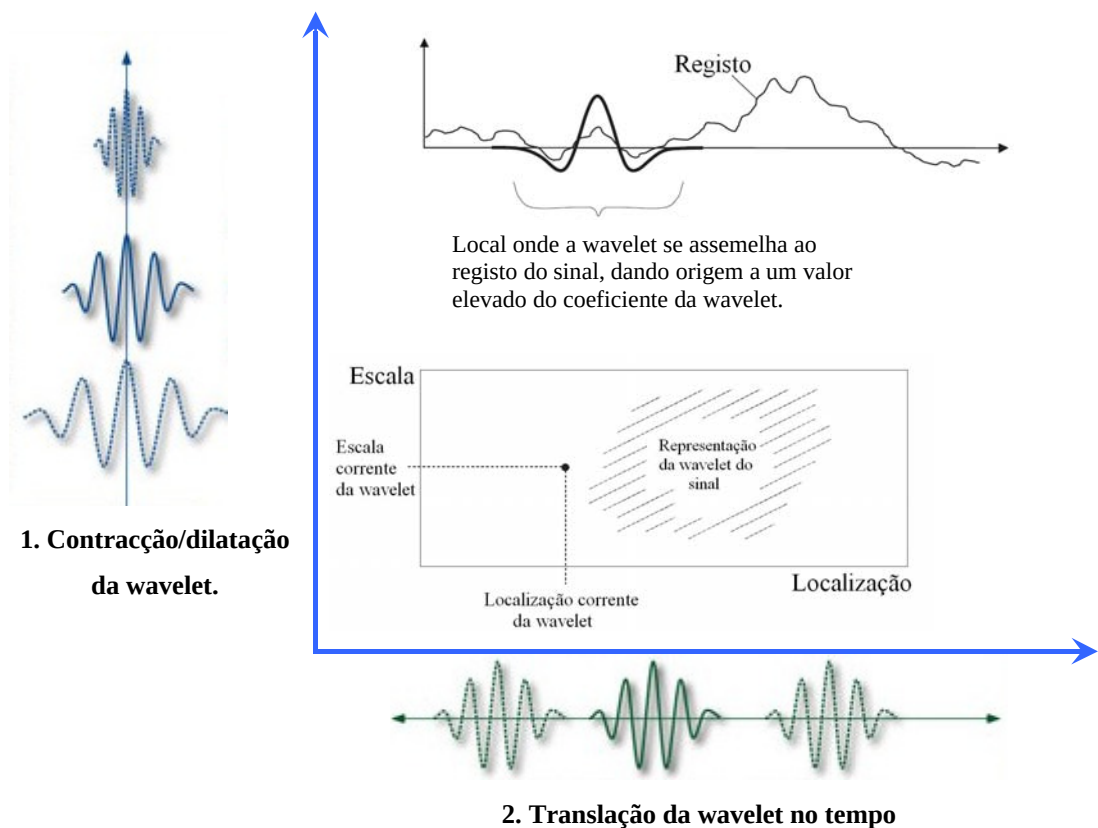


Figura 2.19 - Aplicação da transformada de wavelet na análise de registos.

Transformada de wavelet contínua e discreta

A transformada de wavelet contínua (TWC) relaciona um registo contínuo com a wavelet principal segundo o produto interno:

$$TWC(a,b) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{\infty} s(t) \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) dt \quad (2.11)$$

em que a função $\psi(t)$ representa a wavelet principal, dilatada por um factor de escala a e deslocada por um factor de translação b ; $s(t)$ corresponde a um sinal ou registo de um sensor. O termo em denominador $\sqrt{a}$ corresponde a um factor de normalização de forma a manter a mesma energia em todas as versões da wavelet principal, isto é, garante que a energia da função wavelet seja independente de a e de b . Os coeficientes $TWC(a,b)$, numa dada escala, e factor de translação, representam o quão bem o registo $s(t)$ e a wavelet principal dilatada/transladada se assemelham, isto é, caracterizam o comportamento local de um sinal. Assim, o conjunto de todos os coeficientes $TWC(a,b)$, associados a um dado registo $s(t)$, constituem uma representação da wavelet do sinal em função da wavelet principal $\psi(t)$. O produto da wavelet com o sinal, é integrado ao longo de todo o intervalo de amostragem. Em matemática esta operação é chamada de “convolução”. A forma mais compacta de descrever as funções wavelet é a que é apresentada na equação (2.12).

$$\psi_{a,b}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) \quad (2.12)$$

A transformada contínua de wavelet pode ser representada graficamente num plano tempo-escala, como ilustrado na Figura 2.19. A transformada de wavelet contínua é altamente redundante. Na prática, para obter algoritmos eficientes para determinar a transformada de um registo $s(t)$ e reconstruí-lo à custa de valores da transformada, restringe-se os valores dos parâmetros de escala a e de translação b a valores discretos. Uma escolha usual para essa discretização é a chamada “escala diádica”, definida por:

$$a = 2^{-j}, \quad b = k \cdot 2^{-j}; \quad j, k \in \mathbb{Z} \quad (2.13)$$

Substituindo estes valores na equação (2.11), obtém-se a seguinte família de funções:

$$\psi_{j,k} = 2^{j/2} \psi(2^j t - k); \quad j, k \in \mathbb{Z} \quad (2.14)$$

$j = 1, 2, \dots, J$; $J = \log_2(n)$, n = número de total registos

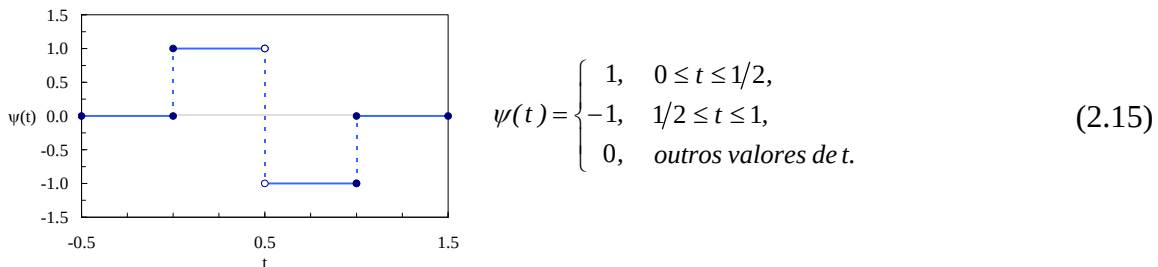
Escolha da wavelet principal

O conjunto formado pela wavelet principal e as suas versões dilatadas e transladadas no tempo ou no espaço também definem uma família de wavelets. Teoricamente, as possibilidades de gerar uma wavelet principal são infinitas. Qualquer função que seja finita no tempo e em frequência pode fazer parte do conjunto de wavelets. A diversidade do método é, em parte, derivada da flexibilidade existente na escolha da wavelet principal. Contudo a escolha correcta da função é fundamental para o sucesso da análise. Enquanto que em muitas aplicações a escolha da wavelet principal se tem baseado em tentativa e erro, na monitorização de estruturas é importante ter em conta as características das funções wavelet, principalmente quando se pretende extrair características locais dos registos (Reda-Taha, *et al.*, 2005).

A escolha da wavelet depende do objectivo pretendido no processamento de um dado registo. O critério para a escolha da wavelet é o de encontrar a função mais adequada para comparar às componentes locais de interesse, presentes no registo.

As wavelets principais definidas com funções matemáticas explícitas, tais como as do tipo Gaussian, Mexican Hat, Shannon e Morlet, não podem ser utilizadas na análise de transformadas de wavelets discretas. Resultados satisfatórios, utilizando transformadas de wavelets discretas, foram encontrados utilizando as wavelets principais de Meyer, Haar e Daubechies na análise de registos da monitorização, com vista à identificação de dano (Ovanesova e Suárez, 2004; Reda-Taha, *et al.*, 2004). Os vários exemplos de aplicação, apresentados na literatura para a análise dos registos da monitorização estrutural, demonstram que de facto não existe uma função wavelet principal que satisfaça todas as

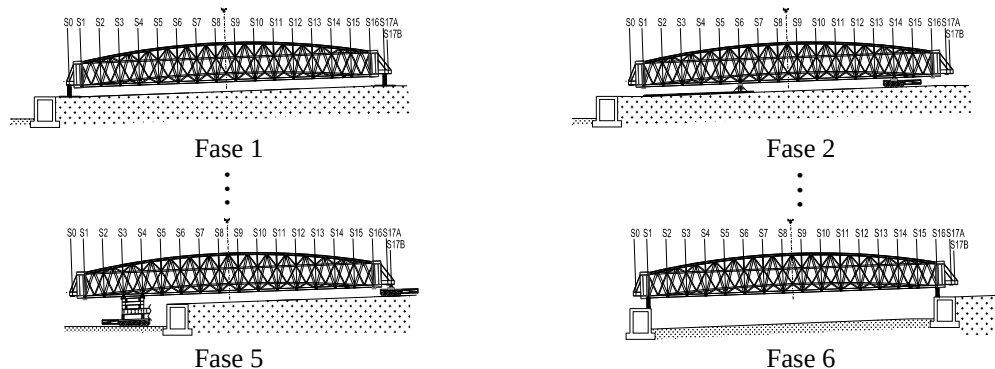
necessidades da monitorização de estruturas. Alguns autores referem que a wavelet principal deve ser seleccionada de acordo com as suas características, incluindo a ortogonalidade, simetria, regularidade, etc. De todas as características exigidas, a ortogonalidade é a mais importante (Liang, *et al.*, 2006). Esta permite que os sinais sejam decompostos e reconstruídos sem perder as suas características iniciais. Em algumas aplicações, a simetria é também uma propriedade fundamental a ser considerada, pois minimiza a distorção dos sinais quando estes são reconstruídos (Staszewski, 1998). As wavelets de Daubechies são as mais utilizadas por permitirem uma análise ortogonal, são simétricas e podem ser usadas na análise contínua (TWC), ou discreta (TWD). Em seguida é apresentado um exemplo das wavelets de Haar. A wavelet principal de Haar é uma das mais conhecidas e representa um caso particular das wavelets de Daubechies (db1), cuja função é definida pela equação (2.15). A sua aplicação na identificação de eventos no domínio do tempo tem conduzido a resultados satisfatórios embora tal não aconteça no domínio da frequência (Soares, 1998).



Aplicação das wavelets na identificação de variações abruptas em registos

Os resultados obtidos durante a construção do viaduto metálico das Andreasas, no Porto, foram usados para testar a eficiência das transformadas de wavelets discretas em detectar variações abruptas em sinais. A escolha dos registos da monitorização durante a construção baseou-se no facto de, todas as operações do processo construtivo terem sido conduzidas de acordo com o agendado no projecto de execução e por se encontrarem muito bem documentadas, com especificação da data e da hora da ocorrência das operações em obra. Por outro lado, esperava-se que estas operações induzissem variações significativas de esforços significativas nas peças.

Um exemplo da aplicação das wavelets na interpretação dos registos da monitorização é apresentado para o caso dos registos obtidos pelo sistema de monitorização durante a fase de construção do Viaduto das Andresas. Na construção do viaduto recorreu-se a um processo construtivo pouco corrente, adiante descrito em pormenor (ver capítulo 4), cujo faseamento se resume na Figura 2.20 (Dimande, *et al.*, 2004c). Iniciou-se pela execução da treliça apoiada em berço metálico, num local próximo da posição definitiva da estrutura. Seguiu-se a colocação parcial das pré-lajes de betão armado e sua solidarização, e de seguida, procedeu-se ao levantamento e ao avanço da estrutura, por meio de macacos deslizantes (*Skidshoes*) e carros de avanço e, finalmente, foi colocada nos apoios definitivos (encontros) localizados nos lados nascente e poente da via da cintura interna (VCI) do Porto. Entre o levantamento e o posicionamento final da estrutura foram colocadas, adicionalmente, pré-lajes como contra-pesos e para dar alguma rigidez às carlingas. No total, foram identificadas 6 fases que correspondem a outras tantas condições de apoio. A fase 1 correspondeu ao levantamento da estrutura e a fase 6 ao posicionamento da estrutura sobre os encontros. Na generalidade das fases, os pontos de apoio coincidiram com os nós de ligação entre as diagonais das vigas principais e as cordas inferiores das mesmas, conforme indicado na Figura 2.20.



Fase 1 – Operação levantamento da estrutura.



Fase 5 – Atravessamento da estrutura sobre a VCI.

Figura 2.20 - Condições de apoio da estrutura durante a fase de construção.

Na Figura 2.21 apresentam-se as deformações registadas nas secções do banzo superior (S7_2) e inferior (S8_2) a meio vão da viga principal sul (Dimande, *et al.*, 2006a). São bem visíveis as variações abruptas nos registos devido às mudanças das condições de apoio da estrutura. Contudo, determinados eventos tais como a colocação e solidarização de pré-lajes adicionais, e a adição de outras cargas permanentes, dificilmente são identificados nos registos.

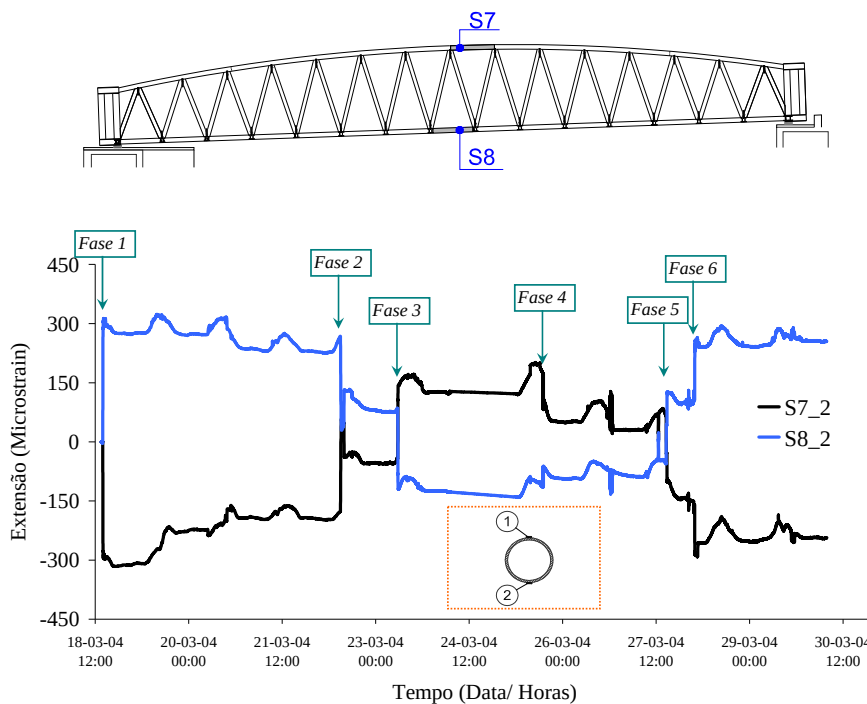


Figura 2.21 – Evolução das extensões nos banzos superior e inferior a meio vão da viga principal sul.

Os registos das deformações na secção S8_2 foram analisados com base na wavelet de Haar (ver Figura 2.22). O resultado da análise do registo das deformações usando a wavelet de Haar mostra claramente que, operações capazes de induzir deformações nas secções instrumentadas e que os seus efeitos não sejam visíveis nos registos, aqui aparecem destacados. Os picos visíveis no gráfico indicam o momento exacto em que a operação ocorreu durante o processo construtivo. Estes resultados serão apresentados de forma mais detalhada no capítulo 4 deste trabalho.

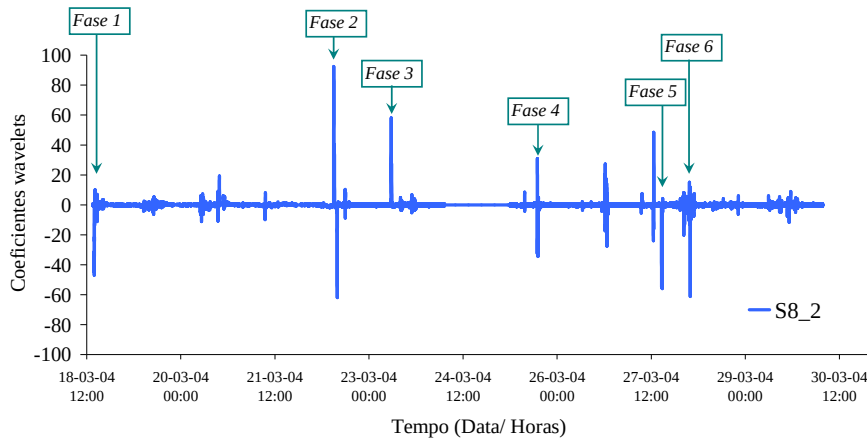


Figura 2.22 – Coeficientes wavelets das deformações registadas pelo sensor S8_2 durante a construção do viaduto das Andreasas, no Porto.

2.5.2.3 Análise em multiresolução

Este conceito foi introduzido por Mallat e Meyer (Mallat, 1989; Meyer, 1992). A ideia chave é considerar aproximações sucessivas para o registo, as quais correspondem a diferentes níveis de resolução, e ter em conta o detalhe que é necessário adicionar para se passar de um determinado nível de resolução para o nível seguinte. A análise em multiresolução conduz naturalmente a um esquema rápido e hierárquico de obtenção dos coeficientes wavelets através da implementação de filtros, como veremos a seguir. Esta permite ainda uma melhor compreensão do comportamento de sinais e extracção de singularidades contidas num dado registo. Na análise em multiresolução, a decomposição do sinal é feita através da implementação de um conjunto de filtros passa-baixo e passa-alto que decompõem o sinal em várias bandas. As características do sinal são separadas em componentes de baixas e altas-frequências e em vários níveis. Uma representação esquemática da análise em multiresolução, também conhecida por algoritmo piramidal de Mallat (Mallat, 1989) é apresentada na Figura 2.23. Neste esquema $G_0(z)$ representa um filtro passa-baixo e $G_1(z)$ representa um filtro passa-alto. A operação $\downarrow 2$ é um operador de sub-amostragem (*downsampling*). Este operador aplicado a um registo reduz, em cada nível, o seu número de amostras pela metade, recuperando apenas os elementos em posições pares, conforme representado por (2.16).

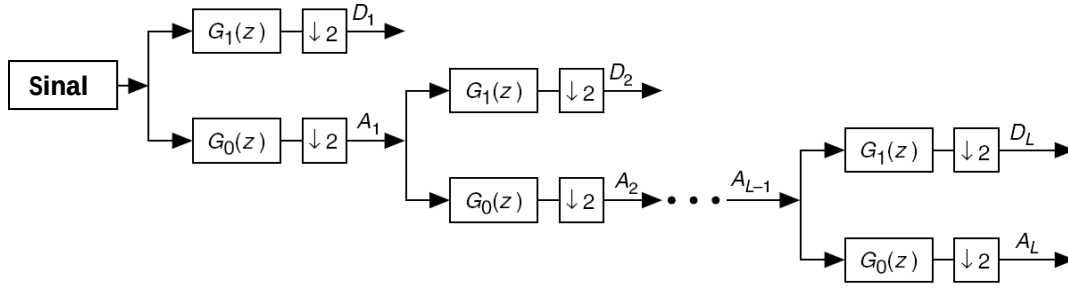


Figura 2.23 – Representação esquemática da análise em multiresolução.

$$(\downarrow 2)s(t) = s_0, s_2, s_4, \dots \quad (2.16)$$

Os filtros passa-baixo removem componentes de alta-frequência do sinal e preservam as variações lentas enquanto que os filtros passa-alto removem as componentes de baixa-frequência do sinal e preservam as componentes de alta-frequência. Os símbolos “A” e “D” representam os coeficientes de aproximação e de detalhe do registo. Para um dado registo $s(t)$, os coeficientes de aproximação $a_{j,k}$ e de detalhe $d_{j,k}$ num determinado nível de resolução j^n podem ser obtidos a partir das seguintes funções:

$$a_{j,k} = 2^{\left(\frac{-j}{2}\right)} \sum_t s(t) \phi(2^{-j}t - k) \quad (2.17)$$

$$d_{j,k} = 2^{\left(\frac{-j}{2}\right)} \sum_t s(t) \psi(2^{-j}t - k) \quad (2.18)$$

onde $\phi(t)$ é denominada função de escala. Esta função permite fazer o alisamento do registo $s(t)$, o que equivale à aplicação de um filtro passa-baixo. $\psi(t)$ é uma função wavelet.

A reconstrução do sinal original é feita em “cascata” com recurso à inversa das transformadas discretas wavelets (Hubbard, 1998). Sendo esta inversa também implementada com recurso ao conjunto de filtros. Os coeficientes de alta-frequência num dado nível podem ser obtidos pela soma dos coeficientes de alta-frequência e de baixa-frequência do nível imediatamente superior, isto é:

$$a_j = a_{j+1} + d_{j+1} ; \quad j = 1 \dots J \quad (2.19)$$

Aplicação da análise em multiresolução

O comportamento de uma estrutura em serviço é, por diversas vezes, afectado por uma complexidade de acções. Esta complexidade é resultado da aleatoriedade das acções externas sobre as estruturas e do comportamento reológico dos seus materiais, resultando numa não-linearidade de comportamentos. Por exemplo, os resultados dos registos das deformações numa dada secção de uma ponte, realizadas num período de amostragem suficientemente longo, contêm informações sobre o estado de deformação dessa secção da estrutura sob efeito das sobrecargas que permitem a aferição de modelos de segurança. Contudo, devido à influência de factores como, a temperatura, humidade do ambiente, insolação directa em partes da estrutura, etc., as informações relativas ao efeito da acção das sobrecargas (por exemplo do tráfego), aparecem ocultas nos registos. Nestes casos, quando se pretende avaliar o efeito da acção destas sobrecargas sobre a secção instrumentada, o efeito de outras grandezas sobre os registos deve ser removido. Usando a análise em multiresolução, o procedimento consiste em decompor o sinal utilizando a análise em multiresolução até à ordem “ J ”, e reconstruir o sinal a partir dos coeficientes de aproximação. O efeito das sobrecargas é obtido pela diferença entre o registo total e a reconstrução do sinal através da expressão (Liang, *et al.*, 2006):

$$\varepsilon_{LL}(t) = \varepsilon(t) - \varepsilon_{ap}(t) \quad (2.20)$$

sendo $\varepsilon_{LL}(t)$ a deformação corrigida, $\varepsilon(t)$ a deformação total medida e $\varepsilon_{ap}(t)$ a aproximação do registo reconstruído a partir de um dado nível.

Um exemplo de aplicação da análise em multiresolução em registos não-estacionários é aplicado a uma amostra de extensões medidas na secção de meio vão do banzo inferior da viga principal norte do viaduto metálico das Andresas. A monitorização em fase de exploração desta obra tem sido feita continuamente desde Abril de 2006. A amostra corresponde a um período de 24 horas de registos efectuados com uma frequência de 1 leitura por minuto o que corresponde a um total de 1441 leituras (ver Figura 2.24). A

variação da temperatura para o mesmo período de amostragem é apresentada na Figura 2.25. Com este número total de amostras o registo das deformações pode ser decomposto até no máximo 10 níveis, isto é, $J = \log_2(1441) \approx 10$ níveis, com a análise em multiresolução.

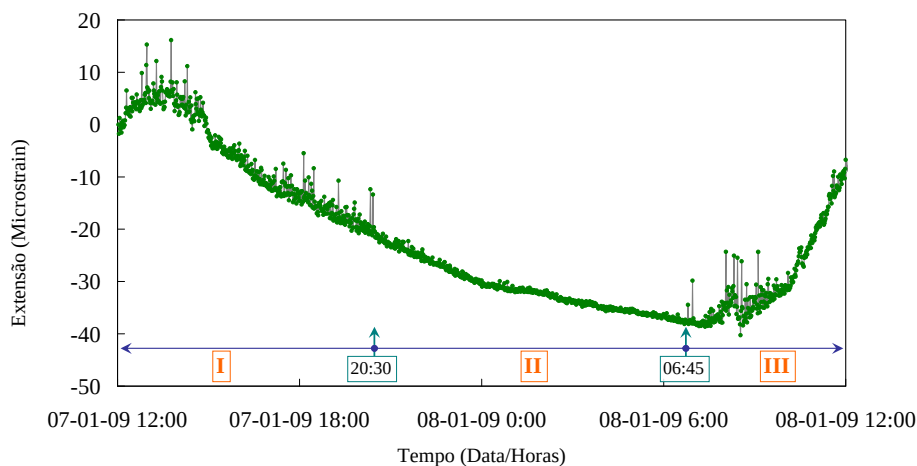


Figura 2.24 – Registo das extensões medidas a meio vão do banzo inferior da viga principal sul.

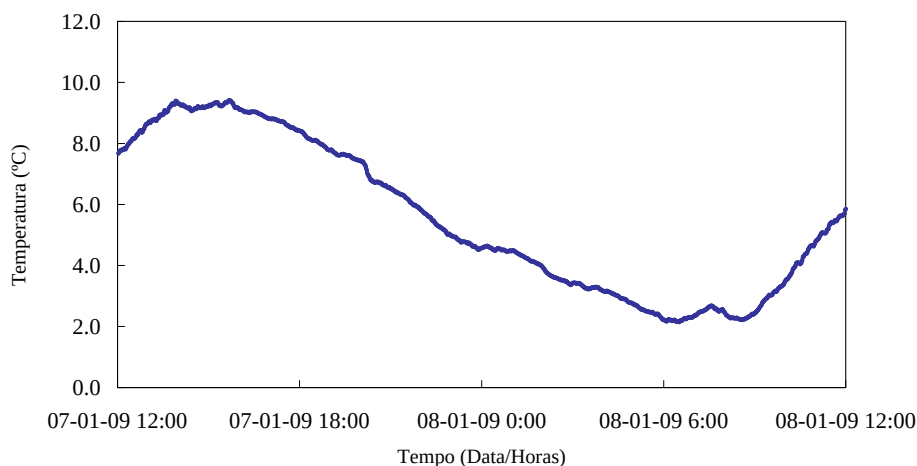


Figura 2.25 – Evolução da temperatura ambiente durante o período de 24 horas.

Na Figura 2.24 é possível observar dois efeitos, nomeadamente a resposta da estrutura com a passagem do tráfego rodoviário e o efeito diário da temperatura sobre estas medições. De referir que o efeito da temperatura é mais significativo na estrutura do que o efeito do tráfego. Salienta-se ainda que os extensómetros instalados nesta estrutura são auto-

compensados para a temperatura, pelo que as deformações registadas devidas às variações térmicas na estrutura podem ser convertidas em tensões induzidas à estrutura. Deste registo é ainda possível caracterizar três períodos de movimento rodoviário na estrutura e que estão bem demarcados no gráfico: dois períodos de intenso tráfego (períodos I e III), caracterizados por elevadas perturbações do sinal e um período com pouco ou nenhum movimento rodoviária na estrutura (período II), caracterizado por um sinal muito estável.

Na Figura 2.26 apresentam-se os 10 níveis de decomposição do registo das deformações em termos de componentes de baixa-frequência (a1 a a10) e de alta-frequência (d1 a d10). As componentes de alta-frequência do registo representam com clareza os períodos de maior movimento do tráfego na estrutura através da identificação de variações abruptas contidas no registo. As componentes de baixa-frequência extraem as variações lentas do sinal devidas ao efeito da evolução diária da temperatura sobre os registos. A eliminação do efeito da temperatura é feita subtraindo, do sinal original das deformações, o sinal reconstruído a partir da componente de baixa-frequência do registo no nível 6 (ver Figura 2.27). A escolha deste nível de decomposição para a reconstrução do sinal prende-se com o baixo nível de perturbação que a evolução da componente de baixa-frequência apresenta a este nível (ver Figura 2.26) o que resulta num sinal reconstruído sem perturbações (ver Figura 2.27).

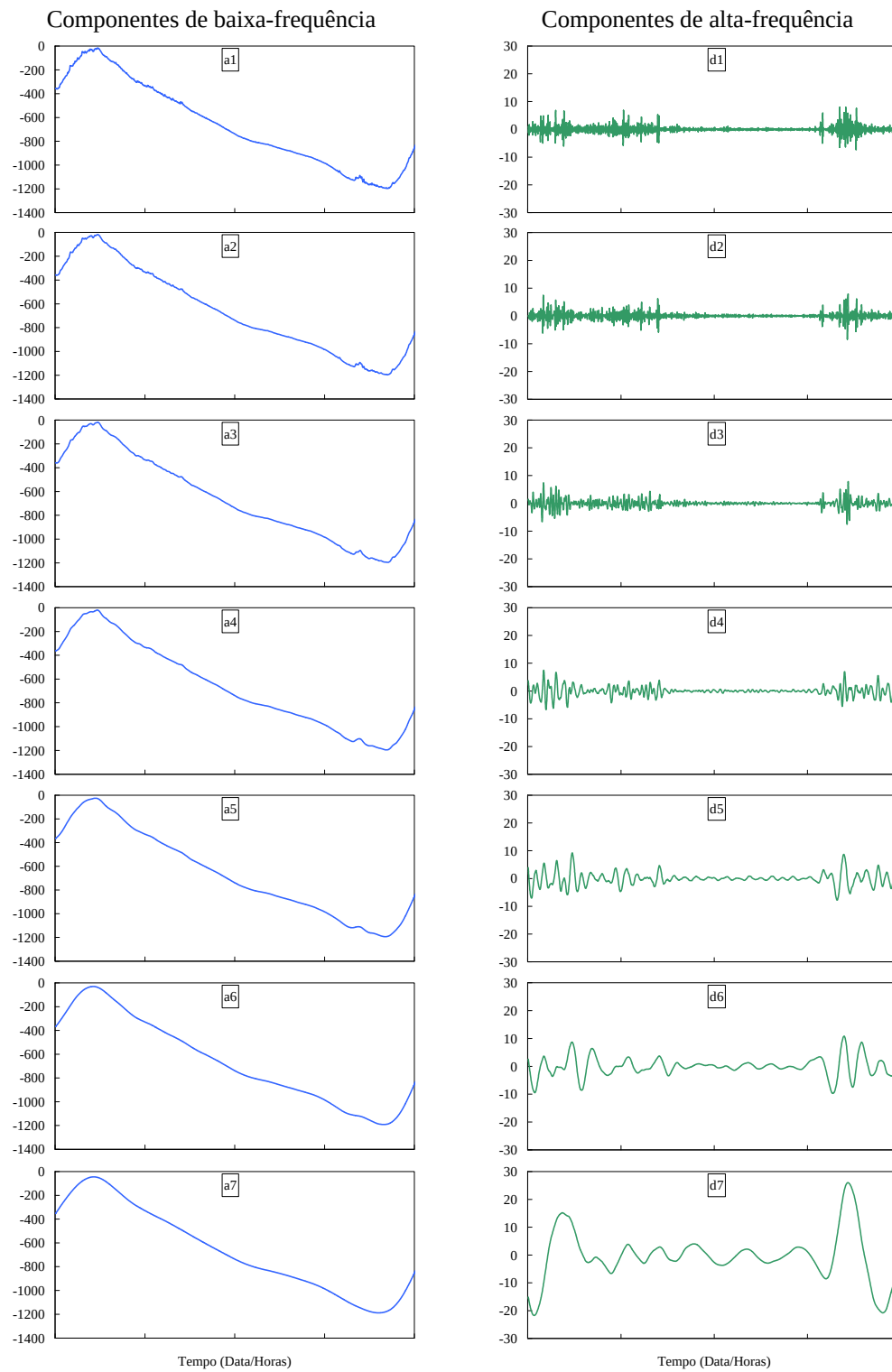


Figura 2.26 – Decomposição do registo das deformações em 10 níveis aplicando as wavelets de Daubechies (db04).

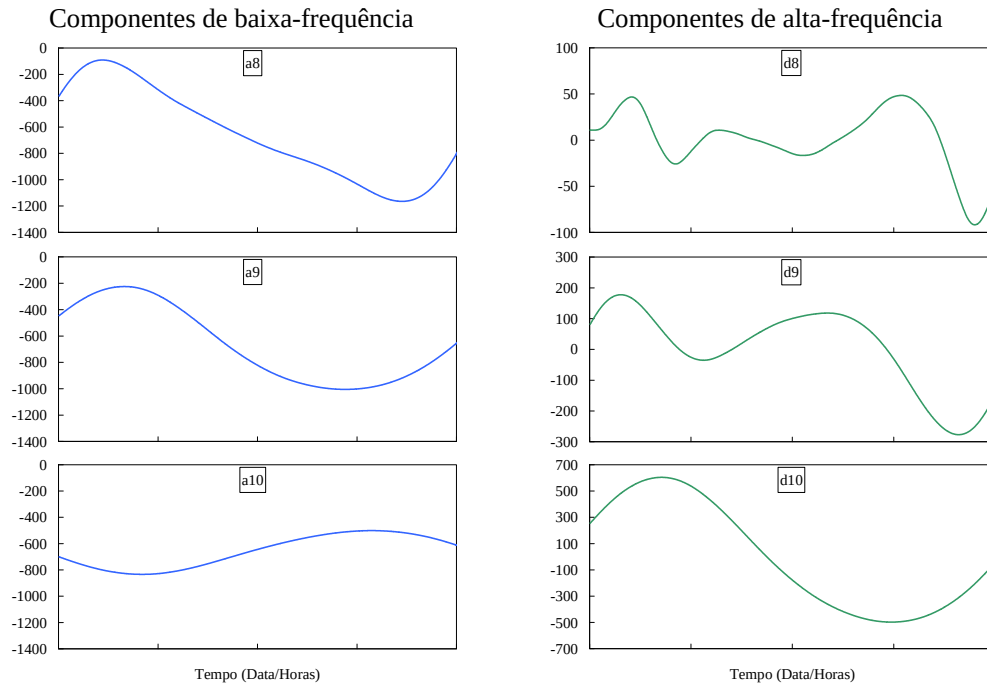


Figura 2.26 – Decomposição do registo das deformações em 10 níveis aplicando as wavelets de Daubechies (db04) (continuação).

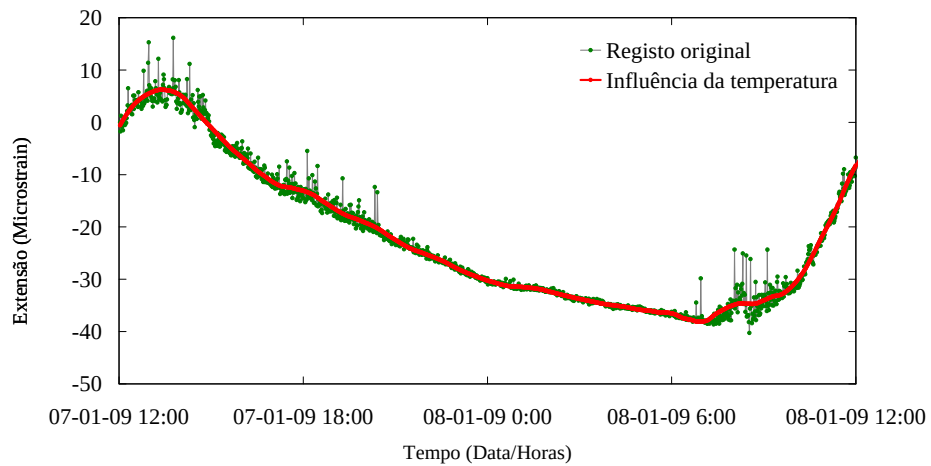


Figura 2.27 – Comparação entre o registo das deformações com o registo reconstruído através da análise em multiresolução.

As deformações registadas para o período de 24 horas e corrigidas da influência da temperatura diária são apresentadas na Figura 2.28. Um posterior tratamento estatístico poderá ser feito sobre esses resultados (identificação de valores máximos e mínimos ocorridos e as frequências de ocorrência) para o estudo, por exemplo, da fadiga. Para o

período de amostragem, a secção em apreço do viaduto, experimentou deformações máximas por tracção de cerca de 10 *microstrains* devido à acção da passagem do tráfego.

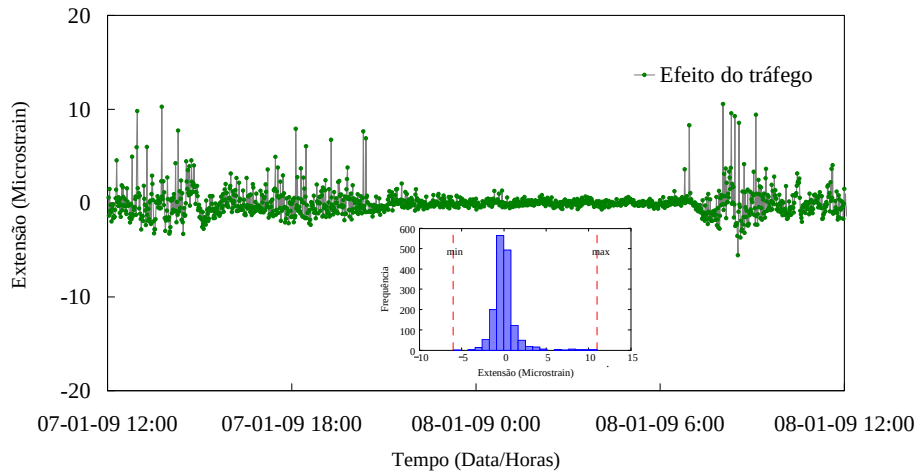


Figura 2.28 – Registo das extensões medidas a meio vão do banzo inferior da viga principal sul com o efeito da temperatura removido.

2.6 Técnicas de ajuste de processos estocásticos

Os processos estocásticos constituem um ramo da teoria da probabilidade, onde se define um conjunto diversificado de modelos que permitem, nas situações frequentes e de interesse prático, realizar o estudo dos fenómenos aleatórios que evoluem com o tempo. O leque das aplicações é tão vasto quanto o dos fenómenos a modelar nas diferentes ciências: economia, gestão, engenharia, física, biologia, etc. Pode definir-se uma série temporal como um conjunto de observações associadas a determinado fenómeno aleatório, efectuadas em períodos sucessivos de tempo e estatisticamente relacionados. Ao analisar uma série temporal pretende-se, de uma forma geral, alcançar dois objectivos, os quais se encontram fortemente relacionados. O primeiro, a descrição, consiste em encontrar um modelo que tenha em conta as relações existentes entre as observações, permitindo a descrição da série temporal. O segundo, diz respeito à previsão de valores futuros a partir do modelo que se descreve. No entanto, uma alteração do comportamento das relações existentes entre as observações poderá indicar a existência de mudanças de comportamento da estrutura e novos estudos poderão ser necessários para avaliar as implicações dessas alterações na segurança da estrutura.

O desenvolvimento de ferramentas funcionais para a caracterização, modelação e previsão, a curto e a longo prazo, dos esforços resultantes em secções instrumentadas, constitui uma tarefa primordial para o acompanhamento contínuo e para a gestão das pontes em serviço. Os programas de gestão de obras de arte necessitam de uma adequada gestão da informação, nomeadamente das solicitações e dos efeitos resultantes da sua acção. Para a realização desta tarefa é fundamental dispor dos registos de grandezas que permitam a caracterização destas estruturas, fazer o tratamento e análise estatística e construir modelos que sejam capazes de se ajustar às séries cronológicas e de antecipar comportamentos futuros. Assim, será possível melhorar a garantia da continuidade da operacionalidade das estruturas e executar as tarefas de manutenção de forma racionalizada e económica. Por exemplo, quando se observam e se estudam os registos obtidos na monitorização de estruturas, acontece muitas das vezes constatar correlações entre registos. Em algumas situações, grandezas aleatórias, tais como a humidade, a temperatura e a pressão, afectam os dados da medição, podendo haver uma dependência entre estes últimos e os primeiros. Se for possível avaliar a correlação entre esses registos, então torna-se também possível construir modelos estatísticos que permitam posteriormente minimizar os efeitos dessas grandezas (Sousa, *et al.*, 2008).

Existe uma vasta gama de modelos teóricos e de técnicas aplicadas no tratamento dos registos experimentais, como os métodos estatísticos convencionais, os modelos estocásticos, auto-regressivos, integrados e de médias móveis (ARIMA), ou os métodos heurísticos, designadamente as redes neuronais artificiais, os algoritmos genéticos, etc.

Nesta secção é descrita e aplicada uma metodologia desenvolvida com base em modelos estocásticos e que se revela como uma ferramenta prática para o tratamento e análise dos dados da monitorização. No desenvolvimento desta ferramenta procurou-se que estes apresentem uma eficiência semelhante a outros modelos alternativos, designadamente os incorporados nos pacotes de software de análise estatística.

2.6.1 Descrição geral da metodologia preconizada

Seguindo de perto a metodologia de modelação de sucessões cronológicas apresentada em (Box, *et al.*, 1994), que inclui as componentes: identificação, estimativa e avaliação de

séries temporais. O esquema geral proposto para a modelação dos dados da monitorização através de modelos estatísticos é o seguinte:

1. Análise da sucessão cronológica. Constituição de séries de acordo com os períodos de observação;
2. Caracterização da sazonalidade;
3. Identificação dos parâmetros a incluir no modelo estatístico;
4. Estimativa dos parâmetros do modelo usando uma ferramenta de optimização;
5. Avaliação da qualidade do modelo;
6. Estudo de modelos alternativos;
7. Selecção do modelo;
8. Aplicação do modelo seleccionado aos registos.

A metodologia inclui, desde logo, como tarefa preliminar, a detecção de erros ou a falta de coerência nos dados, já que a eficiência dum modelo de previsão está muito dependente da informação base usada. Na etapa da identificação, o objectivo consiste em procurar um modelo que descreva a sucessão cronológica. Os registos da monitorização apresentam um carácter periódico com ciclos diários e sazonais. Daí que, a identificação se concentre em modelos que descrevam esses comportamentos. A caracterização da sazonalidade faz-se com recurso a testes para a sazonalidade nos quais são testadas as hipóteses:

H_0 : não existe sazonalidade determinística;

H_1 : existe sazonalidade determinística.

Entre estes testes, destacam-se os testes de Kruskal-Wallis e o teste de Friedman (testes não paramétricos) e um teste F (teste paramétrico) (Morettin e Tolo, 1986). Antes da aplicação dos testes, recomenda-se uma análise preliminar da série através da construção de gráficos, identificação de mudanças abruptas dos registos no tempo e verificar se há presença de outliers. Contudo, as suposições de tais testes raramente são satisfeitas no caso de séries temporais, razão pela qual raramente podem ser aplicados e, mesmo assim, de maneira cuidadosa (Pino, *et al.*, 1994). Na etapa de estimativa são determinados os parâmetros do modelo com recurso a uma ferramenta de optimização. Na avaliação da qualidade do modelo faz-se o controlo da qualidade estatística do modelo e da qualidade

do ajuste. A fase seguinte é relativa à procura de modelos alternativos, eventualmente vizinhos do primeiro modelo seleccionado, já que muitas vezes existem alguns modelos a descrever a sucessão cronológica com igual grau de qualidade. A selecção do modelo a adoptar é baseado no critério apresentado por Akaike (AIC) (Akaike, 1973), conjugando-o com o coeficiente de correlação (R^2).

2.6.2 Caracterização e identificação do modelo da sazonalidade na evolução dos registos da monitorização

É por vezes frequente a presença de comportamentos sazonais nos registos da monitorização de estruturas a longo prazo. Por exemplo a humidade relativa do ambiente evolui sazonalmente ao longo do dia. A temperatura média do ar é conhecida por seguir uma evolução sazonal durante o ano, sendo mais baixa durante o inverno e mais alta no verão. Vários modelos paramétricos têm sido propostos por vários autores para a análise da sazonalidade em dados estatísticos (Jones, *et al.*, 1988; Cleveland, *et al.*, 1990; Makridakis, *et al.*, 1998; Mazzi e Savio, 2003), etc.

Na análise dos dados da monitorização é considerado um modelo aditivo, tal como anteriormente referido na Secção 2.5.1 deste capítulo. De acordo com Jones *et al.* (1988) a evolução dos registos pode ser caracterizada usando-se modelos aditivos através de uma análise de regressão em termos de polinómios trigonométricos, já que muitas funções periódicas podem representar-se por uma combinação linear de senos e cossenos. Esta metodologia tem como principal vantagem a sua fácil programação ou utilização, já que qualquer software comercial dedicado a séries temporais tem a possibilidade de cálculo e de representação gráfica destas combinações. O modelo proposto por Jones *et al.* (1988) correlaciona esta combinação linear e os registos com um período fundamental de 1 ciclo por ano e, quando necessário, podem ser usados harmónicos de ordem superior. A equação (2.21) representa as componentes introduzidas na equação (2.3) sem a componente correspondente à variação a curto prazo ou componente residual.

$$\mu(t_i) = \beta_0 + \beta_1 t_i + \sum_{k=1}^p [\beta_2 \cos(2k\pi m_i) + \beta_3 \sin(2k\pi m_i)], \quad m_i = \frac{t_i}{T} \quad (2.21)$$

onde $\mu(t_i)$ é, neste caso, a série temporal dos resultados da monitorização, t_i é o tempo em dias correspondente à frequência de aquisição, T é período fundamental da sazonalidade ($T = 365$ dias), p é o numero de termos na soma, β_0 é a ordenada na origem dos registos, β_1 corresponde à tendência crescente ou decrescente dos registos, β_2 e β_3 definem a amplitude sazonal dos registos.

2.6.3 Estimativa dos parâmetros do modelo

Três modelos foram testados, nomeadamente os modelos A, B e C. Os modelos A e B consideram na equação (2.21) valores de $p = 1$ e $p = 2$, respectivamente. O modelo C corresponde ao modelo proposto por Jones *et al.* (1988), considerando $p = 1$ e introduzindo parâmetros β_j adicionais. Os três modelos são apresentados nas equações (2.22), (2.23) e (2.24).

$$\text{Modelo A:} \quad \mu(t_i) = \beta_0 + \beta_1 t_i + \beta_2 \cos \frac{2\pi t_i}{365} + \beta_3 \sin \frac{2\pi t_i}{365} \quad (2.22)$$

$$\text{Modelo B} \quad \mu(t_i) = \beta_0 + \beta_1 t_i + \beta_2 \cos \frac{2\pi t_i}{365} + \beta_3 \sin \frac{2\pi t_i}{365} + \beta_4 \cos \frac{4\pi t_i}{365} + \beta_5 \sin \frac{4\pi t_i}{365} \quad (2.23)$$

$$\text{Modelo C:} \quad \mu(t_i) = \beta_0 + \beta_1 t_i + \beta_2 \cos \left(\beta_3 \frac{2\pi t_i}{365} \right) + \beta_4 \sin \left(\beta_5 \frac{2\pi t_i}{365} \right) \quad (2.24)$$

Para os modelos preconizados, a estimativa dos parâmetros β_j é feita recorrendo ao método dos mínimos quadrados, ou seja, minimizando:

$$S(\beta) = \sum_{i=1}^n [f(\beta_j, t_i) - y(t_i)]^2 \quad (2.25)$$

onde $S(\beta)$ representa a soma do quadrado dos desvios, $y(t_i)$ corresponde ao conjunto de dados observados, $f(\beta_j, t_i)$ é a função que define o comportamento do conjunto de dados, e β_j é o conjunto de coeficientes da curva que melhor se ajusta aos dados experimentais. A

determinação do conjunto de coeficientes β_j da curva é feita resolvendo o sistema de equações, definido pela equação (2.26).

$$\frac{\partial}{\partial \beta_j} S(\beta) = 0, \quad j = 0, 1, 2, \dots \quad (2.26)$$

O ajuste de curvas teóricas aos registos experimentais inclui as seguintes vantagens (Sousa, *et al.*, 2008): i) possibilidade de preenchimento de dados experimentais em falta em situações em que há falha na leitura ou quando estas são impropriamente gravadas; ii) interpolação de dados, isto é, permite estimar dados de leituras, em situações em que o intervalo entre leituras seja demasiado grande; iii) extrapolação de dados ou seja, permite estimar pontos para além dos pontos adquiridos, antes ou depois de um conjunto de medições efectuadas (previsão).

2.6.4 Selecção e avaliação da qualidade do modelo

Tradicionalmente, a avaliação da qualidade do ajuste dos modelos teóricos aos registos experimentais faz-se recorrendo à determinação do coeficiente de correlação R^2 . Portanto, um coeficiente de correlação de 1.0 (100%) dá indicação de uma perfeita correlação entre o modelo teórico e os registos experimentais. No entanto, nem sempre um coeficiente de correlação elevado corresponde ao melhor modelo de previsão. A maioria dos modelos de regressão baseiam-se no valor de R^2 na escolha do melhor modelo. Contudo, para um dado intervalo de amostragem, modelos que se correlacionam muito bem com os registos experimentais normalmente apresentam uma fraca correlação com os registos fora desse intervalo analisado (Box, *et al.*, 1994).

O critério de Akaike, designado na literatura inglesa por *Akaike's Information Criterion* (AIC), é um critério alternativo ao uso do coeficiente de correlação para a selecção do modelo apropriado que caracterize o comportamento dos registos (Akaike, 1973; Yi, *et al.*, 1988). A aplicação do AIC dará indicações sobre a qualidade de ajuste entre os modelos teóricos e os registos, tendo em conta o número de parâmetros mínimos necessários para descrever a evolução dos registos de forma a terem uma interpretação mais acessível,

sendo considerado melhor o modelo que apresenta menor valor de AIC (Akaike, 1973; McQuarrie e Tsai, 1998). O valor de AIC é dado por:

$$AIC = 2k + N \ln \left[\frac{S(\beta)}{N} \right] \quad (2.27)$$

onde k corresponde ao número de parâmetros do modelo teórico, N é o número total de leituras e $S(\beta)$ representa a soma do quadrado dos desvios, definido pela equação (2.25).

2.6.5 Aplicação dos modelos propostos aos registos experimentais

Nesta secção são aplicados os procedimentos e os modelos preconizados aos registos da temperatura do aço (sensor TS2_Nor, ver Figura 2.29) de uma secção de arranque do arco da ponte pedonal Pedro e Inês. Os registos têm vindo a ser adquiridos continuamente durante cerca de 2.5 anos. Uma vez que existe uma grande variabilidade dos valores observados diariamente, os modelos preconizados são ajustados à evolução sazonal do valor médio das observações (ver Figura 2.30). Esta evolução média dos registos é determinada recorrendo ao método de Loess, já apresentado na Secção 2.5.1 deste capítulo. São determinados os parâmetros para cada um dos três modelos e os respectivos valores de AIC e R^2 . O modelo mais apropriado para descrever o comportamento dos resultados experimentais é escolhido com base no critério de Akaike (AIC).

As Figuras 2.31 a 2.33 apresentam os três modelos propostos ajustados à evolução da temperatura média do aço. Em geral, todos os modelos apresentam uma boa correlação com a evolução da temperatura média do aço, sendo o modelo B o que apresenta um valor de R^2 maior. Segundo o critério de AIC, o modelo A é o que melhor caracterizará a evolução dos registos, visto que apresenta menor valor deste parâmetro.

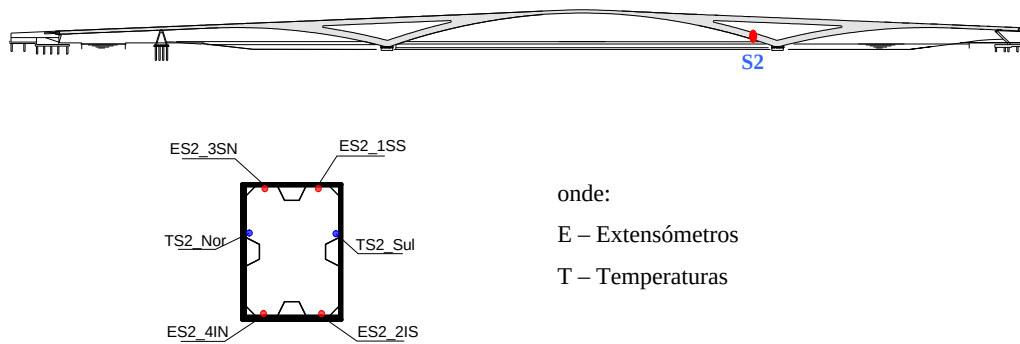


Figura 2.29 – Secção do arranque do arco instrumentada com extensómetros eléctricos (ES2) e com sensores de temperatura (TS2).

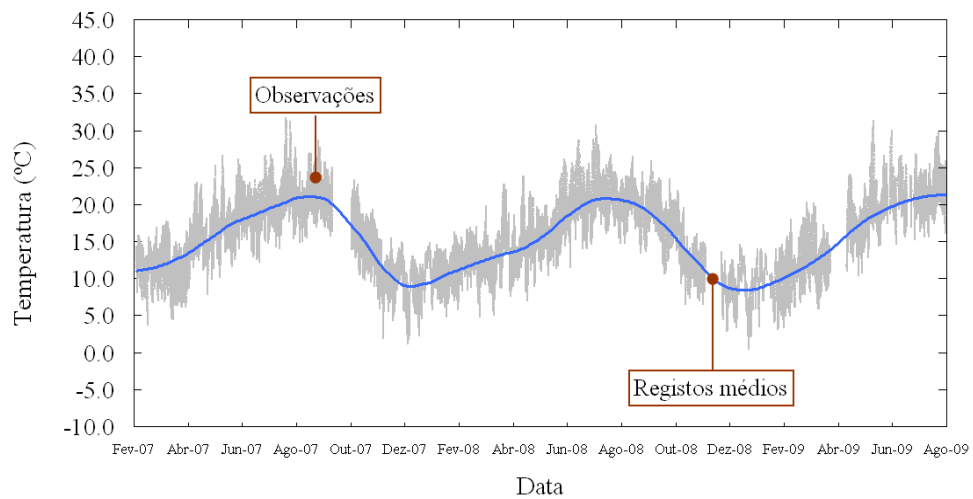


Figura 2.30 – Evolução do registo da temperatura do aço e sua evolução média.

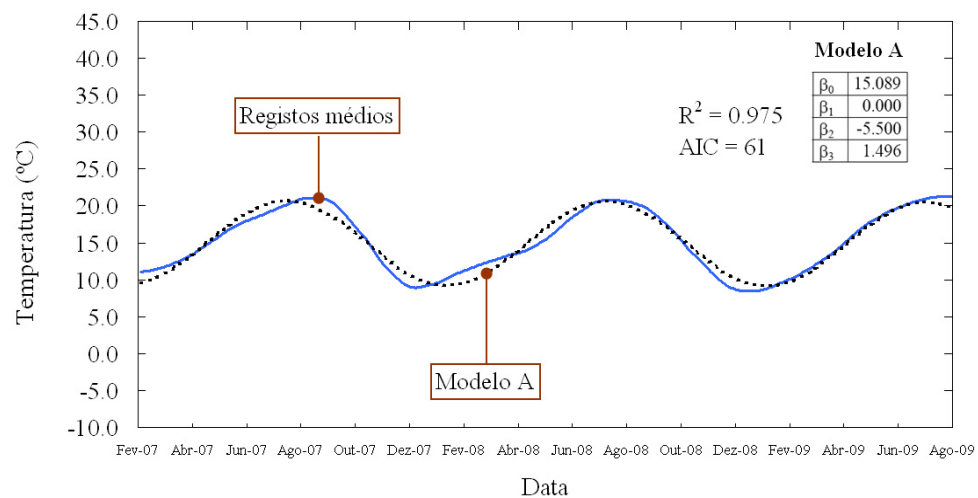


Figura 2.31 – Ajuste do modelo A à evolução da temperatura média do aço.

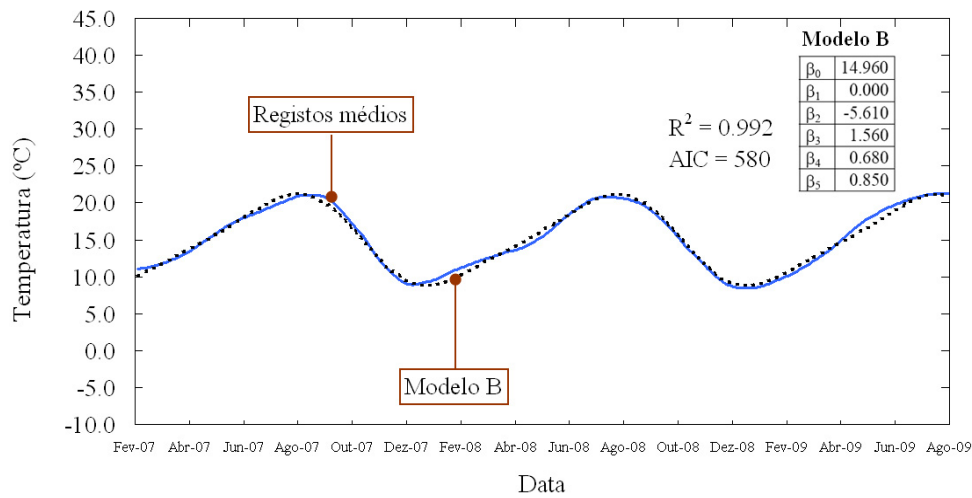


Figura 2.32 - Ajuste do modelo B à evolução da temperatura média do aço.

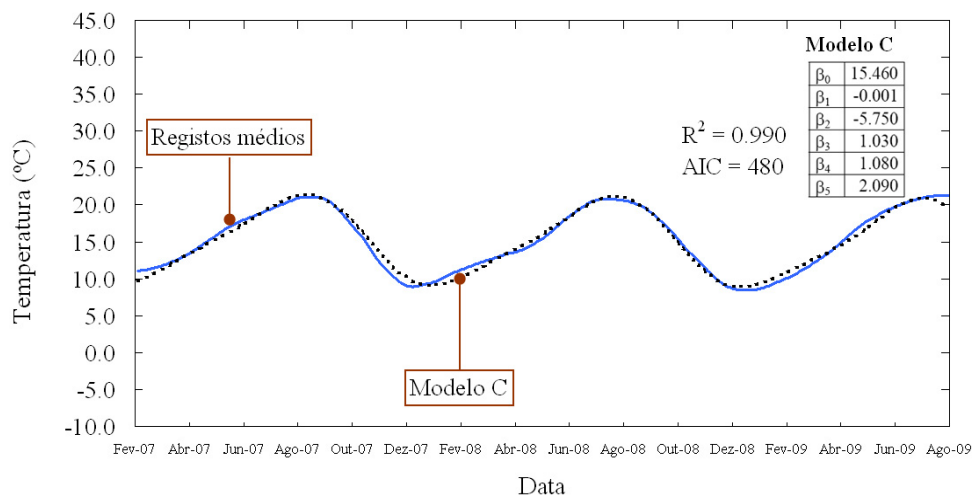


Figura 2.33 - Ajuste do modelo C à evolução da temperatura média do aço.

De acordo com o modelo seleccionado (modelo A), a temperatura média do aço não apresentou nenhuma tendência crescente ao longo destes anos de observação (veja-se o valor de $\beta_1 \approx 0.0$). A Figura 2.34 apresenta a evolução da temperatura do aço com a evolução dada pelo modelo “A” seleccionado, cuja previsão de valores futuros se apresenta adequada.

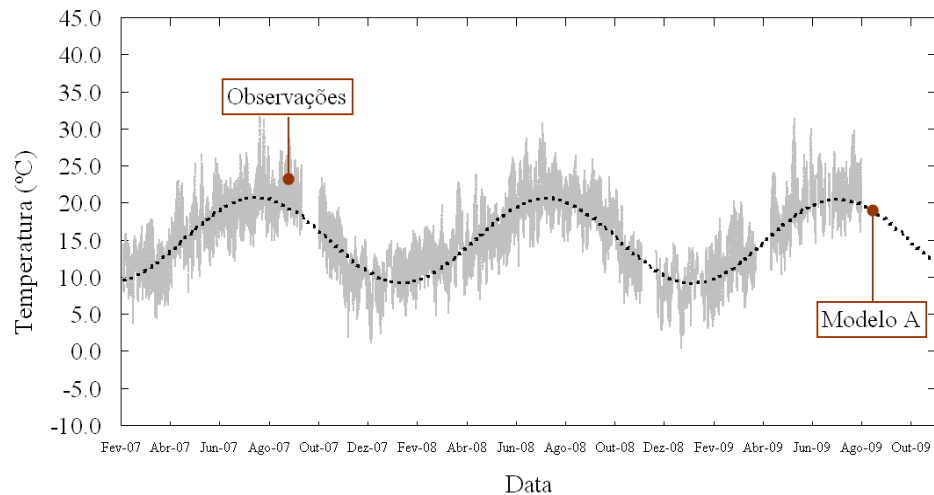


Figura 2.34 – Evolução da temperatura do aço e o modelo A de previsão.

2.7 Considerações finais

Pretendeu-se neste capítulo descrever os objectivos da monitorização de obras de arte, bem como os benefícios da implementação de um sistema de monitorização em todas as fases da vida de uma obra, nomeadamente durante as fases de construção, de verificação de conformidade inicial (ensaio de carga), de serviço, e de reparação e reforço. Foi ainda dada atenção aos componentes que compõem um sistema de monitorização de estruturas, tendo-se referido alguns critérios importantes a ter em conta na escolha desses componentes.

A parte final do capítulo aborda aspectos relacionados com a análise e tratamento dos dados da monitorização, procurando-se referir de forma sucinta algumas técnicas de tratamento de registos da monitorização, dando mais ênfase ao uso de funções wavelets. A aplicação, ou desenvolvimento, de algoritmos de tratamento de dados e de análise de resultados permitem a obtenção de um conhecimento de nível superior. Conhecimento este, útil na prevenção de situações de dano e no auxílio na gestão das estruturas monitorizadas. A questão da influência de factores ambientais sobre os registos pode ser vista sob diversas perspectivas, cada uma delas mais enfatizada por um determinado método. A sua escolha depende da adequação a cada finalidade que se dá aos registos da monitorização. A utilização de funções wavelets no tratamento dos registos da monitorização de estruturas, pode ser vista como uma aplicação directa das técnicas que

foram desenvolvidas em outras diferentes áreas de investigação, tais como a matemática pura, a física, a engenharia electrotécnica e as ciências de computação que de certa forma se assemelham em determinadas matérias com a engenharia civil, mais concretamente no que diz respeito ao comportamento de sinais eléctricos. Com as novas ferramentas de processamento de dados da monitorização e as relações multidisciplinares com outras áreas de engenharia e ciências, poderemos estar perante uma nova evolução na monitorização de estruturas.

Capítulo 3

Instrumentação de Obras

3.1 Introdução

A instrumentação de obras, com vista à sua monitorização a curto ou longo prazo, constitui também uma técnica de diagnóstico não-destrutiva que pode ser usada para, objectivamente, avaliar o estado das estruturas. Esta permite, de forma realística e com alguma precisão, quantificar mudanças no comportamento estrutural das obras através da medição contínua ou periódica de determinadas grandezas criteriosamente seleccionadas. No entanto, isto não significa que, as técnicas de inspecção visual correntes devam ser postas de lado em detrimento da instrumentação das obras, pelo contrário, estas devem ser complementadas por uma instrumentação técnica e economicamente justificada para que sejam atingidos os objectivos propostos. A instrumentação de obras não permite responder a todas questões relacionadas com o desempenho das estruturas, mas pode ser usada como um ponto de partida para uma avaliação racional do estado das obras (Lenett, *et al.*, 2001). Adicionalmente, o recurso a modelos numéricos de análise tem permitido interpretar e validar as grandezas resultantes da instrumentação e monitorização de obras, avaliando desta forma, a eficácia da instrumentação aplicada em obra. A medição destas grandezas é realizada com recurso a um conjunto de sensores que fazem parte integrante de um sistema de monitorização e, por sua vez, da estrutura.

A instrumentação de uma obra é realizada através da implementação de um projecto de monitorização realizado com base num estudo detalhado do seu comportamento. São definidas as secções críticas a instrumentar, as grandezas de interesse e o número de sensores a instalar. Quando se prevê a instrumentação com vista ao acompanhamento da estrutura desde a fase de construção, todos os cenários possíveis, relativos ao processo construtivo, devem ser avaliados de modo a garantir a observação e a segurança de todo o processo de construção.

No projecto de monitorização devem ser especificados os requisitos de robustez e de durabilidade da instalação e da utilização, e as características técnicas dos equipamentos de medição, de comunicação e de transmissão de dados (Dimande, *et al.*, 2008b).

Na instrumentação de obras pode distinguir-se entre grandezas caracterizadoras do comportamento global (como deslocamentos, flechas, rotações, forças, abertura de juntas de dilatação, deslocamento de aparelho de apoios, reacções de apoio) e grandezas caracterizadoras do comportamento local da estrutura (como por exemplo, tensões, extensões e a abertura de fendas). No que diz respeito à caracterização das condições ambientais, na obra ou nas proximidades desta deve ser instalada uma estação meteorológica contendo sensores capazes de medir as condições ambientais de temperatura, humidade relativa, pluviosidade, radiação solar, direcção e velocidade do vento (Félix, 2004).

Em determinadas obras atribui-se grande relevância às questões ambientais. Na maior parte dos casos a temperatura tem assumido um papel relevante na instrumentação dessas obras. A variação da temperatura, além de induzir deformações ou tensões nos elementos estruturais, também afecta as características dos instrumentos (ou equipamentos) de medição. Este facto conduz também à conveniência de se instalar na estrutura termómetros em número suficiente para registo da respectiva distribuição, pelo menos nas secções instrumentadas.

Apresentam-se neste capítulo os procedimentos usados na instalação de sensores que mais correntemente têm sido utilizados na monitorização do comportamento de obras de arte, alguns dos quais são objecto de aplicação nos casos de obra que serão tratados no âmbito

deste trabalho. As grandezas que estes sensores medem são as deformações, rotações, deslocamentos e temperaturas.

3.2 Aplicação de sensores em obra

Esta secção descreve sucintamente os sensores mais usados na instrumentação de estruturas de engenharia civil, o seu funcionamento, e os procedimentos de preparação em laboratório e de instalação em obra.

A instalação de sensores constitui uma das mais importantes operações quando se implementa numa determinada obra um sistema de monitorização. A qualidade da instalação e a robustez dos componentes do sistema de monitorização ditará a fiabilidade dos resultados obtidos com o sistema de monitorização. Para garantir uma adequada instalação é imprescindível a existência de uma equipa bem treinada e dispor de um rigoroso controlo de qualidade. A aplicação de sensores em obra, principalmente quando se trata de monitorizar estruturas desde a construção, envolve duas fases, nomeadamente, a fase de concepção e a fase de instalação. Na primeira fase é feita a análise do projecto de cálculo e do faseamento construtivo da obra e desenvolve-se a partir deste o projecto de instrumentação. É feita uma pesquisa detalhada dos sensores, cabos e sistemas de aquisição disponíveis no mercado em termos de custos, testes em laboratório, e o tempo de utilização útil dos sistemas. São estudadas as técnicas de instalação em obra e avaliada a robustez dos sistemas face às condições reais da obra. Os testes em laboratório incluem: i) ensaios simulando as condições próximas da realidade da obra; ii) avaliação de várias técnicas de instalação em obra e selecção da que mais se adequa à realidade da obra, tendo em conta todos os condicionantes (tais como, acessibilidade aos pontos a instrumentar, trabalhos em altura, graus de dificuldades de instalação em cada ponto e as condições ambientais no momento da instalação dos componentes); iii) caracterização da resposta dos sensores e dos sistemas de aquisição usando sistemas calibrados em laboratório, simulando as condições da obra, tão próximas quanto possível; iv) estudo de soluções de protecção de todos os componentes do sistema de monitorização (como, sensores, cablagens e sistemas de aquisição) contra eventuais impactos mecânicos, humidades e sobre-tensões eléctricas; e se possível, através da utilização de caixas de protecção ambiental, pinturas tipo

hidrófugas, equipamento de protecção contra sobre-tensões e instalação de fios terra e; v) adaptação dos sensores às condições reais de obra (através, por exemplo, do seu encapsulamento prévio em laboratório). Nesta fase, são ainda considerados alguns factores que, de certa forma, podem condicionar o processo de instalação como, alterações inesperadas das condições ambientais em obra, coordenação dos trabalhos da equipa de monitorização com o andamento da obra.

Na fase de instalação, para garantir o seu sucesso, procura-se seguir os procedimentos previamente estudados em laboratório. Se houver possibilidade de instalação de sensores em elementos ou dispositivos componentes da estrutura ainda em fábrica ou no estaleiro, esta deverá ser feita tendo em conta a orientação desses elementos na estrutura, distâncias relativas dos pontos instrumentados aos pontos de referência na estrutura (por exemplo, aos apoios mais próximos ou encontros). Esta prática tem-se revelado eficaz e garante que, na altura da montagem, os componentes já estejam instrumentados, o que permite, por vezes, monitorizar tanto o seu transporte da fábrica para o local da obra e durante a sua montagem na estrutura (Lebet, 2005). Esta solução garante ainda que, os esforços induzidos na peça instrumentada devido à montagem de peças subsequentes, sejam devidamente monitorizados.

Em seguida, são apresentados alguns dos sensores mais usados na monitorização de um conjunto de obras de referência que fazem parte da experiência adquirida pelo autor nos diversos trabalhos em que esteve envolvido no seio da unidade de investigação LABEST.

3.2.1 Sensores de deformação

Os instrumentos destinados à medição pontual da extensão são designados extensómetros, podendo ser de aplicação à superfície ou de embeber. Os primeiros estão especialmente indicados para estruturas de madeira, alvenaria, aço, ou ainda de estruturas de betão existentes. Os extensómetros de embeber são os mais indicados na medição das extensões em estruturas de betão, necessitando para isso de ser instalados previamente à betonagem. Os extensómetros eléctricos de resistência, e os de corda vibrante ou em fibra óptica, são os correntemente usados para medir extensões em aplicações de engenharia civil. Destes três tipos, os extensómetros eléctricos são os mais acessíveis em termos de custo e são os

que têm sido mais utilizados, principalmente na instrumentação de estruturas metálicas, de varões de aço, etc. Contudo, estes tornam-se menos atractivos quando a distância entre os pontos instrumentados e a unidade de aquisição de sinal se torna maior. Esta limitação resulta da elevada susceptibilidade dos extensómetros eléctricos sofrerem interferências electromagnéticas e electrostáticas, provenientes de fontes externas, devido aos baixos níveis de tensão produzidos pelo sensor durante a medição. Em situações em que um sinal não-condicionado é transmitido numa distância consideravelmente longa, o ruído eléctrico sobrepõe-se aos campos electromagnéticos e electrostáticos tornando o sinal demasiado ruidoso, o que pode conduzir a uma imprecisão das medições e a uma incorrecta interpretação dos resultados. Esta questão é mais crítica quando são efectuadas medições dinâmicas para avaliar os parâmetros dinâmicos de uma determinada estrutura. Nestes casos, o recurso a técnicas de pós-processamento como a filtragem do sinal pode conduzir a alterações das características do sinal original. A adopção de um condicionador de sinal, instalado junto ao sensor, para elevar o nível de tensão gerado pelo sensor, minimiza este efeito.

A sensibilidade dos extensómetros eléctricos à humidade é outro aspecto a ter em conta quando se projecta uma instrumentação com o fim de monitorizar o comportamento de uma determinada estrutura durante um período alargado principalmente quando implantada em ambientes particularmente agressivos (como por exemplo, estruturas construídas junto ao mar, a rios, ou em ambientes com elevado teor de humidade relativa). A acção da humidade pode causar a perda da referência do sinal. Nestes casos, uma adequada protecção higrométrica poderá minimizar os efeitos causados pela humidade.

Os extensómetros de corda vibrante baseiam-se no facto de existir uma relação entre a frequência de vibração de uma corda e a tensão a que essa corda está sujeita. À variação de extensão do sensor imposta pela estrutura à qual está aplicado, corresponde a uma variação de tensão na corda e, por consequência, uma variação de frequência de vibração desta. Quando se têm distâncias apreciáveis (superiores a 1.5 km) entre os pontos instrumentados e os equipamentos de aquisição, estes sensores tornam-se atractivos. O seu sinal pode ser transmitido ao longo dos cabos que ligam o sensor ao equipamento de aquisição, sem degradação apreciável, desde que se utilizem cabos de secção apreciável e devidamente blindados. A instalação destes sensores é relativamente simples e não há restrições

especiais para a sua aplicação em estruturas de betão ou em ambientes agressivos, quando estes são embebidos na estrutura. Contudo, quando o espaço disponível para a instalação de sensores é reduzido estes podem apresentar desvantagens, devido às suas dimensões.

Os sensores em fibra óptica relacionam a deformação com uma determinada característica da luz (intensidade, comprimento de onda ou fase), sendo completamente imunes a interferências electromagnéticas e electrostáticas e de reduzidas dimensões, podem ser usados com inúmeras vantagens em diversas aplicações. Actualmente, o custo destes sensores e dos equipamentos de aquisição constituem um factor que os torna atractivos, em geral, apenas em aplicações muito específicas ou de elevadas dimensões.

3.2.1.1 Extensómetros de resistência

Os extensómetros de resistência eléctrica são geralmente aplicados à superfície de elementos estruturais e ligados a um sistema de aquisição por meio de um cabo condutor. A Figura 3.1 apresenta um extensómetro de colar protegido das condições ambientais (Félix, 2004). Quando o elemento estrutural experimenta deformações mecânicas, a mudança do seu comprimento à superfície é transmitida ao extensómetro através da interface entre o sensor e a superfície do elemento estrutural instrumentado. Para garantir que a extensão registada corresponde efectivamente à deformação mecânica sofrida pelo material, é importante, além da selecção da cola e das técnicas de colagem, a selecção do extensómetro apropriado, tendo em conta o material de fabrico do extensómetro, as dimensões do sensor (comprimento e largura da grelha), a sua resistência nominal, e os coeficientes de dilatação térmica do extensómetro e do material a ser instrumentado.

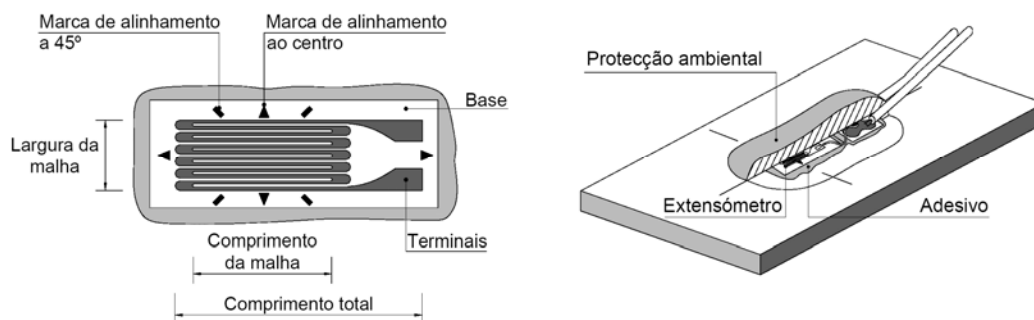


Figura 3.1 – Extensómetro de resistência.

Seleccção dos extensómetros

Os extensómetros de resistência são produzidos com características distintas e para diferentes aplicações. Antes da aplicação, é necessário verificar se o sensor seleccionado apresenta características compatíveis com o material e ambiente em que será instalado. Em geral, os critérios para a selecção destes sensores são os seguintes: a precisão e a estabilidade das medições; a extensão máxima; as condições ambientais propícias para o funcionamento destes sensores (humidade e gama de temperaturas de funcionamento); a facilidade de instalação; o tipo e a duração das medições. Por exemplo, a extensão mecânica aplicada ao extensómetro não deve exceder o seu limite de elasticidade. Este valor é cerca de 3000 *microstrains* nos extensómetros correntes. O custo de aquisição não é, em geral, condicionante, pois constitui, normalmente, uma pequena fracção do custo total da instalação.

- **Sensibilidade do extensómetro** – o principal componente que determina a sensibilidade de um extensómetro de resistência é a sensibilidade do material de que é feita a sua malha condutora, sendo que, as ligas de *constantan*, de *nickel-cromo* e *isoelásticas* são as mais usadas no seu fabrico. Das três ligas, a liga de *constantan* é a mais usada devido à sua elevada sensibilidade em captar pequenas deformações mecânicas e pelo facto de o factor de ganho do extensómetro (*gage factor*) ser relativamente insensível às deformações mecânicas impostas ao sensor e às variações de temperatura. Por outro lado, a liga de *constantan* é caracterizada pela elevada resistência à fadiga e pela capacidade de deformação elevada sem, no entanto, atingir a plastificação.
- **Encapsulamento do extensómetro** – o encapsulamento da malha do extensómetro para colar é feito à base de material plástico (por exemplo, poliamida, epóxi, etc.), com o intuito de permitir um melhor manuseamento durante o transporte ou instalação. Este confere ao sensor algum isolamento eléctrico entre a malha condutora e a superfície da peça instrumentada. As bases mais comuns são feitas de poliamida. A escolha deste material reside no facto de ser extremamente flexível e por conseguir-se fabricar placas muito finas sem correr o risco de quebrá-las. Os extensómetros para soldar têm uma base metálica adequada à soldadura por pontos.

- **Comprimento da malha condutora** – o comprimento da malha condutora é um parâmetro usado também para definir as características de um extensómetro. Este representa, o comprimento activo ou o comprimento que confere sensibilidade ao extensómetro (ver Figura 3.1). Os extensómetros encontram-se disponíveis em vários comprimentos de malhas condutoras. No entanto, não existem considerações especiais para esta característica. Na prática, são mais usados extensómetros com comprimentos da malha condutora entre 3 mm a 6 mm, devido à sua facilidade de instalação e custo reduzido. Extensómetros com comprimentos da malha condutora muito reduzidos são vantajosos quando se pretende medir extensões em pontos localizados, pelo facto de, os extensómetros mais compridos tenderem a dar o valor médio da extensão da área abrangida pela sua grelha, conforme exemplifica a Figura 3.2 (Vishay, 2007a).

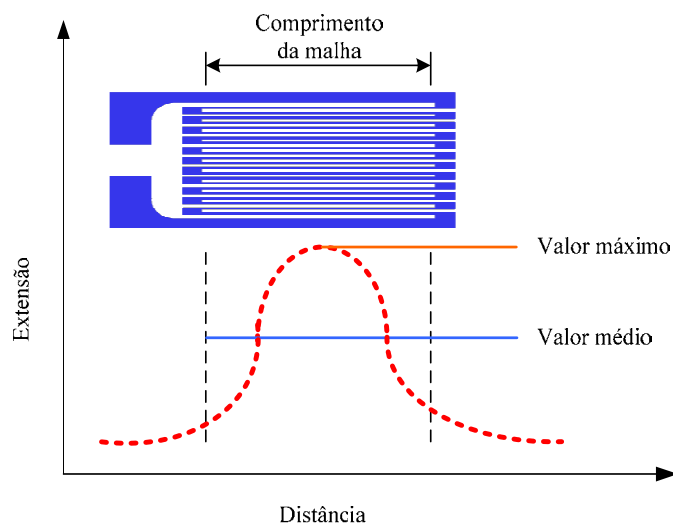


Figura 3.2 – Efeito do comprimento da malha condutora no valor da extensão registada.

Portanto, quando se pretende avaliar a extensão média de uma determinada peça ou elemento da estrutura deve-se garantir que a malha condutora possui comprimento suficiente para o elemento considerado. Um exemplo de aplicação de extensómetros longos é o caso da medição de extensões em estruturas de betão. Nestes casos, a malha condutora deve possuir um comprimento mínimo de 5 vezes a dimensão do maior agregado (Muffi, 2001).

- **Resistência eléctrica do extensómetro** – na maioria das aplicações, os extensómetros utilizados possuem resistências eléctricas de 350 ohms ou 120 ohms. Comparativamente, os extensómetros de resistência eléctrica de 350 ohms apresentam melhor desempenho pelo facto de aquecerem menos ao serem percorridos por uma mesma tensão aplicada. Por outro lado, o valor elevado da resistência eléctrica do extensómetro contribui para a redução da variação do sinal devido ao efeito da temperatura sobre os cabos condutores.
- **Coeficiente de dilatação térmica** – o coeficiente de dilatação térmica é outro factor importante a considerar na selecção de extensómetros de resistência. Este deve ser tão próximo quanto possível do coeficiente de dilatação térmica do material em que o sensor é aplicado.
- **Resposta térmica do extensómetro** – um extensómetro instalado num dado provete livre de se deformar (por exemplo, varão de aço), sujeito a variações de temperatura, pode sofrer variações da sua resistência. Estas variações de resistência não estão relacionadas com as deformações mecânicas induzidas no provete (deformações que originam tensões) e são designadas por deformações aparentes.

A resposta térmica do extensómetro constitui uma fonte de erros nas medições e é causada pela soma de dois efeitos. O primeiro, está relacionado com a resistividade da malha condutora, cujo valor varia com a temperatura, e, como resultado, a resistência do extensómetro também varia. O segundo efeito, resulta da diferença entre os coeficientes de dilatação térmica da malha condutora e do material onde o extensómetro é aplicado. As variações de temperatura provocam contracção ou expansão do material e, uma vez que o extensómetro se encontra solidarizado com o material, através da colagem, a malha condutora é forçada a acompanhar a deformação do material. Se os coeficientes de dilatação térmica diferirem entre si, o extensómetro é mecanicamente tensionado conforme o material expanda ou contraia livremente. Neste caso, o extensómetro exibirá uma extensão proporcional à expansão ou contracção diferencial, dada por (Vishay, 2007b):

$$\varepsilon(\Delta T) = \frac{1}{G_I} \left(\frac{\Delta R}{R_0} \right) = \frac{1}{G_I} \left[\beta_G + G_F \left(\frac{1+k_t}{1-\nu_0 k_t} \right) (\alpha_S - \alpha_G) \right] \Delta T \quad (3.1)$$

onde, $\varepsilon(\Delta T)$ é a resposta térmica do sensor, ΔR corresponde à variação da resistência do extensómetro devido à variação da temperatura, R_0 é o valor da resistência do extensómetro a uma dada temperatura de referência, (quando não está aplicada qualquer deformação ao sensor), G_I corresponde ao factor de ganho do equipamento de leitura, β_G representa a variação da resistência do condutor por grau (para a liga de *constantan*, $\beta_G = -7.4 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ a 20°C), G_F é designado por factor de ganho do extensómetro, que correntemente toma valores próximos de 2, k_t corresponde ao factor de sensibilidade transversal do extensómetro, ν_0 é o coeficiente de Poisson ($\nu_0 = 0.285$), $(\alpha_S - \alpha_G)$ corresponde à diferença dos coeficientes de expansão térmica do substrato e da malha condutora e ΔT é a variação da temperatura a partir de um referencial arbitrário.

Note-se que, os parâmetros presentes na equação (3.1) são, por sua vez, em função da temperatura. Isto significa que, a extensão registada se correlacione com a temperatura de forma não-linear. Contudo, a equação (3.1) claramente demonstra que a resposta térmica do extensómetro depende não só da natureza do extensómetro, mais também do material onde o extensómetro é aplicado. A minimização deste efeito sobre os registos pode ser feito através do uso de um *dummy* ou através da aplicação de extensómetros auto-compensadores da temperatura. Um procedimento simples e muitas vezes utilizado na prática consiste na correcção dos valores medidos através de expressões do tipo das dadas na Figura 3.3 e que normalmente são fornecidas pelo fabricante dos sensores. Estas expressões traduzem a variação da resposta de um extensómetro, com malha condutora em liga de *constantan*, às variações de temperatura, quando aplicadas a uma peça de alumínio ($\alpha_s = 24 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$) livre de se deformar.

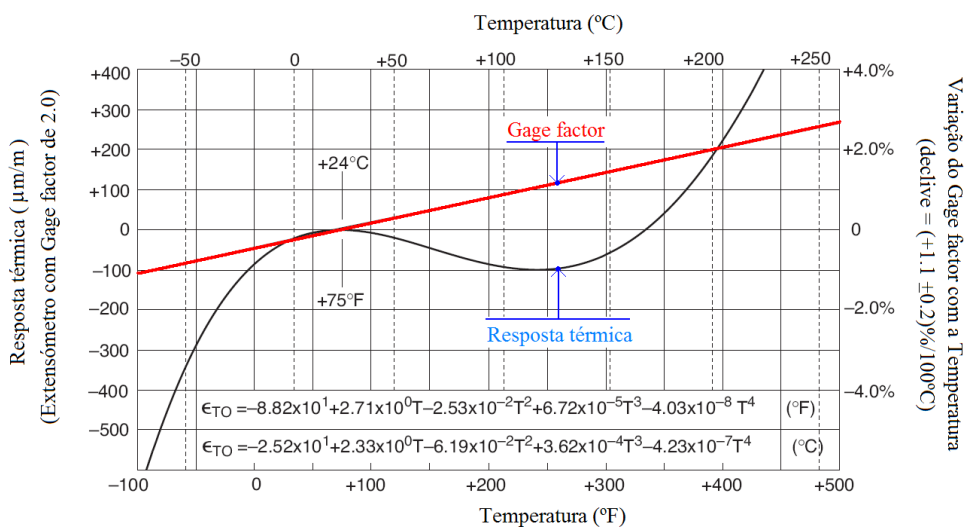


Figura 3.3 – Resposta térmica e variação do factor de ganho de um extensômetro de resistência com a temperatura.

Preparação de extensômetros em laboratório

A medição das deformações, principalmente durante um período longo (meses ou anos) deve ser feita com recurso a extensômetros preparados especificamente para essa finalidade.

Os extensômetros de resistência usados nas aplicações apresentadas neste trabalho foram fornecidos pela VISHAY (Vishay, 2009). Apesar dos bons resultados obtidos com a aplicação clássica de extensômetros de resistência em superfícies metálicas, existem ainda problemas intrínsecos ao processo de instalação que merecem ser aqui mencionados. A delicadeza das operações de transporte e de instalação, a presença de condições ambientais adversas, o tempo dispendido em obra para a sua instalação, e que muitas vezes não satisfaz os prazos exigidos para a instalação em obra, são algumas das dificuldades enfrentadas na aplicação clássica destes sensores. A soldagem dos fios dos cabos condutores aos terminais do extensômetro torna-se, em obra, um grande desafio, principalmente, quando ocorrerem ventos fortes ou chuvas. Por outro lado, as dimensões do sensor (espessuras muito reduzidas) tornam o processo de transporte e de manuseamento do próprio sensor, muito delicado.

No que diz respeito aos adesivos mais correntemente utilizados, à base de cianoacrilatos, apesar de possuírem excelentes propriedades de adesão (cura rápida a temperatura

ambiente e facilidade de aplicação) e de funcionamento (suportam deformações elevadas sem atingirem a plastificação, resistência à fadiga elevada e funcional a temperaturas entre -25°C e 65°C), degradam-se quando expostos a ambientes húmidos e, gradualmente vão enrijecendo, tornando-se frágeis com o tempo, particularmente quando submetidos a temperaturas elevadas. Por estas razões, a vida útil destes adesivos, depois da colagem do extensómetro, está em geral limitada a 2 anos. Em aplicações a longo prazo, com grandes probabilidades de variações das condições ambientais, esta limitação torna-se claramente um obstáculo a ultrapassar. A Figura 3.4 ilustra exemplos de algumas fases de instalação de extensómetros de resistência na ponte Luiz I, no Porto, onde se usou a técnica clássica de instalação (Félix, 2004).



a) Preparação da superfície metálica.



b) Soldagem dos cabos.

Figura 3.4 – Instalação de extensómetros na ponte Luiz I, no Porto.

Estes inconvenientes e dificuldades, associados à técnica clássica de instalação de extensómetros de resistência em obra, levaram a que se procurasse desenvolver em laboratório soluções robustas e que melhor se ajustassem às aplicações correntes em estruturas sem, no entanto, alterar as características principais do próprio extensómetro (Costa, *et al.*, 2006).

Recorrendo a uma tecnologia já desenvolvida para os sensores de fibra óptica, baseada na inserção de sensores de Bragg em placas fabricadas com polímeros reforçados com fibras de carbono, também designados por CFRP (Pereira, 2003; Félix, 2004; Winter, *et al.*, 2004) e na experiência de vários anos do LABEST no estudo do reforço de estruturas com

colagem de materiais CFRP (Juvandes, 1999; Dimande, 2003; Azevedo, 2008), foram desenvolvidos em laboratório dois sistemas de encapsulamento de extensômetros de resistência de colar directamente à superfície da peça a instrumentar (ver Figura 3.5). O primeiro sistema (sensor tipo I), consistiu na incorporação do extensómetro na matriz de um compósito à base de fibras de carbono, aquando da impregnação das fibras. A impregnação é feita com base numa resina epóxi termo-endurecível. Desta forma, depois de prensada a matriz, o extensómetro encontra-se perfeitamente encapsulado na base compósita. O sensor final tem as dimensões de 15 mm x 80 mm (largura x comprimento).

O sensor tipo II (ver Figura 3.5b), com dimensões de 10 mm x 40 mm (largura x comprimento), difere do sensor tipo I (ver Figura 3.5a) pelo facto de, o extensómetro ser colado na face inferior de uma placa em resina epóxi de impregnação das fibras. O processo de fabrico deste sensor consistiu, primeiro, na execução de uma placa em resina epóxi que, posteriormente, após a sua cura, foi recortada em pequenas lâminas rectangulares com as dimensões finais requeridas. Em seguida, são executados dois furos junto de uma das extremidades de cada lâmina, com diâmetro igual à largura do terminal do extensómetro, e espaçamento igual à distância entre os terminais. Os extensómetros são colados sobre as lâminas de modo que os seus terminais sejam coincidentes com os furos destas. A colagem do extensómetro na lâmina em resina epóxi é feita utilizando a face superior do extensómetro.



a) Extensómetro de resistência encapsulado numa base compósita em CFRP (Sensor tipo I).



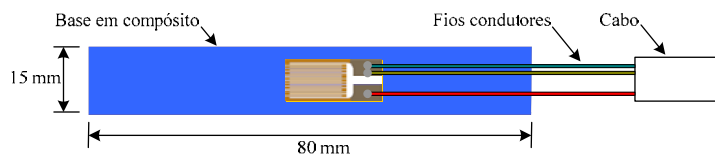
b) Extensómetro de resistência encasulado numa base em resina epóxi (Sensor tipo II).

Figura 3.5 – Sensores desenvolvidos em laboratório.

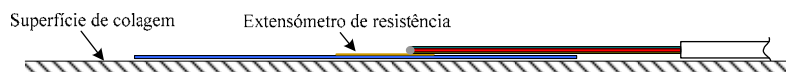
A Tabela 3.1 identifica os encapsulamentos desenvolvidos e na Figura 3.6 são apresentados os desenhos esquemáticos dos encapsulados desenvolvidos, bem como as respectivas dimensões.

Tabela 3.1 – Encapsulamento de extensómetros desenvolvidos.

	Dimensões (mm)	Descrição
Sensor tipo I	15 x 80	Extensómetro embebido na matriz de um compósito.
Sensor tipo II	10 x 40	Extensómetro colado em lâmina de resina epóxi.

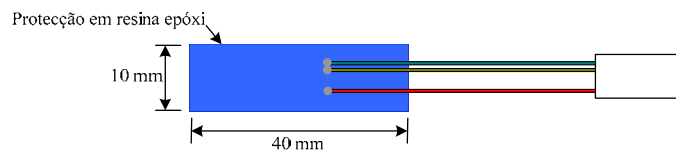


i) Vista superior

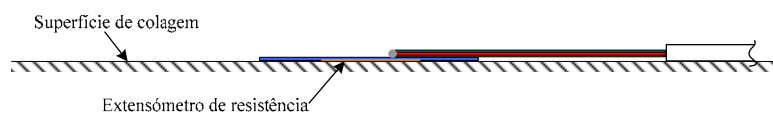


ii) Vista lateral

a) Sensor tipo I.



i) Vista superior



ii) Vista lateral

b) Sensor tipo II.

Figura 3.6 – Dimensões dos sensores desenvolvidos.

As principais características dos constituintes dos materiais usados no fabrico das lâminas (resina, fibras de carbono) e do aço são apresentadas na Tabela 3.2 (JCI-TC952, 1998; Dimande, 2003; Dias, *et al.*, 2006). Na Figura 3.7 ilustram-se algumas fases do encapsulamento dos extensómetros de resistência em laboratório.

Tabela 3.2 – Principais propriedades dos materiais utilizados.

Propriedades	Aço	Resina	Compósito (*)
Densidade (g/cm^3)	7.85	1.2 – 1.4	1.5 – 2.1
Espessura (mm)	-	-	0.167
Coef. de dilatação térmica ($10^{-6}/^\circ\text{C}$)	12.0	80 – 100	1.25
Módulo de elasticidade (GPa)	210	3	230 - 240
Resistência à tracção (MPa)	220 – 400	54	120 – 600
Resistência à compressão (MPa)	220 – 400	86	-
Extensão última (%)	10 - 24	2.5	1.5 – 2.1

(*) – Os valores correspondentes às fibras de carbono.



a) Fabrico das placas em resina epóxi.



b) Inserção dos extensómetros de resistência em bases em resina e soldagem dos fios condutores.

Figura 3.7 – Processo de fabrico dos sensores em laboratório.

Seleccção do adesivo de colagem

O êxito da instalação de sensores por meio da adesão por colagem depende, entre outros aspectos, da escolha de um adesivo que garanta uma adequada compatibilização das deformações entre o sensor e o substrato onde este é aplicado. No entanto, para além da escolha de um adesivo com características mecânicas desejáveis, a resistência à humidade, a soluções químicas e à temperatura são outros parâmetros adicionais a ter em consideração. Para além disso, o controlo da espessura do adesivo e do espalhamento durante a aplicação é fundamental de modo a evitar distorções ao nível da camada do adesivo. Gradientes térmicos elevados podem, por vezes, degradar o comportamento

mecânico dos adesivos. Por exemplo, na presença de espessuras elevadas, temperaturas elevadas podem causar um amolecimento do adesivo, aumentando desta forma a sua resposta visco-elástica e reduzindo, consequentemente, os níveis de desempenho mecânico elástico. Para a aplicação dos sensores desenvolvidos em laboratório foi seleccionado, de entre uma vasta gama de adesivos comerciais disponíveis actualmente no mercado, um adesivo bi-componente (Araldite® 2014) de elevada resistência e tenacidade, tixotrópico, de cura à temperatura ambiente e resistente a temperaturas elevadas e ambientes quimicamente agressivos. As principais propriedades mecânicas e de resistência do Araldite® 2014 são apresentadas na Tabela 3.3 (Huntsman, 2004). O tempo de cura necessário para alcançar uma resistência mínima ao corte de 1 MPa é normalmente função da temperatura, podendo variar de 6 minutos (a 100°C) a 16 horas (a 10°C).

Tabela 3.3 – Propriedades do Araldite® 2014 curado.

Propriedades		Norma de ensaio
Módulo de elasticidade	4 GPa	ISO R527
Resistência à flexão	61 MPa	ISO 178
Resistência à tracção	26 MPa	ISO R527
Temperatura de transição vítrea	85°C	DSC (*)

(*) – Ensaio realizado por meio de um calorímetro diferencial de varrimento.

Os resultados de ensaios realizados para avaliar a resistência ao corte de uma ligação colada com este adesivo são ilustrados nas figuras seguintes. Para a realização destes ensaios, foram utilizadas pares de peças rectangulares em alumínio com as dimensões de 100 mm x 25 mm x 1.5 mm (comprimento x largura x espessura) unidas por uma junta por colagem numa secção de 12.5 mm x 1.5 mm (comprimento x largura). A espessura do adesivo foi variada entre 0.05 mm e 0.10 mm. A Figura 3.8 apresenta os resultados da evolução dos valores médios característicos da resistência ao corte da ligação colada em função da temperatura (ensaio conduzido de acordo com a norma ISO 4587). Neste ensaio, os provetes foram previamente curados em duas condições distintas (condições “a” e “b”). Nas condições “a”, os provetes foram curados durante 7 dias à temperatura de 23°C, enquanto que nas condições “b”, estes foram curados durante 24 dias à temperatura de 23°C e submetidos posteriormente a uma temperatura de 80°C durante cerca de 30 minutos.

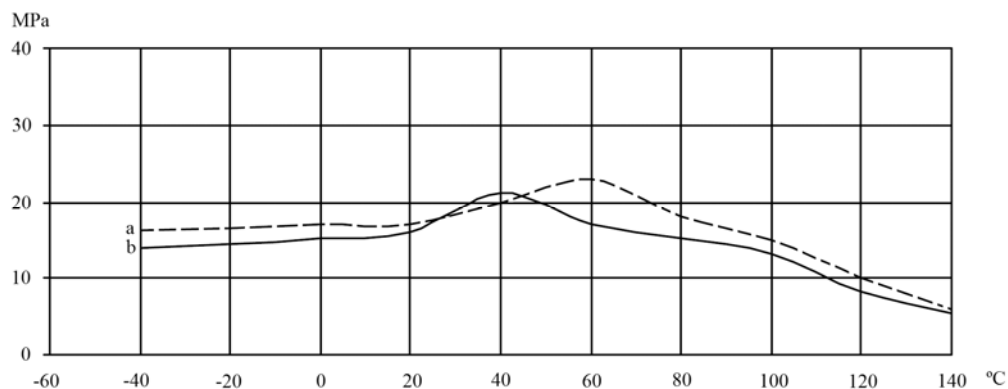


Figura 3.8 – Resistência ao corte da ligação colada em função da temperatura.

As curvas apresentadas na Figura 3.8 mostram que a resistência ao corte da junta colada sofre uma redução das tensões de corte máximas (de cerca de 15 a 20 MPa) para temperaturas acima de 50°C ou 60°C, podendo atingir valores de cerca de 5 MPa para temperaturas de 140°C.

A resistência ao corte da junta colada após imersão dos modelos de alumínio, em soluções distintas é apresentada na Figura 3.9. Para este ensaio, os provetes foram previamente curados à temperatura de 40°C durante 16 horas e ensaiados, posteriormente, após a imersão em várias soluções durante períodos de 30, 60 e 90 dias, à temperatura de 23°C. Os resultados do ensaio ao corte da ligação colada em função de soluções distintas de imersão mostram que, em geral, as tensões de corte máximas são sempre próximas ou superiores a 10 MPa, independentemente da espessura do adesivo (0.05 mm ou 0.10 mm), das condições de cura consideradas e das diferentes soluções de imersão que os modelos foram submetidos.

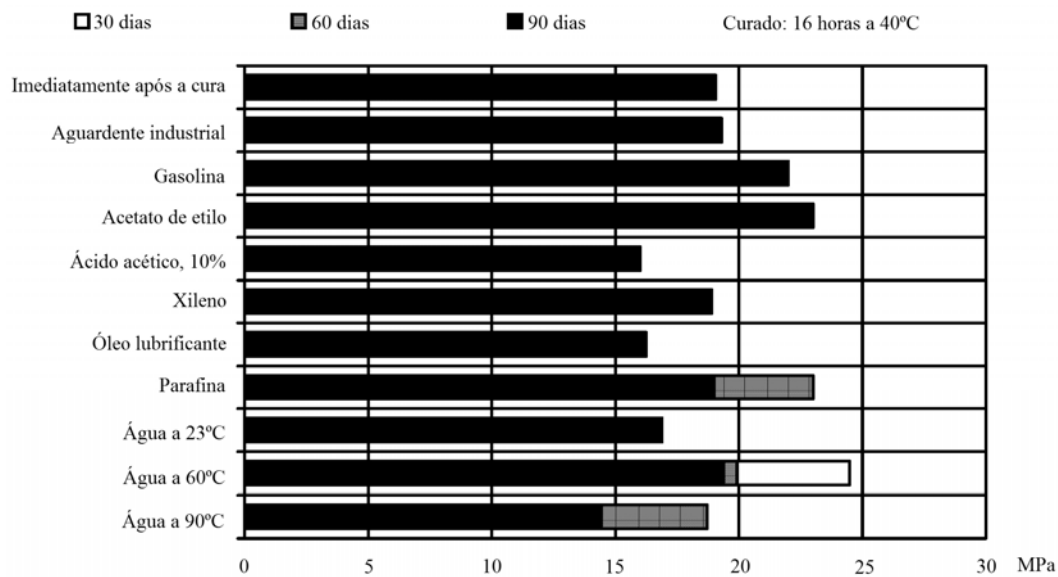


Figura 3.9 – Resistência ao corte da ligação colada em função de soluções distintas de imersão.

Testes conduzidos em laboratório

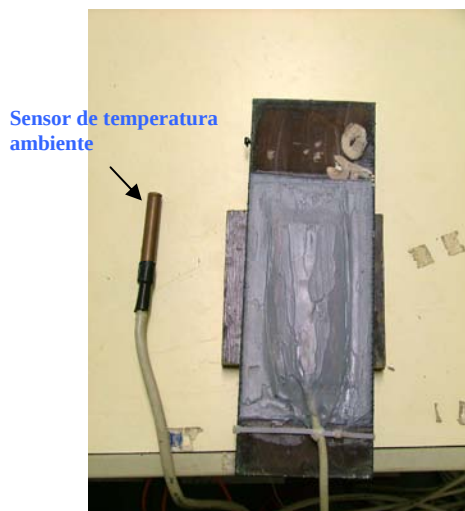
Para assegurar uma instalação adequada dos sensores em obra, foram conduzidos testes em laboratório com o objectivo de caracterizar e desenvolver procedimentos de aplicação dos encapsulamentos desenvolvidos (ver Tabela 3.1) ajustados às condições reais de obra. Na caracterização do comportamento dos sensores, foi conduzido um conjunto de ensaios sobre modelos instrumentados, nomeadamente, ensaios de carga estáticos e dinâmicos, ensaios estáticos sob cargas permanentes, para avaliar a fluência na resposta dos sensores, e ensaios em que se submeteu as amostras a ciclos de temperatura e de humidade. Para a condução da generalidade destes ensaios, foram utilizados em laboratório três modelos em aço S355 (modelos A, B e C). O modelo A tem de dimensões de 800 mm x 100 mm e 12 mm de espessura, o modelo B tem de dimensões de 300 mm x 100 mm e 15 mm de espessura e o modelo C, composto por um perfil HEB200 com 2.0 m de comprimento. São também apresentados os resultados do ensaio aos ciclos de humidade realizados por Costa *et al.* (2006) a uma amostra de um perfil metálico de secção rectangular (modelo D), retirada da ponte Luiz I, no âmbito do projecto de reabilitação e reforço que a estrutura foi sujeita para a inclusão de carris para a passagem dos veículos da Metro do Porto. A Figura 3.10 ilustra a instrumentação dos modelos A, B e C.



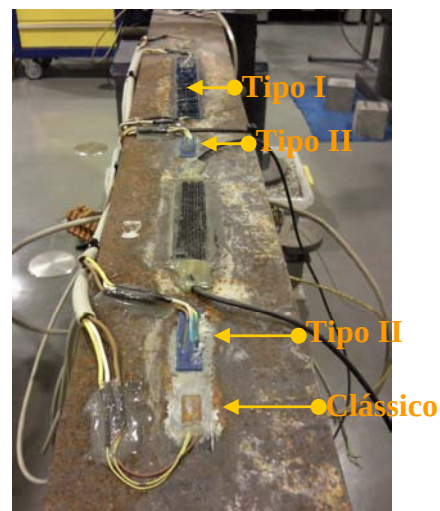
a) Sensores instalados no modelo A.



b) Modelo A com protecção numa das faces.



c) Modelo B devidamente instrumentado e protegido e sensor de temperatura para medir a temperatura do ambiente.



d) Conjunto de sensores instalados no modelo C.

Figura 3.10 – Instrumentação dos provetes em laboratório.

A instrumentação do modelo A consistiu num total de 5 sensores na zona central do perfil, distribuídos por, dois extensómetros em cada face (1 sensor tipo I + 1 extensómetro aplicado de forma clássica), colados lado a lado (ver Figura 3.10a) e um sensor de temperatura de colar no aço. Os extensómetros instalados na face onde foi colado o sensor de temperatura foram devidamente protegidos contra humidades e choques mecânicos, enquanto que os extensómetros colados na face oposta não foram protegidos. O modelo B foi instrumentado apenas com um extensómetro (sensor tipo I) e um sensor de temperatura colado ao aço, ambos sensores devidamente protegidos (ver Figura 3.10c). O modelo C foi

instrumentado com um total de 12 extensómetros distribuídos pelas faces superior e inferior do perfil metálico, ao longo do seu eixo longitudinal e numa distância de 0.50 m.

O modelo *D* para os ensaios em ciclos de humidade foi instrumentado com dois extensómetros encapsulados na base compósita (sensores tipo I), um extensómetro colado directamente ao aço (aplicação clássica) e um sensor de temperatura colado directamente no aço. O extensómetro de aplicação clássica e um dos sensores tipo I, juntamente com o sensor de temperatura foram devidamente protegidos contra a humidade, enquanto que o outro sensor tipo I não teve nenhuma protecção.

A protecção dos sensores contra a humidade e choques mecânicos consiste na aplicação de uma camada de borracha moldável e de uma placa em cortiça com 3 mm de espessura, cobertas com um tecido poliéster impregnado em resina epóxi. Os procedimentos de aplicação desta protecção serão referidos mais adiante.

Todos os extensómetros usados nestes modelos são da mesma marca, têm a mesma referência, são da mesma série, e têm um coeficiente de dilatação térmica de $11.3 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (Vishay, 2007b), adequados portanto para serem colados ao aço.

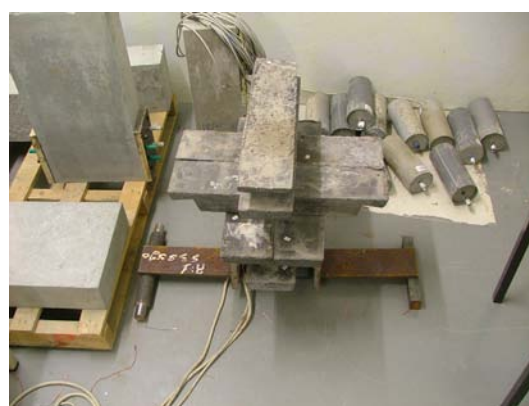
Ensaios estáticos

Atenção especial foi dada ao sensor tipo I pelo facto de estar embebido numa matriz compósita e pelas incertezas inerentes ao seu fabrico tais como, uniformidade da espessura, alinhamento das fibras e o comportamento do próprio compósito às condições ambientais adversas. Para a caracterização da resposta destes sensores sob acção de cargas estáticas, o modelo *A* foi submetido a um ensaio de flexão em quatro pontos (ver Figura 3.11), cujo carregamento consistiu de vários patamares de carga. O sistema de carga adoptado foi efectuado por meio de lingotes de chumbo, pesando cada um cerca de 35kg. As cargas foram aplicadas por patamares até um total de 7 lingotes (peso total $\approx 245\text{kg}$) sobre um sistema isostático. Os apoios foram colocados a uma distância de 50 mm em relação às extremidades do modelo, sendo o vão livre de 700 mm. Para a transmissão da carga ao provete foi adoptado um sistema de repartição de cargas concentradas, através de um perfil HEB200, garantindo a flexão circular na região onde estão aplicados os extensómetros. O perfil foi colocado de forma centrada em relação ao vão livre do modelo, ficando os pontos

de aplicação da carga a uma distância entre si igual a altura do perfil ou seja de 200 mm. Para garantir a igualdade das duas cargas concentradas, os lingotes de chumbo foram colocados, sobre o perfil HEB200, de forma que a resultante do peso dos lingotes ficasse localizada, tanto quanto possível, a meia distância dos pontos de aplicação da carga (ver Figura 3.11a). O ensaio foi realizado em condições ambientais de temperatura e de humidade relativa condicionadas. A temperatura e a humidade relativa da sala durante o ensaio foram de 20°C e 50%, respectivamente. A Figura 3.11 ilustra os dispositivos de apoio e o sistema de carregamento adoptado no ensaio.



c) Vista lateral do ensaio.



d) Vista superior do ensaio.

Figura 3.11 – Sistema de carga adoptado no ensaio estático do modelo A.

Os resultados das deformações registadas durante o ensaio estático são apresentados na Figura 3.12. Os patamares nos registos correspondem aos níveis de carga aplicados e os saltos à passagem de um nível de carga para outro superior ou inferior conforme se tratar de um incremento ou de uma diminuição da carga. Para o total da carga aplicada, foram observadas deformações máximas, em termos de valor médio, superiores a 600 *microstrains*.

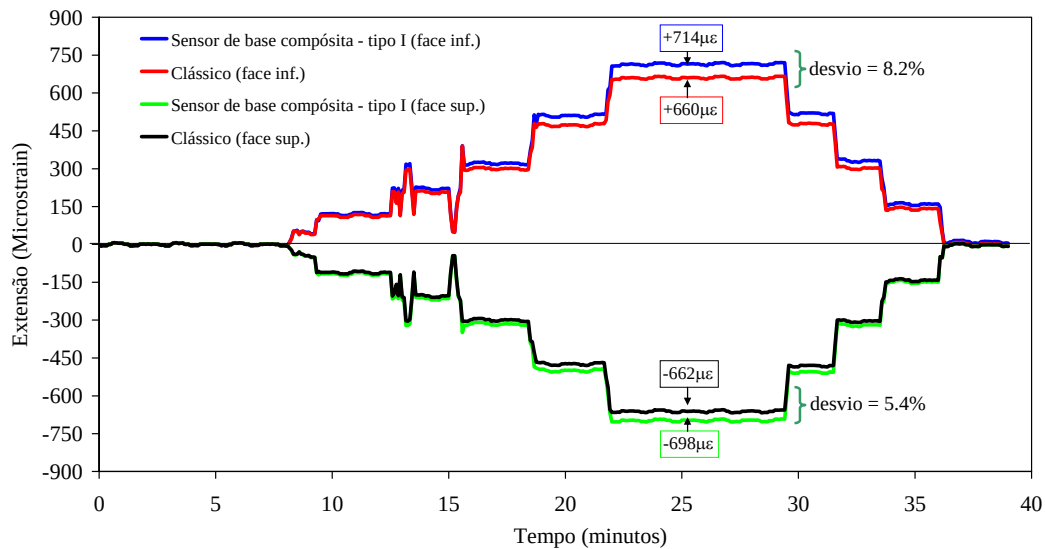


Figura 3.12 – Extensões registadas durante o ensaio de carga estático realizado no modelo A.

Os sensores tipo I registaram durante o ensaio, para a carga máxima aplicada, deformações médias de +714 *microstrains* na face inferior e de -698 *microstrains* na face superior enquanto que os extensómetros aplicados de forma clássica registaram deformações médias de +660 *microstrains* e -662 *microstrains* nas faces inferior e superior, respectivamente, sendo concordantes para a tipologia do ensaio realizado. Os sensores tipo I apresentam uma boa resposta às acções estáticas. Contudo, foram observados ligeiros desvios em relação à magnitude da extensão registada pelos extensómetros aplicados de forma clássica. Desvios máximos da ordem dos 5.4% foram observados entre o valor médio das deformações máximas registadas pelos extensómetros instalados na face superior e de 8.2% pelos extensómetros instalados na face inferior. Estes desvios poderão ser justificados pela espessura da placa compósita em relação ao extensómetro aplicado de forma clássica e da resina de colagem dos sensores.

Ensaio dinâmico

A caracterização do comportamento dinâmico das estruturas é também um dos objectivos da monitorização. Para avaliar a adequabilidade das soluções de encapsulamento desenvolvidas e as respectivas técnicas de aplicação foi ensaiado o modelo C, conforme o esquema e o procedimento apresentados na Figura 3.13. O valor da carga aplicada, durante

o ensaio, descreveu uma sinusóide entre 5kN e 45kN com uma velocidade do actuador de 5mm/s. A interrogação do sinal foi processada a uma frequência de 100Hz.

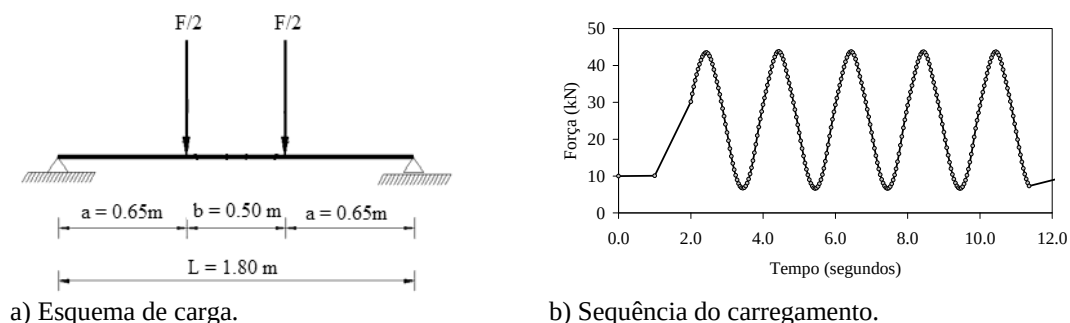


Figura 3.13 – Esquema de carga e procedimentos de carregamento sinusoidal.

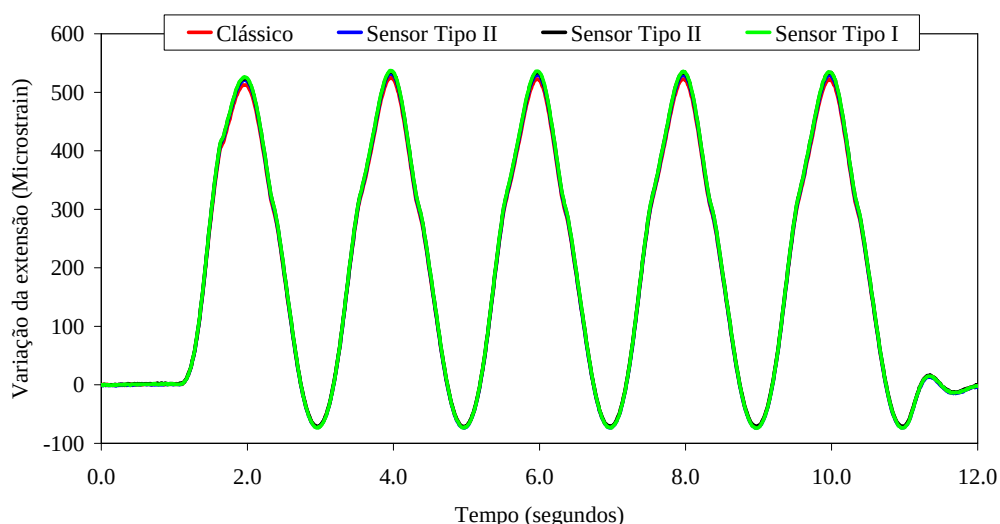


Figura 3.14 – Resposta dos sensores ao carregamento cíclico.

Atendendo a que todos os sensores estão instalados numa mesma região de flexão circular é possível confrontar as diferentes soluções de encapsulamento, sendo de realçar a eficiência do adesivo de colagem dos novos sensores e a sua boa resposta aos carregamentos estáticos e dinâmicos.

Fluência do adesivo

A fluência dos adesivos usados na colagem dos sensores deve ser tão baixa quanto possível de modo a que seja integral a transferência de deformações da estrutura para o elemento sensor e não sofra alterações com o tempo. Para avaliar a fluência da ligação, foi adoptado

o mesmo esquema de carga utilizado durante o ensaio estático do modelo A e similares condições ambientais de temperatura e de humidade relativa. Após o carregamento (peso total $\approx 245\text{kg}$), o sistema foi mantido em carga durante sete dias consecutivos. A Figura 3.15 apresenta o nível de deformação registado pelos sensores. Tal como observado nos resultados do ensaio estático, no ensaio de fluência foram encontrados desvios entre os valores máximos das deformações registadas pelos sensores tipo I e pelos extensómetros aplicados de forma clássica e que são justificados pelas mesmas razões anteriormente apontadas. Contudo, os resultados revelam o bom desempenho do adesivo e da solução do encapsulamento dos extensómetros numa base de CFRP. Observa-se, portanto, uma boa estabilidade das extensões para o nível da carga máxima aplicada durante o período do ensaio.

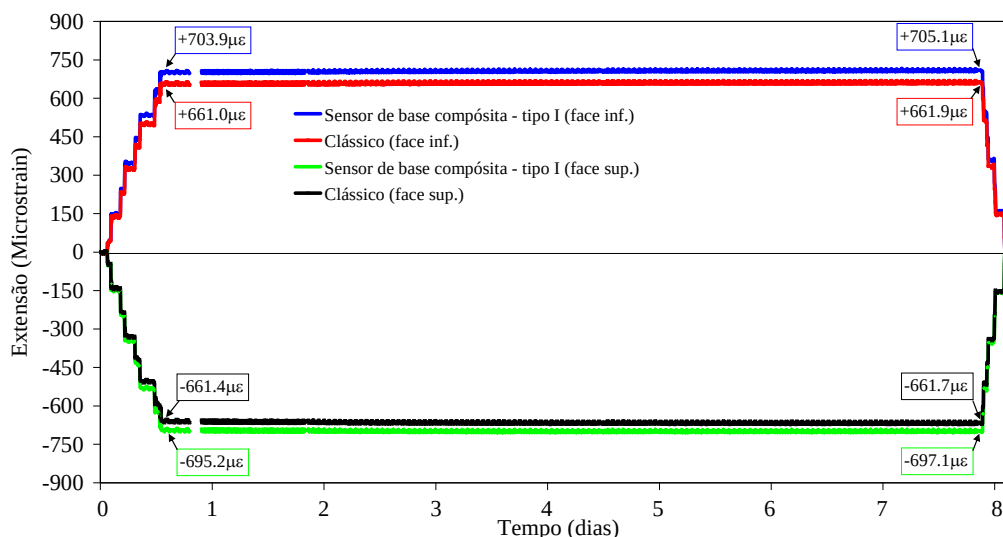


Figura 3.15 – Extensões registadas pelos sensores instalados no modelo A durante o ensaio de fluência.

Resposta térmica dos extensómetros

Um extensómetro colado numa determinada peça ou elemento da estrutura, idealmente, deveria responder apenas às tensões induzidas nesse elemento e ser insensível às variações de temperatura que não induzem tensões (Vishay, 2007b). Contudo, os extensómetros de resistência, tal como outros sensores apresentam uma resposta térmica aparente, conforme referido anteriormente.

Foram conduzidos ensaios térmicos com o objectivo de caracterizar o comportamento dos sensores desenvolvidos e a eficiência da sua protecção. Para este ensaio foram utilizados os modelos A e B (ver Figura 3.10). O modelo A foi submetido às condições ambientais de temperatura, isto é, foi deixado, livremente, em ambiente exterior e ao sol durante cerca de 5 dias consecutivos, enquanto que o modelo B foi submetido a amplitudes térmicas controladas de aproximadamente 20°C.

A Figura 3.16 apresenta os resultados dos registos da temperatura ambiente e da temperatura do aço do modelo A durante o período de observação. Os períodos de insolação provocam, no aço, amplitudes térmicas muito superiores à temperatura ambiente. O aço chega a atingir temperaturas máximas acima dos 50°C quando a temperatura ambiente máxima ronda os 35°C a 40°C.

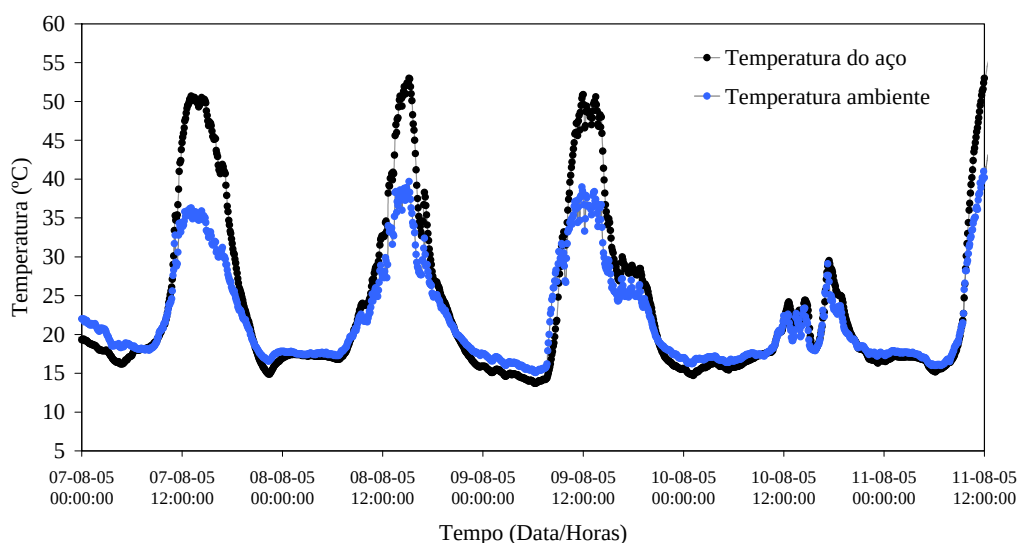


Figura 3.16 – Evolução da temperatura do aço e do ambiente exterior.

O efeito da temperatura sobre os extensómetros que instrumentam este modelo é apresentado na Figura 3.17. Nesta figura, pode observar-se que o sensor de base compósita não protegido é fortemente afectado pela insolação. Salienta-se ainda que, o outro sensor de base compósita para além de ter sido devidamente protegido, ficou localizado na face inferior do provete durante toda a exposição ao ambiente.

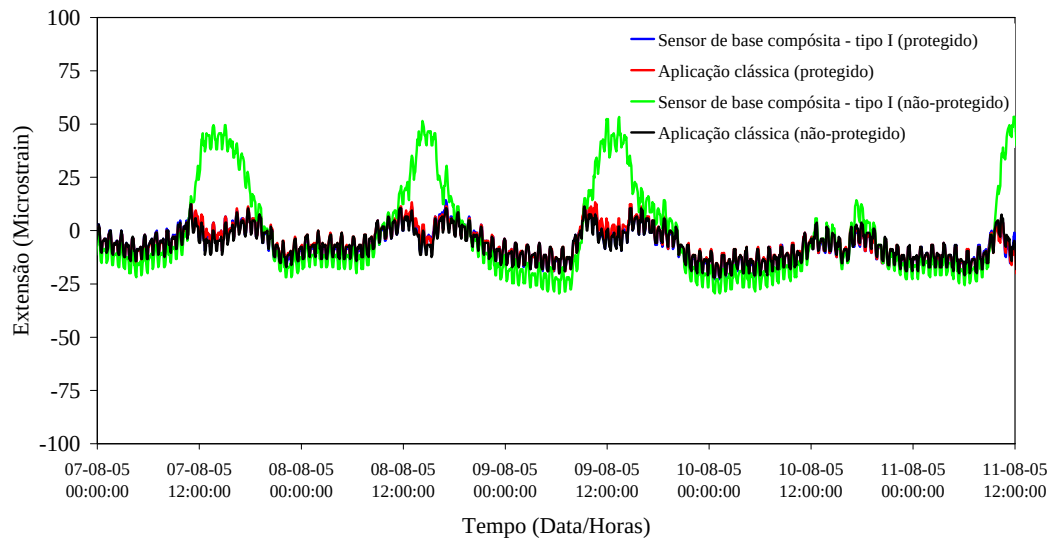


Figura 3.17 – Efeito da temperatura sobre as deformações registadas.

A Figura 3.18 ilustra o modelo *B* no interior da estufa usada para o ensaio de controlada da temperatura.



Figura 3.18 – Câmara climática usada nos ensaios térmicos.

O registo das temperaturas do interior da estufa e da temperatura do aço deste modelo são apresentadas na Figura 3.19. As temperaturas no interior da estufa variaram entre os 24°C e 44°C, podendo observar-se a boa correspondência entre as temperaturas do aço e do interior da estufa.

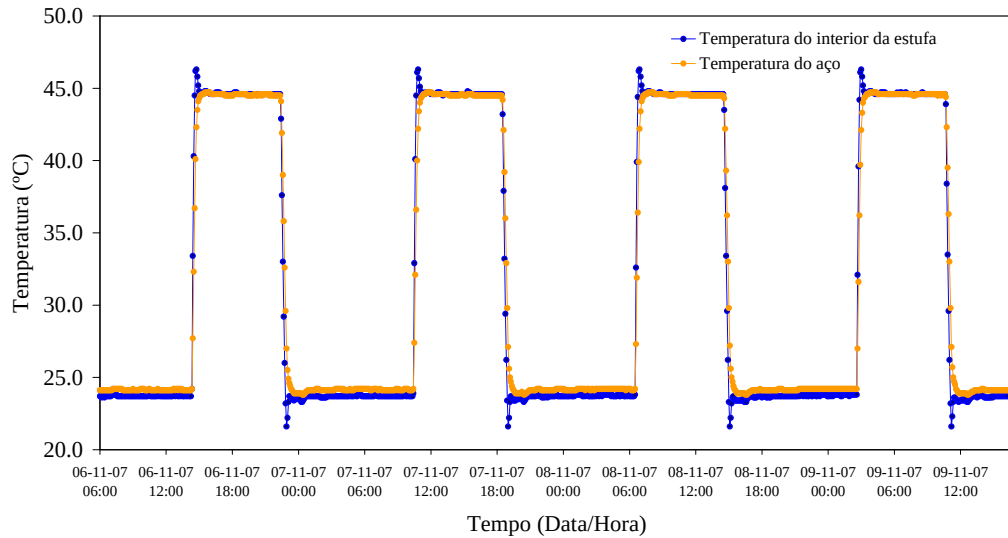


Figura 3.19 – Ciclos de temperatura ao longo do ensaio.

As extensões registadas pelos diferentes extensómetros (encapsulados em base de CFRP e os que foram aplicados de forma clássica) são apresentadas na Figura 3.20. Salienta-se que, apesar de os extensómetros terem sido colados no aço, os valores registados não representam a deformação livre do provete, mas sim a deformação térmica aparente do sensor. Note-se ainda que os dois registos são correlacionáveis.

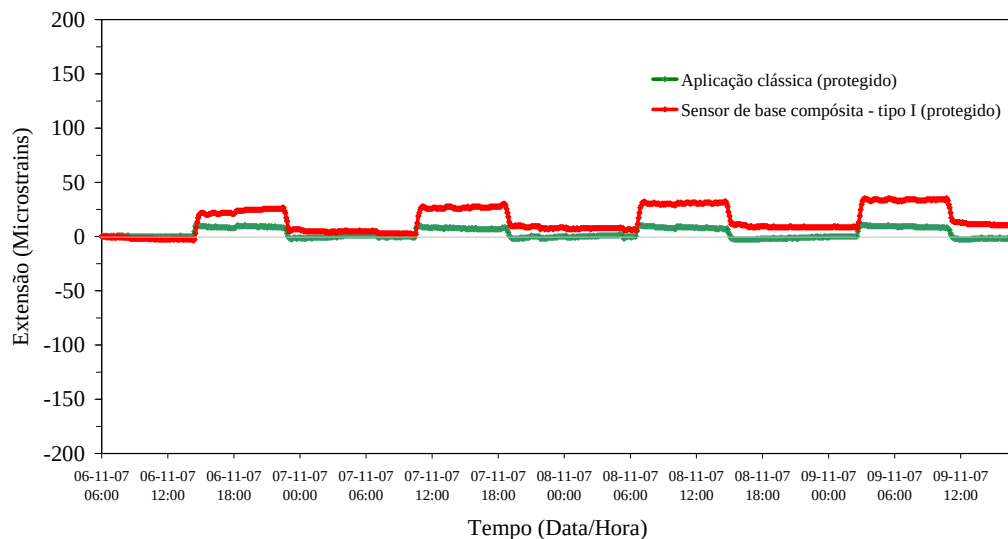


Figura 3.20 – Extensões registadas durante o ensaio de ciclos de temperatura.

As diferenças encontradas entre os dois sistemas podem estar relacionadas com as características dos materiais de que é feita a base de encapsulamento. De facto, as fibras de

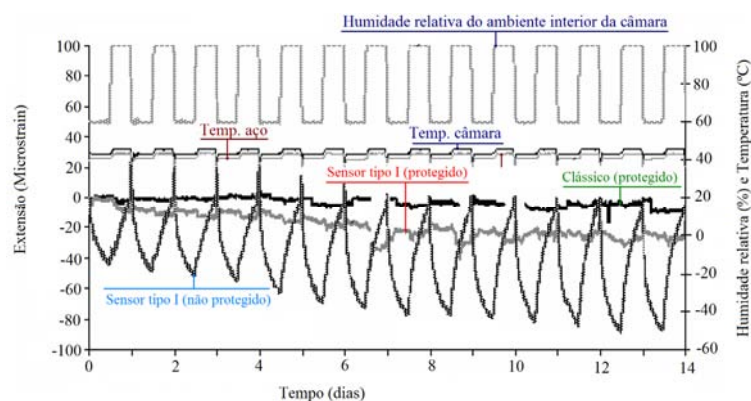
carbono apresentam um coeficiente de dilatação térmica muito baixo, ou mesmo negativo, e a resina de impregnação tem um coeficiente de dilatação térmica muito elevado comparativamente ao aço (ver Tabela 3.2) e, para temperaturas superiores a 40°C, a resina de impregnação pode sofrer alguma perda de rigidez (Juvandes, 1999; Dimande, 2003; Costa, *et al.*, 2006). Por outro lado, se a camada da resina de impregnação não é suficientemente fina e a temperatura exceder o seu ponto crítico (designado por temperatura de transição vítrea), pode ocorrer fluência com a consequente perda ou deficiente transmissão da deformação ao extensómetro. Assim, os cuidados a ter durante o fabrico destes sensores e a cura completa da matriz são cruciais de modo a obter-se comportamentos térmicos fáceis de interpretar.

Ciclos de humidade

A caracterização do comportamento dos sensores quando submetidos a ciclos de humidade foram conduzidos por Costa *et al.* (2006). Neste ensaio os autores utilizaram uma peça metálica retirada da ponte Luiz I durante o decurso dos trabalhos de reabilitação e reforço desta estrutura. A peça foi submetida a ciclos de humidade entre os 60% e os 100% e a condições de temperatura aproximadamente constantes ($T \approx 45^\circ\text{C}$) durante cerca de 14 dias. A Figura 3.21 apresenta os resultados do ensaio de variação de humidade.



a) Câmara climática de ensaios.



b) Extensões aparentes experimentadas pelos sensores devido aos ciclos de humidade a temperatura constante ($T \approx 45^\circ\text{C}$).

Figura 3.21 – Resultados do ensaio de humidade obtidos por Costa *et al.* (2006).

O extensómetro de resistência colado directamente no aço não apresentou variações significativas no seu comportamento. No que diz respeito aos sensores encapsulados

(sensores tipo I), é óbvia a dependência do sensor não protegido às variações de humidade. O sensor tipo I protegido experimentou, nos primeiros 7 dias, uma tendência decrescente dos registos, tendo estabilizado o sinal no restante período de observação. Esta tendência decrescente, observada nos registos do sensor tipo I protegido, poderá estar relacionada com uma eventual pós-cura da resina de impregnação das fibras do compósito devido a temperatura a que foi realizado o ensaio (cerca de 45°C). Os registos do sensor tipo I não protegido apresentam uma evolução cíclica que estão, de certa forma, concordantes com os ciclos de humidade definidos no ensaio. De facto, a humidade tem um efeito negativo sobre os polímeros (Hahn e Kim, 1978; Woo e Piggott, 1988). A sua difusão nos polímeros pode causar alterações nas características termofísicas, mecânicas e químicas da resina de impregnação das fibras e, como consequência resultar na expansão desta. Contudo, se a razão volumétrica fibras/resina de impregnação for menor, os sensores poderão ser mais sensíveis às variações de humidade, principalmente se estes não forem devidamente protegidos. Neste caso, a evolução dos registos do sensor tipo I não protegido sugerem que as variações cíclicas de extensão observadas durante o ensaio são devidas às variações de volume da resina de impregnação devidas às variações de humidade. A eficiência da protecção contra a humidade, aplicada num modelo laboratorial, foi demonstrada.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios conduzidos em laboratório e nas principais considerações retiradas destes estudos, foram elaborados procedimentos práticos de instalação dos sensores em obra e que são apresentados de seguida. Os procedimentos elaborados visam, sobretudo, minimizar a introdução de erros nas leituras derivados de uma instalação deficiente.

Procedimentos de instalação dos sensores de deformação em obra

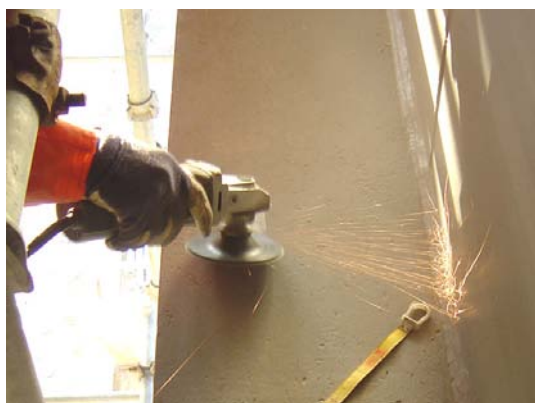
Para assegurar uma adequada longevidade de qualquer sistema de monitorização, cuidados especiais têm que ser adoptados na instalação dos sensores desenvolvidos, sobretudo se estes estiverem expostos a condições ambientais semelhantes às aquelas experimentadas pelas obras. No que diz respeito à instalação destes sensores em estruturas metálicas, os procedimentos para garantir a durabilidade da instalação e a fiabilidade das leituras, incluem os seguintes aspectos:

- Remoção da camada de protecção do metal, recorrendo a meios mecânicos. A área de intervenção, ligeiramente superior à ocupada pelo sensor é delimitada por um marcador. De seguida a tinta e a eventual corrosão superficial são removidas com o auxílio de uma rebarbadora eléctrica equipada com discos de lixa abrasivos;
- Limpeza da superfície metálica com o objectivo de eliminar quaisquer vestígios de humidade e gordura com gazes embebidas, primeiro numa solução de limpeza ácida (por exemplo, acetona), condicionador, e depois numa solução de limpeza alcalina designada genericamente de neutralizador;
- Colocação de uma fina camada do adesivo epóxi (tipo Araldite® 2014) na face de contacto para a colagem do sensor. Após o correcto alinhamento do extensómetro é aplicada pressão com a ajuda de um grampo ou outro dispositivo mecânico durante cerca de 5 minutos (neste caso é o tempo necessário para o início da presa do adesivo). De forma a proteger o sensor durante esta delicada operação, e a uniformizar a tensão aplicada, uma tira de borracha de neoprene é colocada entre o sensor e um taco de madeira, através do qual a força é transmitida. Este esquema permite a aplicação de uma pressão uniforme por todo o corpo do extensómetro, possibilitando a eliminação do adesivo em excesso na interface sensor/aço, assegurando, desta forma, uma fina camada do adesivo. Este último ponto é preponderante no mecanismo de transmissão das deformações do aço para o material compósito do transdutor;
- Protecção do sensor por uma sucessão de camadas constituídas por uma borracha moldável e aderente (também poderá ser usado o silicone em substituição), por uma lamina de cortiça, revestida por uma folha de polyester, homocêntrica com a cortiça e por um tecido de polyester impregnado por resina epóxi. Os procedimentos para a obtenção desta protecção são os seguintes:
 - i. colocação da borracha moldável a cobrir toda a área sobre o sensor e devidamente pressionada sobre esta. A borracha para além de selar a entrada de humidade para o sensor, confere alguma resistência mecânica ao sensor através da dissipação da energia de eventuais impactos mecânicos;
 - ii. colocação de um rectângulo em cortiça (de dimensões em planta, 5 cm x 14 cm e espessura de 3 mm) coberto por uma folha de polyester com 10 cm x 20 cm, centrado com o extensómetro e colado à estrutura. A cortiça

confere ao sensor, protecção contra insolação directa e contribui também para a resistência mecânica;

- iii. impregnação do tecido em polyester com resina epóxi de protecção com a ajuda de uma trincha/pincel, selando de imediato a entrada de humidade para o extensómetro.
- Finalmente, quando a resina epóxi de protecção se encontra completamente curada, toda a superfície é pintada com tinta epóxi empregue na pintura e protecção do aço.

A Figura 3.22 ilustra alguns dos procedimentos seguidos na instalação de extensómetros em obra. Estes procedimentos, aplicados aos extensómetros instalados na superfície metálica, proporcionam um bom funcionamento dos sensores e protecção mecânica através da camada de borracha e de cortiça, e em simultâneo evita a infiltração de humidades e a insolação directa na área envolvente ao sensor. A resina de protecção e a tinta possibilitam a resistência contra um conjunto variado de factores ambientais, tais como a insolação, radiações ultra-violeta, água da chuva e humidade, assegurando a durabilidade da aplicação. Por outro lado, o aspecto geral da instalação resultante é relativamente discreto.



a) Remoção da protecção do aço por meio de uma rebarbadora.



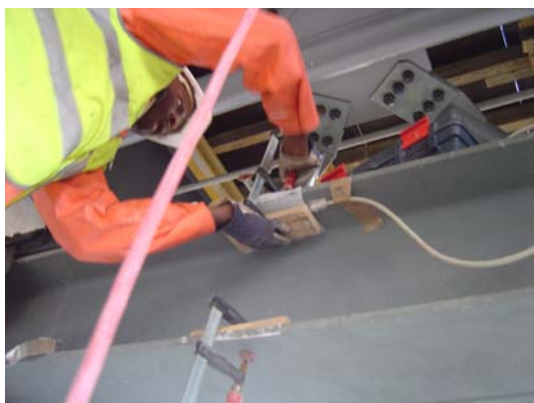
b) Sensor pronto a ser aplicado à superfície metálica já tratada.



c) Instalação da protecção do sensor.



d) Aspecto da cortiça e do tecido polyester colados sobre o sensor.



e) Aplicação de pressão ao conjunto por meio de um grampo.



f) Aspecto final da instalação.

Figura 3.22 – Procedimentos adoptados na aplicação de sensores em obra.

Exemplos de aplicações em obra

Do ponto de vista das aplicações dos sensores desenvolvidos a estruturas metálicas, merecem destaque algumas obras, nomeadamente o viaduto das Andresas, no Porto; a ponte do Pinhão, sobre o rio Douro; a ponte pedonal e de ciclovía Pedro e Inês, sobre o rio

Mondego em Coimbra; a ponte pedonal móvel de Viana, em Viana de Castelo e; uma ponte ferroviária em Trezói. As figuras seguintes ilustram algumas destas obras, cujos resultados demonstraram a fiabilidade e a adequada resposta dos sensores desenvolvidos e das técnicas de aplicação preconizadas, às exigências da instrumentação e monitorização contínua de estruturas.

Na ponte centenária do Pinhão sobre o rio Douro, após um estudo prévio de avaliação da sua segurança, foi decidido condicionar o tráfego em termos de tonelagem e velocidade. A ponte apresentava algumas anomalias relacionadas com a excessiva vibração de alguns dos seus elementos estruturais, corrosão do material, degradação dos aparelhos de apoio, etc. Foi ainda decidida a instrumentação desta obra com vista à monitorização do seu comportamento estrutural sob acção de cargas previamente conhecidas, com o objectivo principal de fornecer dados relevantes para o estudo de viabilidade da reabilitação da estrutura. Foram instrumentadas 17 secções de um dos tramos do tabuleiro com pares sensores do tipo I. A Figura 3.23 ilustra alguns dos sensores instalados e dos resultados obtidos durante a condução de um ensaio de carga na ponte do Pinhão (Assis, *et al.*, 2004), (Costa, *et al.*, 2007) e (Assis, *et al.*, 2009).



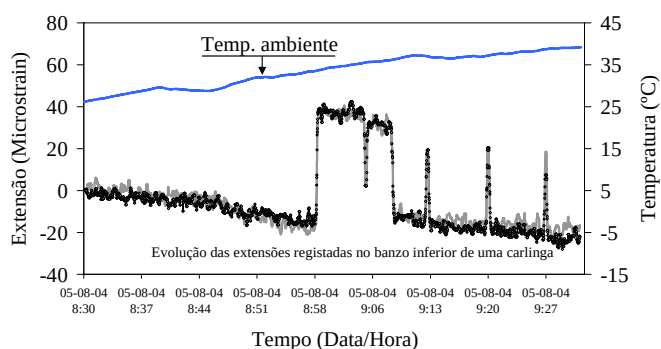
a) Aplicação de sensores tipo I e clássicos numa mesma secção.



b) Condução de um ensaio de carga na ponte.



c) Sensor tipo I instalado numa diagonal.



d) Extensões registadas pelos sensores tipo I.

Figura 3.23 - Monitorização do comportamento da ponte do Pinhão durante o ensaio de carga.

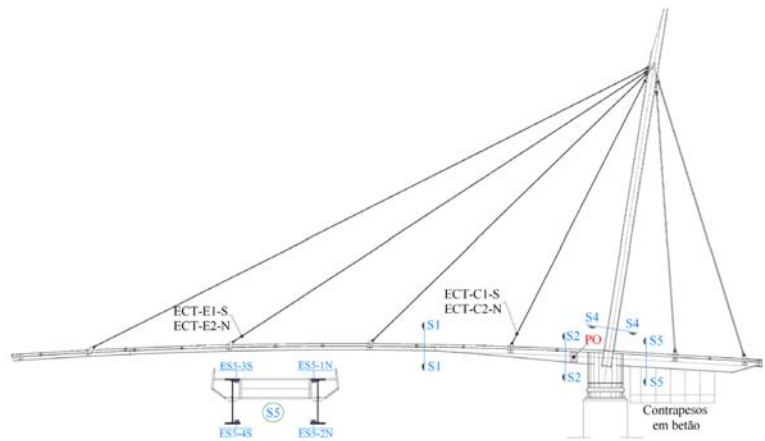
Os resultados apresentados evidenciam a boa resposta dos sensores às cargas aplicadas a estrutura e a dependência quase linear da resposta da estrutura durante o período de condução do ensaio com a evolução da temperatura.

Na ponte pedonal móvel de Viana de Castelo, a aplicação dos sensores tipo I em obra teve como objectivo, verificar a operacionalidade destes sensores, através da observação do comportamento estrutural da ponte durante a fase de construção e durante os primeiros meses da fase de exploração. A estrutura da ponte é constituída por um sistema estrutural cujo passadiço, composto por um par de vigas de aço e revestido por estrados em madeira, é sustentada por um mastro através de tirantes de sustentação e de retenção também em aço e, está dotada de um sistema móvel que permite a sua rotação lateral de 90° sobre um eixo assimétrico.

A fase de construção foi caracterizada, principalmente, pela colocação de um conjunto de contrapesos em betão de massa conhecida e que introduziram variações significativas de deformação na estrutura (ver Figura 3.24). Foram instrumentadas, com sensores tipo I, três secções do tabuleiro (S1, S2 e S5), uma secção do mastro (S3) e dois pares de tirantes (ver tirantes ECT-C1/C2 e ECT-E1/E2 na Figura 3.24b). Os resultados das deformações observadas durante a fase de construção, foram conclusivos no que respeita ao comportamento da ponte durante a colocação dos contrapesos de betão e, em fase de serviço, os resultados das extensões registadas nos tirantes permitiram concluir que, a ponte apresenta um padrão de estado de deformação diferente quando está aberta e quando está fechada devido à contribuição significativa da restrição aos deslocamentos verticais conferidos pelos apoios de extremidade quando a ponte está fechada. Quando a ponte está aberta, os tirantes mais afastados do mastro experimentam tracções enquanto que os mais próximos do mastro comprimem (Figueiredo, *et al.*, 2007).



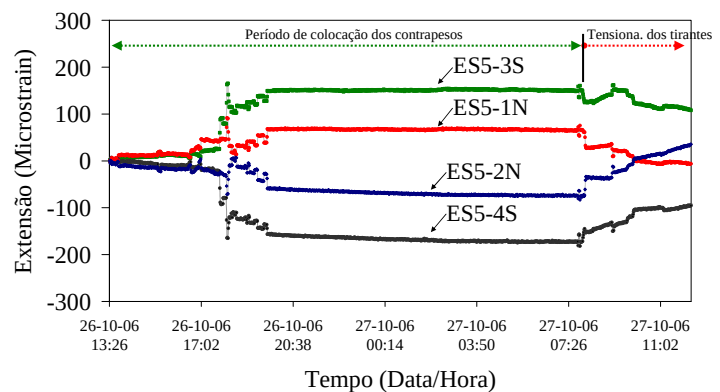
a) Instalação dos sensores tipo I em obra.



b) Localização das secções instrumentadas (tabuleiro, tirantes, mastro).



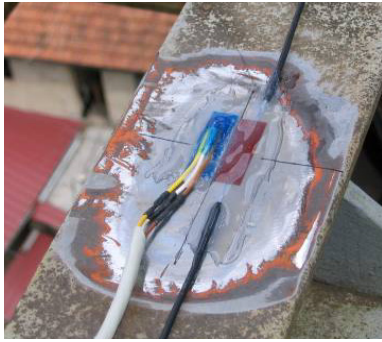
c) Colocação dos contrapesos em betão de massa conhecida.



d) Extensões registadas na secção S5 na fase de colocação dos contrapesos.

Figura 3.24 - Monitorização da ponte pedonal móvel em Viana durante a construção.

Uma outra aplicação dos sensores desenvolvidos foi a ponte ferroviária em Trezói, apresentada na Figura 3.25 (Costa, *et al.*, 2008), e teve em vista a caracterização do seu comportamento em serviço. A observação desta ponte possibilitou a obtenção de informação útil sobre a deformação de secções instrumentadas do tabuleiro e do carril. Neste trabalho foi possível confrontar a eficácia de dois sistemas de monitorização, um baseado no sistema eléctrico (extensómetro de resistência inserido na base de uma resina, sensor tipo II) e outro baseado em sensores de fibra óptica. A monitorização desta obra serviu também para comprovar a qualidade, robustez e fiabilidade dos sistemas de aquisição e o rigor e a precisão dos resultados adquiridos. A partir dos resultados da monitorização foi possível a partir das deformações caracterizar o tráfego ferroviário, nomeadamente, a velocidade de circulação das carruagens ferroviárias durante a travessia sobre o tabuleiro da ponte, o sentido de circulação e o número de eixos de cada composição.



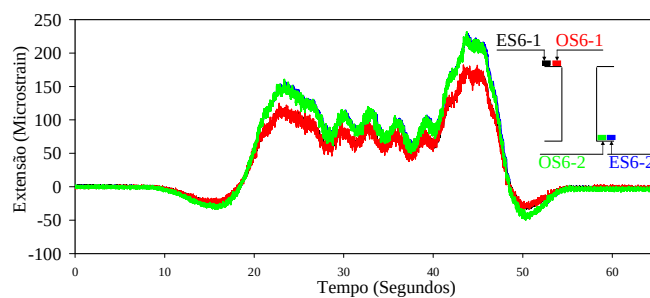
a) Aplicação lado a lado do sensor tipo II e um sensor de fibra óptica.



b) Passagem de um comboio de passageiros no sentido Figueira – Vilar Formoso.



c) Borracha moldável aplicada sobre um sensor.



d) Comparação dos registos dos sensores tipo II e os sensores de fibra óptica.

Figura 3.25 - Monitorização do comportamento da ponte ferroviária de Trezói em condições de serviço.

3.2.1.2 Extensómetros de corda vibrante

Os extensómetros de corda vibrante baseiam-se na propriedade de variação da frequência de vibração de um fio com a tensão a que se encontra submetido. São essencialmente constituídos por um fio metálico tensionado com cerca de 0.3 mm de diâmetro, instalado no interior de um tubo deformável e perfeitamente estanque, dotado de discos de fixação nas extremidades. O comprimento de referência do sensor, que corresponde à distância entre discos, coincidentes com a distância entre os pontos de fixação da corda, varia nos modelos mais correntes entre 140 mm e 250 mm. Um exemplo de um sensor de corda vibrante é apresentado na Figura 3.26.

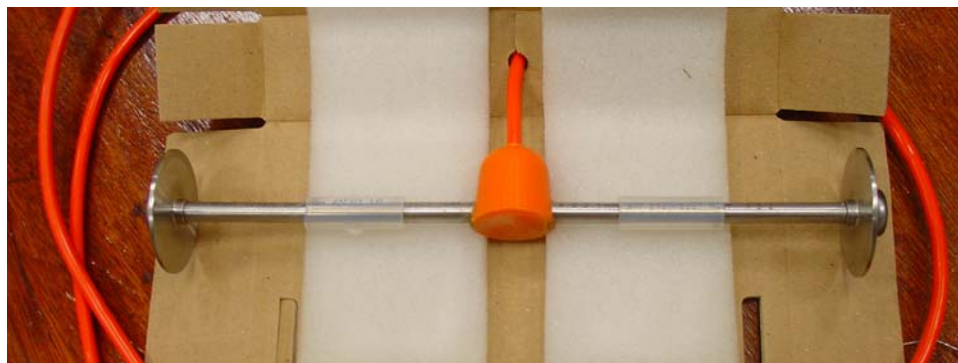


Figura 3.26 – Extensómetro de corda vibrante.

Estes sensores de embeber são indicados na medição das extensões em estruturas de betão, necessitando para isso de ser instalados previamente à betonagem. Quando o betão sofre deformações transmite-as através dos discos à corda, o que provoca a variação da sua frequência própria de vibração. Com estes sensores consegue-se ter uma precisão nas medições da ordem de 1 *microstrain*, tendo um campo de medida da ordem dos 3000 *microstrains*. Uma das grandes vantagens do uso destes sensores na monitorização de estruturas prende-se com o facto de terem uma referência absoluta e a perda de sinal ao longo dos cabos que ligam o sensor ao sistema de leitura ser muito reduzida, podendo ser adoptados comprimentos de cabo superiores a 1500 m (Choquet, *et al.*, 1999). O principal inconveniente deste tipo de sensores prende-se com o processo de excitação da corda e o período de medição que é relativamente longo quando comparado com o doutros sensores (por exemplo os extensómetros de resistência). A leitura de cada sensor requer aproximadamente um segundo. Esta restrição torna estes sensores inadequados para aplicações dinâmicas onde são requeridas leituras em frequências elevadas (Saouma, 1997).

Os extensómetros de cordas vibrantes apresentam alguma sensibilidade à temperatura, podendo sofrer variações de cerca de 0.02% da gama de medição para variações de temperatura até 10°C (Félix, 2004). Actualmente, estes extensómetros dispõem de um sensor de temperatura incorporado, o que permite, para além da medição da temperatura nos mesmos pontos onde são instalados os extensómetros, a conveniente correcção das medições da extensão. A expressão utilizada para converter a frequência de vibração da corda em extensões, considerando os efeitos da temperatura sobre o sensor, é a seguinte:

$$\varepsilon = (f_i^2 - f_0^2) k_1 - (T_i - T_0) k_2 \quad (3.2)$$

onde, ε corresponde ao resultado da medição em *microstrains* (extensão), f_0 é a frequência inicial de referência, f_i é a frequência medida, T_0 é a temperatura inicial de referência e, T_i corresponde à temperatura medida no ponto onde o sensor está instalado ou num local equivalente, k_1 e k_2 são constantes do sensor consideradas para as frequências e para as temperaturas na determinação da deformação medida.

Existem disponíveis no mercado modelos destes sensores de aplicação à superfície, dotados com sistemas de fixação nas extremidades por parafusos (para estruturas de betão) ou por soldadura (para estruturas metálicas).

Exemplos de aplicação em obra

O sucesso da aplicação destes sensores na monitorização de obras, em particular de betão, é já conhecido decorrente da experiência adquirida ao longo de décadas de utilização (Marécos, 1979; ASCE, 2000; Robertson, *et al.*, 2005). Um exemplo recente mais recente da aplicação de extensómetros de corda vibrante em estruturas de betão armado foi a ponte Armando Emílio Guebuza em Moçambique. A ponte integra a estrada nacional nº1 (EN 1), permitindo a ligação entre as províncias de Sofala (a Sul) e Zambézia (a Norte). A construção desta emblemática infra-estrutura concretiza um projecto que se iniciou em 1977 pelo Professor Edgar Cardoso, suspenso em 1981 devido à guerra civil.

Os 28 extensómetros de corda vibrante, distribuídos por sete secções do tabuleiro (ver Figura 3.27), integram o sistema de monitorização que visa sobretudo acompanhar de forma permanente o comportamento da obra durante a fase de exploração e apoiar futuras campanhas de inspecção (Faria, *et al.*, 2009; Félix, *et al.*, 2009). A aplicação destes sensores em prismas instalados em obra permitiu ainda avaliar a extensão do betão devida ao efeito da retracção. A instrumentação desta obra constituiu um grande desafio para a equipa de monitorização, atendendo a que a sua localização acarretava custos elevados de deslocação e de permanência em obra. No entanto, atendendo à robustez que os sensores de corda vibrante apresentam ao manuseamento e à facilidade de instalação, foi decidido criar condições para que técnicos da obra procedessem à sua instalação. À equipa de

monitorização ficaram reservados os trabalhos da conexão dos cabos condutores do sinal dos sensores e a instalação do posto de observação. Para o efeito, optou-se por:

- dar a formação necessária, no local, aos técnicos para a instalação dos sensores de embeber e para a utilização do equipamento portátil de leitura, exemplificando com a instrumentação de algumas secções da ponte;
- criar de fichas com os procedimentos de instalação e de controlo das operações de instalação em obra, de modo a garantir o sucesso da aplicação.

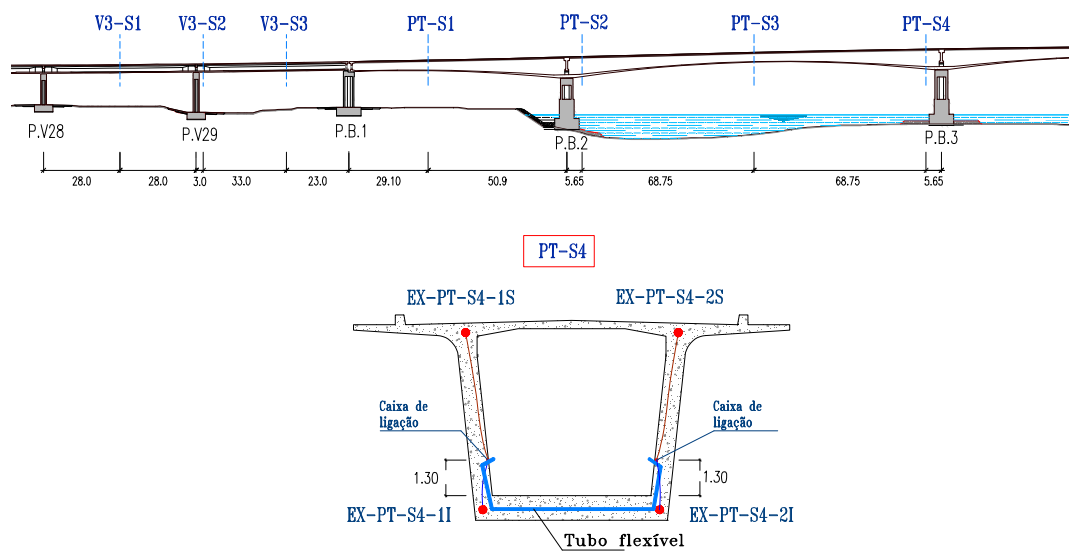


Figura 3.27 – Secções da ponte Armando Emílio Guebuza, em Moçambique, instrumentadas com extensómetros de cordas vibrantes.

A Figura 3.28 ilustra algumas das fases da instalação dos extensómetros de cordas vibrantes aquando da formação dada aos técnicos em obra. Os extensómetros foram fornecidos devidamente preparados, com cabos e caixas de ligação de encastrar no betão.



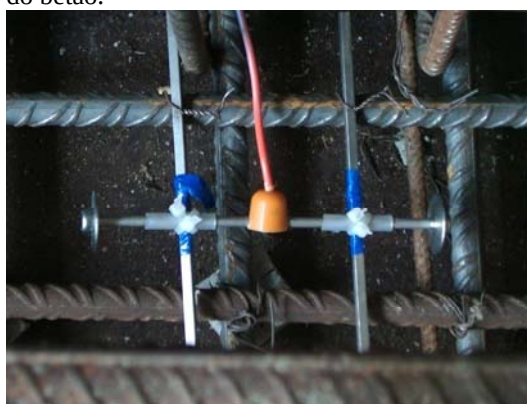
a) Execução de moldes para prismas durante a acção de formação no laboratório da obra.



b) Instrumentação para os prismas de retracção do betão.



c) Demonstração do funcionamento do equipamento portátil de leitura para o controlo da instalação das cordas vibrantes.



d) Aspecto do sensor fixado após afixação às armaduras.



e) Aplicação de uma grelha metálica para a protecção dos sensores durante a betonagem ou vibração do betão.



f) Instalação de tubos e de caixas de encastrar no betão para a concentração dos cabos dos sensores.

Figura 3.28 – Instalação dos sensores de corda vibrante na ponte Armando Emílio Guebuza, Moçambique.

No Anexo I apresentam-se os guias de instalação dos extensómetros de corda vibrante e de utilização do equipamento de leitura, respectivamente, elaborados com base nas recomendações dadas pelos fabricantes, fornecidos no início dos trabalhos aos técnicos da

obra. Estas fichas são genéricas, pelo que podem servir de guia de instalação para aplicações similares.

3.2.2 Medição de deslocamentos

Na monitorização do comportamento de obras de arte interessa caracterizar o seu campo de deslocamentos locais e globais, o que engloba a medição dos deslocamentos verticais e dos deslocamentos horizontais da estrutura. A quantificação destes deslocamentos pode ser conseguida através da instalação de transdutores de deslocamentos do tipo LVDT ou de sensores de pressão com recurso a um sistema de nivelamento hidrostático. Este conjunto de transdutores deve ser sensível à presença, à magnitude e à variação de uma dada mensuranda e proporcionar a saída de um sinal eléctrico a ser lido por um sistema de aquisição. O transdutor a seleccionar para uma dada aplicação deve ser fisicamente compatível com a aplicação desejada, tendo em conta: i) a sua gama de medida, de modo a que este tenha uma resolução adequada; ii) a sensibilidade do transdutor em termos de grandeza física a medir; iii) a frequência de resposta e a frequência de ressonância do transdutor (no caso de serem LVDT's de mola); iv) a compatibilidade com as condições ambientais; v) a robustez e; vi) as características funcionais eléctricas, nomeadamente, no que se refere à relação sinal/ruído.

3.2.2.1 Transdutor de deslocamentos do tipo LVDT

Um LVDT é um transdutor de deslocamento linear electromecânico que funciona pelo princípio de indutância, produzindo um sinal eléctrico que é proporcional à posição de um núcleo ferromagnético móvel. A excitação do LVDT é geral feita por uma corrente alternada, sinusoidal, com uma tensão que varia entre 2 volts a 10 volts e uma frequência que varia entre os 50 Hz e os 20 kHz.

Uma das potenciais desvantagens do LVDT é o tempo de resposta, que é dependente da frequência da fonte do sinal de excitação utilizada. Se se pretendem tempos de resposta muito rápidos, a frequência de excitação do sinal deve ser também muito elevada. Aplicações típicas destes transdutores na monitorização de estruturas estão relacionadas com a medição de deslocamentos verticais em pontos de tabuleiros, em aparelhos de

apoios e na caracterização dos movimentos das juntas de dilatação e das fendas. A Figura 3.29 ilustra uma aplicação de LVDT's na monitorização de deslocamentos verticais do tabuleiro da passagem inferior de Esgueira, em Aveiro, durante um ensaio de carga (Dimande, *et al.*, 2005). Os transdutores foram apoiados numa base porticada montada por baixo da laje e que serviu de referência para os deslocamentos medidos. Esta estrutura porticada, instalada por razões de garantia da segurança pela Câmara Municipal, foi descida antes da condução do ensaio para permitir a livre deformação do tabuleiro, constituindo por isso uma boa base de referência ao solo.



a) Vista frontal da passagem inferior à linha-férrea em Aveiro.



c) LVDT instalado numa base porticada.



d) Pormenor do LVDT.

Figura 3.29 – Utilização de LVDT's na medição de deslocamentos verticais.

3.2.2.2 Sistema de nivelamento hidrostático

O sistema de nivelamento hidrostático é baseado na lei clássica da física dos vasos comunicantes. É um sistema utilizado na medição de deslocamentos verticais em que as referências ao solo são difíceis ou impossíveis de se obter e consiste num circuito hidráulico que percorre a estrutura e promove a interligação de sensores de pressão

instalados nos pontos onde se pretende medir o deslocamento vertical e num ou mais pontos considerados de referência. A utilização de um reservatório, em geral instalado junto do sensor de referência, alimenta o circuito garantindo que este se mantém com níveis adequados durante todo o processo de medição. O líquido frequentemente usado para o sistema é a água devido à sua facilidade de obtenção em obra, ser ecológica, e por possuir propriedades muito bem conhecidas (viscosidade, peso específico) e ser de baixo custo. A variação da cota dos sensores provoca o rearranjo do fluido no circuito e consequentemente uma variação do nível do líquido em cada ponto. Para um dado deslocamento vertical de um ponto associa-se a variação da altura do líquido e por consequência uma variação de pressão medida nos sensores.

O LABEST construiu um sistema próprio de medição de deslocamentos verticais baseado no sistema de nivelamento hidrostático e que tem vindo a ser utilizado em várias aplicações de monitorização de estruturas (Félix, 2004). A Figura 3.30 ilustra uma aplicação deste sistema na medição de deslocamentos verticais durante a condução do ensaio de carga de um viaduto ferroviário, em Braga (Dimande, *et al.*, 2004a). Foram medidos com este sistema, deslocamentos verticais a meio vão em quatro tramos do tabuleiro dos lados do extradorso e intradorso. Dificuldades associadas ao atravessamento da linha-férrea conduziram a que nesta aplicação fossem adoptados dois circuitos hidráulicos independentes. Este sistema assegura elevada precisão na medição dos deslocamentos verticais, sendo as principais causas de interferência o deficiente enchimento do circuito hidráulico, a variação local da pressão atmosférica e a variação de temperatura. Para situações onde se verificam importantes variações da temperatura, deve ser tido em conta o erro introduzido pelos sensores de pressão, podendo alguns atingir 0.05%FS/°C. Por outro lado, a presença de bolhas de ar no circuito hidráulico pode falsear os valores de pressão medidos. Um dos procedimentos eficazes para a eliminação de bolhas de ar no circuito consiste no enchimento do circuito em pressão, com recurso a uma bomba, fazendo circular a água desde o reservatório até aos pontos de medição. Durante esta operação, deve haver o cuidado de colocar fora de carga os sensores, que podem ser danificados quando submetidos a pressões excessivas.

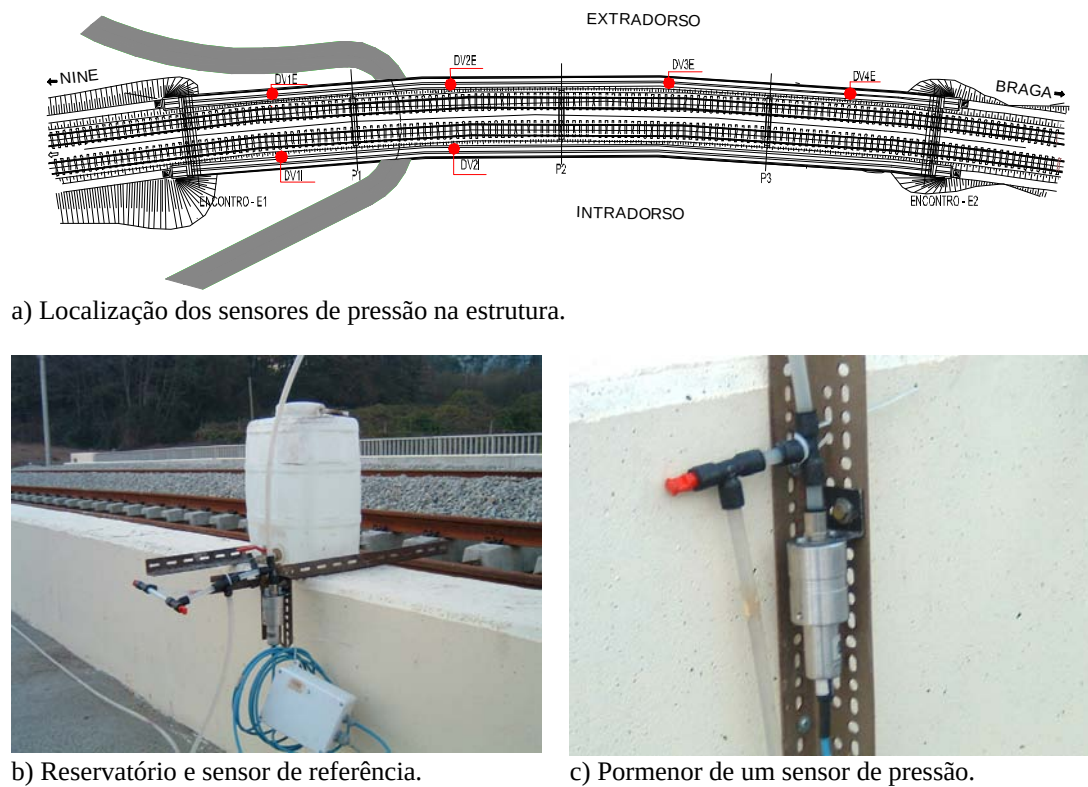


Figura 3.30 – Sistema de medição de flechas instalado em obra.

3.2.3 Medição de rotações

Na monitorização de estruturas, tem particular interesse a quantificação dos desvios angulares experimentados pela estrutura em diversos pontos ou secções, e o acompanhamento, quando necessário, da sua evolução ao longo do tempo. A medição das variações angulares em determinadas secções da estrutura fornece informação relevante a cerca do comportamento global da estrutura e pode permitir estabelecer perfis longitudinais de deslocamentos. A medição de rotações pode ser feita por dois processos com princípios distintos: através da variação angular de um eixo entre uma posição inicial e uma posição final e através do desvio angular de um dado eixo em relação a um plano de referência que é fixo. Note-se que o primeiro, que utiliza clinómetros, mede sempre rotações relativas a uma posição inicial, enquanto que o segundo, através da utilização de inclinómetros, faz medições da inclinação absoluta em relação a um plano de referência. Em geral, o plano de referência adoptado é o horizontal ou o vertical. Os clinómetros foram os primeiros a surgir no mercado, destacando-se o clinómetro de bolha de ar. Estes sensores, apesar de apresentarem elevada precisão de leitura, apresentam como principal

inconveniente o facto de se ter de fazer deslocar um técnico ao local sempre que se pretende efectuar uma medição. Os inclinómetros eléctricos, apesar de comparativamente possuírem uma menor precisão de medição, apresentam vantagens que os tornam mais atractivos relativamente aos clinómetros, nomeadamente em termos de possibilidade de automatização das leituras e de frequências de aquisição mais elevadas. Existe no mercado uma grande variedade de sensores de rotação, não só em termos de número de eixos de observação e de gama de medição, como também ao nível do princípio de funcionamento.

A selecção destes sensores para a aplicação em obras requer a avaliação prévia das suas características, que incluem: precisão nas medições, estabilidade do sinal, fiabilidade adequada e robustez para resistir a eventuais choques e vibrações sem alterar as características de medição. Por outro lado o material de fabrico do próprio sensor (encapsulamento) é outro aspecto a considerar, quando se prevê a sua instalação em ambientes climatéricos adversos.

No âmbito deste trabalho foram utilizados dois tipos distintos de inclinómetros eléctricos (biaxial e uniaxial). A Figura 3.31 ilustra os dois modelos de inclinómetros eléctricos (KB-1AC e LSOC 1L) aplicados em obra.



a) Inclinómetro eléctrico biaxial – Modelo KB-1AC.



b) Inclinómetro eléctrico uniaxial – Modelo LSOC 1L.

Figura 3.31 – Inclinómetros eléctricos utilizados na medição de rotações.

As baixas tensões de excitação do modelo KB-1AC constituem uma grande vantagem em termos de consumo energético quando não se dispõe em obra de corrente eléctrica, podendo ser excitados pelo próprio sistema de aquisição ou por meio de baterias. Mas, devido à sua

não-linearidade, que é de 0.5% do campo de medida, com este sensor não se consegue medir em cada direcção melhor do que trinta e seis segundos sexagesimais. Por outro lado, o seu princípio de funcionamento baseado nas pontes extensométricas de *Wheaststone*, limitam a distância a que se pode instalar dos sistemas de aquisição. O modelo LSOC 1L apresenta uma maior precisão de leitura comparativamente ao modelo anterior. As suas dimensões e peso reduzidos permitem uma fácil instalação e uma localização, relativamente, discreta na estrutura. Por outro lado, pelo facto da tensão de excitação ser relativamente elevada, permite a instalação destes sensores a distâncias superiores quando comparado com o modelo KB-1AC.

Estes inclinómetros são sensores que, além de permitirem avaliar inclinações com precisão, estabilidade e fiabilidade adequadas para cada caso, apresentam características que os tornam especialmente indicados para a monitorização de estruturas de engenharia civil. Ainda assim, com o intuito de garantir protecção adequada e durabilidade no funcionamento, dependendo do período de tempo de utilização em obra, devem ser devidamente protegidos através, por exemplo de caixas de protecção ambiental (ver Figura 3.32).



a) Protecção ambiental do inclinómetro em aplicações de longa duração.



b) Protecção do inclinómetro contra impactos em aplicações de curta duração (por exemplo durante a realização de um ensaio de carga rápido).

Figura 3.32 – Protecção dos inclinómetros em obra.

3.2.4 Medição da temperatura

Existem actualmente uma grande variedade de sensores destinados à medição da temperatura. Cada um destes sensores apresenta características que os torna particularmente indicados para determinado tipo de aplicação específica. Os termopares são os sensores mais utilizados por diferentes razões, podendo-se mencionar, entre outras, a sua elevada gama de temperatura de utilização, a sua robustez, a boa exactidão relativa, rápida resposta a variações térmicas, versatilidade e baixo custo. Estes sensores consistem basicamente em dois metais dissimilares que quando unidos numa das extremidades criam uma malha fechada por onde passa a corrente no circuito, estabelecendo uma força electromotriz termoelétrica, que faz circular a corrente (ver Figura 3.33). A magnitude e a direcção da corrente são função da diferença de temperatura das uniões e das propriedades térmicas dos metais utilizados no circuito. O seu princípio de funcionamento é baseado no efeito de *Seebeck* que ocorre nos condutores eléctricos que experimentam um gradiente térmico ao longo do seu comprimento (Herwaarden e Sarro, 1986; França, 2007). Se o circuito for aberto, obtém-se uma diferença de potencial, que é directamente proporcional à temperatura da união e à composição dos metais (ver Figura 3.33b).

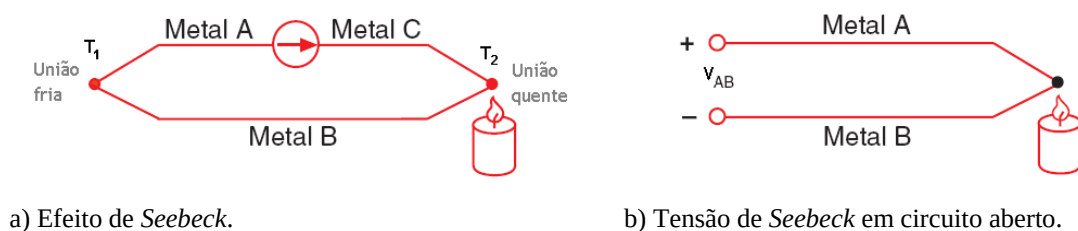
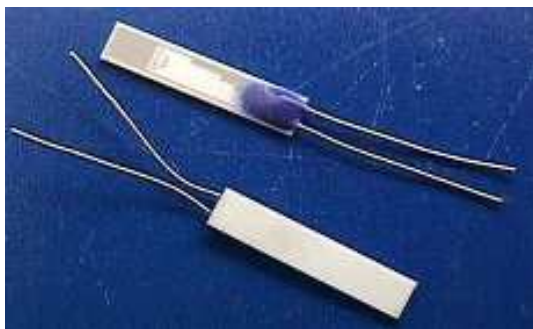


Figura 3.33 – Princípio de funcionamento dos termopares.

Uma das limitações à utilização dos termopares está relacionada com a baixa gama de tensões geradas, em geral inferior a 80 mV, e a sensibilidade variar entre 5 $\mu\text{V}/^\circ\text{C}$ e 50 $\mu\text{V}/^\circ\text{C}$. Por exemplo, o termopar tipo K, na gama de valores em que é aproximadamente linear, apresenta uma sensibilidade de 0.04 mV/ $^\circ\text{C}$.

Os sensores de temperatura resistivos (designados por RTD – sigla do inglês de *Resistance Temperature Detector*) constituem uma alternativa aos termopares. Estes sensores baseiam-se no princípio do aumento da resistência do metal com a temperatura. O metal

mais usado neste tipo de sensores é a platina essencialmente por três razões: i) tem resposta linear à temperatura; ii) tem um comportamento estável e; iii) tem a escala de temperatura mais larga dentre os metais utilizados no fabrico destes sensores. Os sensores de temperatura fabricados com este metal são correntemente designados de PT100, por apresentarem uma resistência de 100 ohm a 0°C. A Figura 3.34 apresenta um sensor PT100, construído sobre um substrato cerâmico. O uso da cerâmica confere, ao sensor, uma maior estabilidade.



a) Elemento sensor.



b) Sensor encapsulado – aplicação em obra.

Figura 3.34 - Sensor de temperatura PT100.

O encapsulamento dos PT100 varia de acordo com as aplicações que se pretende fazer. A Figura 3.34b ilustra um exemplar de um PT100 encapsulado num tubo de cobre e que foi instalado na ponte pedonal e de ciclovias Pedro e Inês, em Coimbra, para a medição da temperatura ambiente (Dimande, *et al.*, 2006c). A escolha do cobre prende-se pelo facto de permitir encurtar o tempo de resposta do sensor dada a sua elevada condutibilidade térmica e por conferir protecção mecânica ao sensor. Antes da instalação dos sensores de temperatura em obra, estes sensores devem ser testados e calibrados em laboratório de modo a caracterizar a sua resposta em condições controladas.

3.3 Cabos

Os cabos eléctricos são necessários para a alimentação, em tensão ou em corrente, dos sensores e para a transmissão do sinal dos sensores aos equipamentos de aquisição. Existem vários problemas associados à utilização de cabos na monitorização de estruturas, que incluem: i) dificuldades no manuseamento e instalação, principalmente, quando há

secções instrumentadas muito distantes do equipamento de aquisição; ii) possibilidade de serem danificados, por exemplo, por torção, calque, pancadas, queimaduras (causadas pelos trabalhos de soldaduras); iii) podem ser fonte de introdução de ruído nas medições, afectando significativamente a precisão das medições, principalmente em sensores que emitem níveis de sinal muito baixos (como é o caso dos extensómetros eléctricos). A Figura 3.35 ilustra exemplos de cabos danificados devido aos trabalhos de soldadura realizados durante a construção da ponte pedonal, em Coimbra.



Figura 3.35 – Cabos danificados em obra devido a trabalhos de soldadura.

A tecnologia dos sensores sem fios aliviaria a maior parte destes problemas, erros e o tempo dispendido durante a instalação dos cabos. Actualmente, apesar de grandes avanços tecnológicos no fabrico dos sensores sem fios, estes ainda apresentam algumas limitações importantes. Tais limitações prendem-se sobretudo com a existência de interferências provocadas por sinais transmitidos por outros emissores (rádio ou rede de telefones móveis) e com o tempo de vida das baterias utilizadas para a alimentação eléctrica destes sensores. Uma vez que, na maioria dos casos, o uso de cabos não pode ser totalmente dispensada, existem algumas precauções a ser tomadas para minimizar os problemas associados à sua instalação, que incluem (Aktan, *et al.*, 2003):

- Minimizar o número e o comprimento de todos os condutores utilizados, mediante, por exemplo, a incorporação, em partes da instrumentação, da tecnologia sem fios, ou através da instalação de sistemas de aquisição nas proximidades das secções instrumentadas, e utilizar cabos de múltiplos condutores. Por outro lado a variedade dos cabos deve ser mínima de modo a simplificar a instalação global do sistema de monitorização e os requisitos de emendas de cabos.

- Verificar se todo o sistema está ligado a um fio terra e que os cabos estejam todos blindados com uma malha de protecção. Na escolha de cabos com múltiplos condutores, deve-se dar preferência àqueles cujos condutores estejam entrançados e blindados aos pares pois oferecem uma melhor protecção contra ruídos indesejáveis. A blindagem é feita de material condutor e que tem a função de reduzir as interferências de campos magnéticos e electromagnéticos produzidos dentro ou fora do circuito. A blindagem (malha) deve ser ligada apenas numa das extremidades do circuito de modo a evitar um circuito fechado. Geralmente, é ligada num ponto específico do sistema de aquisição.
- Sempre que possível, os cabos dos sensores não devem ser instalados juntamente com os cabos de electricidade, nem nas proximidades de geradores de electricidade, ou de outras fontes de ruído eléctrico ou electromagnético. Se for inevitável, devem ser utilizados cabos com protecção específica, como é o caso de cabos com blindagem a nível do condutor e blindagem de isolamento do conjunto de condutores. Na maior parte dos casos, estas características são fornecidas pelo fabricante dos cabos.
- Os cabos devem ser protegidos contra potenciais danos mecânicos e químicos, através da condução em corredores preferenciais e se possível conduzidos em bainhas apropriadas. Por outro lado, o cabo seleccionado deve possuir um revestimento resistente à degradação devido aos produtos químicos e aos raios ultravioleta, especialmente se estes não forem conduzidos no interior de uma bainha.
- Sempre que possível, devem ser evitadas emendas nos cabos.

A Figura 3.36 ilustra exemplos de instalação, em obra de cabos de sensores. No primeiro trata-se da condução de cabos no interior de bainhas em PVC (ver Figura 3.36a) e no segundo caso, foi adoptada a condução dos cabos ao longo de uma calha técnica metálica (ver Figura 3.36b).



a) Condução dos cabos em bainhas em PVC.

b) Condução de cabos ao longo de uma calha técnica.

c) Condução dos cabos de electricidade e da monitorização em corredores separados.

Figura 3.36 – Condução dos cabos em obra.

3.3.1 Emendas de cabos

Numa rede de sensores as emendas de cabos devem ser especialmente cuidadas porquanto constituem singularidades geradoras de perdas de sinal e erros de ligação. As emendas dos fios condutores podem ser feitas por dispositivos mecânicos (barras de ligadores) ou por soldadura. No caso da utilização de barra de ligadores, estas devem ser mantidas sempre limpas, e secas e protegidas de interferências electromagnéticas e de sinais de rádio. Esta protecção pode ser feita por selagem da ligação, por exemplo, através do embebimento em resina epóxi ou através da utilização de uma caixa resistente que promova a necessária protecção ambiental (no mínimo IP65). Antes de selar as ligações, devem ser realizados testes ponto a ponto, percorrendo todos os sensores instalados na estrutura, afim de certificar a eficácia das ligações efectuadas. Exemplos de ligações realizadas em caixas estanques são ilustrados na Figura 3.37.



a) Testes ponto a ponto.



b) Caixa de ligação devidamente identificada.



c) Caixas de ligação dos cabos provenientes de cada sensor instalados numa dada secção para posterior ligação num cabo de múltiplos condutores.



Figura 3.37 – Procedimentos adoptados nas ligações efectuadas em obra.

Nas zonas de ligação, os cabos devem ser devidamente identificados e, se possível, deve-se deixar ficar no interior de cada caixa uma ficha técnica contendo todos os detalhes das ligações efectuadas. As caixas de ligação devem ser devidamente identificadas pelo exterior, com indicação da referência da secção e do tipo de sensores nela ligados. Desta forma, facilitam-se os trabalhos em futuras intervenções de manutenção ou de reparação.

3.4 Considerações finais

No presente capítulo foi abordada a temática da instrumentação de obras com vista ao acompanhamento do comportamento estrutural em várias fases da sua vida. Foram referidos alguns aspectos a ter em conta durante a instrumentação de obras de forma a garantir o sucesso das aplicações e fiabilidade dos resultados. Esses aspectos estão relacionados com a operacionalidade dos sensores em ambientes potencialmente agressivos a nível de minimização de erros de medição ou de não danificação dos sensores. Essas fontes de erro podem advir de trabalhos em obra, ambientes quimicamente agressivos, ou fontes geradoras de ruídos electromagnéticos.

Maior destaque foi dado aos sensores de deformação, pelo seu carácter sensível e pela delicadeza da sua instalação em obra. Neste contexto, apresentaram-se duas soluções de encapsulamento de sensores de deformação: o primeiro, numa base de CFRP devidamente impregnada e, o segundo, encapsulado numa base em resina epóxi. Descreveu-se a campanha de ensaios realizados em laboratório para reduzir ao máximo as incertezas inerentes à sua aplicação e funcionamento em obra. Os exemplos de aplicação destes sensores em obras concretas, demonstram o seu bom desempenho não obstante as condições a que foram sujeitas.

Foi salientada a robustez dos extensómetros de corda vibrante aquando do seu transporte e instalação em obra. Face a esta característica foi referida a possibilidade de nestes sistemas ser dada formação para a sua instalação aos técnicos em obra, com a inerente vantagem na redução de custos e apresentado um caso de obra em que esta metodologia foi adoptada com eficácia.

A medição de deslocamentos e de variações angulares constituem também grandezas caracterizadoras do comportamento das estruturas, permitindo que sejam avaliados parâmetros como flechas, movimentos de juntas de dilação, actividade de fendas e rotações. Os princípios de funcionamento, bem como os cuidados a ter na sua escolha e na sua instalação em obra foram aqui referidos.

Para a medição da temperatura em obra, foram aqui caracterizados dois tipos de sensores, nomeadamente, os termopares e os RTD's. A relevância da medição desta grandeza resulta não só de ela constituir uma acção sobre a estrutura, e portanto da maior importância caracterizar, mas também pelo facto de ser a origem de erros sobre os instrumentos de medição, cuja compensação, na generalidade dos casos, pode e deve ser conduzida. Em particular, foram referidas as metodologias para compensar estes efeitos sobre os extensómetros de resistência e de cordas vibrantes.

Uma vez que toda a instrumentação requer ligações, emendas de cabos e condução destes ao longo da estrutura. A parte final deste capítulo chama atenção para os cuidados a ter durante a instalação das cablagens, principalmente, no que diz respeito à identificação correcta de todos os componentes instalados de modo a facilitar futuras intervenções ou evitar erros que conduzam ao insucesso de uma instalação.

Capítulo 4

Monitorização do Comportamento do Viaduto das Andreasas

4.1 Introdução

No âmbito da realização das novas acessibilidades ao estádio do Bessa para o Campeonato Europeu de Futebol de 2004 (UEFA Euro 2004), realizado em Portugal, construiu-se um viaduto que permite a passagem desnivelada da Via de Cintura Interna (VCI). A dimensão da via a transpor, associada à necessidade de manter a sua transitabilidade durante a construção, conduziu à concepção de um viaduto de um único vão, de 75 m de comprimento (ver Figura 4.1), e com um processo construtivo pouco corrente em Portugal: o viaduto foi construído no estaleiro e posteriormente movimentado para o seu local definitivo.



(MVENTURA & Associados Arquitectos, Lda)

Figura 4.1 – Vista aérea do viaduto metálico das Andressas, na Av. Paralela, no Porto.

Dada a invulgaridade do seu processo construtivo e as incertezas quanto ao seu comportamento durante as operações de transporte, desde o estaleiro até aos seus apoios definitivos, foi solicitado ao LABEST – Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural da FEUP, pela GOP, E.M. – Gestão de Obras Públicas da Câmara Municipal do Porto, a monitorização do viaduto durante a fase de construção, a realização do ensaio final de recepção (ensaio de carga) e o desenvolvimento de um sistema de monitorização para a fase de exploração, com base num documento elaborado pelo projectista da obra (GEG, 2002).

O capítulo inicia-se com a descrição geral da estrutura. Segue-se a descrição do processo construtivo adoptado na construção do viaduto e a apresentação do modelo de análise estrutural elaborado para a aferição e confrontação dos resultados provenientes do sistema de monitorização instalado. Em seguida são descritos os aspectos essenciais do sistema de monitorização instalado em obra e os objectivos perseguidos. Apresentam-se os principais resultados obtidos durante a fase de construção e as principais observações. Posteriormente descrevem-se os procedimentos associados à condução do ensaio de carga, realizado na madrugada dos dias 19 e 20 de Maio de 2004, e apresentam-se e discutem-se os resultados mais relevantes. Na parte final do capítulo apresentam-se e discutem-se alguns dos

resultados que têm sido obtidos durante a monitorização da estrutura na fase de exploração, permitindo, por um lado, a caracterização das condições de utilização e de comportamento do viaduto e, por outro lado, a demonstração da robustez das soluções adoptadas na concepção do sistema de monitorização instalado.

4.2 Descrição da estrutura

O viaduto metálico das Andresas, localizado na Av. Paralela, no Porto, foi construído no âmbito das novas acessibilidades ao estádio do Bessa para o Euro 2004 para permitir o atravessamento da via de cintura interna (VCI). A obra possui um só vão de 75 m entre eixos de apoios, uma largura de 11 m, e tem um viés acentuado (cerca de 38°). A sua estrutura é constituída fundamentalmente por dois pares de vigas treliçadas metálicas de secção transversal tubular e por uma laje de betão com funcionamento misto aço-betão na direcção transversal e que na direcção longitudinal se apoia com continuidade em carlingas metálicas constituídas por perfis duplos HEB450 (ver Figura 4.2 e 4.3). A laje é constituída por um betão da classe C30/37 e é formada por um conjunto de pré-lajes de betão armado com espessura de 13 cm, previamente colocadas sobre as carlingas, servindo de cofragem para a camada de betão aplicada *in-situ*, totalizando uma espessura média de 30 cm.

A estrutura metálica, de aço da classe S355J2H, é constituída por dois pares de vigas principais e vigas secundárias, alinhadas com o eixo da via, contraventamentos e elementos de elevada rigidez nas extremidades, para atenuar as deformações de torção, designados por perfis reconstituídos soldados (PRS's) (ver Figura 4.4). As vigas principais são constituídas por perfis metálicos tubulares em estrutura treliçada, com secção uniforme nos banzos superiores (CHS 508x40) e secção variável nos banzos inferiores (CHS 508x32 a CHS 508x40). As diagonais das vigas principais e das vigas secundárias também são constituídas por secções metálicas tubulares de secção variável. A estrutura apoia-se nas extremidades em encontros constituídos por maciços de betão assentes em estacas. Longitudinalmente a estrutura possui uma inclinação constante de cerca de 3,5%. O viaduto acomoda três faixas de rodagem, duas no sentido nascente-poente e uma no sentido poente-nascente (ver Figuras 4.1 e 4.2a).



a) Vista frontal do viaduto das Andreas.



b) Diagonais da viga principal e secundária, contraventamentos superiores e passeio.



b) Vista inferior do tabuleiro: contraventamentos inferiores e carlingas.

Figura 4.2 – Vistas principais do viaduto das Andreas.

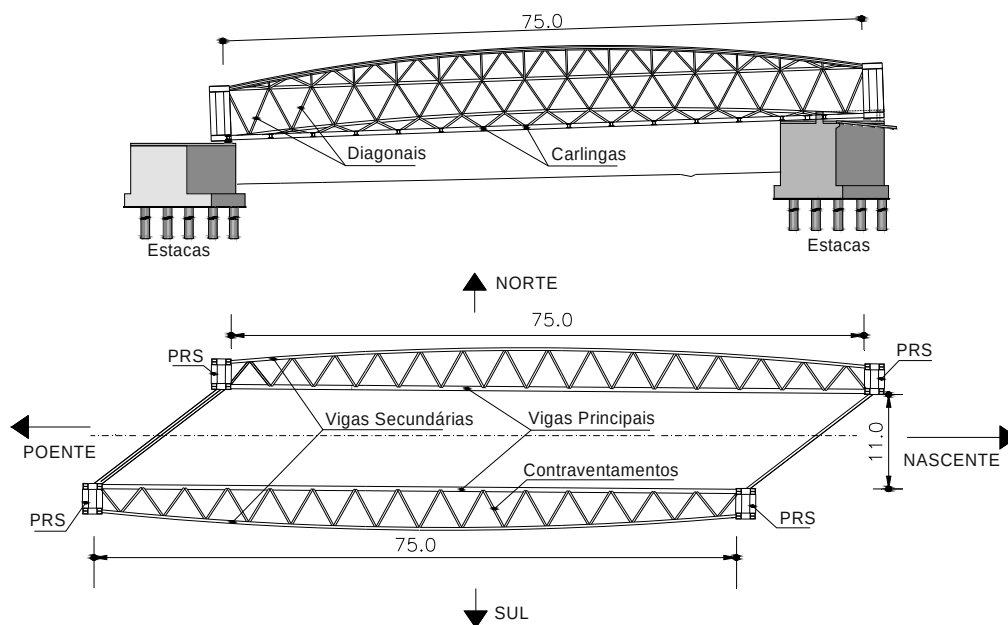


Figura 4.3 – Vista em alçado e em planta do viaduto das Andresas.

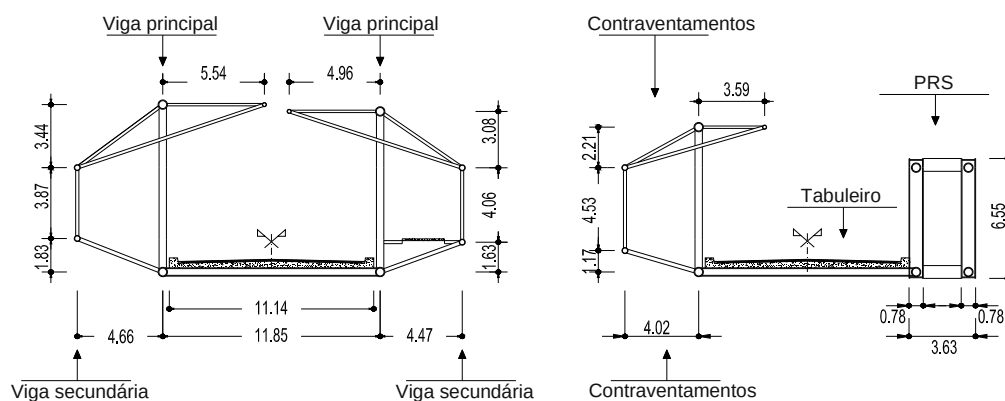


Figura 4.4 – Algumas secções transversais do viaduto das Andresas.

As condições de apoio das vigas principais, na base dos PRS's no encontro localizado a poente, são proporcionadas por aparelhos de apoio fixo do tipo “*pot bearing*”, e correspondem a travamentos dos deslocamentos em três direcções ortogonais. No encontro móvel, situado a nascente, os aparelhos de apoio tipo “*pot bearing*” são guiados, permitindo acomodar movimentos longitudinais paralelos ao eixo principal da estrutura. Os aparelhos de apoio que acomodam as solicitações provenientes das vigas secundárias, foram seleccionados de forma a acolherem forças verticais ascendentes e descendentes e os apoios das carlingas de fecho que unem os PRS's, em ambos os encontros, são materializados por blocos de elastómero cintado. A Figura 4.5 ilustra os aparelhos de apoio adoptados para a estrutura.

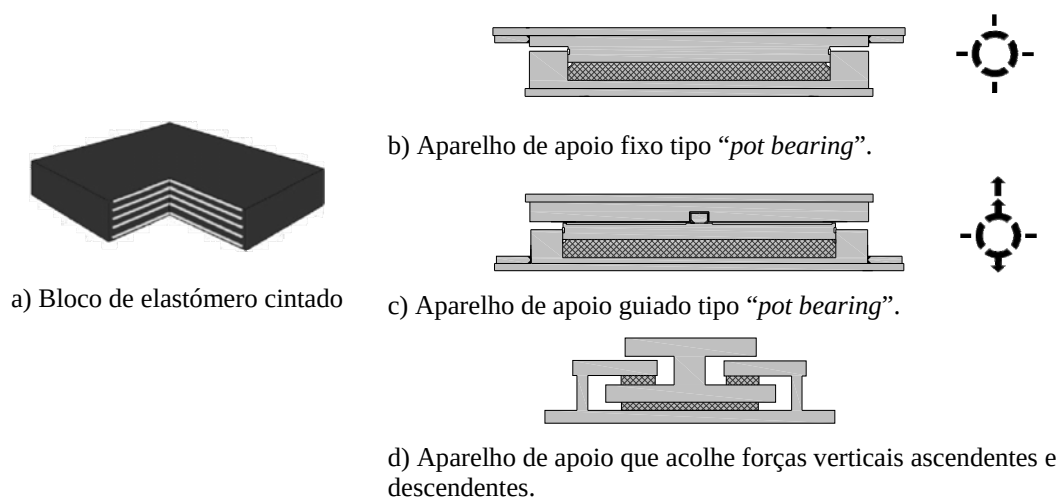
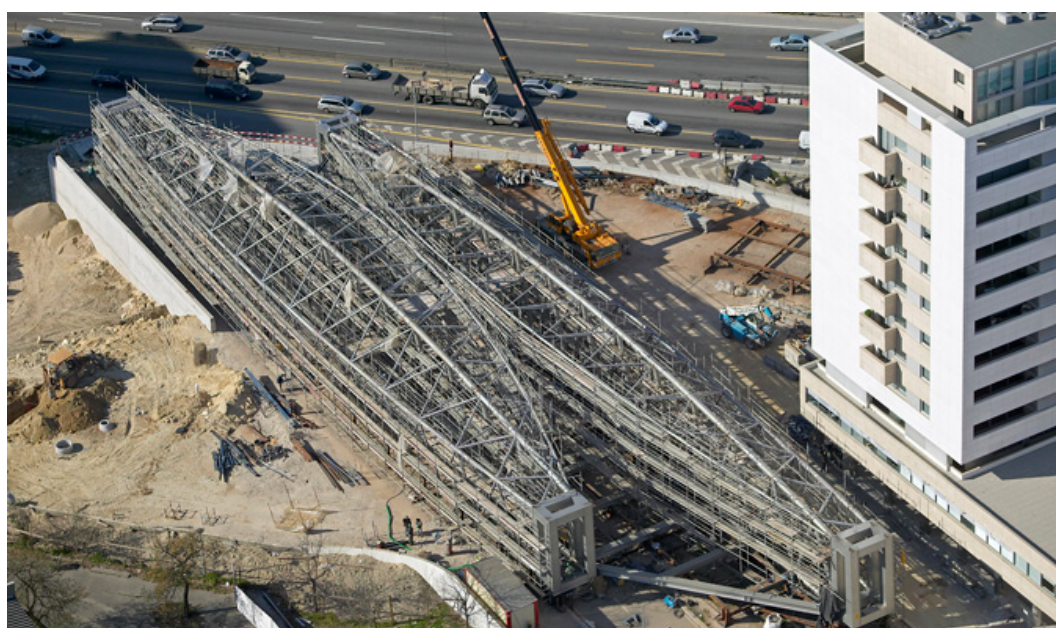


Figura 4.5 – Aparelhos de apoio da estrutura.

4.3 Descrição do processo construtivo

A construção do viaduto recorreu a um processo construtivo pouco corrente na construção de viadutos urbanos (ver Figura 4.6). Iniciou-se pela execução da treliça apoiada em berço metálico, num local próximo da posição definitiva da estrutura. Seguiu-se a colocação das pré-lajes e, finalmente, procedeu-se ao levantamento e ao avanço desta, por meio de macacos deslizantes (*Skidshoes*) e carros de avanço, conforme se ilustra na Figura 4.7.

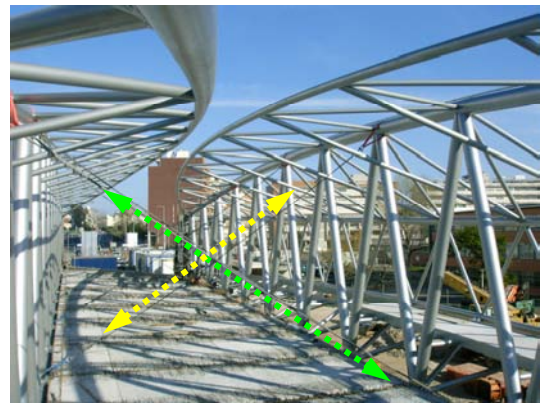


(MVENTURA & Associados Arquitectos, Lda.)

Figura 4.6 - Execução da estrutura metálica no estaleiro da obra.



a) Estrutura apoiada em berço metálico.



b) Cabos de aço instalados entre as vigas principais



c) Solidarização das pré-lajes.



d) Pormenor da amarração dos cabos de aço às vigas principais.



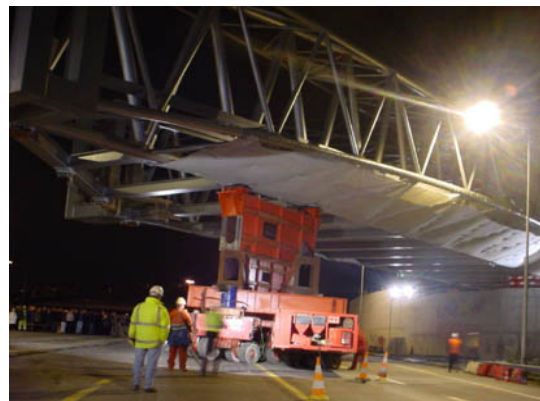
e) Operação de levantamento da estrutura.



f) Pormenor de um carro de avanço.



g) Lançamento da estrutura sobre a VCI.



h) Atravessamento da estrutura na VCI.

Figura 4.7 – Processo construtivo do viaduto das Andresas.

Foram identificadas no total seis fases construtivas (ver Figura 4.8) que correspondem a outras tantas condições de apoio que a estrutura experimentou durante a sua construção.

Portanto, as fases identificadas correspondem a posições estáticas (posições em que a estrutura esteve imobilizada), isto é, antes e imediatamente após a execução de uma determinada operação (levantamento, avanço, mudança de condições de apoio, etc.). Na generalidade das fases, os pontos de apoio da estrutura corresponderam aos nós de ligação entre as diagonais das vigas principais e as cordas inferiores das mesmas, tendo-se designado por “Ni” e “Si” os nós das vigas principais norte e sul, respectivamente. No entanto, em algumas destas fases, teve de se recorrer a esquadros provisórios em aço, dispostos além dos PRS’s, o que fez aumentar temporariamente o vão (ver por exemplo, Fases 1 e 6 na Figura 4.8).

Para minorar o efeito de torções que pudessem surgir durante o processo construtivo, passíveis de induzir esforços não previstos em algumas peças metálicas, nomeadamente nas carlingas, foram montados vários cabos de aço, dispostos de forma cruzada e alternada, ligando o banzo superior de uma viga principal ao banzo inferior da homóloga do lado oposto (ver Figura 4.7b). Por sua vez, para conferir uma certa rigidez ao conjunto das carlingas e de modo a evitar o escorregamento das pré-lajes e a eventual queda destas durante as operações de avanço, a solidarização do conjunto das pré-lajes e das carlingas, foi realizada no dia anterior às operações de avanço, através da betonagem das juntas (ver Figura 4.7c). A Figura 4.9 apresenta a ordem de colocação de algumas das pré-lajes do tabuleiro durante a construção.

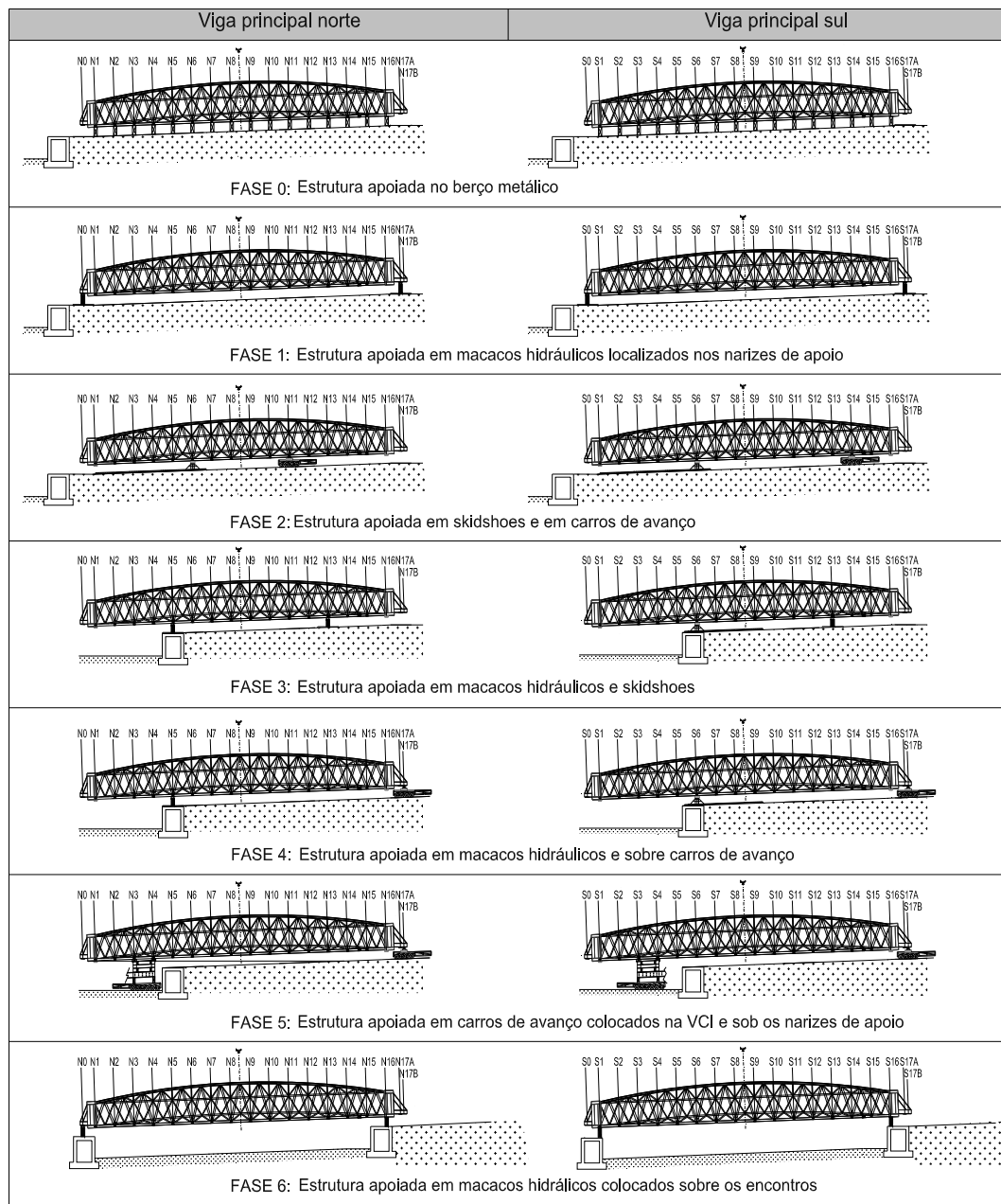


Figura 4.8 – Faseamento construtivo da estrutura.

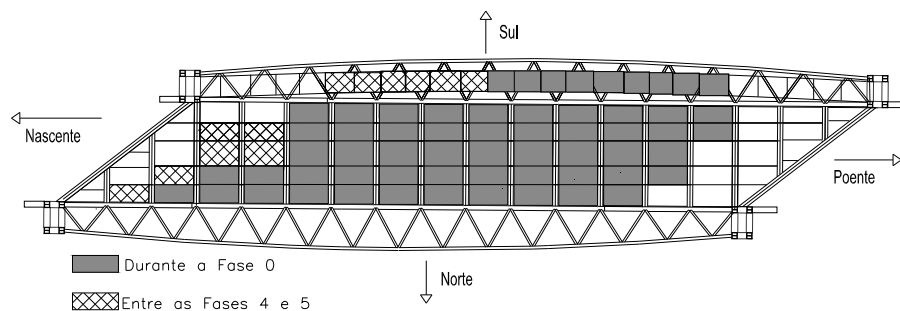


Figura 4.9 – Faseamento da colocação das pré-lajes.

4.4 Modelo estrutural de análise

Com o intuito de avaliar antecipadamente qual o nível de deformação expectável nas secções instrumentadas durante o faseamento construtivo e ensaio de carga e, para auxílio a futuros trabalhos de inspecção ou de manutenção da obra, foi elaborado um modelo numérico (ver Figura 4.10) para análise do seu comportamento estrutural (Dimande, *et al.*, 2004b; 2006a). Por outro lado, o modelo numérico possibilitou uma análise prévia do comportamento da estrutura durante o ensaio de carga, permitindo a sua correcta preparação, nomeadamente, no que diz respeito à definição das cargas (grandeza e posicionamento), à escolha da aparelhagem a utilizar, selecção dos métodos e meios para a sua instalação em obra e eleição das zonas adicionais a instrumentar. O modelo numérico permitiu, em particular, avaliar qualitativa e quantitativamente as grandezas mecânicas esperadas face às solicitações a introduzir durante os ensaios.

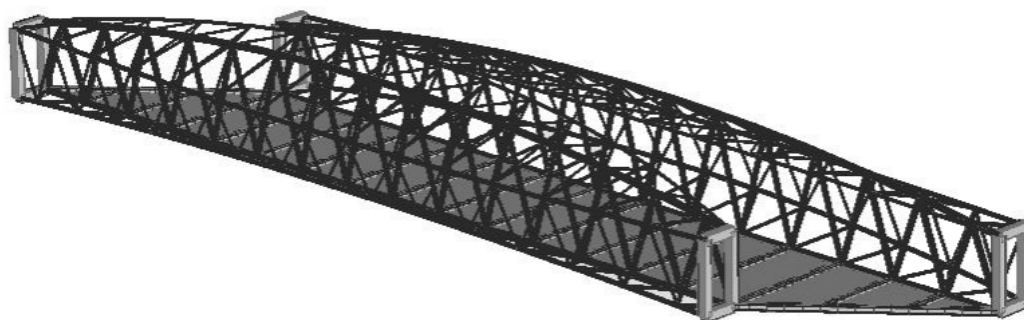


Figura 4.10 - Modelo numérico utilizado para análise dos resultados do faseamento construtivo e do ensaio de carga.

São modeladas com elementos de barras as vigas principais e secundárias, carlingas, contraventamentos e PRS's. A laje do tabuleiro, no final da construção, foi discretizada com elementos finitos de casca, assim como as pré-lajes colocadas e solidarizadas sobre as carlingas, numa fase inicial do processo construtivo. A análise realizada pelo modelo considerou um comportamento elástico linear de todos os materiais, partindo do princípio que os níveis de carga aplicados à estrutura durante a realização do ensaio e no faseamento construtivo, se encontravam muito distantes da sua carga última e bastante afastados de níveis passíveis de induzir comportamento não-linear material significativo, não obstante alguma fendilhação existente na laje de betão armado e a possível ocorrência de microfissuração no aço e nas soldaduras nos nós de ligação das peças metálicas. Todavia, a

dependência da rigidez dos cabos de aço, instalados provisoriamente durante o processo construtivo, como se verá mais adiante, e dos apoios das vigas secundárias face ao sinal dos esforços que sobre eles actuavam, tornou obrigatório que o cálculo se processasse no domínio não-linear.

Na modelação dos apoios da estrutura durante as várias fases do processo construtivo, consideraram-se para os pontos interessados, apoios rígidos verticais com molas de baixa rigidez nas duas direcções ortogonais em planta. Deste modo garantiu-se a não hipostaticidade global da estrutura.

Na análise do ensaio de carga a modelação das condições de apoio da estrutura teve em conta as características geométricas, estruturais e materiais dos aparelhos de apoio, fornecidas pelo fabricante, e recorreu-se à bibliografia especializada para o cálculo da deformabilidade de lâminas de elastómero (Guerreiro, 2003). Os coeficientes de rigidez adoptados nas molas do modelo encontram-se especificados na Tabela 4.1. Os eixos x e y correspondem às direcções longitudinal e transversal, respectivamente, e o eixo z à direcção vertical. Os coeficientes das molas rotacionais dizem respeito às variações angulares em torno dos eixos respectivos.

Tabela 4.1 - Constantes elásticas das molas empregues na modelação dos apoios.

	Rigidez à translação (kN/m)			Rigidez à rotação (kNm/rad)		
	u_x	u_y	u_z	R_x	R_y	R_z
Vigas secundárias	4910	4910	507500 (*) 633370 (**)	2000	4350	0
Carlingas	1800	1800	575035	3710	3710	0

(*) - Rigidez às translações descendentes;

(**) - Rigidez às translações ascendentes.

4.5 Sistema de monitorização

4.5.1 Introdução

Foi proposto e desenvolvido pelo LABEST um sistema com vista à monitorização do viaduto durante o processo construtivo e ensaio de carga, prevendo-se ainda a sua utilização durante os primeiros anos da vida da estrutura (Dimande, *et al.*, 2004c).

A monitorização do comportamento estrutural do viaduto das Andresas, durante a construção, incluiu a observação de vinte e cinco secções da estrutura. Para a observação destas vinte e cinco secções foram instalados cinquenta e seis extensómetros de resistência colados ao aço da estrutura e dois sensores de temperatura ambiente. Além disso instalaram-se dois pares de extensómetros de embeber no betão.

Desde logo, e para o acompanhamento do processo construtivo, foram instalados dois postos de observação, que constituem unidades de aquisição e de armazenamento automáticos de informação. Na fase final da construção os postos foram localizados junto de cada um dos encontros da estrutura, alojados em armários de protecção ambiental. A frequência das leituras dos sensores foi definida em função do ritmo das operações em obra, tendo sido articulada com um intervalo entre leituras que variou entre 2 segundos a uma hora. A opção por um sistema de aquisição automático possibilitou que as leituras tivessem sido realizadas sem a intervenção directa de um operador. O registo da data e da hora de cada uma das operações essenciais em obra, permitiu obter e interpretar as medições efectuadas.

O sistema de monitorização instalado obedeceu a requisitos de durabilidade da instalação, de fiabilidade dos resultados e de sensibilidade dos aparelhos de medição. Procurou-se ainda que as medições e a visualização gráfica das deformações se realizassem em tempo real e em contínuo, suportando a tomada de decisões durante as delicadas operações de construção. A satisfação destes requisitos procurou possibilitar que o processo construtivo decorresse em segurança, permitindo a avaliação e o controlo do comportamento estrutural para as diferentes condições de apoio e de carregamento.

Antes da obra entrar ao serviço foi conduzido um ensaio de carga cujos objectivos principais foram o de avaliar o comportamento estrutural e a conformidade da estrutura executada. Para a condução do ensaio de carga, além da instrumentação utilizada durante o processo construtivo, recorreu-se a uma instrumentação adicional composta por: um sistema de nivelamento hidrostático para a medição de flechas em pontos seleccionados do tabuleiro; transdutores de deslocamentos do tipo comparadores eléctricos com referência ao solo para a medição de flechas de uma carlinga; transdutores do tipo LVDT's para a medição de deslocamentos horizontais e verticais nos aparelhos de apoio; inclinómetros eléctricos bi-axiais na medição de variações angulares longitudinais e transversais do tabuleiro e sensores de temperatura ambiente. No total foram instalados vinte e dois transdutores (Dimande, *et al.*, 2004b). Esta instrumentação foi ligada a um terceiro posto de observação. A integração da instrumentação complementar para o ensaio de carga à restante rede de sensores instalados para o acompanhamento do processo construtivo, num mesmo posto de observação, designado por posto de observação central, permitiu a medição e o acompanhamento em tempo real da totalidade das grandezas medidas durante o ensaio.

4.5.2 Instrumentação na fase de construção

A instrumentação do viaduto das Andreasas teve início em 2003, durante a construção da estrutura metálica em estaleiro, visando fundamentalmente, o controlo da segurança durante a construção e a vigilância da obra a médio e longo prazo. Os critérios determinantes na concepção do sistema de monitorização para o controlo e vigilância durante estas fases foram os seguintes: i) realizar medições em contínuo e apresentar os resultados em tempo real; ii) os resultados deviam permitir uma avaliação do comportamento da estrutura em tempo real sem necessidade de análises complementares, permitindo a tomada de decisões rápidas (por exemplo, sobre a eventual necessidade de interrupção imediata do processo de construção) e; iii) o sistema de monitorização deveria ser estável e robusto para as condições ambientais adversas. Para este efeito, foi desenvolvido e implementado pelo LABEST um sistema de monitorização, que incluiu uma metodologia para a análise dos resultados, elaboração de relatórios e manutenção do sistema de monitorização.

O plano de instrumentação implementado para o acompanhamento do processo construtivo contemplou a medição de extensões e da temperatura ambiente. Para o efeito, foram instalados extensómetros de resistência encapsulados numa base de CFRP (sensores tipo I descritos no capítulo 3) nos banzos superior e inferior das vigas principais, banzos superior e inferior da viga secundária localizada a norte, diagonais das vigas principais e da viga secundária, contraventamentos superiores e inferiores, secções de meio vão das carlingas e secções junto à ligação destas com o banzo inferior das vigas principais, e secções dos PRS's. O número total de sensores de deformação instalados foi de 56, distribuídos por 25 secções da estrutura conforme se apresenta na Figura 4.11 (Dimande, *et al.*, 2004c). Em cada secção da treliça foram utilizados pares de extensómetros, o que permitiu obter, para além do esforço axial, eventuais esforços de flexão induzidos nas barras no plano das vigas. Foram também utilizados dois pares de sensores de deformação de embeber na laje de betão (ver S21 na Figura 4.12), para medir as extensões no betão nas direcções transversal (EEBT1 e EEBT2) e longitudinal (EEBL1 e EEBL2) em relação ao eixo da via.

A temperatura ambiente foi medida com recurso a dois sensores de temperatura do tipo PT100, localizados em dois pontos distintos da estrutura: um do lado Norte e o outro do lado Sul. Ambos os sensores ficaram localizados ao nível da laje.

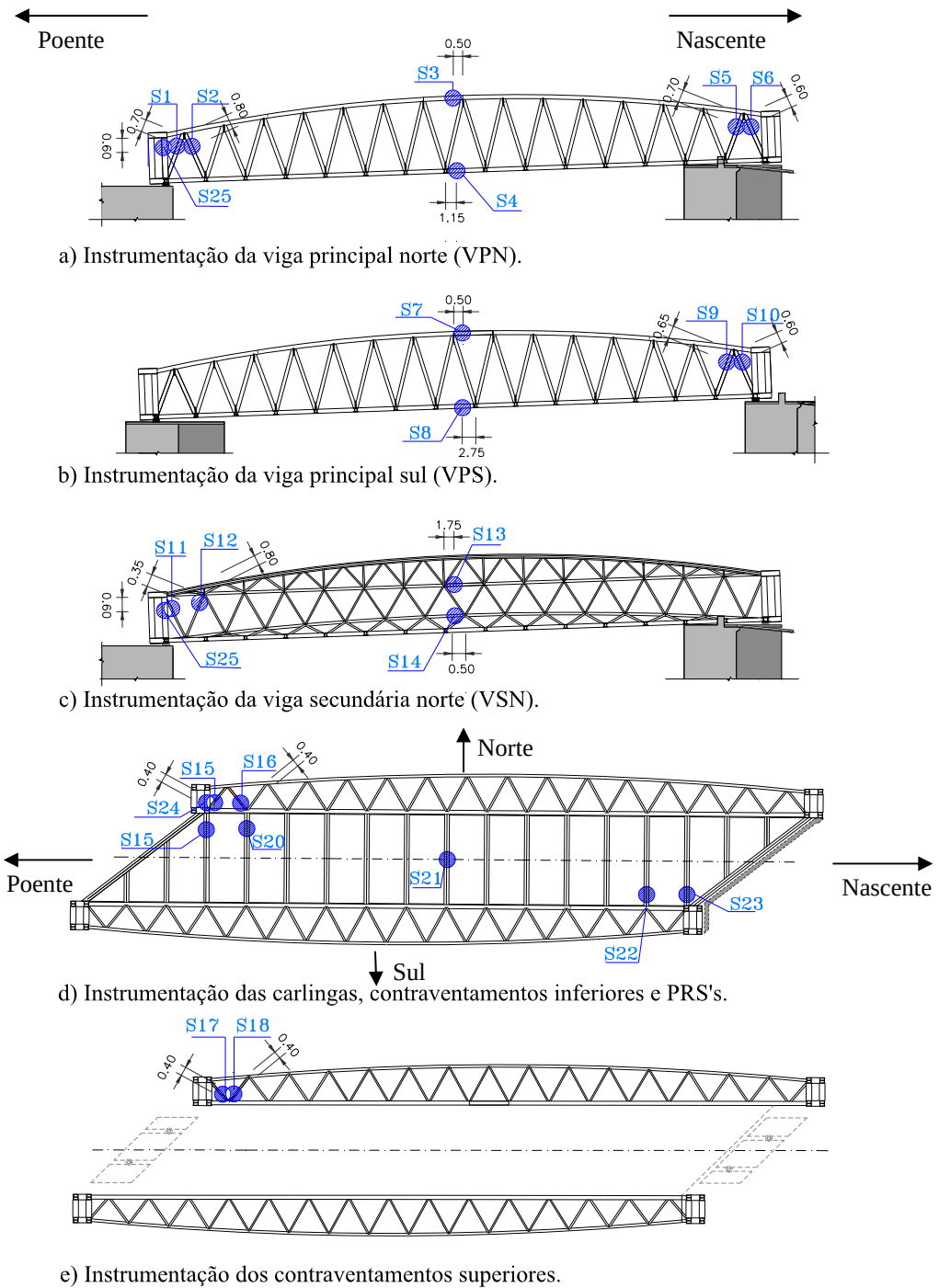


Figura 4.11 – Localização das secções instrumentadas.

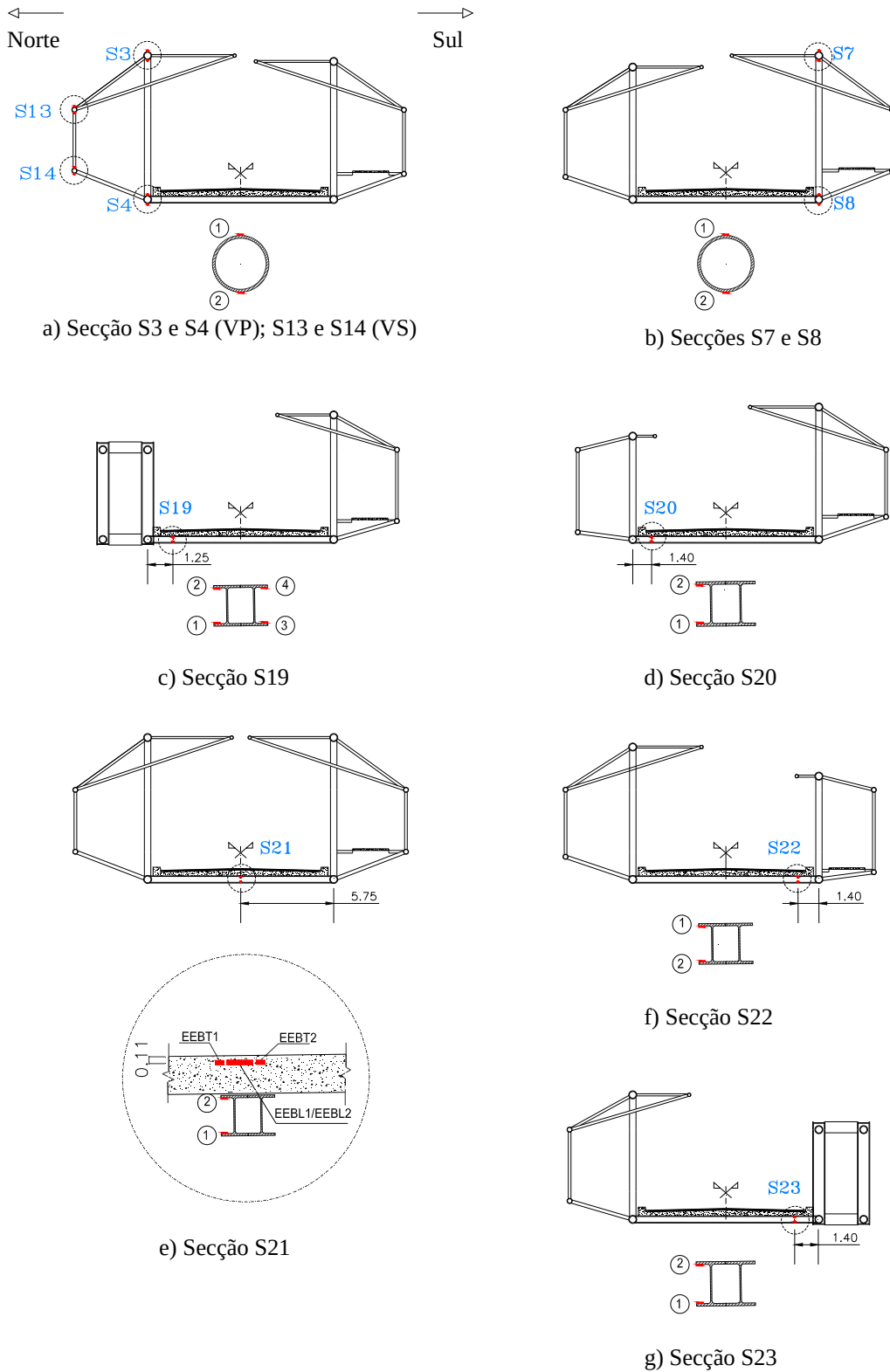


Figura 4.12 – Secções transversais do tabuleiro instrumentadas com extensómetros eléctricos.

Os extensómetros foram referenciados tendo em conta o tipo de elemento estrutural que instrumentam (vigas principais ou secundária, carlingas, diagonais, contraventamentos) e a sua posição geográfica (lados norte, sul, nascente ou poente). As Tabelas 4.2 a 4.7 apresentam a nomenclatura adoptada para a totalidade dos extensómetros de resistência instalados na estrutura, onde o último dígito identifica o extensómetro na secção.

Tabela 4.2 - Extensómetros instalados nas vigas principais norte e sul.

Secção	Referência	Designação
S1	VPNDP1-1	Viga Principal Norte – Diagonal Poente, secção S1
	VPNDP1-2	
S2	VPNDP2-1	Viga Principal Norte – Diagonal Poente, secção S2
	VPNDP2-2	
S3	VPNBS3-1	Viga Principal Norte – Banzo Superior, secção S3
	VPNBS3-2	
S4	VPNBI4-1	Viga Principal Norte – Banzo Superior, secção S4
	VPNBI4-2	
S5	VPNDN5-1	Viga Principal Norte – Diagonal Nascente, secção S5
	VPNDN5-2	
S6	VPNDN6-1	Viga Principal Norte – Diagonal Nascente, secção S6
	VPNDN6-2	
S7	VPSBS7-1	Viga Principal Sul – Banzo Superior, secção S7
	VPSBS7-2	
S8	VPSBI8-1	Viga Principal Sul – Banzo Superior, secção S8
	VPSBI8-2	
S9	VPSDN9-1	Viga Principal Sul – Diagonal Nascente, secção S9
	VPSDN9-2	
S10	VPSDN10-1	Viga Principal Sul – Diagonal Nascente, secção S9
	VPSDN10-2	

Tabela 4.3 - Extensómetros instalados na viga secundária norte.

Secção	Referência	Designação
S11	VSNDP11-1	Viga Secundária Norte – Diagonal Poente, secção S11
	VSNDP11-2	
S12	VSNDP12-1	Viga Secundária Norte – Diagonal Poente, secção S12
	VSNDP12-2	
S13	VSNBS13-1	Viga Secundária Norte – Banzo Superior, secção S13
	VSNBS13-2	
S14	VSNBI14-1	Viga Secundária Norte – Banzo Inferior, secção S14
	VSNBI14-2	

Tabela 4.4 - Extensómetros instalados nos contraventamentos.

Secção	Referência	Designação
S15	CINDP15-1	Contraventamento Inferior Norte – Poente, secção S15
	CINDP15-2	
S16	CINDP16-1	Contraventamento Inferior Norte – Poente, secção S16
	CINDP16-2	
S17	CSNDP17-1	Contraventamento Superior Norte – Poente, secção S17
	CSNDP17-2	
S18	CSNDP18-1	Contraventamento Superior Norte – Poente, secção S18
	CSNDP18-2	

Tabela 4.5 - Extensómetros instalados nas carlingas.

Secção	Referência	Designação
S19	CANP19-1N	Carlinga no alinhamento do Apoio Norte Poente – secção S19, localizado na face Nascente
	CANP19-2N	
	CANP19-1P	Carlinga no alinhamento do Apoio Norte Poente – secção S19, face Poente
	CANP19-2P	
S20	CAANP20-1	Carlinga Adjacente ao Apoio Norte Poente, secção S20.
	CAANP20-2	
S21	CMV21-1	Carlinga a Meio Vão da viga principal Norte, secção S21
	CMV21-2	
S22	CAASN22-1	Carlinga Adjacente ao Apoio Sul Nascente, secção S22
	CAASN22-2	
S23	CASN23-1	Carlinga no alinhamento do Apoio Sul Nascente, secção S23
	CASN23-2	

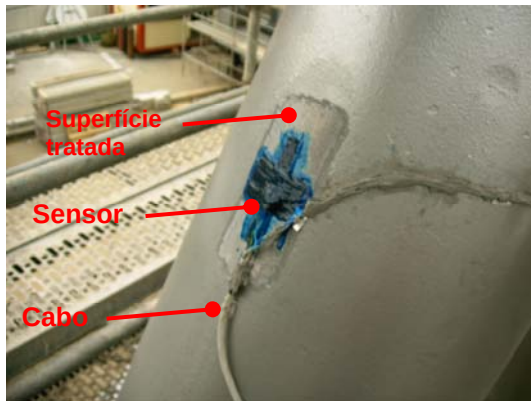
Tabela 4.6 - Extensómetros instalados nos PRS's.

Secção	Referência	Designação
S24	EHNP24-1N	Esquadro Horizontal Norte Poente (PRS), secção S24, localizado na face Nascente
	EHNP24-2N	
	EHNP24-1P	Esquadro Horizontal Norte Poente (PRS), secção S24, localizado na face Poente
	EHNP24-2P	
S25	EVNP25-1L	Esquadro Vertical Norte Poente (PRS), secção S25, Longitudinal
	EVNP25-2L	
	EVNP25-1T	Esquadro Vertical Norte Poente (PRS), secção S25, Transversal
	EVNP25-2T	

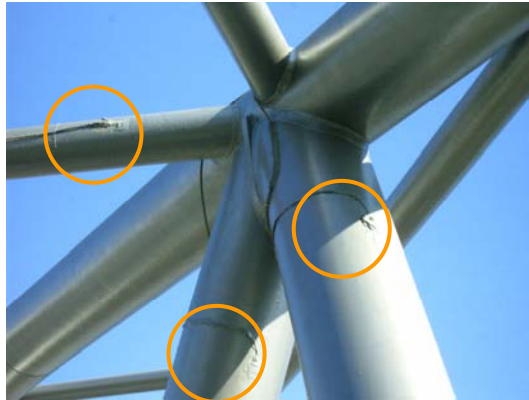
Tabela 4.7 - Extensómetros de embeber no betão.

Secção	Referência	Designação
S21	EEBL1	Extensómetro de Embeber no Betão disposto Longitudinalmente em relação ao tabuleiro – secção S21
	EEBL2	
	EEBT1	Extensómetro de Embeber no Betão disposto Transversalmente em relação ao tabuleiro – secção S21
	EEBT2	

A Figura 4.13 ilustra algumas secções instrumentadas com extensómetros de colar e de embeber no betão, bem como um sensor de temperatura instalado para medir a temperatura do ambiente envolvente.



a) Extensómetro instalado numa diagonal da viga principal norte: secção S6.



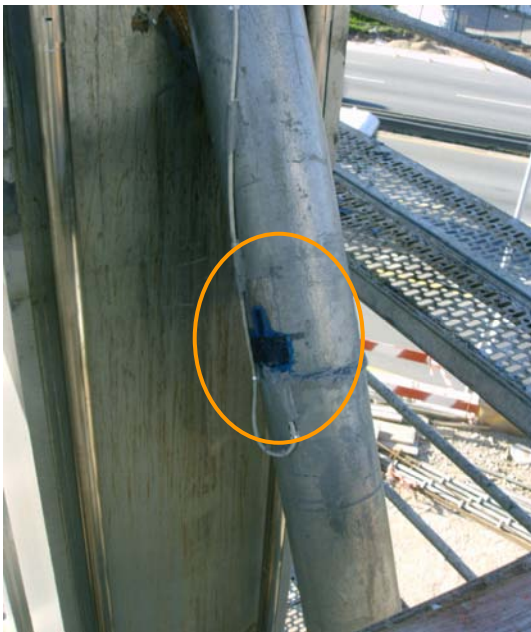
b) Extensómetros instalados junto a um nó da viga principal norte: secções S1, S2 e S17.



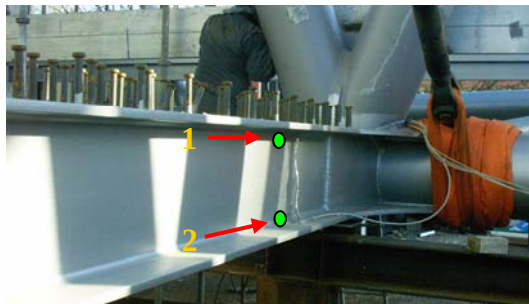
c) Extensómetros instalados nos PRS's: secção S25.



d) Instrumentação da laje do tabuleiro: secção S21.



e) Instrumentação de uma diagonal da viga secundária: secção S11.



e) Instrumentação de uma carlinga: secção S22.



f) Sensor de temperatura encapsulado num tubo de cobre.

Figura 4.13 – Instrumentação de alguns elementos estruturais do viaduto.

Cablagens

Na instalação dos sensores foram seleccionados cabos eléctricos com blindagem de cobre e com revestimento exterior em PVC. Estes cabos são, por sua vez, constituídos por um conjunto de seis fios agrupados por pares entrançados e protegidos por um isolamento exterior envolvente em folha metálica (ver Figura 4.14a). A blindagem de cobre confere um isolamento contra interferências electromagnéticas. A condução dos cabos foi feita pelo interior de tubos de aço inox fixados à estrutura para o efeito (ver Figura 4.14b). Para minimizar os efeitos térmicos sobre o valor da resistência dos condutores do cabo, foi adoptado um arranjo de três fios na ligação dos sensores à ponte de “*Wheatstone*”.



a) Cabo blindado usado na instrumentação



b) Condução dos cabos pelo interior de tubos de aço inox.

Figura 4.14 – Tipo de cabo usado na instalação dos sensores e condução ao longo da estrutura.

4.5.3 Instrumentação para o ensaio de carga

Para a condução do ensaio de carga, além da instrumentação utilizada durante o processo construtivo, recorreu-se a uma instrumentação adicional composta por (ver Figura 4.15): transdutores de deslocamentos para medição de flechas do tabuleiro (DV1 a DV9); transdutores de deslocamentos para a avaliação dos movimentos horizontais

(DJL1 e DJL2, e DJT1 a DJT3) e verticais (DVA1 e DVA2) do tabuleiro, estes últimos junto a um dos aparelhos de apoio que acolhe forças verticais ascendentes e descendentes; inclinómetros (I1 e I2) para obtenção de rotações do tabuleiro e; sensores de temperatura ambiente. No total foram instalados 22 transdutores (Dimande, *et al.*, 2004b).

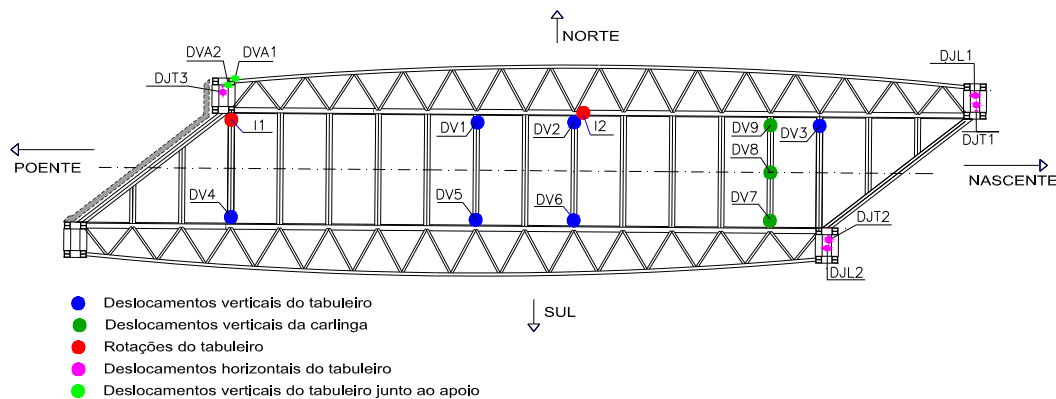
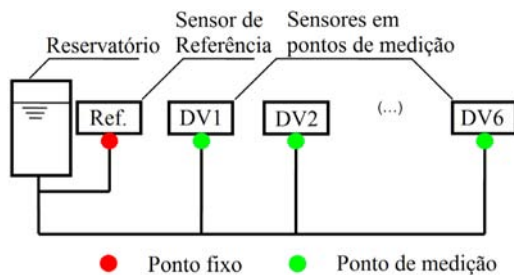


Figura 4.15 - Localização em planta da instrumentação complementar utilizada durante o ensaio de carga.

Medição dos deslocamentos verticais

Para a medição dos deslocamentos verticais do tabuleiro foi utilizado um sistema de níveis líquidos (SNL) constituído por um reservatório fixo a um dos encontros do viaduto, onde se considerou desprezável o deslocamento vertical, e um conjunto de tubagens e de outros acessórios que realizam a condução do líquido entre o reservatório e os pontos onde se pretendeu medir os deslocamentos. Sobre o tabuleiro instalaram-se os sensores de pressão, referenciados por DV1 a DV6 (ver Figura 4.15). Ao reservatório, localizado no encontro do lado nascente, ficou associado o sensor de referência designado por DV0. A Figura 4.16 ilustra o sistema de nivelamento hidrostático descrito.



a) Representação esquemática do circuito hidráulico.



b) Reservatório e sensor de referência.



d) Sensor de pressão fixado numa torre metálica.



e) Pormenor de um sensor de pressão.

Figura 4.16 – Sistema de nivelamento hidroestático instalado em obra para a medição de flechas.

Com vista à medição de flechas em três pontos de uma carlinga, foram instalados três comparadores, designados por DV7, DV8 e DV9 (ver Figuras 4.15 e 4.17), montados em torres metálicas tubulares sob o viaduto, tendo como referência o próprio solo, conforme se ilustra na Figura 4.18.

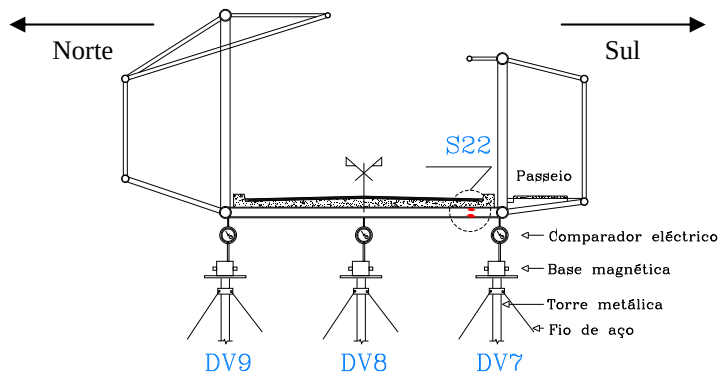
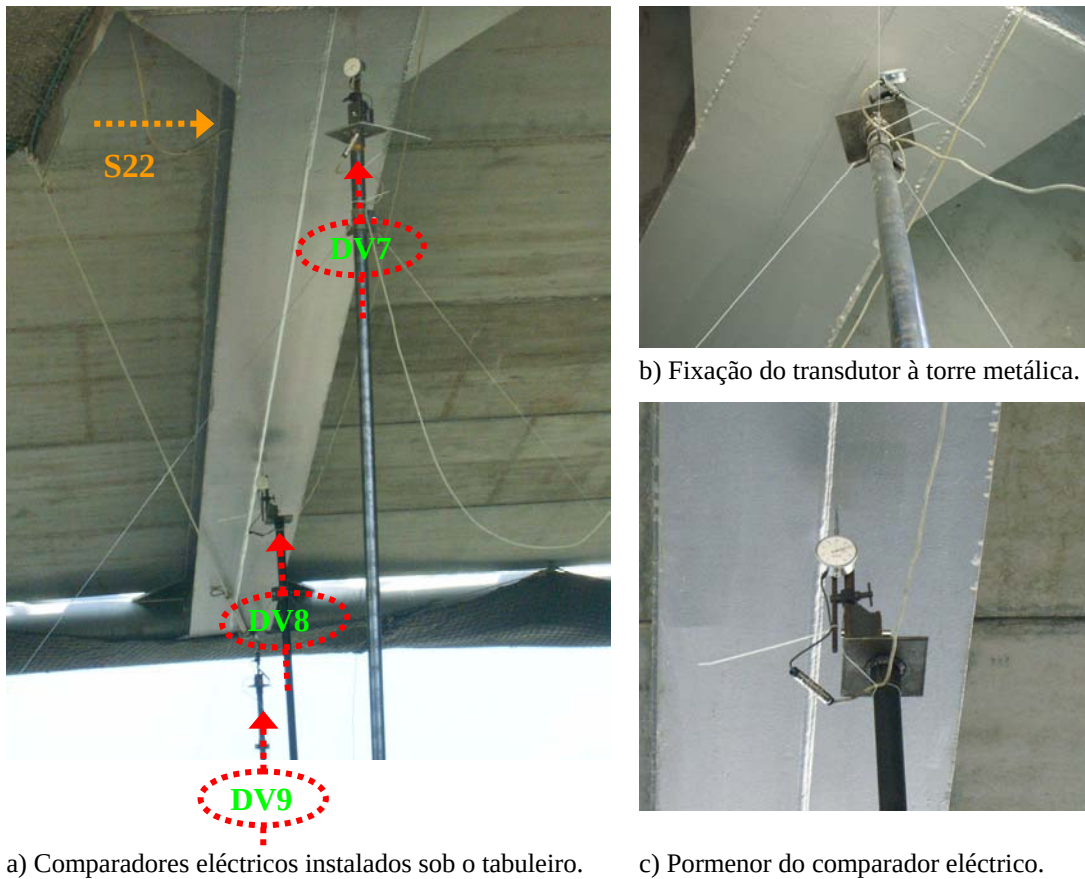


Figura 4.17 – Localização dos comparadores na estrutura.



a) Comparadores eléctricos instalados sob o tabuleiro.

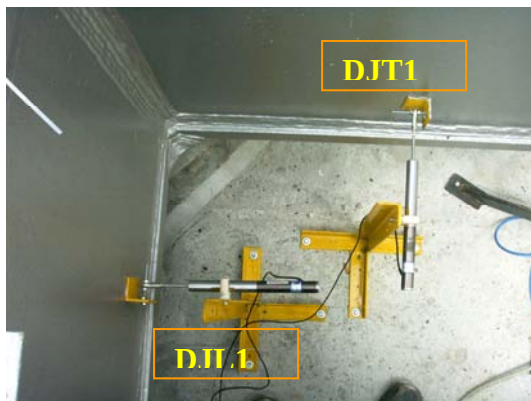
c) Pormenor do comparador eléctrico.

Figura 4.18 – Instrumentação utilizada para a medição dos deslocamentos verticais em três pontos de uma carlinga (DV7, DV8 e DV9).

Medição dos deslocamentos horizontais

Na medição dos deslocamentos longitudinais e transversais do tabuleiro foram utilizados transdutores indutivos do tipo “LVDT”, designados por DJL1 e DJL2 (para a medição dos deslocamentos longitudinais) e por DJT1, DJT2 e DJT3 (para a medição dos

deslocamentos transversais) (ver Figura 4.15). Os transdutores foram fixados sobre os encontros em bases rígidas feitas em cantoneiras metálicas, conforme se ilustra na Figura 4.19.



a) Vista superior do par de transdutores para a medição dos deslocamentos longitudinais e transversais do tabuleiro.



b) Transdutor DJT3.

Figura 4.19 - Medição de deslocamentos horizontais do tabuleiro.

Medição dos deslocamentos verticais de um apoio

Na extremidade norte-poente do tabuleiro foi observado o deslocamento vertical do tabuleiro junto ao aparelho de apoio da viga secundária, recorrendo-se para o efeito a dois LVDT's instalados em posições opostas do aparelho de apoio, designados por DVA1 e DVA2 (ver Figura 4.15). Os transdutores foram fixados à estrutura por meio de braçadeiras plásticas, conforme se ilustra na Figura 4.20.

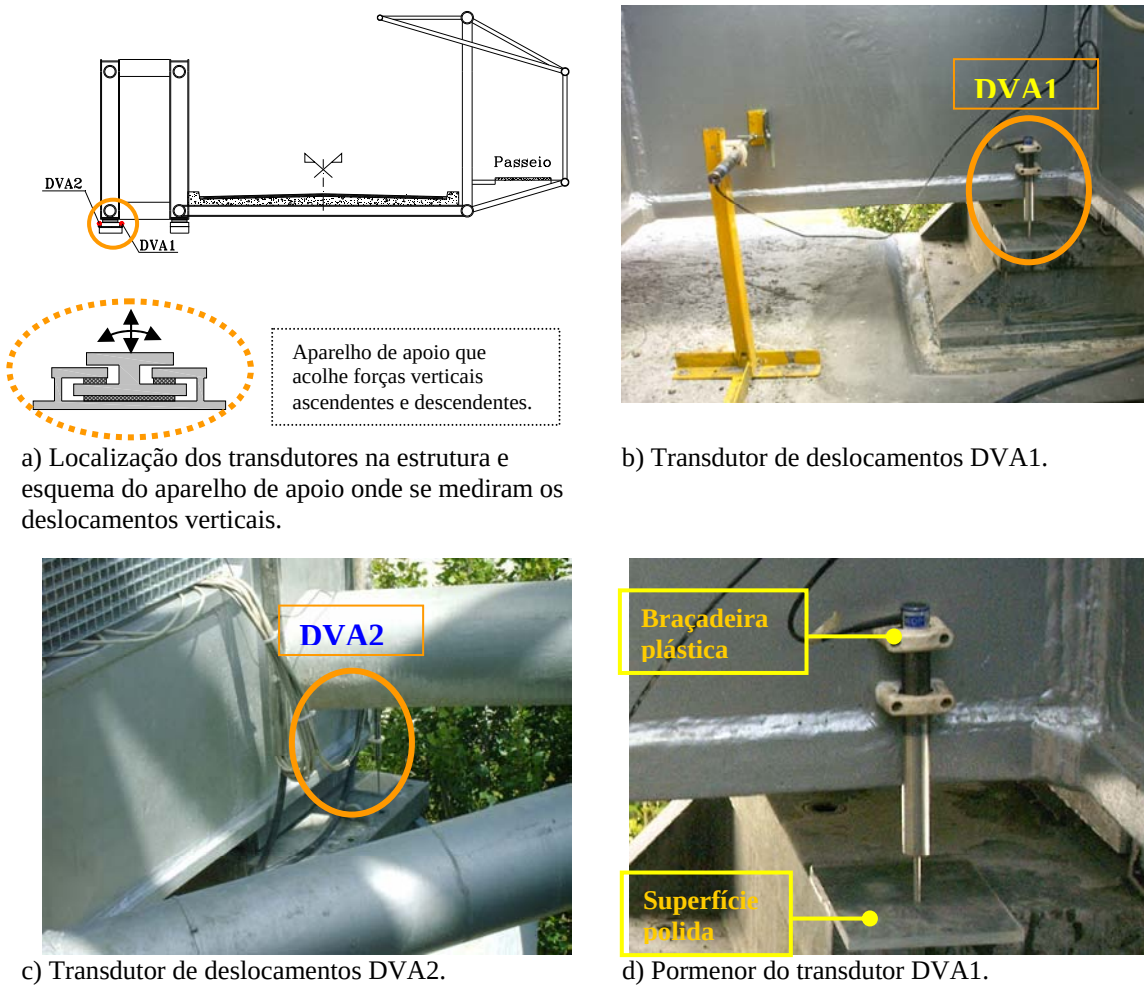
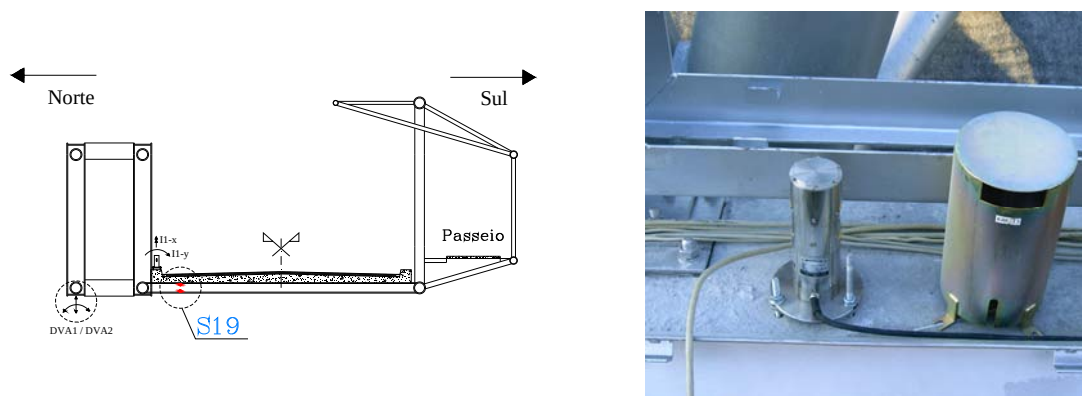


Figura 4.20 - Medição dos deslocamentos verticais do tabuleiro junto a um aparelho de apoio.

Medição das rotações

Foram instalados dois inclinómetros, ao longo do alinhamento da viga principal norte, tendo um deles sido localizado junto ao encontro ponte (designado por I1) e o outro a meio vão (designado por I2) (ver Figura 4.15). Os instrumentos utilizados permitem a medição independente da inclinação em relação ao plano horizontal segundo duas direcções ortogonais e têm uma gama de medição de $\pm 1^\circ$. Os inclinómetros foram posicionados de tal forma que a direcção x-x mede a inclinação na direcção ponte/nascente (direcção do eixo longitudinal do viaduto), sendo positiva neste sentido, e a direcção y-y mede a inclinação na direcção norte/sul, sendo positiva neste sentido. A Figura 4.21 apresenta a localização do inclinómetro I1 e ilustra o inclinómetro I2 instalado a meio vão da viga principal norte. A nomenclatura adoptada nos resultados é a seguinte:

- I1-x – inclinação do tabuleiro junto ao encontro poente, direcção poente/nascente;
- I1-y – inclinação do tabuleiro junto ao encontro poente, direcção norte/sul;
- I2-x – inclinação do tabuleiro a meio vão da viga principal norte, direcção poente/nascente;
- I2-y – inclinação do tabuleiro a meio vão da viga principal norte, direcção norte/sul.



a) Localização do inclinómetro I1 no alinhamento dos apoios. b) Pormenor do inclinómetro eléctrico I2.

Figura 4.21 - Medição das variações angulares do tabuleiro.

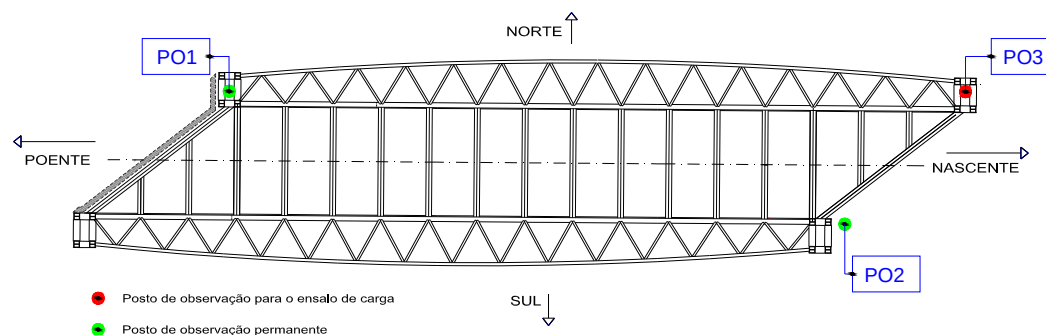
Medição da temperatura ambiente

Procedeu-se à medição da temperatura ambiente em dois pontos do tabuleiro utilizando os sensores de temperatura instalados durante a fase de construção, nomeadamente, no lado norte junto a secção S4 (TS4) e do lado sul junto à secção S8 (TS8).

Sistema de aquisição

A medição destas grandezas foi realizada por meio de sistemas de aquisição e registo integrado que permitiram a interrogação automática e simultânea do sinal dos diversos sensores. Para o acompanhamento do faseamento construtivo, estes sistemas foram distribuídos por dois postos de observação (PO1 e PO2), alojados em armários de protecção ambiental. A selecção dos sistemas de aquisição obedeceu a determinados critérios como, a capacidade de leituras de múltiplos sensores com características distintas e principalmente a resistência às vibrações introduzidas durante o processo de construção sem, no entanto, perder a fiabilidade de leituras.

Para a condução do ensaio de carga foi necessário instalar um terceiro posto de observação provisório (PO3) para a medição de flechas, rotações e deslocamentos horizontais do tabuleiro. O acesso aos dados, durante o ensaio de carga, foi feito localmente, através da utilização de computadores portáteis posicionados no interior do laboratório móvel instalado no local para o efeito. A Figura 4.22 ilustra a localização dos postos de observação na estrutura.



a) Localização dos postos de observação na estrutura.



b) PO1 localizado junto ao encontro poente



c) Interior do posto de observação PO1.

Figura 4.22 – Sistemas de aquisição utilizados na monitorização do viaduto das Andreasas.



c) PO2 localizado junto ao encontro nascente.



d) PO3 utilizado durante o ensaio de carga.

Figura 4.22 - Sistemas de aquisição utilizados na monitorização do viaduto das Andresas (continuação).

4.6 Monitorização do processo construtivo

O processo construtivo do viaduto das Andresas caracterizou-se pela complexidade das operações realizadas. O levantamento, o avanço e o lançamento da estrutura metálica, previamente construída em estaleiro da obra, sobre a VCI e posterior colocação nos seus apoios definitivos, constituíram operações delicadas e de risco acrescido. O sistema de monitorização instalado ainda durante a fase de construção da estrutura metálica, procurou acompanhar exaustivamente todas as operações realizadas em obra, de forma a permitir o controlo e a avaliação dos desvios não expectáveis no comportamento da estrutura, contribuindo desta forma para a segurança das operações.

4.6.1 Efeito da temperatura

Conforme já referido, a temperatura tem um efeito não desprezável na medição das extensões. Na estrutura em apreço, verificam-se importantes gradientes de deformação associados aos ciclos diários de variação da temperatura. A Figura 4.23 apresenta um excerto das extensões mecânicas medidas, ainda na fase de construção da obra, nas secções

S5 a S8 da viga principal norte, e da correspondente temperatura ambiente, medida junto às secções S4 e S8, com uma periodicidade de um minuto. Os registos apresentados referem-se a um período de cerca de 11 dias após a fase 6, durante os quais a actividade em obra esteve centrada na colocação das armaduras da laje do tabuleiro e portanto com perturbações mínimas em termos de esforços nas secções em apreço. Durante este período, a estrutura experimentou variações de temperatura da ordem dos 20°C. Nos registos das temperaturas dos dois sensores, pode-se observar um desvio nos períodos de maior insolação. Estes desvios estão relacionados com as diferentes exposições da estrutura à insolação directa.

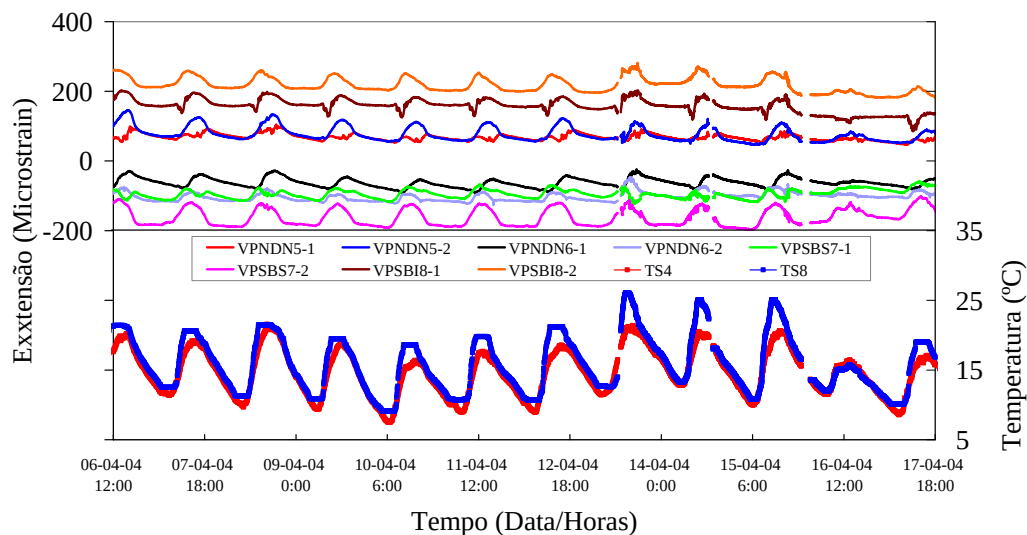


Figura 4.23 – Efeito dos ciclos diários da temperatura.

Os resultados das extensões apresentadas foram corrigidos usando as expressões de correcção da reposta térmica do extensómetro dadas pelo fabricante, conforme referido no Capítulo 3 (Secção 3.2.1). Nestas condições, as variações observadas, correspondem às deformações mecânicas induzidas nas secções instrumentadas, devidas à variação da temperatura. Tais deformações resultam da hiperstaticidade interna da estrutura.

Dos resultados apresentados verifica-se que as extensões apresentam uma variação reduzida face à variação da temperatura. É também observável um comportamento diferenciado entre pares de extensómetros de uma mesma secção. Este comportamento evidencia a existência de flexão, apesar de reduzida, nas secções instrumentadas devido à acção térmica.

4.6.2 Resultados das medições durante o processo construtivo

Apresentam-se nesta secção os resultados das observações efectuadas em obra durante o faseamento construtivo do viaduto. Todo o processo construtivo da obra foi acompanhado pelo sistema de monitorização instalado para o efeito. Os resultados que a seguir se apresentam traduzem a variação de cada uma das grandezas medidas em relação à primeira medição efectuada (valor de referência). Neste caso, o valor de referência corresponde à fase em que a estrutura se encontrava integralmente apoiada sobre o berço metálico. São apresentados também os valores dos registos da temperatura ambiente ao longo da construção do viaduto. Para além da representação gráfica das medições efectuadas em cada secção instrumentada, são apresentadas tabelas que resumem os valores das variações das extensões devido à mudança de condições de apoio da estrutura. Os valores apresentados nas tabelas correspondem a uma média obtida em intervalos de tempo definidos para cada fase. Este intervalo de tempo é considerado para o período imediatamente antes e após a realização de uma dada operação. Este procedimento permite minimizar os efeitos da temperatura sobre as medições, avaliando desta forma apenas as deformações devidas às mudanças das condições de apoio. Na análise das extensões registadas foi adoptada a seguinte convenção de sinais: i) extensão negativa, para deformações que induzem compressões nas secções e; ii) extensão positiva, para as deformações que induzem tracções nas secções.

Levantamento da estrutura

Em 18 de Março de 2004 procedeu-se ao levantamento da estrutura, após a conclusão da construção da estrutura metálica que esteve, até então, completamente pousada num berço metálico (ver Figuras 4.6 e 4.7a). Para a realização desta operação, foram utilizados macacos hidráulicos, com controlo centralizado (ver Figura 4.24a), localizados sob os narizes metálicos instalados provisoriamente nas extremidades das vigas principais (ver Figura 4.7e). Esta operação constituiu um verdadeiro teste à estrutura e por sua vez ao sistema de monitorização instalado aquando da sua construção. O facto de os apoios estarem afastados dos pontos de apoio definitivos, deformações superiores eram expectáveis, principalmente, em secções de meio vão das vigas.

Para permitir o acompanhamento desta operação em contínuo, fornecendo em tempo real, aos responsáveis da obra, os resultados das deformações nas secções críticas, foi instalado um sistema remoto de comunicação com os dois postos de observação, centralizado num laboratório móvel do LABEST estacionado em obra (ver Figura 4.24b). Os registos das deformações foram fornecidos sob a forma de tabelas e de gráficos. Atendendo ao ritmo das operações, os sistemas de monitorização foram programados, remotamente, para efectuar aquisições com intervalo entre leituras de 90 segundos.



a) Sistema de controlo hidráulico.



b) Computadores instalados no interior do laboratório móvel para a visualização dos registos em tempo real.

Figura 4.24 – Equipamento utilizado durante a operação de levantamento da estrutura metálica.

A evolução da temperatura durante a operação de levantamento da estrutura é apresentada na Figura 4.25. O sensor de temperatura localizado a sul do viaduto registou temperaturas superiores que o sensor localizado a norte. Esta diferença é justificada pela insolação directa que atinge o lado sul da estrutura tendo em conta a hora do dia em que a operação foi realizada. Durante a operação de levantamento a variação de temperatura foi reduzida, tendo sido considerado desprezável o seu efeito sobre as extensões registadas. O sensor TS8 registou nos primeiros instantes, antes do levantamento, uma variação de 5°C que se julga ser devido a ocorrências de correntes de ar frias que incidiram sobre a zona do sensor em causa.

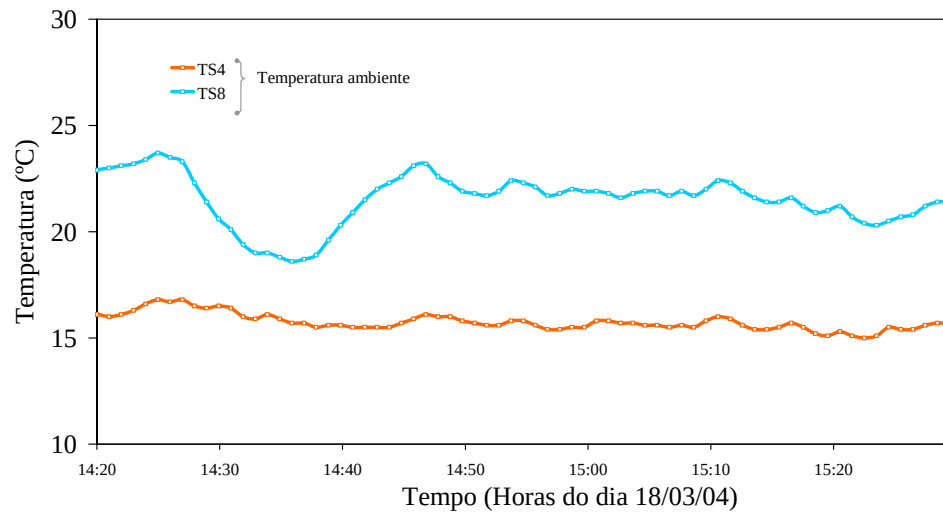


Figura 4.25 – Evolução da temperatura ambiente.

As Figuras 4.26 a 4.29 apresentam as extensões registadas em algumas secções instrumentadas das vigas principais, viga secundária e carlingas.

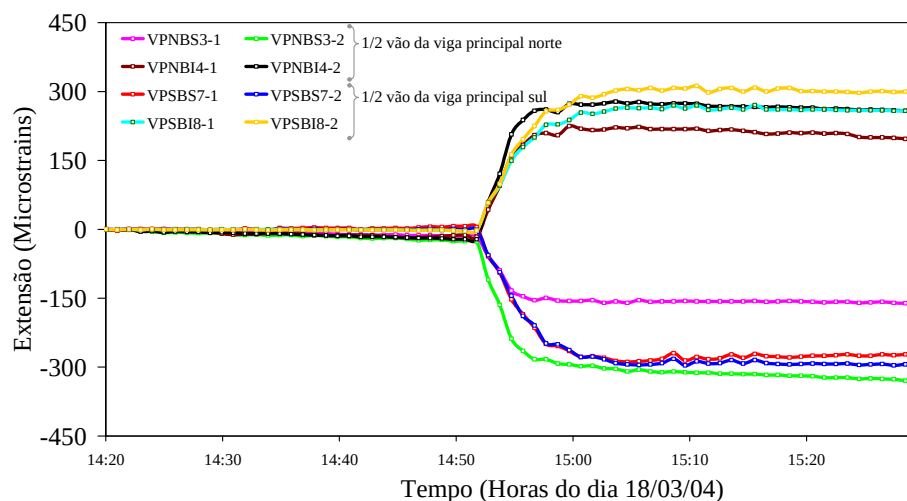
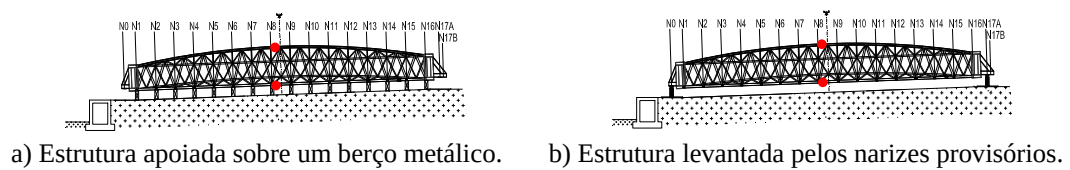


Figura 4.26 – Extensões registadas nas secções dos banzos superiores e inferiores das vigas principais durante a operação de levantamento da estrutura.

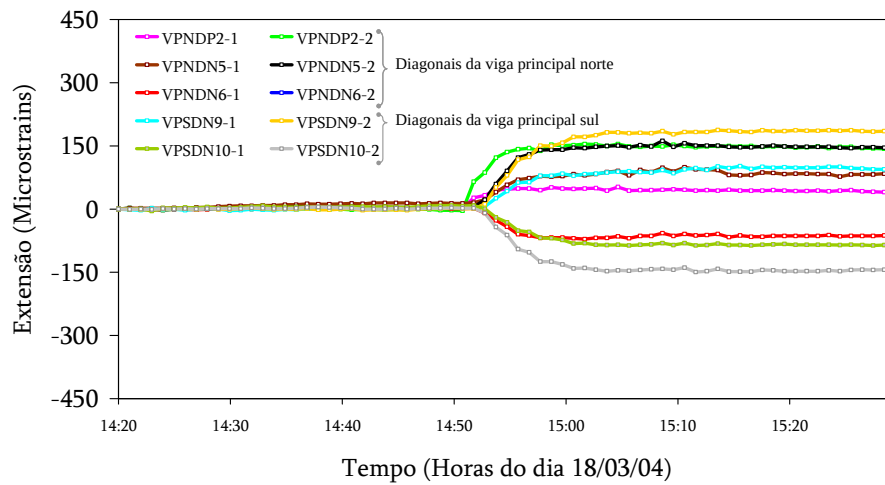


Figura 4.27 - Extensões registadas nas secções das diagonais das vigas principais durante a operação de levantamento da estrutura.

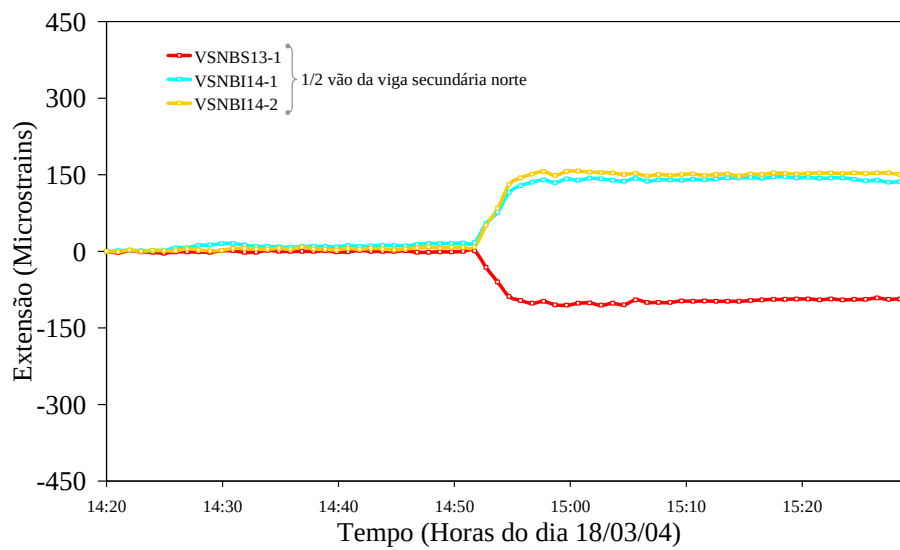


Figura 4.28 - Extensões registadas nas secções dos banzos superiores e inferiores da viga secundária norte durante a operação de levantamento da estrutura.

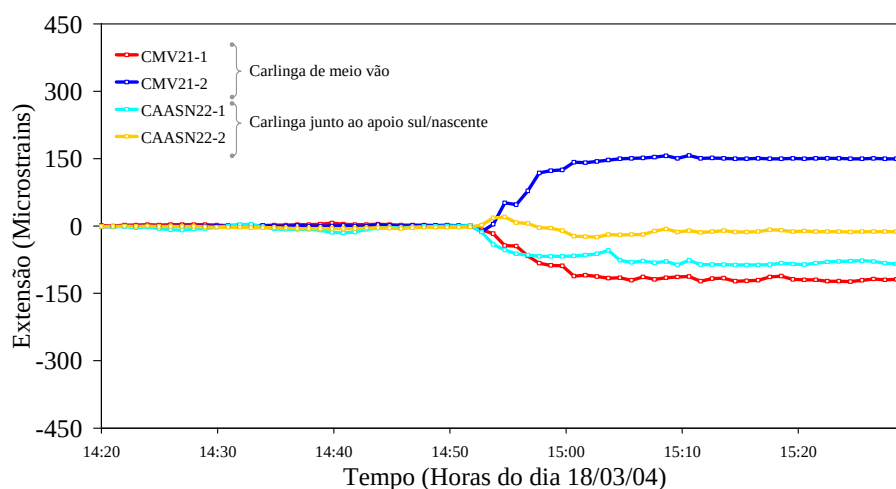


Figura 4.29 - Extensões registadas nas secções das carlingas durante a operação de levantamento da estrutura.

O levantamento da estrutura provocou um feixe na evolução das extensões, sendo nulas enquanto a estrutura esteve totalmente apoiada no berço metálico, atingiram um valor próximo do máximo assim que esta se destacou do seu suporte. As maiores variações de extensões foram observadas nas secções de meio vão das vigas principais, tendo sido de cerca de 300 *microstrains* que equivale a uma tensão induzida de aproximadamente 60 MPa. Como em cada secção foram instalados dois a quatro extensómetros (ver Figura 4.12), foi possível constatar que a generalidade dos elementos estruturais monitorizados experimentaram alguma flexão durante o levantamento e que, para o caso de carlingas, foi significativa e de magnitude de aproximadamente ± 130 *microstrains* durante a fase de levantamento.

Restantes operações

Após o levantamento da estrutura, toda a estrutura de suporte (berço metálico) foi removida e, posteriormente, instalaram-se os carros de avanço e os *skidshoes*, dando-se início à aproximação da estrutura à VCI. A estrutura percorreu, desde a sua posição inicial (Fase 1) até ao início do atravessamento na VCI cerca de 30 metros. Durante estas operações a estrutura experimentou condições de apoio distintas, conforme ilustrado na Figura 4.8. A Figura 4.30 ilustra, pormenorizadamente, os dispositivos utilizados na aproximação da estrutura metálica junto à VCI. Para o atravessamento da estrutura sobre a

VCI, os separadores centrais em betão tiveram que ser removidos de forma a permitir a passagem dos veículos que transportavam a estrutura.

Durante estas operações, a transferência dos dados adquiridos pelos sistemas de aquisição para os computadores, localizados na unidade de observação móvel, foi realizada através de cabos de comunicação, com o comprimento necessário para vencer a distância percorrida pela estrutura.



a) *Skidshoes* utilizados no transporte da estrutura.



b) Carros de avanço.



c) Caminho percorrido pelos *skidshoes*.



d) Condução remota dos carros de avanço.

Figura 4.30 – Dispositivos utilizados na a aproximação da estrutura à VCI.

A Figura 4.31 apresenta a evolução diária da temperatura desde a Fase 0 até ao final da fase de construção. Durante o processo construtivo, as temperaturas máximas e mínimas registadas foram de 30.4°C e 6.0°C, respectivamente.

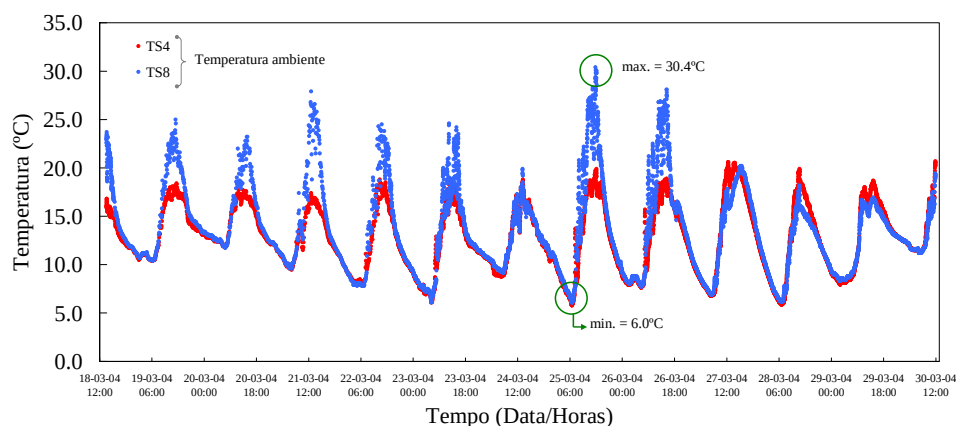


Figura 4.31 – Evolução diária da temperatura ambiente durante o período de construção do viaduto.

A Figura 4.32 apresenta a evolução das extensões nas secções S7 e S8 da viga principal sul (ver Figura 4.11), observadas durante o mesmo período. A viga principal sul experimentou deformações máximas nas secções de meio vão dos banzos superior e inferior durante o levantamento da estrutura (Fase 1). Da evolução dos registos, foi possível observar que os banzos superior e inferior experimentaram, entre a Fase 3 e a Fase 5 (ver Figura 4.8), tracções e compressões, respectivamente, o que corresponde a uma inversão do diagrama de momentos flectores para a fase de exploração.

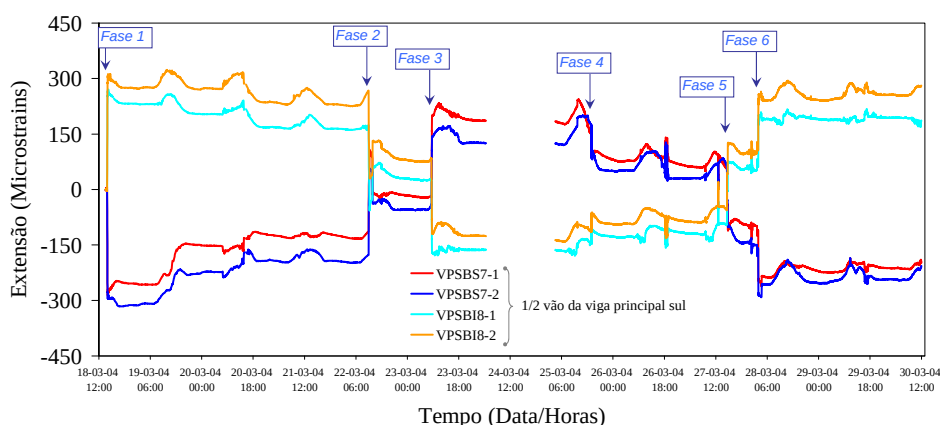


Figura 4.32 - Extensões registadas nas secções do banzo superior e do banzo inferior da viga principal sul durante o processo construtivo (secções S7 e S8).

O mesmo fenómeno é observado na evolução das deformações nas secções das diagonais das vigas principais (ver Figuras 4.33 e 4.34). Estes elementos estruturais apresentaram ao

longo do processo de construção mudanças no sinal das extensões induzidas pelas alterações das condições de apoio e por vezes com alguma flexão significativa ao nível da própria secção. As variações máximas das deformações nas secções das diagonais foram observadas na passagem da Fase 1 para a Fase 2, tendo sido registado o valor de cerca de 200 *microstrains*.

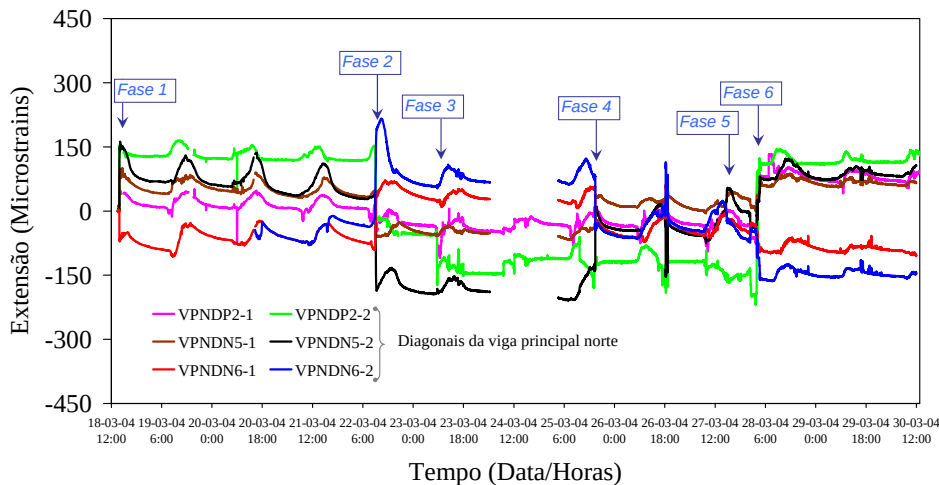


Figura 4.33 - Extensões registadas nas secções das diagonais da viga principal norte durante o processo construtivo (secções S2, S5 e S6).

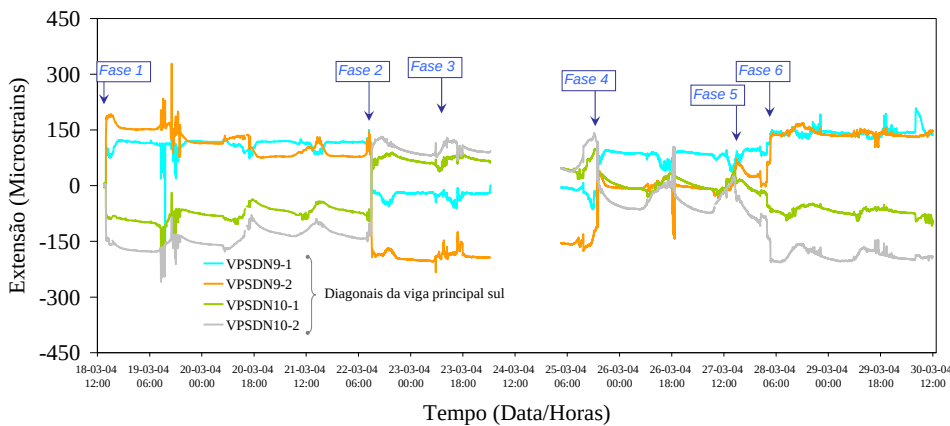


Figura 4.34 - Extensões registadas nas secções das diagonais da viga principal sul durante o processo construtivo (secções S9 e S10).

Durante o processo construtivo, as secções instrumentadas das carlingas experimentaram deformações máximas de cerca de 150 *microstrains*, tendo sido observada a flexão mais significativa na carlinga de meio vão (ver Figura 4.35). Aliás, a flexão desta carlinga manteve-se praticamente constante ao longo do processo de construção, enquanto que a

secção S22, correspondente à secção da carlinga junto à ligação desta ao banzo inferior da viga principal sul, experimentou variações ligeiras de deformação, cujo valor máximo ocorreu na Fase 6 do processo construtivo (ver Figura 4.35).

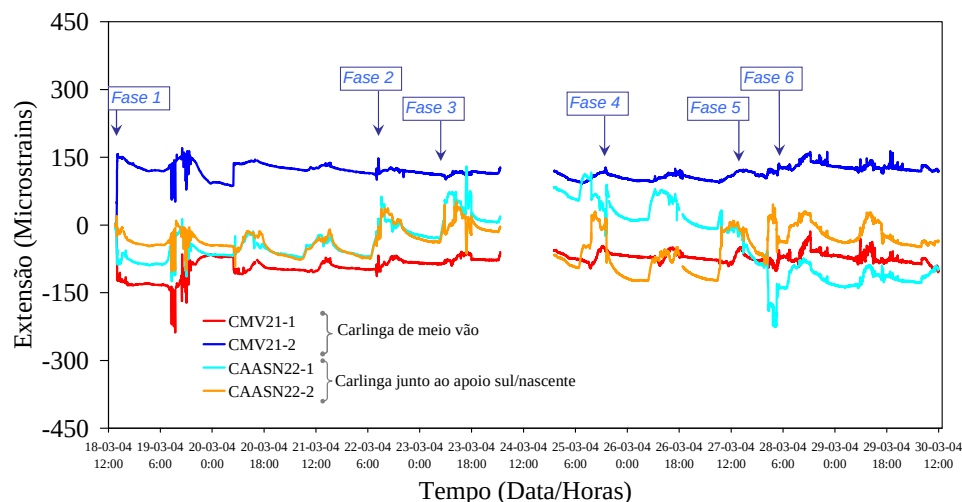


Figura 4.35 - Extensões registadas nas secções das carlingas durante o processo construtivo (secções S21 e S22).

Os contraventamentos e os PRS's experimentaram, ao longo do processo de construção do viaduto, deformações reduzidas, comparativamente às deformações experimentadas pelos restantes elementos estruturais instrumentados.

Na Tabela 4.8 resumem-se os principais resultados obtidos, por via da observação e da análise numérica, das deformações médias ($\varepsilon_{x,med}$) e diferenciais ($\varepsilon_{x,dif}$) experimentadas por algumas das secções instrumentadas. Nesta tabela são apresentados os desvios (δ_{med}) encontrados na confrontação entre os valores das extensões médias observadas com o sistema de monitorização e as extensões médias calculadas a partir do modelo numérico. Da análise dos resultados, constata-se que, de um modo geral, existe uma boa aproximação entre as extensões médias observadas experimentalmente e as obtidas pela análise numérica. Os maiores desvios ocorreram, fundamentalmente, quando os valores das extensões observadas foram reduzidos.

Durante o processo construtivo, os maiores esforços nas secções instrumentadas ocorreram, em geral, durante a transição da Fase 0 para a Fase 1, da Fase 1 para a Fase 2 e da Fase 5 para a Fase 6, conforme se pode constatar na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Extensões observadas durante o processo de construção do viaduto.

Secção	Sensor	Fase 0 <> Fase 1					Fase 1 <> Fase 2					Fase 2 <> Fase 3				
		Observado		Modelo		δ_{med} (%)	Observado		Modelo		δ_{med} (%)	Observado		Modelo		δ_{med} (%)
		$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$		$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$		$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	
S2	VPNDP2-1	102.1	±56.6	148.7	±35.0	45.7	-185.7	±78.1	-190.2	±47.7	2.4	-9.8	±0.8	-5.5	±4.0	-43.9
	VPNDP2-2															
S3	VPNBS3-1	-205.4	±61.8	-288.8	±26.1	40.6	---	---	432.7	±23.3	---	-32.1	±13.8	-102.2	±20.6	-
	VPNBS3-2															
S4	VPNB14-1	260.4	±13.2	298.5	±23.7	14.7	---	---	-438.5	±21.5	---	27.5	±6.9	101.2	±10.5	-
	VPNB14-2															
S5	VPNDN5-1	111.3	±34.0	129.5	±29.7	16.3	-164.6	±58.4	-167.1	±42.0	1.5	2.3	±0.2	-0.7	±0.9	-131.2
	VPNDN5-2															
S7	VPSBS7-1	-295.0	±2.1	-310.3	±26.4	5.2	335.8	±4.4	367.4	±33.1	9.4	-5.7	±1.1	17.8	±5.3	-
	VPSBS7-2															
S8	VPSBI8-1	291.3	±19.1	308.4	±24.6	5.9	-344.4	±10.4	-383.4	±14.1	11.3	4.4	±2.1	-7.6	±3.1	-
	VPSBI8-2															
S9	VPSDN9-1	128.3	±50.9	136.7	±32.2	6.5	-199.1	±68.0	-187.8	±49.9	-5.7	15.4	±21.4	7.9	±8.1	-48.3
	VPSDN9-2															
S10	VPSDN10-1	-119.8	±27.4	-118.1	±22.2	-1.4	185.3	±49.0	164.3	±34.4	-11.3	-9.0	±6.0	-7.1	±5.2	-21.4
	VPSDN10-2															
S21	CMV21-1	15.7	±133.1	-2.0	±158.0	-112.4	2.7	±6.1	1.4	±4.8	-49.1	-1.2	±7.1	0.5	±4.2	-139.0
	CMV21-2															
S22	CAASN22-1	-49.6	±34.7	-58.3	±80.4	17.5	57.9	±23.1	78.0	±81	34.8	-2.4	±35.4	5.6	±1.5	-
	CAASN22-2															

Tabela 4.8 - Extensões observadas durante o processo de construção do viaduto (continuação).

Secção	Sensor	Fase 3 <> Fase 4					Fase 4 <> Fase 5					Fase 5 <> Fase 6				
		Observado		Modelo		δ_{med} (%)	Observado		Modelo		δ_{med} (%)	Observado		Modelo		δ_{med} (%)
		$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$		$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$		$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	$\epsilon_{x,med}$	$\epsilon_{x,dif}$	
S2	VPNDP2-1	-4.9	±9.7	-2.3	±0.8	-51.9	-0.9	±2.8	5.1	±2.2	-	188.0	±68.5	179.9	±45.0	-4.3
	VPNDP2-2															
S3	VPNBS3-1	-89.4	±11.5	-64.8	±14.3	-27.5	-98.2	±41.6	-79.8	±0.2	-18.8	-128.6	±39.3	-159.1	±4.9	23.7
	VPNBS3-2															
S4	VPNB14-1	-133.7	±8.5	75.4	±0.8	-43.6	92.0	±7.1	83.2	±4.6	-9.6	101.8	±12.5	147.2	±11.7	44.6
	VPNB14-2															
S5	VPNDN5-1	113.6	±34.5	97.8	±24.7	-13.9	31.5	±11.9	18.7	±4.8	-40.5	64.1	±22.8	81.6	±26.4	27.3
	VPNDN5-2															
S7	VPSBS7-1	-43.6	±9.2	-64.9	±8.1	48.9	-163.7	±0.9	-155.2	±18.9	-5.2	-123.2	±16.1	-123.1	±19.7	-0.1
	VPSBS7-2															
S8	VPSBI8-1	45.4	±0.5	52.1	±4.0	14.7	175.2	±5.3	158.7	±5.7	-9.5	144.6	±5.4	137.0	±4.1	-5.3
	VPSBI8-2															
S9	VPSDN9-1	87.4	±29.1	89.2	±22.9	2.1	45.3	±9.4	41.3	±10.9	-8.7	80.4	±34.8	86.3	±29.5	7.4
	VPSDN9-2															
S10	VPSDN10-1	-76.5	±25.5	-77.3	±14.4	1.1	-41.5	±7.5	-36.2	±6.6	-12.8	-71.7	±28.3	-75.5	±19.3	5.3
	VPSDN10-2															
S21	CMV21-1	-0.7	±0.0	-1.2	±7.0	63.9	0.0	±0.7	-65.2	±6.0	-	17.7	±5.9	-65.4	±8.1	-
	CMV21-2															
S22	CAASN22-1	-25.5	±10.9	-34.3	±1.7	34.2	-10.9	±12.2	1.0	±23.1	-	-17.2	±42.0	5.1	±70.3	-
	CAASN22-2															

Principais observações do processo construtivo

São aqui tecidas algumas considerações em relação ao comportamento dos elementos estruturais observados durante o processo de construção do viaduto das Andreas. As observações aqui apontadas dizem respeito, principalmente, ao comportamento das secções do banzo superior (secção S7) e inferior (secção S8) da viga principal norte (ver Figura 4.32). A escolha destas secções prende-se com o facto de terem sido observadas, nestas secções, as deformações máximas durante o processo construtivo.

O primeiro levantamento da estrutura (Fase 1) gerou os esforços próximos dos máximos nas secções em apreço. Ainda que as acções permanentes não estivessem todas aplicadas

(estavam em falta os elementos em betão armado do tabuleiro e o asfalto), o vão era ligeiramente superior ao vão no final da construção, porquanto os macacos hidráulicos foram instalados em narizes metálicos provisórios (ver Figura 4.8, Fase 1). De qualquer modo, a extensão média experimentada pelas secções de meio vão das vigas principais durante esta fase foi próxima dos 300 *microstrains*, que corresponde a um acréscimo de tensão de aproximadamente 60 MPa.

De referir que os valores representados são valores relativos, tendo como referência uma medição efectuada na Fase 0 (às 14:20 do dia 18/03/2004) que, em rigor, não correspondem a deformações absolutas. De facto, atendendo ao processo construtivo e à hiperstaticidade da estrutura, não é possível garantir que à data da aplicação dos extensómetros nos elementos estruturais a deformação fosse nula.

Entre as Fases 1 e 2 é possível verificar e avaliar a sensibilidade da estrutura às variações térmicas e às operações de posicionamento dos apoios. Na Fase 2 houve uma redução significativa do vão, com a colocação dos carros de avanço e macacos deslizantes (*skidshoes*), que provocou uma diminuição significativa do nível de tensão nas secções. De seguida deu-se início ao lançamento da estrutura, cujo avanço foi de 30 metros, e posteriormente foram modificadas as condições de apoio (Fase 3). Na Fase 3 observou-se uma inversão do sinal dos esforços, tendo a secção S7 sido submetida a tracções e a secção S8 a compressões (ver Figura 4.32). Entre as Fases 3 e 4 observou-se uma interrupção no registo do sinal dos sensores devido a falhas no fornecimento da corrente eléctrica a um dos postos de observação. Na Fase 4 houve um ligeiro aumento do vão entre apoios, relativamente à Fase 3, o que causou uma redução dos esforços em ambas secções.

A instalação dos carros de avanço na VCI (ver Figura 4.8, Fase 5), correspondeu a nova alteração das condições de apoio que se traduziu no aumento do vão entre os apoios e na redução do comprimento da consola. Esta alteração originou nova inversão dos esforços nas secções S7 e S8 (ver o pormenor apresentado na Figura 4.36) que passaram a ficar comprimidas e traccionadas, respectivamente. As operações de travessia da VCI e de colocação nos apoios sobre os encontros, originou um conjunto de pequenas variações de esforços mas de valores praticamente constantes. A travessia da VCI, que durou cerca de 30 minutos, originou alguma variação no sinal dos sensores devido sobretudo à vibração

induzida pelo funcionamento dos motores dos veículos durante o andamento. De realçar um ligeiro pico detectado nos registos das deformações (ver na Figura 4.36 (4)), que corresponde à passagem dos veículos sobre uma pequena depressão existente na zona central da plataforma da VCI, de onde foram retirados os separadores centrais em betão para a condução desta operação.

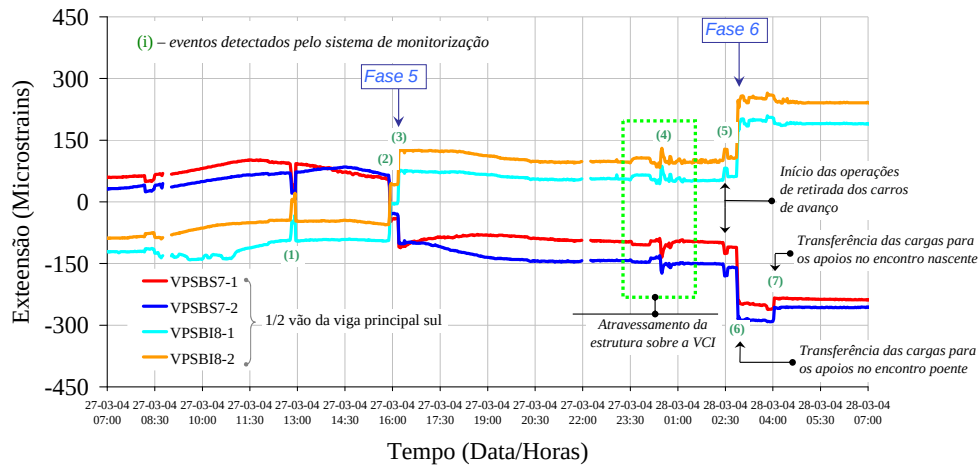


Figura 4.36 – Pormenor da evolução das deformações nas secções S7 e S8 entre a Fase 5 e a Fase 6 do processo construtivo.

A transferência de cargas para os novos apoios, que definem a Fase 6, resultou numa variação de esforços que foi registada pelo sistema de monitorização implementado.

O sistema de monitorização teve um papel fundamental nestas operações, pois contribuiu para que todo o processo de lançamento do viaduto fosse realizado com sucesso e em segurança. A transferência dos dados adquiridos pelos sistemas de aquisição, para computadores localizados na unidade de observação móvel, foi realizada através de uma rede de comunicação local, que permitiu a centralização e o acompanhamento de toda a informação recolhida na estrutura.

4.6.3 Análise dos resultados do processo construtivo

Aplicação das transformadas wavelets na identificação de eventos durante a construção do viaduto

O registo das extensões observadas na secção S7, pelo sensor VPSBS7-2 é analisado aplicando as transformadas wavelets para detectar variações abruptas do sinal. Estas variações abruptas nas extensões, corresponderão, em princípio, aos eventos ocorridos durante a construção do viaduto, tais como o levantamento do viaduto, a colocação das pré-lajes, mudanças das condições de apoio, o atravessamento da VCI e colocação da estrutura nos seus apoios definitivos. A Figura 4.37 apresenta as deformações registadas na secção do banzo superior da viga principal sul pelo sensor VPSBS7-2. Este registo foi analisado com base na wavelet de Haar, apresentando-se na Figura 4.38 os respectivos coeficientes obtidos. Os valores de pico visíveis no gráfico indicam os instantes em que as operações ocorreram. Operações realizadas na estrutura capazes de induzir tensões com algum significado nas secções, aparecem bem destacadas pela magnitude dos coeficientes wavelets.

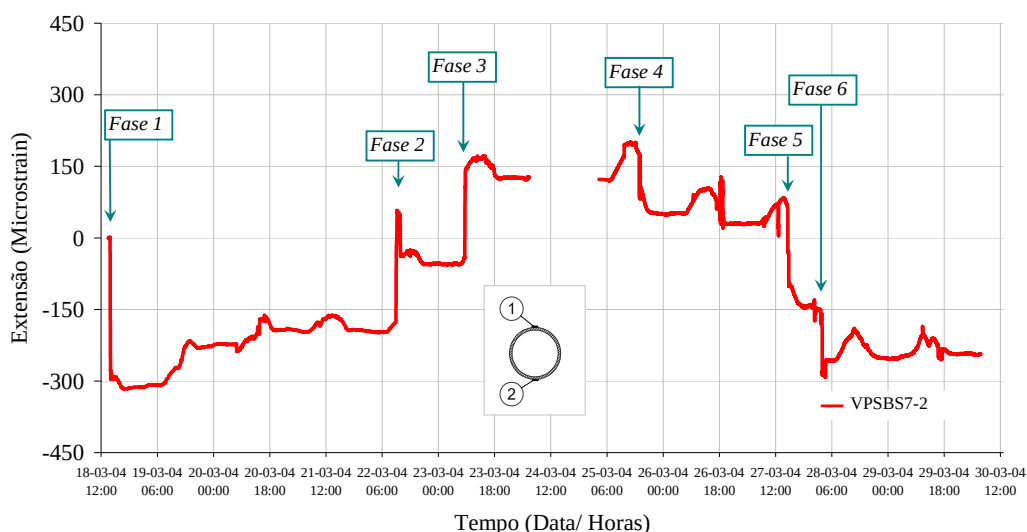


Figura 4.37 – Evolução das extensões registadas pelo sensor VPSBS7-2.

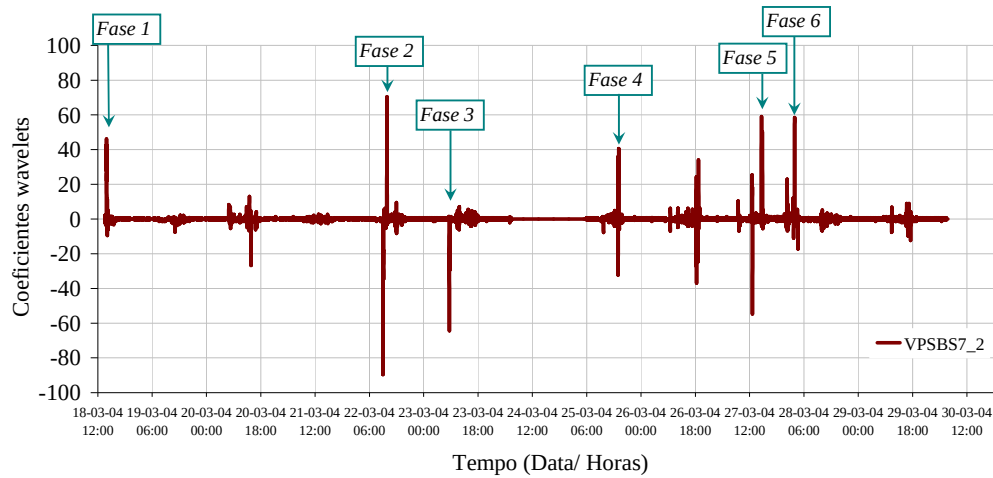


Figura 4.38 – Coeficientes wavelets das extensões registadas pelo sensor VPSBS7-2.

A Figura 4.39 pormenoriza, para um período de 24 horas, os coeficientes wavelets das deformações registadas pelo sensor VPSBS7-2. Os números entre parênteses estão em correspondência com os números indicados na Figura 4.36, e resultam de eventos identificados ocorridos durante o processo construtivo. Esta análise demonstra a eficácia das wavelets na detecção de eventos ocorridos nas estruturas, através dos seus coeficientes.

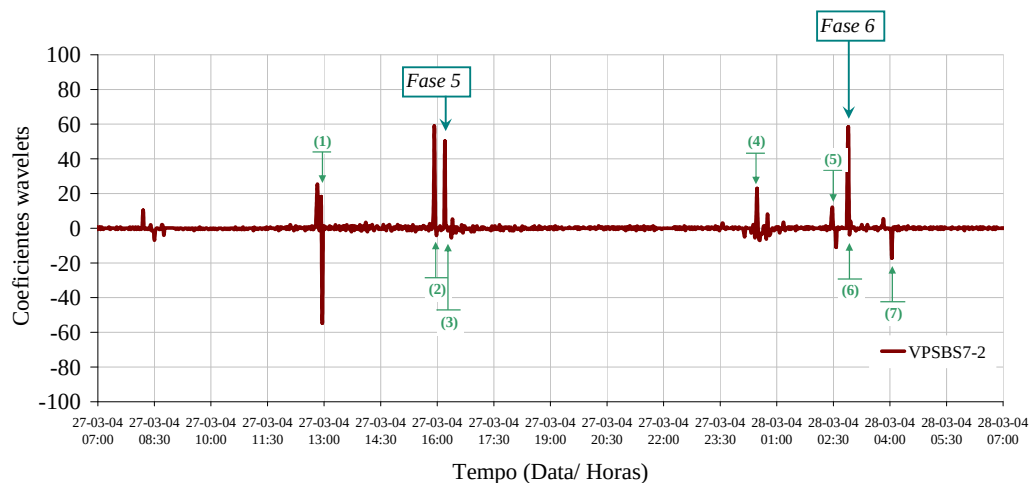
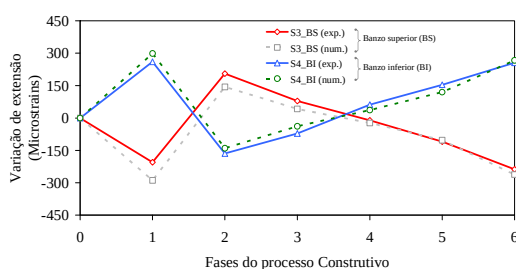


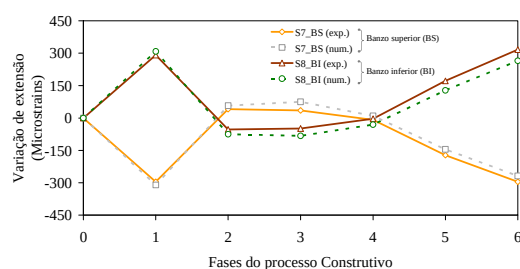
Figura 4.39 – Pormenor dos coeficientes wavelets das extensões registadas pelo sensor VPSBS7-2.

Aferição do modelo durante o processo construtivo do viaduto

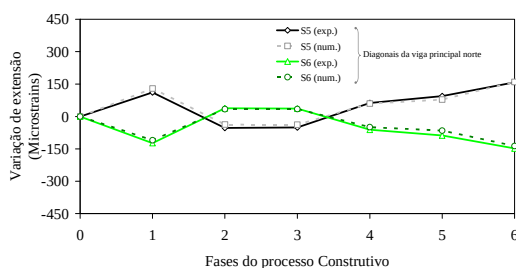
O modelo numérico desenvolvido permitiu fazer o acompanhamento e a avaliação em tempo útil do faseamento construtivo. A Figura 4.40 ilustra os resultados obtidos, por via da observação e da análise numérica, para as extensões médias experimentadas pelas secções dos banzos das vigas principais (secções S3, S4, S7 e S8) e das suas diagonais (secções S5, S6, S9 e S10), durante as várias fases do processo construtivo. Observando a evolução das extensões constata-se que, de um modo geral, existe uma concordância muito boa entre os resultados medidos e os obtidos pelo modelo numérico.



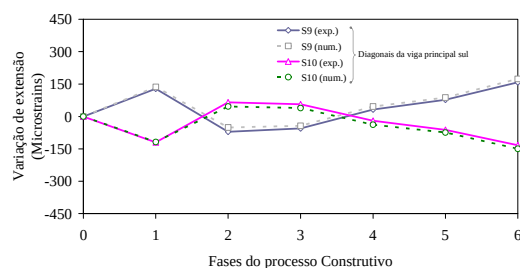
a) Variação das extensões médias nas secções S3 e S4.



b) Variação das extensões médias nas secções S7 e S8.



c) Variação das extensões médias nas secções S5 e S6.



d) Variação das extensões médias nas secções S9 e S10.

Figura 4.40 - Variação das extensões médias nas secções S3 a S10 durante o processo construtivo.

Todavia, em algumas secções o valor da extensão observada e o valor da extensão calculada pelo modelo numérico diferem significativamente, tendo sido encontradas, em alguns casos, diferenças superiores a 40%, conforme constatado na Tabela 4.8. Estas diferenças são justificadas pela possibilidade de existência de alguns desvios na orientação do extensómetro em relação ao eixo longitudinal das peças, a sua correcta localização em torno do perímetro das secções circulares e em alguns casos pelo valor reduzido da extensão observada. Outra razão que poderá justificar as diferenças encontradas é a

adopção de propriedades elásticas do betão no modelo numérico que poderão diferir das existentes em obra.

Os resultados apresentados nos gráficos evidenciam a importância da auscultação das estruturas durante o seu processo construtivo, uma vez que foi possível observar, por exemplo, a ocorrência de esforços que durante a fase de exploração não são de esperar. Estes cenários, analisados ainda em fase de projecto, foram em tempo útil acompanhados, permitindo o efectivo controlo das tensões instaladas nas peças e, por conseguinte, o controlo das operações em curso e do risco de colapso ou de cedência dos materiais.

4.7 Monitorização durante o ensaio de carga

4.7.1 Condução do ensaio de carga

O ensaio de carga decorreu durante a madrugada do dia 19 para o dia 20 de Maio de 2004. A escolha deste período do dia para a condução do ensaio prende-se, fundamentalmente, com a minimização dos efeitos da temperatura e da insolação sobre as medições. No ensaio de carga do viaduto foram utilizados 9 veículos pesados, designados pelos números 1 a 9, de 27.5 toneladas de peso médio. Foi estabelecida pelo projectista a necessidade de se observar o comportamento da ponte em sete casos de carga (GEG, 2002). Os casos de carga seleccionados são os que, em princípio, conduzem às situações mais desfavoráveis de flechas ou de esforços nas secções instrumentadas. Na Figura 4.41 apresentam-se em planta as sete posições de carga definidas para o ensaio. As características dos veículos utilizados são resumidas na Tabela 4.9. Com o objectivo de otimizar a duração do ensaio, as posições de carga foram concretizadas durante dois percursos designados por A e B. No percurso “A”, durante o qual se efectuaram os casos de carga 1A, 3A, 5A, 6A e 7A, os veículos circularam no sentido poente-nascente, no percurso “B”, durante o qual se efectuaram os restantes casos de carga 2B e 4B, os veículos circularam no sentido inverso. Durante o ensaio procurou-se que as posições de carga 1A e 2B fossem similares, de modo a avaliar a repetitibilidade das grandezas medidas, não obstante a posição dos eixos dos veículos estar invertida ao passar da posição 1A para a 2B.

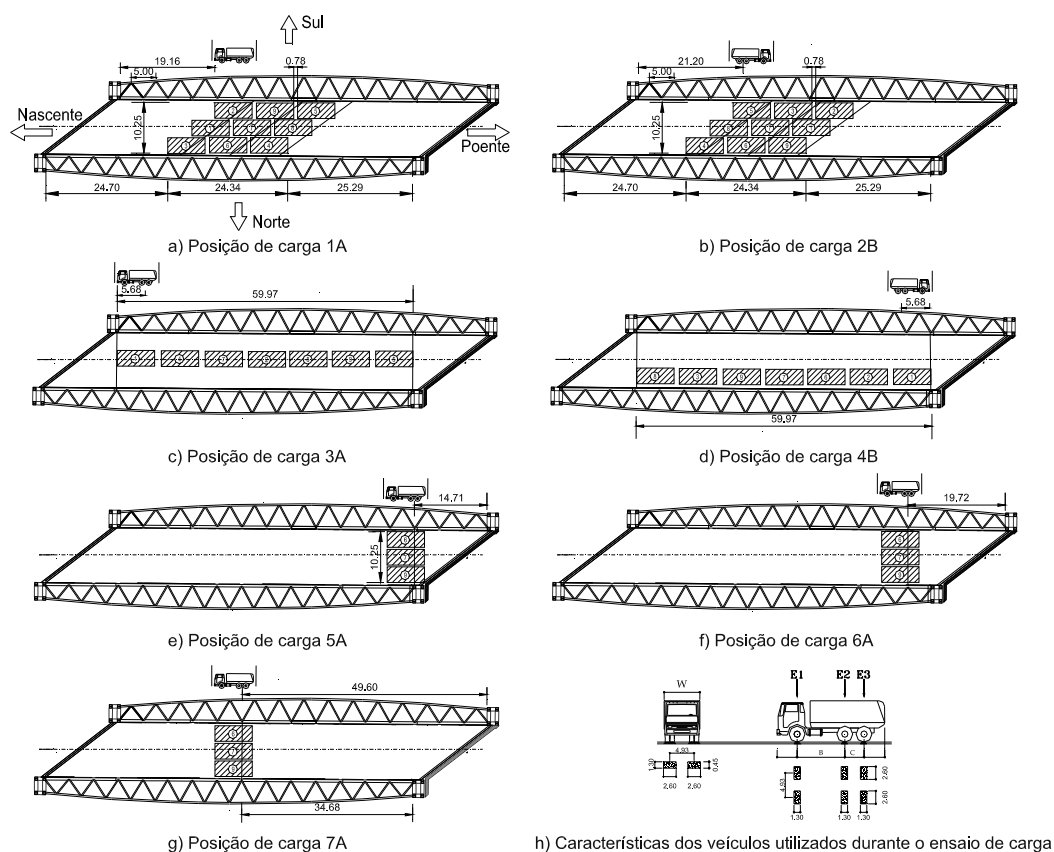


Figura 4.41 - Vista em planta das posições de carga definidas para o ensaio.

Tabela 4.9 – Características dos veículos utilizados (ver Figura 4.41h).

		Veículos								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Dimensões (m)	B	3.93	3.98	3.93	3.93	3.80	3.78	3.93	3.93	4.64
	C	1.39	1.42	1.39	1.39	1.40	1.37	1.39	1.39	1.36
	W	2.47	2.40	2.47	2.47	2.50	2.40	2.47	2.47	2.40
Peso (toneladas)	E1	7.06	7.08	9.52	5.60	-	7.72	9.10	6.90	8.74
	E2	10.03	9.89	8.16	8.67	-	10.62	13.90	9.12	9.97
	E3	10.03	9.89	8.16	8.67	-	10.62	13.90	9.12	9.97
	Total	27.12	26.86	25.84	22.94	25.00	28.96	36.90	25.14	28.68

Para garantir que a posição dos veículos imobilizados correspondia efectivamente à desejada, foram efectuadas marcações no pavimento. A Figura 4.42 ilustra o conjunto de três veículos posicionados a meio do viaduto, na posição de carga 7A.



Figura 4.42 – Conjunto de três veículos imobilizados na posição de carga 7A.

A Tabela 4.10 resume os principais resultados que se pretendia obter para as posições de carga de 1 a 7.

De modo a se obter uma amostra significativa das grandezas medidas, os veículos de carga permaneceram imobilizados nas posições predefinidas do tabuleiro durante cerca de 5 minutos. O sistema de aquisição automático procedeu à aquisição do sinal eléctrico dos sensores em contínuo, com intervalo entre aquisições de 2 segundos. No início e no final do ensaio de carga e entre alguns casos de carga, o viaduto foi deixado em vazio, por forma a restabelecer o zero dos sensores e permitir verificar a ocorrência de deformações ou deslocamentos não recuperados devidos à acção da carga.

Tabela 4.10 - Principais resultados a obter com a posições de carga definidas para o ensaio.

Posição dos veículos	Descrição da acção	Resultado pretendido	Sensores interessados
1A	3 Conjuntos de veículos posicionados a $\frac{1}{2}$ vão do viaduto	Máximo deslocamento vertical, extensões máximas nos banzos das vigas principais e secundárias, rotação máxima a $\frac{1}{2}$ vão, e extensões máximas na carlinga central e no interior do betão	DV1; DV2, DV5; DV6; VPNBS3; VPNBI4; VPSBS7; VPSBS8; VSNBS13; VSNBI14; I2; CMV21; EEBL-1; EEBL-2; EEBT-1; EEBT-2
2B	3 Conjuntos de veículos posicionados a $\frac{1}{2}$ vão do viaduto	Máximo deslocamento vertical, extensões máximas nos banzos das vigas principais e secundárias, rotação máxima a $\frac{1}{2}$ vão, e extensões máximas na carlinga central e no interior do betão	DV1; DV2, DV5; DV6; VPNBS3; VPNBI4; VPSBS7; VPSBS8; VSNBS13; VSNBI14; I2; CMV21; EEBL-1; EEBL-2; EEBT-1; EEBT-2
3A	Conjunto de 7 veículos posicionados em fila ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro	Máximo deslocamento vertical nos aparelhos de apoio; Rotações máximas a $\frac{1}{2}$ vão e na carlinga localizada no alinhamento do apoio norte/poente e flechas máximas a $\frac{1}{2}$ vão do tabuleiro.	DVA1, DVA2; I1; I2; DV1; DV2; DV5; DV6
4B	Conjunto de 7 veículos posicionados em fila no alinhamento da viga principal norte	Máximo deslocamento vertical nos aparelhos de apoio norte/poente; Rotações máximas a $\frac{1}{2}$ vão e na carlinga localizada no alinhamento do apoio norte/poente	DVA1, DVA2; I1; I2
5A	3 Veículos posicionados no alinhamento da carlinga junto ao apoio norte/poente	Rotações máximas na carlinga; extensões máximas na extremidade da carlinga; máximo deslocamento vertical no aparelho de apoio norte/poente e máximo deslocamento vertical na extremidade da carlinga.	I1; CANP19; DVA1; DVA2, DV4
6A	3 Veículos posicionados no alinhamento da carlinga adjacente ao apoio norte/poente	Extensões máximas na carlinga adjacente ao apoio norte/poente	CAANP20
7A	3 Veículos posicionados no alinhamento da carlinga junto a meio vão do viaduto.	Extensões máximas na carlinga a $\frac{1}{2}$ vão; extensões máximas no interior do betão.	CMV21;EEBL-1; EEBL-2; EEBT-1; EEBT-2

Na Tabela 4.11 descreve-se a sequência adoptada na condução do ensaio de carga. A associação de vários casos de carga num mesmo percurso minimizou o tempo dispendido em manobras pelos veículos, e não teve consequências para a qualidade das medições.

Tabela 4.11 – Sequência do ensaio de carga.

Descrição das fases de observação	Hora inicial	Hora final
Tabuleiro em vazio – leituras iniciais	22:56:00	23:00:00
Posição 1A	23:11:48	23:18:52
Tabuleiro em vazio	23:32:04	23:34:46
Posição 2B	0:05:12	0:10:50
Tabuleiro em vazio	0:22:54	0:29:14
Posição 3A	0:32:54	0:37:04
Tabuleiro em vazio	0:39:08	0:41:24
Posição 4B	0:45:14	0:52:46
Tabuleiro em vazio	0:55:18	0:56:24
Posição 5A	0:58:26	1:01:52
Posição 6A	1:04:56	1:09:01
Posição 7A	1:11:14	1:13:30
Tabuleiro em vazio – leituras finais	1:16:40	1:18:50

4.7.2 Resultados das medições

As medições efectuadas permitiram a representação gráfica das grandezas medidas no decorrer do ensaio. Apresentam-se nesta secção, alguns gráficos das medições consideradas mais relevantes, com indicação, no interior de círculos, das posições que os veículos foram sucessivamente ocupando. A ordem por que são apresentados os casos de carga, está de acordo com a sequência adoptada para as posições dos veículos no decorrer do ensaio. Os resultados que a seguir se apresentam traduzem a variação de cada uma das grandezas medidas em relação à primeira leitura efectuada, sendo portanto valores relativos. Exceptua-se a evolução da temperatura medida, cujos resultados apresentados representam o seu valor absoluto.

Para além da representação gráfica da medição efectuada em cada secção, são apresentados quadros que resumem a medição relativa a cada fase do ensaio de carga. Para cada uma destas fases, são realizados cálculos estatísticos para estabelecer o valor da medição de cada fase de carga do ensaio. Na análise estatística dos valores medidos procedeu-se, previamente, a um tratamento desta informação, com especial relevo para a correcção dos valores de referência (zero dos sensores atribuídos a cada fase) com vista à obtenção do

valor de medição de cada sensor para cada caso de carga. Considerou-se para o zero de referência de cada sensor não o valor obtido no início do ensaio de carga mas um valor obtido a partir deste, corrigido em função da sua variação no tempo, devida sobretudo aos efeitos térmicos. Para o efeito, é determinado para cada sensor um factor de variação do zero de referência dado pela expressão:

$$k = \frac{x_{0,f} - x_{0,i}}{t_f - t_i} \quad (4.1)$$

em que, $x_{0,f}$ representa a medição em vazio no final de cada período de observação; $x_{0,i}$ é a medição em vazio no início de cada período de observação; t_f corresponde à hora a que foi realizada a medição final; t_i é a hora a que foi realizada a medição inicial.

O valor do zero adoptado como referência em cada caso de carga é dado por:

$$x_{0,ref} = x_{0,i} + k(t - t_i) \quad (4.2)$$

sendo t a hora a que o caso de carga é realizado. Este valor é tomado como a hora média do intervalo de tempo durante o qual decorre o caso de carga. O efeito de um caso de carga numa dada grandeza, quando é lida no instrumento de medição é dado pela expressão:

$$x = x_{leitura} - x_{0,ref} \quad (4.3)$$

Onde $x_{leitura}$ representa o valor médio das medições efectuadas no intervalo de tempo em que decorre o caso de carga. A convenção de sinais adoptada é a seguinte:

- Deformação negativa – encurtamento;
- Deformação positiva – alongamento;
- Deslocamento positivo – incremento da abertura da junta e deslocamento vertical descendente;
- Deslocamento negativo – decréscimo da abertura da junta e deslocamento vertical ascendente
- Rotação positiva na direcção longitudinal – sentido poente - nascente;
- Rotação negativa na direcção longitudinal – sentido nascente - poente;

- Rotação positiva na direcção transversal – sentido norte – sul;
- Rotação negativa na direcção transversal – sentido sul – norte.

Evolução da temperatura

A evolução da temperatura ambiente durante o ensaio de carga é apresentada na Figura 4.43. A variação da temperatura ambiente durante o ensaio de carga foi cerca de -1.3°C . Esta variação, associada à sensibilidade dos instrumentos de medição à temperatura, pode justificar diferenças obtidas entre sensores instalados em locais distintos da obra ou num mesmo sensor em diferentes fases do ensaio de carga. Tendo a temperatura ambiente variado de forma aproximadamente linear, admite-se, por simplificação, nas análises efectuadas, que também é linear o efeito da sua variação sobre a estrutura. Ou seja, admite-se que a variação de sinal induzido no sistema de medição com a temperatura é linear.

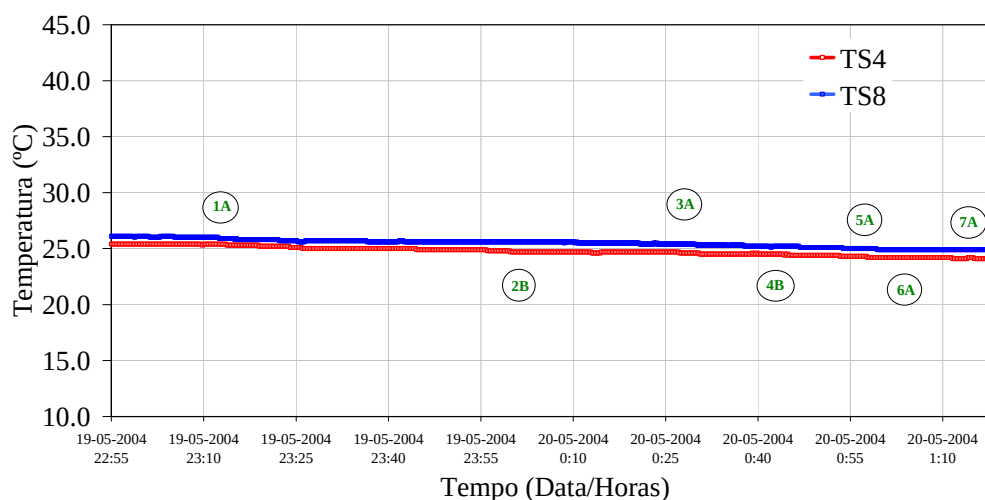


Figura 4.43 – Evolução da temperatura durante o período do ensaio.

Extensões medidas nas vigas principais

As Figuras 4.44 a 4.48 apresentam os resultados das extensões obtidas durante o ensaio de carga em algumas das secções das vigas principais (S1 a S8) e no betão (EEBL1/2 e EEBT1/2). Em geral, as extensões máximas foram obtidas para os casos de carga 1A e 2B. Com base nas medições efectuadas, durante cerca de 5 minutos em cada posição de carga e tendo em conta os valores das leituras em vazio corrigidos do efeito da temperatura, foi

possível proceder a um tratamento estatístico de toda a informação. A Tabela 4.12 apresenta as extensões médias obtidas em algumas das secções nos casos de carga 1A, 3A e 7A ($\epsilon_{exp.}$) e, confrontando estes resultados com as extensões médias obtidos pelo modelo desenvolvido ($\epsilon_{num.}$). Observa-se, em geral, uma boa aproximação entre os valores medidos e os calculados.

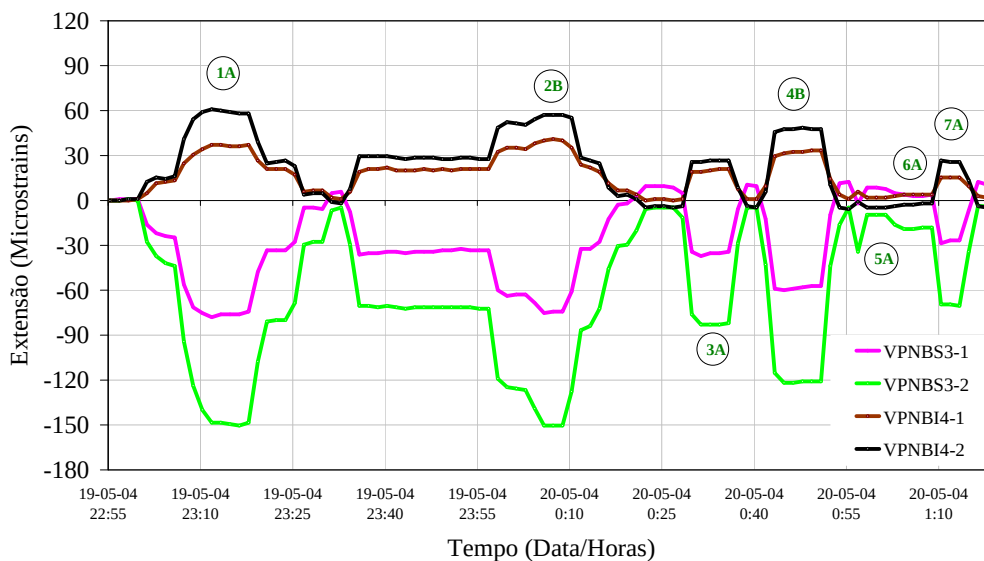


Figura 4.44 – Extensões observadas no meio vão da vigia principal norte (secções S3 e S4).

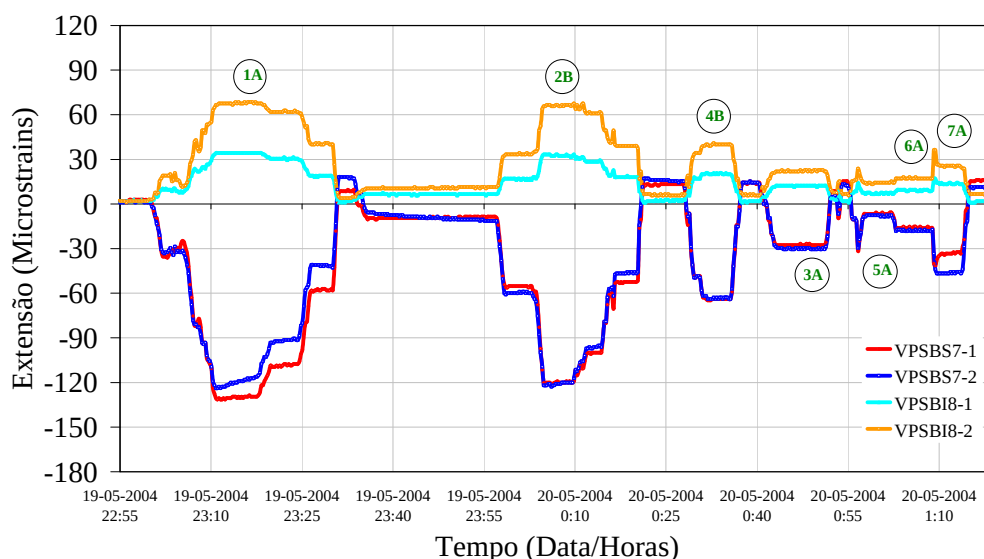


Figura 4.45 - Extensões observadas no meio vão da vigia principal sul (secções S7 e S8).

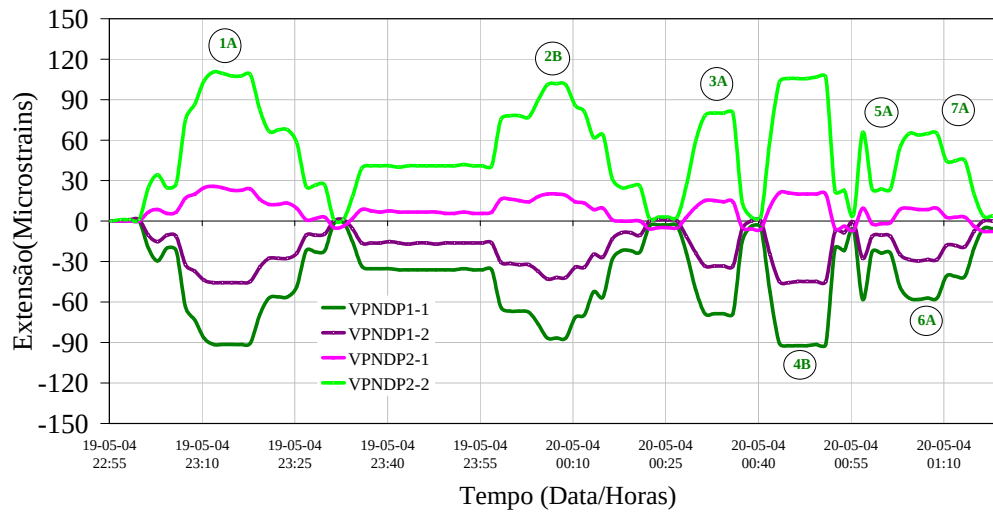


Figura 4.46 - Extensões observadas nas diagonais da viga principal norte (secções S1 e S2).

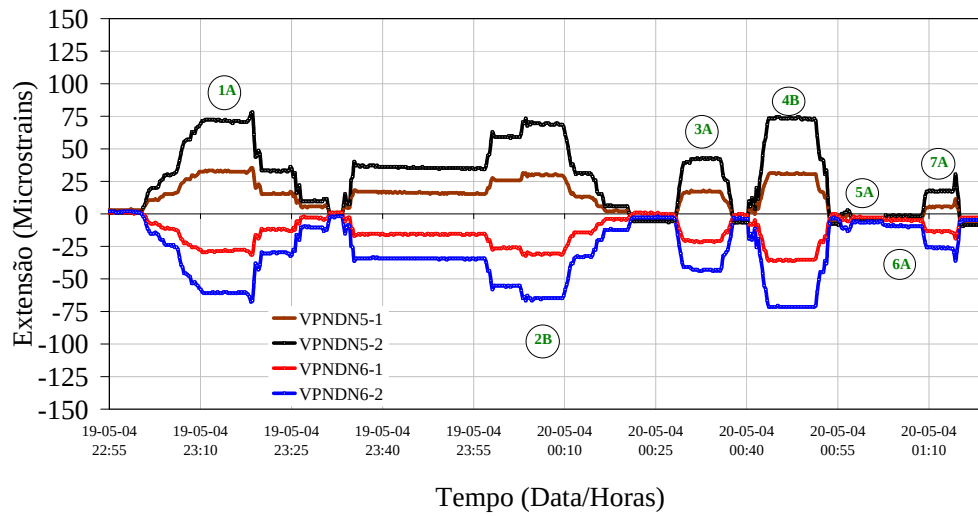


Figura 4.47 - Extensões observadas nas diagonais da viga principal norte (secções S5 e S6).

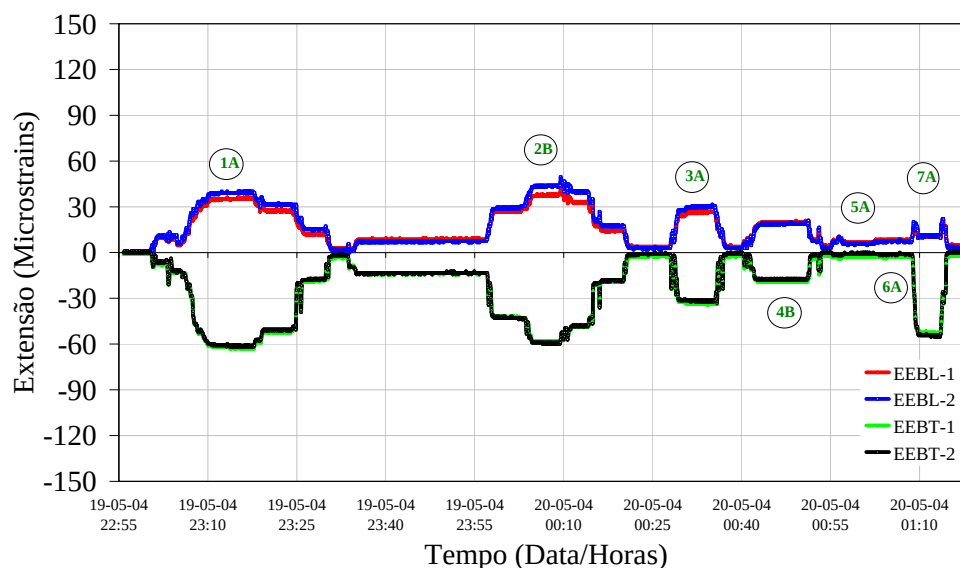


Figura 4.48 - Extensões observadas no betão (secção S21).

Tabela 4.12 - Extensões médias no aço e no betão durante o ensaio de carga (*microstrains*).

Secção	Posição 1A			Posição 3A			Posição 7A		
	$\epsilon_{exp.}$	$\epsilon_{num.}$	δ (%)	$\epsilon_{exp.}$	$\epsilon_{num.}$	δ (%)	$\epsilon_{exp.}$	$\epsilon_{num.}$	δ (%)
S1	-68.3	-64.2	-5.9	-49.1	-49.4	0.7	-26.5	-24.5	-7.4
S2	67.0	74.0	10.3	48.5	57.0	17.6	25.5	28.2	10.7
S3	-112.8	-138.1	22.4	-61.5	-80.0	30.2	-52.3	-60.9	16.5
S4	47.8	48.9	2.4	25.1	27.3	8.7	22.1	20.4	-7.8
S5	51.1	43.9	-14.2	30.4	32.2	5.8	17.2	16.4	-4.9
S6	-44.9	-38.5	-14.3	-25.9	-28.1	8.4	-15.2	-14.4	-5.1
S7	-131.4	-140.8	7.1	-67.5	-79.2	17.4	-47.1	-56.5	19.8
S8	48.5	49.5	2.2	24.3	25.3	4.2	13.5	15.6	15.3
S21*	35.6	36.9	3.6	21.0	24.9	18.6	6.0	1.4	-76.4
S21**	-58.9	-54.5	-7.6	-26.0	-28.1	7.9	-52.9	-43.6	-17.5

* - Extensómetro longitudinal na laje de betão; ** - Extensómetro transversal na laje de betão

Em algumas secções o valor da extensão observada e o valor da extensão calculada pelo modelo numérico diferem significativamente, tendo sido encontradas, em alguns casos, diferenças superiores a 20% (ver por exemplo na Tabela 4.12 os desvios encontrados entre as extensões observadas e calculadas na secção S3). Estas diferenças são justificadas pelas razões apontadas aos desvios encontrados durante a fase de construção, mas sobretudo na precisão na definição do valor da carga de ensaio bem como nas diferenças sempre existentes entre a estrutura real e o modelo. Da comparação entre o valor da extensão média observada e a extensão média calculada a partir do modelo numérico na secção S21* (extensão no betão), para a posição de carga 7A, obteve-se um erro de 76.4%. Para esta diferença elevada, e atendendo ao valor reduzido da extensão medida e da extensão

calculada, contribui o facto de os valores das extensões serem muito próximos da precisão de leitura do equipamento de aquisição (de cerca de 1.0 *microstrain*) (Datataker, 2002), o que poderá ter induzido um erro mais significativo na determinação desta grandeza.

Resultados dos deslocamentos verticais

São apresentados na Figura 4.49 os resultados dos deslocamentos verticais medidos pelo sistema de níveis líquidos durante o ensaio de carga (ver DV1 a DV6 na Figura 4.15). Dos registos apresentados, constata-se que no final do ensaio foram observados valores residuais nas leituras. Estes desvios, em relação ao zero da medição, foram considerados como sendo devidos aos efeitos conjugados da variação da temperatura ambiente e ao ajuste da estrutura nos apoios.

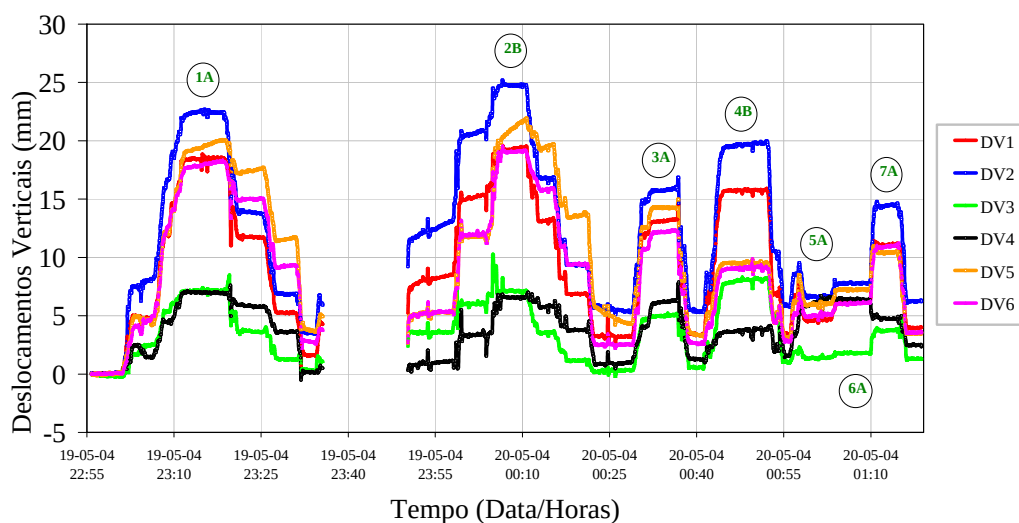


Figura 4.49 – Deslocamentos verticais do tabuleiro.

De facto, à medida que se deu a descida de temperatura, observou-se uma ligeira ascensão do tabuleiro do viaduto. Este efeito poderá dever-se a um arrefecimento do tabuleiro de betão com retardamento em relação à estrutura metálica. Os valores das flechas residuais foram elevadas nos sensores colocados na zona do meio vão do viaduto e reduzidos nas extremidades junto aos apoios. Isto leva a concluir que o tabuleiro experimentou uma rotação junto aos apoios, devida à diminuição da temperatura, conforme se confirmará mais adiante com base nos resultados dos inclinómetros.

Os resultados da medição dos deslocamentos verticais medidos com referência ao solo em três pontos de uma mesma carlinga (ver Figura 4.15) são apresentados na Figura 4.50. Numa fase inicial do ensaio foi possível observar mais uma vez o efeito do ajuste da estrutura nos apoios.

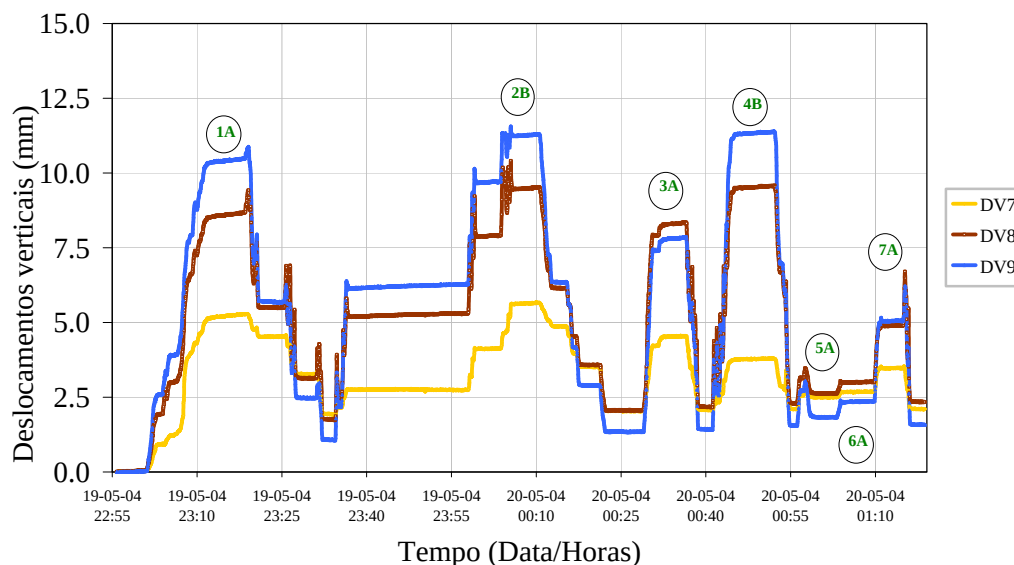


Figura 4.50 – Deslocamentos verticais da carlinga.

De modo a aferir o comportamento global da estrutura, são comparadas na Tabela 4.13 as flechas medidas (u_{exp}) com as calculadas pelo modelo (u_{num}). Observando estes valores constata-se que, em média, os valores medidos experimentalmente são ligeiramente inferiores aos obtidos pelo modelo elástico e no geral estes apresentam uma boa concordância.

Tabela 4.13 – Flechas obtidas durante o ensaio de carga.

Sensor	Posição 1A			Posição 3A			Posição 7A		
	u_{exp}	$u_{num.}$	δ (%)	u_{exp}	$u_{num.}$	δ (%)	u_{exp}	$u_{num.}$	δ (%)
DV1	17.6	17.1	-2.8	9.8	10.0	1.6	7.2	7.2	0.1
DV2	20.6	18.8	-9.0	10.4	11.1	7.5	8.3	8.4	2.1
DV3	7.0	6.6	-6.1	4.5	4.7	3.9	2.5	2.5	1.4
DV4	6.9	6.7	-2.7	5.1	4.8	-6.4	2.5	2.3	-8.9
DV5	17.6	19.0	7.7	10.3	10.9	5.5	7.0	7.6	8.2
DV6	16.6	17.0	2.8	9.6	10.4	8.2	7.5	7.9	5.6
DV7	4.2	3.4	-19.6	2.5	2.5	2.0	1.4	1.4	4.9
DV8	7.7	6.7	-13.4	6.1	6.4	5.2	2.6	2.6	0.1
DV9	9.8	9.6	-2.3	6.4	6.7	5.0	3.5	3.7	5.4

A partir dos transdutores colocados junto ao aparelho de apoio da viga secundária norte (ver DVA1 e DVA2 na Figura 4.15), foi possível avaliar a efectiva actividade deste dispositivo, no que diz respeito à acomodação de movimentos ascendentes e descendentes do tabuleiro neste ponto da estrutura, provocados pela acção das cargas sobre o tabuleiro (ver Figura 4.51). O deslocamento vertical máximo foi registado para o caso de carga 5A (ver Figura 4.41).

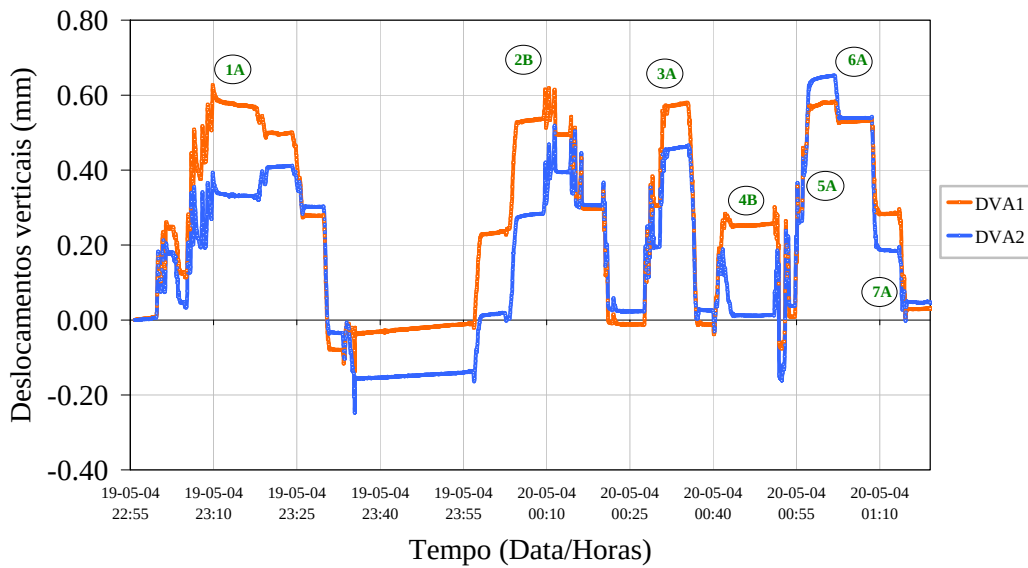


Figura 4.51 – Deslocamentos verticais do tabuleiro medidos junto ao apoio da viga secundária norte.

Resultados das rotações

A Figura 4.52 ilustra as rotações do tabuleiro medidas com os inclinómetros I1 e I2 (ver Figura 4.15) durante o ensaio de carga. No final do ensaio de carga os inclinómetros I1 e I2 captaram na direcção do eixo longitudinal do tabuleiro (I1-x e I2-x) uma rotação negativa (rotação no sentido nascente-poente). Este resultado está de acordo com os obtidos para as flechas, confirmando o movimento ascensional a meio vão devido ao efeito da temperatura e a consequente rotação dos apoios extremos.

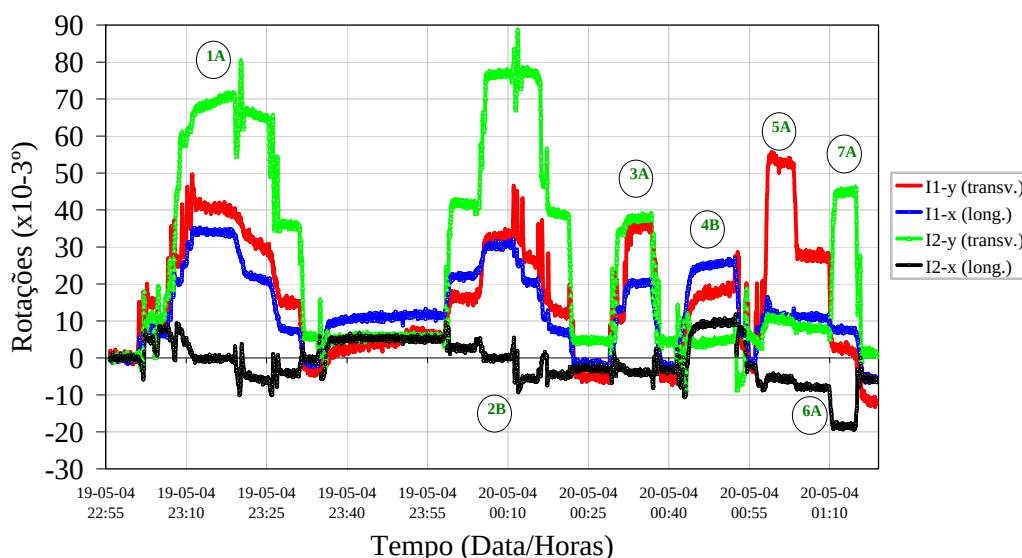


Figura 4.52 – Rotações do tabuleiro.

4.8 Monitorização durante a fase de exploração

4.8.1 Introdução

Após a conclusão da construção do viaduto das Andresas em 2004, o sistema de monitorização tem vindo a acompanhar o seu comportamento durante a fase de exploração. São apresentados nesta secção resultados de dois anos e meio de monitorização contínua das condições de utilização e de funcionamento da obra, nomeadamente, o efeito da passagem do tráfego e das condições climáticas sobre as secções instrumentadas. Os resultados obtidos da monitorização contínua do viaduto são também usados para avaliar o desempenho, a longo prazo, do sistema de monitorização implementado.

A experiência adquirida com a monitorização contínua do comportamento do viaduto durante este período mostra que um dos grandes desafios encontrados prende-se, fundamentalmente, com a extracção de informação útil do volume de registos obtidos da rede de sensores instalada. Nos resultados das extensões, em particular, aparecem conjugados os efeitos diários e sazonais da temperatura sobre a estrutura, juntamente com as variações abruptas dos registos devido às acções de curta duração (por exemplo, acção do tráfego) ou de efeitos potencialmente prejudiciais ao seu desempenho tais como, os

assentamentos dos apoios ou danos. Ao conjunto de registos obtidos é aplicada a análise baseada nas funções wavelets (transformadas wavelets e análise em multiresolução) para identificar eventos e caracterizar a evolução não-estacionária das grandezas medidas.

4.8.2 Deslocamentos da junta de dilatação com a temperatura

As variações da temperatura provocam deformações nos elementos que constituem a estrutura e resultam em movimentos globais nas juntas de dilatação. A verificação da efectiva actividade destas juntas com a variação da temperatura fornece pois informação muito útil acerca do comportamento global da estrutura. Daí que tenham sido realizadas medições dos deslocamentos longitudinais da junta de dilatação no encontro nascente, onde os apoios foram concebidos para permitir movimentos longitudinais da estrutura. A Figura 4.53 ilustra um excerto dos deslocamentos da junta de dilatação com a evolução da temperatura num período de uma hora e vinte minutos. Dos resultados apresentados observa-se que o decréscimo da temperatura causa a abertura da junta de dilatação. Não obstante a variação da temperatura ser contínua, o registo dos deslocamentos apresenta saltos que resultam do atrito vencido nos aparelhos de apoio durante o encurtamento da estrutura com a diminuição da temperatura. De acordo com estes resultados, e admitindo uma evolução linear da temperatura, a variação de comprimento da estrutura por unidade da temperatura foi estimada em cerca de $0.148\text{mm}/^{\circ}\text{C}$.

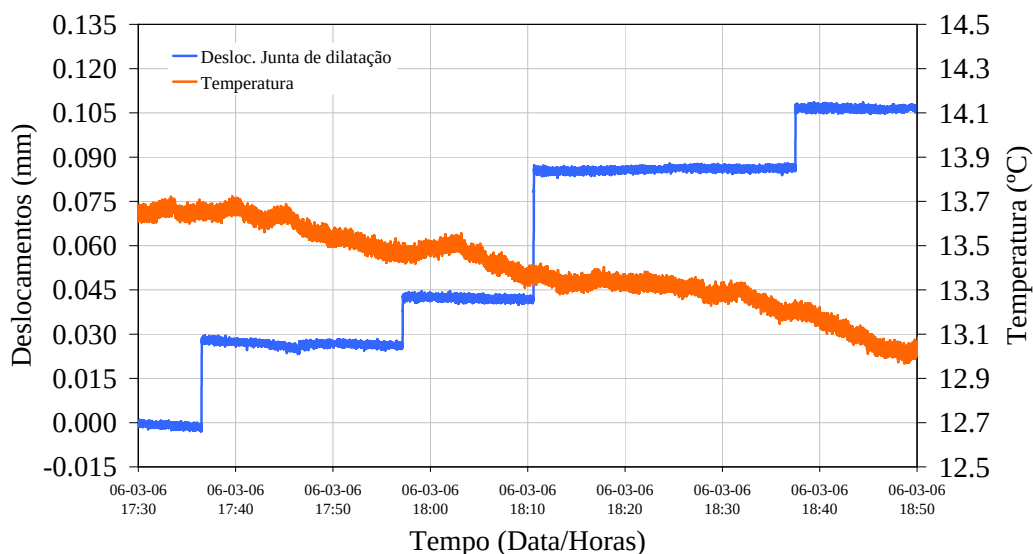


Figura 4.53 – Abertura da junta de dilatação com a diminuição da temperatura.

4.8.3 Avaliação do efeito do tráfego

Ao longo do período de monitorização do comportamento do viaduto das Andresas em condições de serviço, foram realizadas várias campanhas de medições dinâmicas para avaliar o efeito da acção do tráfego sobre as secções instrumentadas. Estas campanhas de medições foram realizadas nos períodos do dia em que se registou trânsito intenso no viaduto. Para o efeito, foi utilizado, adicionalmente, um sistema de aquisição com capacidade para fazer leituras com frequências superiores a 50 Hz (ver Figura 4.54a), ao qual foram ligados alguns extensómetros criteriosamente seleccionados, do conjunto das secções instrumentadas durante a fase de construção. Para além da leitura das extensões, foram feitas leituras dos deslocamentos verticais do tabuleiro junto ao apoio da viga secundária norte. O critério de selecção dos extensómetros para as leituras dinâmicas baseou-se na sensibilidade da deformação das secções instrumentadas às acções do tráfego. As leituras foram efectuadas com uma frequência de 30 Hz. Os registos obtidos durante estas campanhas serviram também para avaliar os valores máximos ocorridos, nas condições de tráfego observadas (Dimande, *et al.*, 2006b).

Informações tais como o tipo de veículos, o número de eixos, e a faixa de circulação, foram obtidas por meio de uma câmara de filmar, instalada na estrutura para o efeito (ver Figura 4.54b). A Figura 4.55 ilustra dois exemplos de imagens captadas por esta câmara.



a) Sistema de aquisição.



b) Câmara de filmar.

Figura 4.54 – Equipamento adicional utilizado nas campanhas periódicas de monitorização.



Figura 4.55 – Imagens fornecidas pela câmara de filmar.

Deslocamento vertical do tabuleiro junto ao apoio da viga secundária

A medição dos deslocamentos verticais do tabuleiro junto ao apoio da viga secundária norte permitiu a identificação do tráfego pesado que atravessa o tabuleiro do viaduto. A Figura 4.56 apresenta os deslocamentos verticais do tabuleiro (DVA1) observados durante a campanha realizada no dia 06 de Março de 2006. De acordo com este registo, transitaram sobre o tabuleiro do viaduto, em ambos sentidos, 11 veículos pesados, a que corresponde uma taxa de cerca de 8 veículos pesados por hora. Salienta-se que o viaduto é utilizado pela linha de transportes públicos urbanos de passageiros, pelo que a generalidade dos picos observados no gráfico da Figura 4.56 correspondem à passagem de autocarros articulados de passageiros.

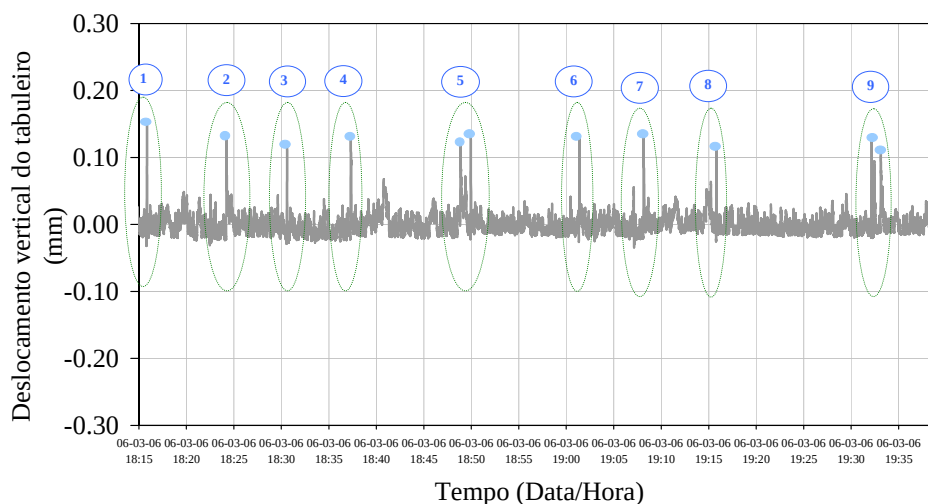


Figura 4.56 – Identificação da passagem dos veículos através da amplitude dos deslocamentos verticais do tabuleiro (DVA1).

Os valores dos deslocamentos máximos observados durante este período permitiram, de forma aproximada, fornecer os pesos médios dos veículos que atravessaram o tabuleiro do viaduto. Com efeito, assumindo determinadas simplificações, como por exemplo a não consideração do efeito de amplificação dinâmica sobre os registos, a distribuição transversal da carga e a faixa de circulação dos veículos, é possível proceder a uma calibração aproximada recorrendo aos resultados do ensaio carga da estrutura. Tomando por base os resultados obtidos pelo sensor DVA1 durante o caso de carga 6A (ver Figura 4.41) é possível estabelecer a relação entre o deslocamento vertical medido e a acção que lhe deu origem, que é de aproximadamente de 0.00425 mm/tonelada.

Extensões resultantes da acção do tráfego

A Figura 4.57 ilustra as extensões observadas (média dos dois extensómetros) na diagonal da viga principal norte (secção S2, ver Figura 4.11) durante um período de 36 minutos. Este resultado fornece informação do maior interesse sobre o tráfego a que o tabuleiro esteve sujeito e do efeito da temperatura sobre os registos no período em referência. Para avaliar a acção do tráfego sobre a estrutura, removeu-se dos registos os efeitos da temperatura sobre as medições, através da aplicação do método de Loess, descrito na Secção 2.5 do Capítulo 2 (ver Figura 4.57). No alisamento dos registos pelo método de Loess foi utilizado um grau de alisamento de 20% ($span = 0.2$).

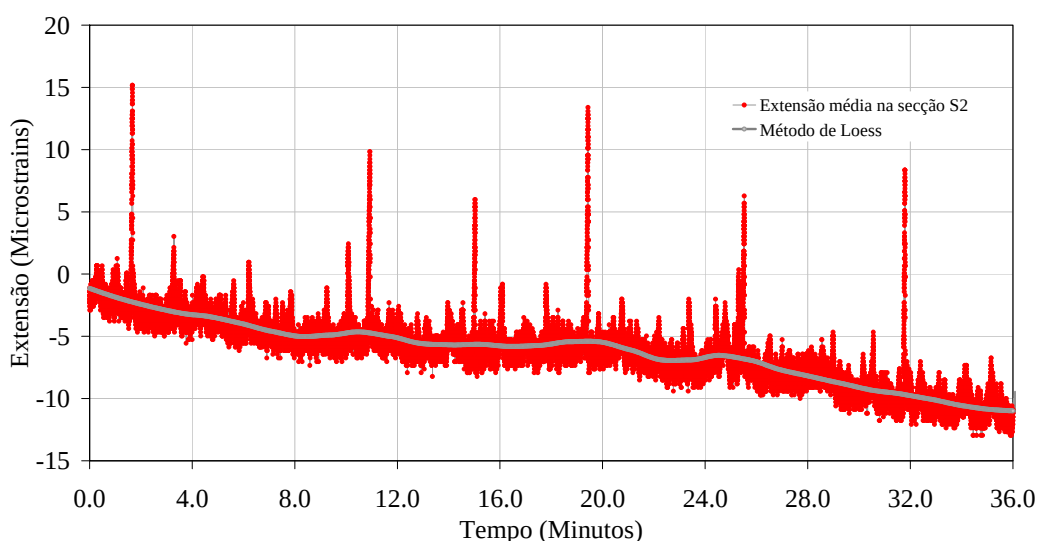


Figura 4.57 – Extensões observadas na secção S2.

Na Figura 4.58 ilustra-se o registo das extensões axiais na secção S2, corrigido do efeito da temperatura. Esta correcção resulta da subtracção da curva resultante da aplicação do método de Loess aos registos observados.

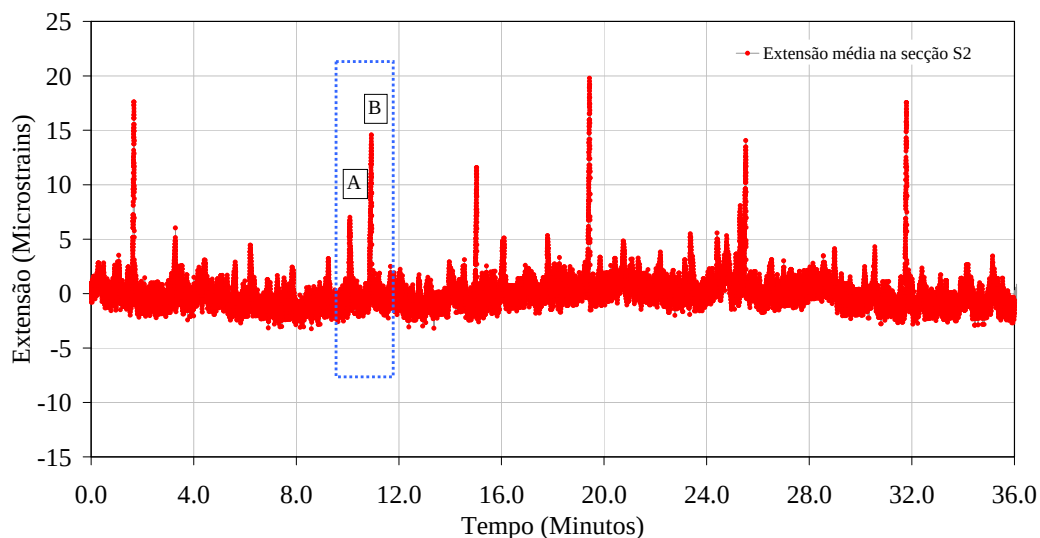


Figura 4.58 – Extensões observadas na secção S2 corrigidas do efeito da temperatura.

Um pormenor do registo das extensões médias na secção S2 corrigidas do efeito da temperatura é apresentado na Figura 4.59. Neste pormenor é possível observar dois eventos (A e B identificados na Figura 4.58) que induziram nesta secção níveis de deformação distintos e que será razoável caracterizar o tráfego que atravessa o viaduto, nomeadamente no que diz respeito ao número de veículos e a direcção de circulação. Por outro lado, esta curva representa a linha de influência das extensões médias na diagonal da viga principal norte (secção S2), onde cada evento é assinalado por um ressalto. O sentido de circulação é identificado através do declive da linha de influência do ramo crescente ou decrescente do registo. A grandeza da deformação, associada ao sentido da circulação, determina o peso do veículo. De realçar que o declive do ramo I é maior do que o declive do ramo II, o que significa que, o veículo “A” circula no sentido poente-nascente e o veículo “B” circula no sentido nascente-poente (ver também Figura 4.11).

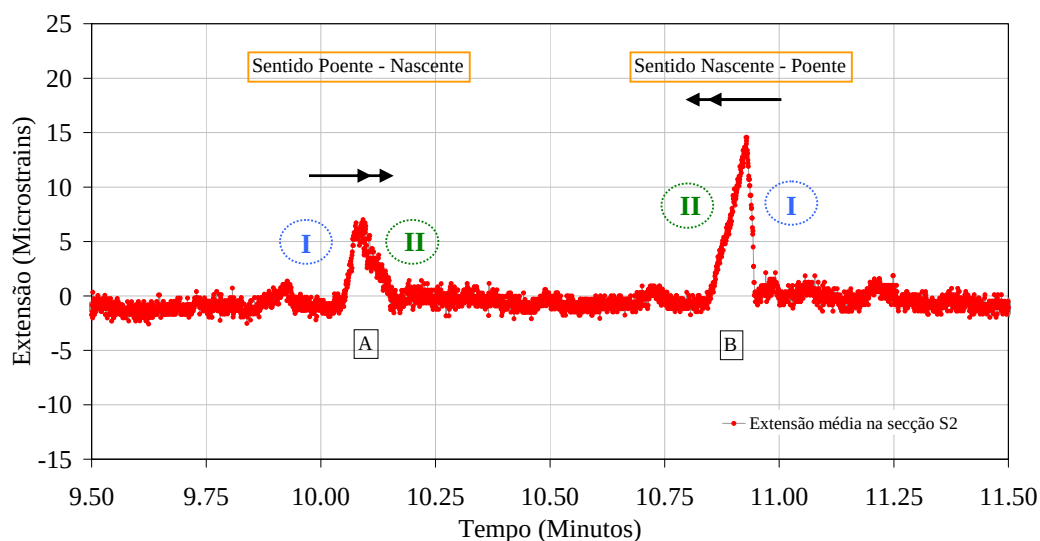


Figura 4.59 – Pormenor das extensões médias na secção S2.

Os registos das deformações médias na secção S2 foram por sua vez analisados utilizando as transformadas wavelets de Haar (nível 12), cujos resultados se ilustram na Figura 4.60. A transformada wavelet claramente potencia a identificação de eventos, na estrutura através da amplitude dos seus coeficientes wavelets.

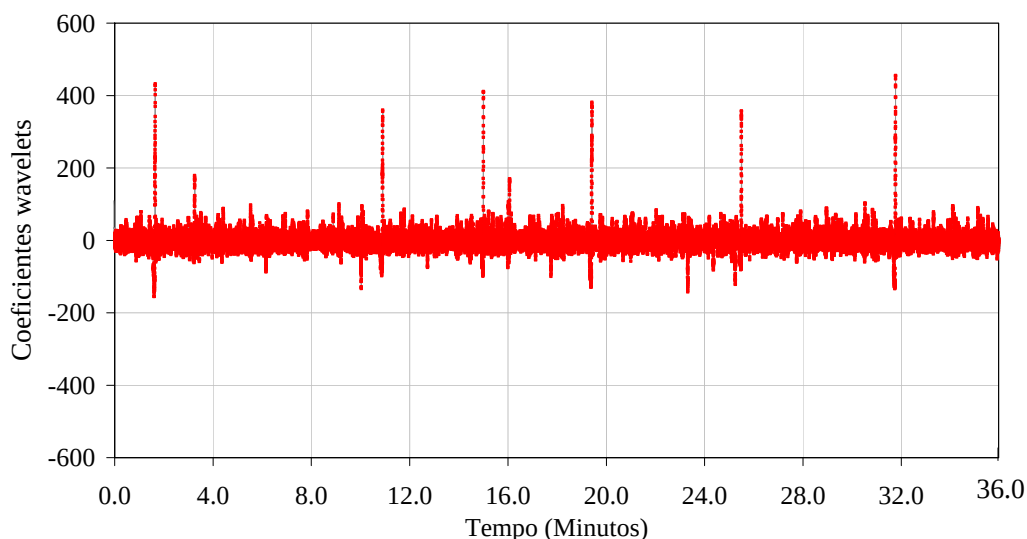
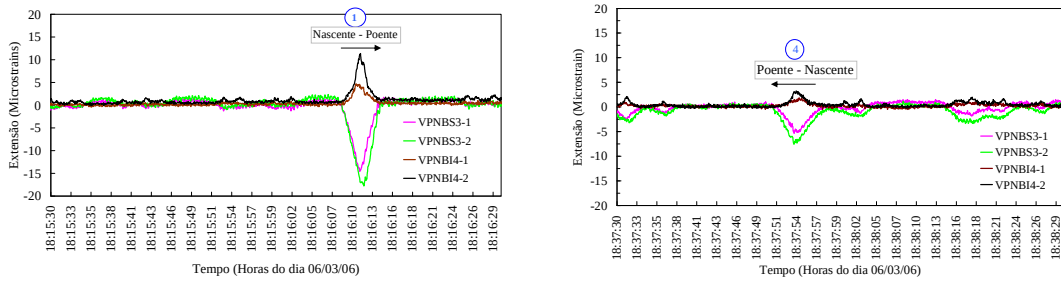


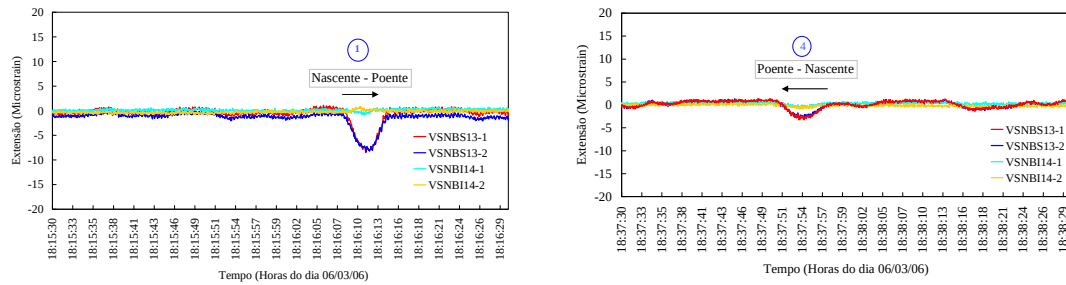
Figura 4.60 – Coeficientes wavelets das extensões axiais observadas na secção S2.

Na Figura 4.61 são apresentados alguns pormenores dos resultados das extensões observadas em secções instrumentadas do viaduto e que estão em correspondência com os picos identificados nos registos dos deslocamentos verticais apresentados na Figura 4.56.

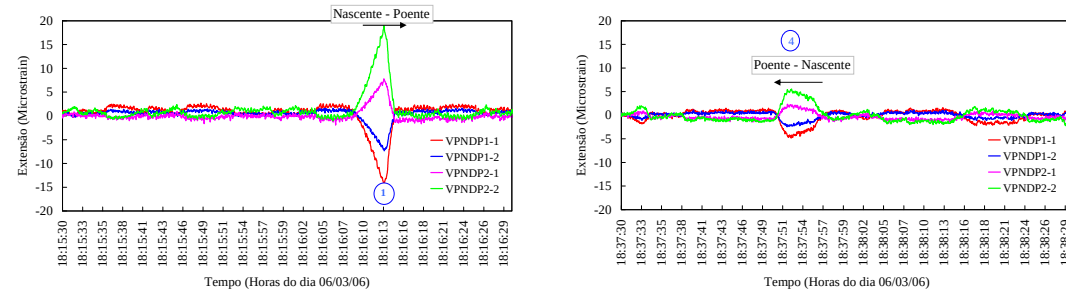
Nestes resultados, é possível observar que a grandeza das deformações estará também relacionada com o sentido em que o percurso é realizado pelos veículos, devido à excentricidade de aplicação da carga no tabuleiro. Esta observação é válida no pressuposto que o peso dos veículos é idêntico.



a) Extensões medidas a meio vão da viga principal norte.



b) Extensões medidas a meio vão da viga secundária norte.



c) Extensões medidas nas diagonais da viga principal norte.

Figura 4.61 – Extensões observadas durante a fase de exploração.

A partir dos valores máximos foi possível, de forma aproximada, caracterizar a distribuição das extensões ao longo de uma secção transversal do viaduto e estimar a curvatura da secção para cada evento identificado. A Figura 4.62 apresenta os diagramas da distribuição transversal das extensões médias, no alinhamento das secções S3 e S4 da viga principal e das secções S13 e S14 da viga secundária, correspondentes aos eventos 1, 3, 5, 8 e 9 (ver Figura 4.56). Estes eventos correspondem à circulação de veículos pesados no sentido nascente – poente. Da distribuição transversal das extensões médias, é possível observar que estas apresentam uma evolução aproximadamente linear ao longo da altura da secção

da estrutura. De forma aproximada, estes diagramas podem dar-nos a informação da curvatura média da secção para cada evento identificado, definida de uma maneira geral pela equação (4.4):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{\varepsilon_{med}^{+} - \varepsilon_{med}^{-}}{h} \quad (4.4)$$

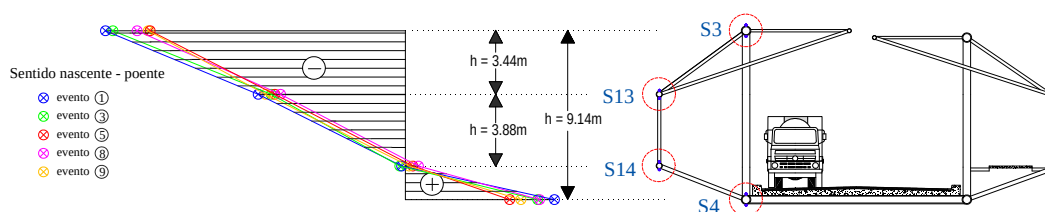


Figura 4.62 – Distribuição das extensões na secção transversal.

Na Tabela 4.14 resumem-se os valores das curvaturas médias ($1/\rho$) da secção do viaduto para os eventos identificados. O valor da curvatura foi determinado, para cada evento, admitindo uma distribuição linear das extensões médias ($\varepsilon_{x,med}$), tendo-se aproximado uma recta que passa pelo conjunto das extensões médias registadas nas quatro secções pelo método dos mínimos quadrados. Na Tabela 4.14 são também apresentados os desvios percentuais (δ) entre as extensões médias observadas e os valores das extensões calculadas (ε_{cal}) a partir das equações de cada uma das rectas e os respectivos valores dos coeficientes de correlação (R^2). Atendendo aos valores satisfatórios das correlações estabelecidas, pode afirmar-se que, simplificadamente, a secção de meio vão desta viga de geometria complexa também obedece à hipótese de secções planas para a acção de cargas localizadas.

Tabela 4.14 – Curvaturas médias da secção do viaduto.

Eventos	Viga principal						Viga secundária						1/ρ	R²
	S3			S4			S13			S14				
	ε _{x,med}	ε _{cal}	δ (%)	ε _{x,med}	ε _{cal}	δ (%)	ε _{x,med}	ε _{cal}	δ (%)	ε _{x,med}	ε _{cal}	δ (%)		
1	-16.1	-16.8	-4.3	8.0	6.6	17.5	-7.9	-8.0	-1.3	-0.2	2.0	-	2.56	0.978
3	-15.7	-16.0	-1.9	7.1	5.9	16.9	-7.2	-7.8	-8.3	-0.5	1.6	-	2.40	0.979
5	-13.7	-14.0	-2.2	5.6	5.0	10.7	-7.0	-6.9	1.4	0.4	1.2	-	2.08	0.995
8	-14.4	-14.7	-2.1	7.2	6.3	12.5	-6.7	-6.8	-1.5	0.7	2.1	-	2.30	0.989
9	-13.8	-14.5	-5.1	6.2	5.3	14.5	-7.5	-7.0	6.7	0.2	1.3	-	2.17	0.988

4.8.4 Resultados das extensões observadas a longo prazo

A acção das cargas, da temperatura, dos efeitos diferidos do betão, entre outras, induzem tensões na estrutura que são captadas pelo sistema de monitorização sob a forma de extensões, deslocamentos, ou forças. A monitorização contínua dessas grandezas, durante um período alargado de tempo, pode gerar uma quantidade de registos que rapidamente se torna volumoso. O potencial do conhecimento que se pode extrair desses registos é elevado e pode permitir caracterizar a evolução de fenómenos na estrutura durante a fase de exploração.

No viaduto das Andresas as extensões no aço e no betão e a temperatura ambiente têm sido continuamente adquiridos, desde Março de 2006, com um intervalo entre leituras de uma hora. A Figura 4.63 apresenta a evolução da temperatura ambiente observada junto às secções S4 e S8, ao longo de cerca de dois anos e meio de monitorização contínua. A temperatura ambiente, além de apresentar uma variação diária, varia sazonalmente. As temperaturas mínimas e máximas, ocorridas durante este período de observação, foram registadas em 26 de Fevereiro de 2007 (1.0°C) e em 28 de Junho de 2008 (40.0°C), respectivamente.

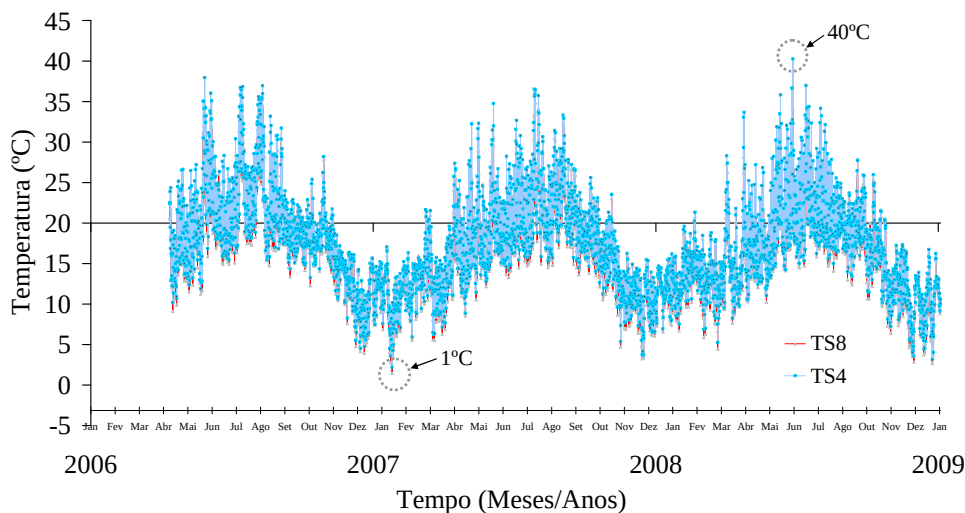


Figura 4.63 – Evolução da temperatura ambiente.

A evolução das extensões longitudinais e transversais do betão, para o mesmo período de observação, é ilustrada na Figura 4.64. Destes registos, é de salientar o efeito da acção da temperatura, e eventualmente da humidade relativa, na evolução das tensões na laje. Por

outro lado, as extensões no betão apresentam uma tendência decrescente na sua evolução. Este comportamento é atribuído ao encurtamento do betão devido sobretudo à retracção.

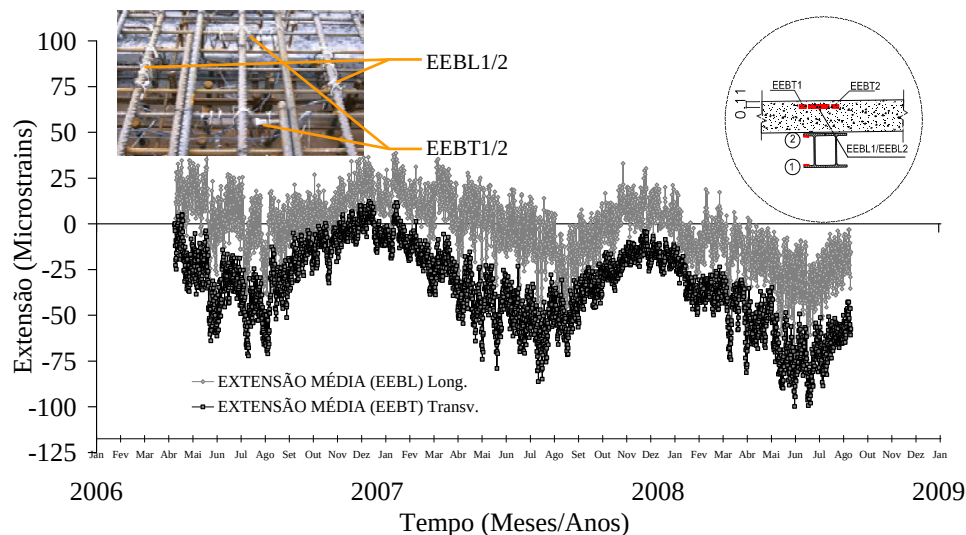


Figura 4.64 – Evolução das extensões do betão.

As extensões axiais observadas a meio vão da viga principal sul (secção S8) são apresentadas na Figura 4.65. Entre estações do ano consecutivas são observadas variações de extensão nesta secção na ordem 80 *microstrains*. O efeito do encurtamento da laje de betão parece não ter influência no comportamento desta secção.

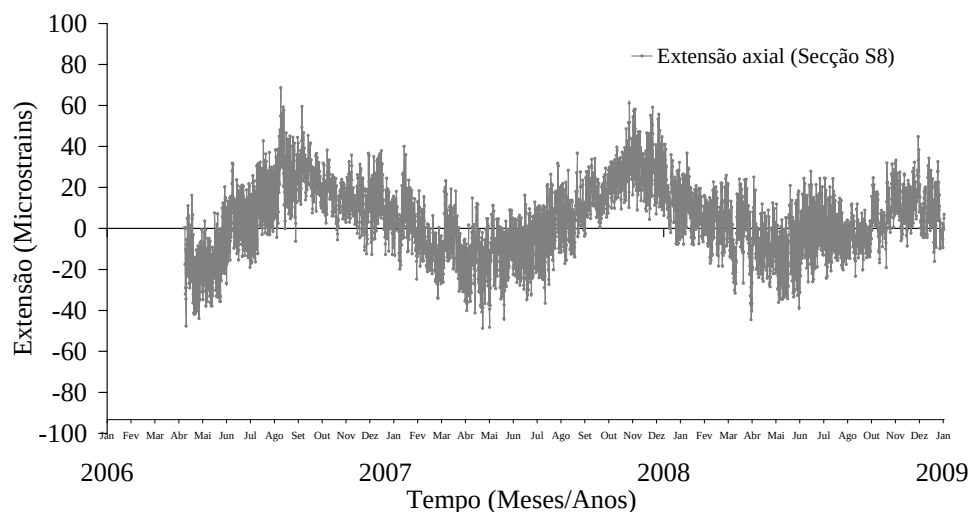


Figura 4.65 – Extensões na secção S8.

Por outro lado, o encurtamento, ao longo do tempo, da laje de betão tem introduzido alguma compressão nas carlingas, conforme se ilustra nas Figuras 4.66 e 4.67. Na secção

da carlinga verifica-se que a variação da extensão no banzo superior é menor que a variação de extensão no banzo inferior. Esta diferença deve-se à proximidade do sensor, localizado no banzo superior, ao eixo neutro da secção mista.

Da análise, dos resultados das extensões medidas durante o período de acompanhamento da estrutura em serviço, não foram detectados comportamentos anómalos. As extensões máximas observadas não foram além dos 100 *microstrains*. Contudo, os resultados da monitorização durante a fase de exploração revelam que a temperatura constitui uma acção preponderante na estrutura. A sua acção pode provocar, na estrutura, efeitos superiores ao efeito provocado pela acção dos veículos.

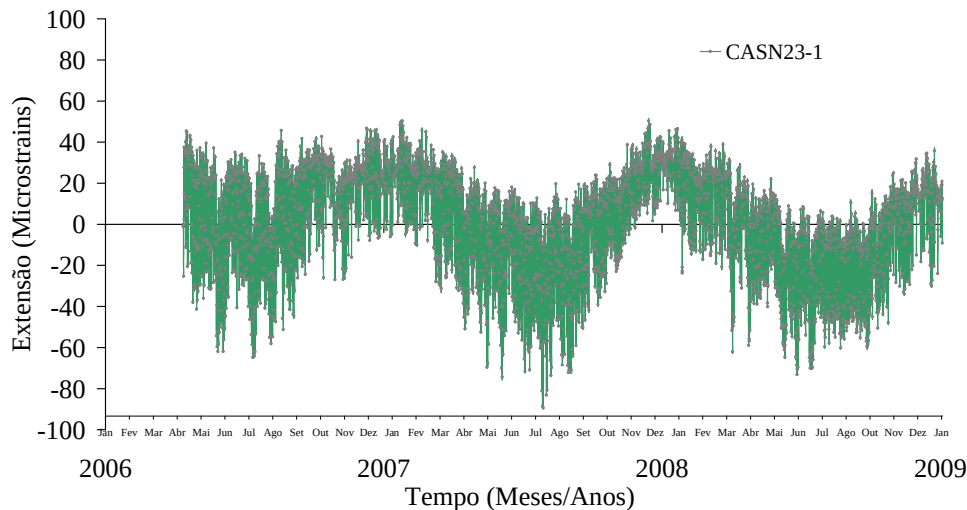


Figura 4.66 – Extensões no banzo inferior da carlinga.

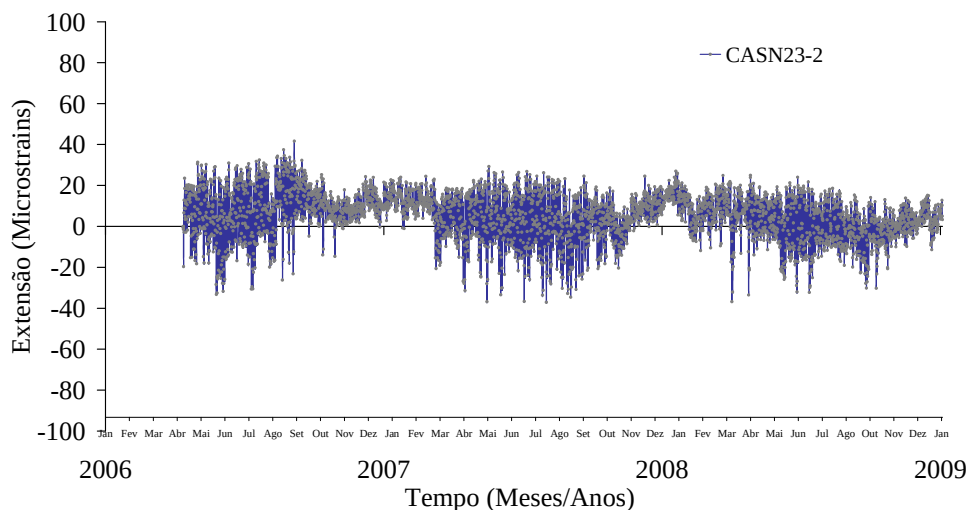


Figura 4.67 - Extensões no banzo superior da carlinga.

Da evolução das extensões na secção S8 (ver Figura 4.65) é possível observar que, além do efeito da acção do tráfego que induz tensões na estrutura, a variação diária e sazonal da temperatura têm um papel preponderante na evolução das extensões na estrutura. A contribuição da variação sazonal foi removida dos registos recorrendo à análise em multiresolução, baseada em funções wavelets. Esta remoção serviu para demonstrar a flexibilidade que as wavelets oferecem na análise de registos, com vista à caracterização do comportamento das estruturas em serviço. Na análise em multiresolução, as extensões observadas na secção S8 foram decompostas até ao nível 8 ($J = 8$), recorrendo às funções wavelets da família Symmlet (sym5). A Figura 4.68 ilustra a decomposição da evolução das extensões na secção S8 em componentes do registo de baixa-frequência e de alta-frequência para os níveis de 2, 4, 6 e 8.

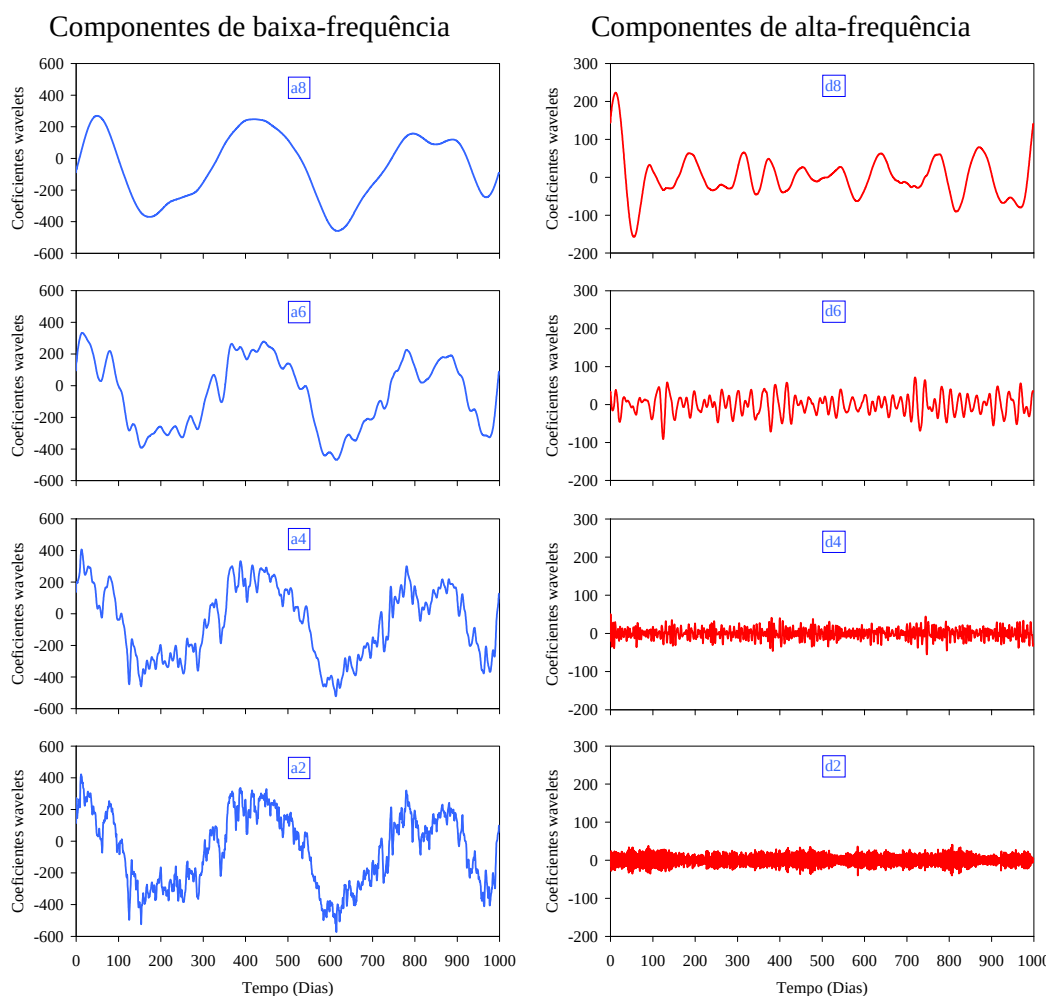


Figura 4.68 – Componentes de baixa-frequência e de alta-frequência das extensões axiais observadas na secção S8.

O efeito da variação sazonal da temperatura é removido da evolução das extensões observadas, através da subtracção da evolução das extensões reconstruídas a partir do nível 8 de decomposição nos registos obtidos. A comparação entre as extensões totais observadas e o sinal reconstruído, com base na análise em multiresolução, é apresentada na Figura 4.69.

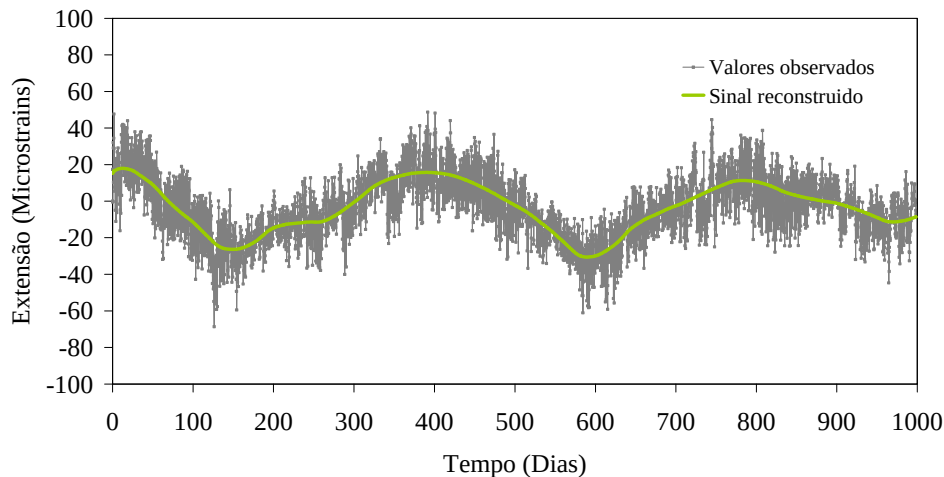


Figura 4.69 – Comparação entre as extensões totais observadas e o sinal reconstruído com base na análise em multiresolução.

A Figura 4.70 ilustra os valores das extensões na secção S8 corrigidos do efeito da variação sazonal da temperatura ao longo do período de observação. Salienta-se que, a remoção do efeito da variação diária da temperatura é realizada utilizando o mesmo procedimento. Para tal devem ser consideradas janelas de amostragem reduzidas. Após a remoção dos efeitos da variação sazonal da temperatura e de avaliados, de forma correcta, os efeitos da variação diária da temperatura, os efeitos dos veículos, durante a travessia sobre o tabuleiro, poderá então ser devidamente avaliada.

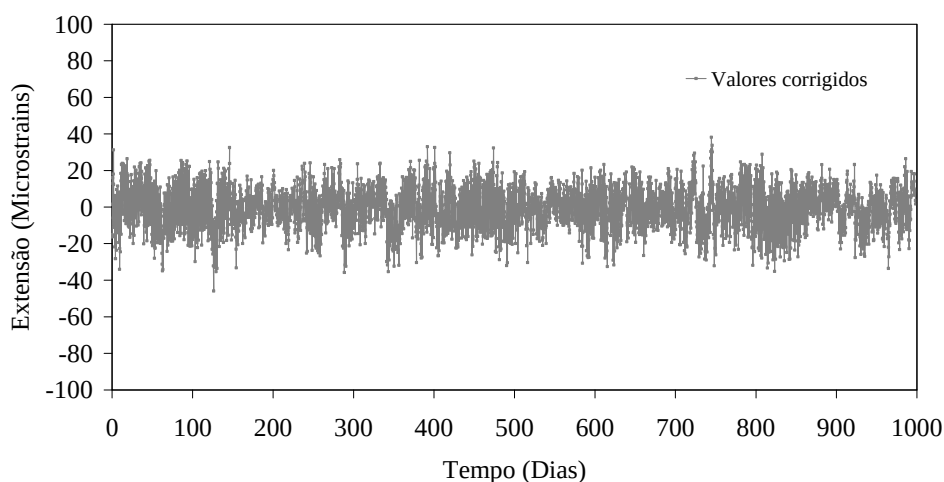


Figura 4.70 – Extensões na secção S8 corrigidas do efeito da variação sazonal da temperatura.

Na Figura 4.70 observa-se que os valores das extensões máximas e mínimas são da ordem dos +35 *microstrains* e -35 *microstrains*, respectivamente, salientando-se que nestes valores das extensões está incluída a parcela da extensão devida à variação diária da temperatura.

4.9 Considerações finais

No âmbito da construção do viaduto rodoviário localizado na Av. Paralela, no Porto, foi concebido e implementado um sistema de monitorização que permitiu o acompanhamento do processo construtivo, a avaliação do comportamento estrutural no final da construção, através da condução do ensaio de carga, e posteriormente monitorizar o seu comportamento durante a fase de exploração em condições de serviço.

O faseamento construtivo adoptado para esta obra, que passou pela sua execução em estaleiro e posterior movimentação para a posição definitiva, conduziu a uma sucessiva alteração da posição dos apoios, e por consequência de vãos. O sistema de monitorização implementado permitiu o registo contínuo de todas as operações, incluindo a delicada fase de atravessamento do separador central da VCI, cujos efeitos sobre a estrutura, resultantes da irregularidade do piso, se desconhecia.

Recorrendo a um modelo numérico, devidamente calibrado com os resultados experimentais, foi possível a interpretação e análise dos resultados obtidos e avaliar a cada momento a efectiva segurança estrutural. Pode por isso afirmar-se que o sistema de monitorização aplicado a esta obra contribuiu para que a construção da estrutura, e em particular o processo de lançamento, decorresse com sucesso e em segurança constituindo um efectivo sistema de controlo e de vigilância da sua execução.

Durante o ensaio de carga procedeu-se ao registo contínuo das diversas grandezas em observação enquanto a estrutura era solicitada por veículos carregados que foram ocupando sucessivas posições previamente definidas, consideradas mais desfavoráveis para as secções instrumentadas. A metodologia adoptada demonstrou ser adequada porquanto os resultados obtidos permitem reconstituir o historial completo dos efeitos das diversas situações de carregamento.

A generalidade das grandezas observadas durante o ensaio de carga esteve dentro dos limites previstos pelo modelo numérico, com as flechas a apresentarem diferenças, em regra, inferiores a 10%. As maiores diferenças encontradas dizem sobretudo respeito às extensões no betão e em algumas secções tubulares, fortemente influenciadas quer pelos reduzidos valores que estavam a ser medidos, quer pela dificuldade em garantir com exactidão a orientação de cada extensómetro em relação à geratriz das barras, ou em resultado da dificuldade de modelar adequadamente a secção instrumentada. A discussão de resultados efectuada, e tendo em atenção os pressupostos definidos no projecto, permitiu concluir acerca da conformidade da estrutura executada.

Os resultados do ensaio de carga, devidamente discutidos e interpretados, juntamente com todo o registo efectuado durante o processo construtivo, constituem um excelente repositório de informação acerca do comportamento do viaduto metálico sobre a VCI, tendo sido estabelecido para esta obra, com todo o pormenor, aquilo que se pode designar por comportamento de referência, de fundamental importância em eventuais observações futuras.

Foram demonstradas neste trabalho as virtudes de se utilizar sistemas de monitorização em estruturas de engenharia civil, em particular em obras de arte, devidamente suportados por

modelos numéricos de comportamento estrutural, constituindo sistemas de controlo e de vigilância no apoio à construção, avaliando a conformidade das estruturas executadas e estabelecendo os respectivos comportamentos de referência.

A remoção dos efeitos da temperatura sobre os registos da monitorização com base na aplicação de funções wavelets serviu para demonstrar a flexibilidade que as wavelets oferecem na análise de registos, com vista à caracterização e identificação do comportamento das estruturas em serviço.

A monitorização em condições de serviço do viaduto tem permitido caracterizar o tráfego que nele circula e avaliar dos seus efeitos. Além do tráfego, a medição das condições ambientais tem permitido a identificação do efectivo funcionamento dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação no comportamento das estruturas em serviço. Por fim, os resultados da monitorização contínua durante a fase de exploração exemplificam e demonstram a robustez das soluções adoptadas na concepção dos sensores de deformação de aplicação externa e ainda dos sistemas de aquisição contínua instalados.

Capítulo 5

Monitorização do Comportamento da Ponte Pedonal Pedro e Inês

5.1 Introdução

No contexto do programa POLIS para a requalificação urbana e valorização ambiental da cidade de Coimbra, foi construída a ponte pedonal e de ciclovia que liga as duas áreas de lazer nas margens do rio Mondego. A ponte, localizada no centro de Coimbra, numa das mais emblemáticas paisagens de Portugal, de geometria única e características inovadoras, foi projectada pelas empresas ARUP e AFAssociados para ser a obra de referência do programa POLIS (ver Figura 5.1). A geometria da ponte, em particular o desenvolvimento anti-simétrico do arco e do tabuleiro em planta, associada à baixa rigidez lateral das fundações do arco central, dá origem a um comportamento estrutural complexo e a problemas de conforto pedonal.



Figura 5.1 – Ponte pedonal e de ciclovía Pedro e Inês, em Coimbra.

A ponte, construída com recurso a um aterro no rio, possui 275 m de comprimento total e tem, como elemento estrutural mais significativo, um arco central com 110 m de vão que se eleva a 9.40 m sobre o rio. Os tabuleiros vindos de cada uma das margens do rio com alinhamento desfasado em planta, encontram-se a meio vão formando uma praça central com 8 m de largura e cerca de 12 m de comprimento. A grande probabilidade de ocorrência de assentamentos, durante a sua construção, levou a que um dos aspectos mais importantes se relacionasse com a influência do faseamento construtivo na geometria final da estrutura. A decisão de não alterar as contra-flechas de projecto (determinadas para a hipótese da ponte totalmente escorada) e de dirigir o enfoque para o controlo do processo construtivo e para a avaliação do comportamento das fundações a longo prazo, foram determinantes para a implementação de um sistema de monitorização. Por solicitação do consórcio das empresas Socometal e Soares da Costa, foi elaborado pelo LABEST um projecto de monitorização estrutural e um modelo de análise numérica para o acompanhamento do processo construtivo e da fase de exploração que inclui a medição de extensões, de rotações do arco, de temperaturas e de deslocamentos de juntas de dilatação.

O capítulo inicia-se com a descrição geral da estrutura. Segue-se a descrição do processo construtivo adoptado para a obra. Em seguida é apresentado o modelo de análise estrutural elaborado para a definição da sequência das operações e para a previsão dos valores dos esforços introduzidos em obra, bem como para a confrontação dos resultados provenientes

do sistema de monitorização instalado. Na secção seguinte são descritos os aspectos essenciais do sistema de monitorização instalado em obra e os objectivos perseguidos. Posteriormente, apresentam-se os principais resultados obtidos durante a fase de construção da obra, com principal enfoque para os esforços axiais e de flexão resultantes nas secções instrumentadas, estabelecendo a devida confrontação com os resultados do modelo numérico. São ainda apresentados os resultados de um ensaio de carga realizado em 17 de Outubro de 2005 ao arranque de um dos arcos da estrutura que serviu para, em parte, calibrar o modelo numérico e testar as soluções adoptadas para a instrumentação da estrutura. Na parte final do capítulo apresentam-se e discutem-se alguns resultados que têm sido obtidos durante a monitorização da estrutura na fase de exploração, permitindo a caracterização do comportamento da obra e a detecção de eventuais alterações no comportamento das fundações dos arcos.

5.2 Descrição da estrutura

A ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, localizada sobre o rio Mondego em Coimbra, é constituída por uma estrutura metálica esbelta com 275 m de comprimento total e 4 m de largura (ver Figura 5.2). A sua estrutura é essencialmente composta por um arco central de directriz parabólica com 110 m de vão e dois meios arcos laterais, sobre os quais assenta o tabuleiro.



a) Vista lateral da ponte.



b) Vista inferior do coroamento do arco central.



c) Vista inferior.

Figura 5.2 – Vistas da ponte Pedro e Inês.

A flecha do arco central, em relação ao nível do rio, é de cerca de 9.40 m. Uma das características que distingue esta ponte das demais está no desenvolvimento anti-simétrico do arco e do tabuleiro ao longo do eixo longitudinal da ponte (ver Figura 5.3). O tabuleiro desenvolve-se ao longo de dois troços de inclinação constante cuja concordância é efectuada através de um pequeno tramo parabólico definido pelo arco central. O arco central, composto por uma secção transversal em caixão inteiramente metálico com 1.35 m de largura e 1.8 m de altura, é anti-simétrico em cada meio arco relativamente ao eixo longitudinal da ponte. Nas zonas extremas dos vãos laterais e na zona central, o arco funde-se com o tabuleiro formando uma secção transversal constante com 0.90 m de altura.

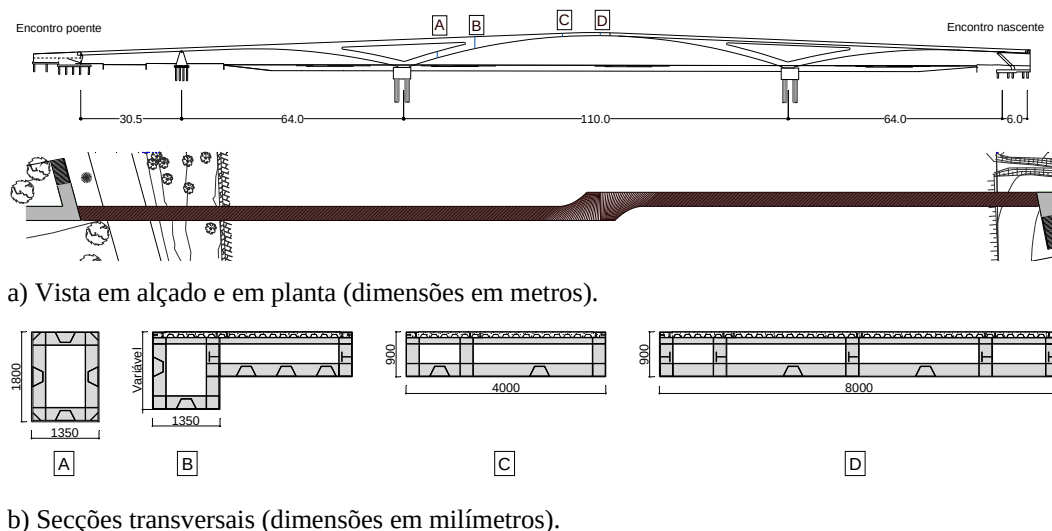


Figura 5.3 – Vista em alçado, em planta e alguns secções transversais da ponte.

As restantes zonas do tabuleiro têm secção constante, também em caixão de aço, com uma laje mista ortotrópica aço-betão na face superior com uma altura total de 0.11 m. Na margem poente, a ponte prolonga-se sobre o canal de acesso dos barcos a remos, apoiando-se num pilar implantado entre o rio e o referido canal. Na margem nascente, o tabuleiro alcança o encontro num único vão de 64 m. No entanto, sobre este encontro existe ainda um vão de compensação com 6 m de comprimento que materializa o encastramento da ponte, aproximando o seu funcionamento estrutural ao do vão simétrico da margem poente, o qual está em continuidade com o primeiro tramo de 30.5 m da ponte. Sobre os arcos, a secção do tabuleiro é então constituída por um caixão metálico assimétrico. O caixão é fechado na face superior por uma laje mista aço-betão que se apoia em perfis HEA140 alinhados com as nervuras transversais da secção, tendo estas um afastamento de 2.5 m.

Os aparelhos de apoio nos encontros e no pilar intermédio impedem os deslocamentos nas direcções vertical e transversal mas permitem as rotações e os deslocamentos na direcção longitudinal. No encontro da margem nascente existem dois alinhamentos de apoio (ver alinhamentos 1 e 2 na Figura 5.4), cada um deles funcionando como apoios duplos nas direcções vertical e transversal, que conferem o encastramento do tabuleiro neste encontro. A sua materialização foi conseguida impondo um deslocamento vertical descendente no alinhamento 2, com recurso a varões de pré-esforço e, posteriormente, travado com a colocação dos aparelhos de apoio deste alinhamento. Com este mecanismo, o binário de

forças V_1 e V_2 foi introduzido e com ele estabelecido o encastramento nesta extremidade da ponte, conforme ilustrado na Figura 5.4.

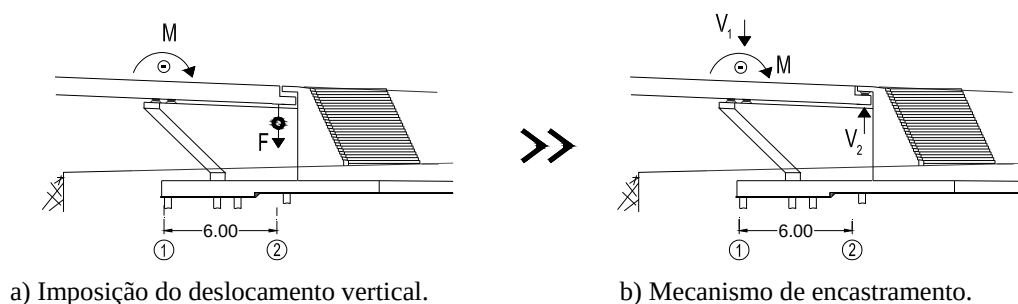


Figura 5.4 – Condições de apoio da estrutura no encontro nascente.

Devido à baixa capacidade resistente do solo, as fundações dos arcos são indirectas e constituídas por um conjunto de estacas verticais com cerca de 30 m de comprimento. Esta solução, associada às fracas características geotécnicas dos solos atravessados pelas estacas, conduz a uma baixa rigidez lateral das fundações, influenciando significativamente o comportamento da ponte. Por esta razão, o ‘efeito de arco’ que a forma da estrutura sugere (ver Figura 5.5a) pode ser reduzido com a deformação dos solos de fundação, aproximando-se o comportamento global da estrutura ao funcionamento em viga de inércia variável (ver Figura 5.5b). Neste caso, cada célula triangular, formada pelo conjunto dos arranques dos arcos central e lateral e pelo tabuleiro misto, tornar-se-ia, assim, numa grande viga de inércia variável, cuja flexão global negativa na zona dos apoios se transforma em compressão nas escoras do arco e tracção no tirante do tabuleiro.

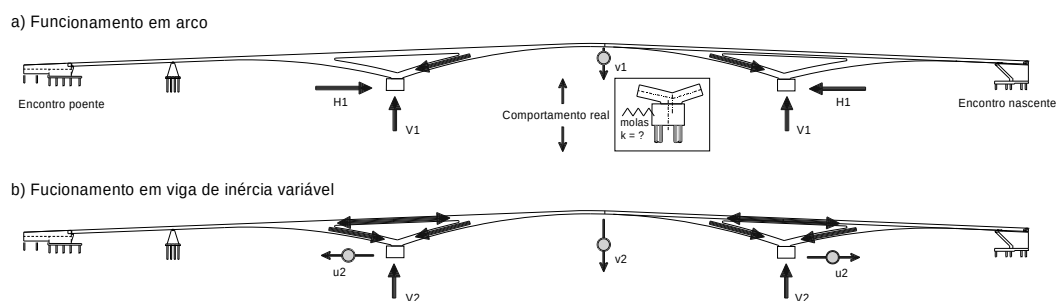


Figura 5.5 – Influência das características do solo de fundação no comportamento estrutural da ponte.

A análise do comportamento dinâmico da ponte, ainda em fase de projecto, identificou a existência de várias frequências naturais na gama de frequências de excitação dos peões

(0.7 Hz a 1.4 Hz para as vibrações laterais; 1.55 Hz a 3.0 Hz para as vibrações verticais). Além disso constatou-se que vários outros modos de vibração vertical podem ser significativamente excitados pela passagem de fluxos contínuos de peões, levando a acelerações verticais máximas que excedem os valores limite de conforto humano indicados por algumas normas (por exemplo a norma BS5400) (Alves, *et al.*, 2005). Daí a conveniência e mesmo a necessidade de instalação de dispositivos de amortecimento com viscosidade, denominados amortecedores de massas sintonizadas (TMD's – “*Tuned Mass Dampers*”), em alguns locais do tabuleiro. O comportamento dinâmico da obra não é objecto de estudo do presente trabalho.

5.3 Descrição do processo construtivo

A estrutura da ponte foi fabricada por módulos em estaleiro, localizado em Gaia (ver Figura 5.6). Posteriormente, estes módulos foram transportados para a obra, posicionados e ligados entre si por soldadura de penetração. Um sistema de escoramentos, assente sobre uma plataforma de aterro provisória construída sobre o leito do rio, permitiu o posicionamento dos diferentes elementos até ao fecho da obra.



Figura 5.6 – Fabrico das peças no estaleiro.

Para facilitar o transporte das peças do estaleiro para o local da obra, e conferir alguma estabilidade ao faseamento construtivo, as peças foram fabricadas com comprimentos que variaram entre 8 m e 25 m e com pesos entre 10 toneladas e cerca de 50 toneladas.

A necessidade de garantir uma rigorosa geometria da secção das peças metálicas e a minimização de desvios da rasante da obra em relação ao projecto, foram os principais condicionantes que ditaram a escolha do processo construtivo adoptado. Previamente ao início da construção, foram executadas duas plataformas de aterro sobre o rio, uma a partir de cada margem, tendo a largura do rio diminuído de 210 m para 60 m, conforme ilustrado na Figura 5.7.



Figura 5.7 – Redução do canal do rio para uma largura de 60 m.

Foram identificadas no total vinte e quatro fases de construção (ver Figura 5.8) que vão desde a construção dos maciços de encabeçamento de estacas até à remoção sequencial do sistema de escoramentos. Para diminuir o tempo de montagem das peças em obra, foram criadas duas frentes de trabalho simultâneas. Após a conclusão do maciço de encabeçamento de estacas, iniciou-se a montagem das peças, trazidas do estaleiro, sobre o alinhamento dos escoramentos, com auxílio a uma grua.

Após a montagem das células triangulares, constituídas por cinco módulos, prosseguiu-se em sequência com a montagem das peças do tabuleiro daí até aos encontros (Fases 5 a 8). Para continuar a montagem das peças que compõem o fecho do arco central, a plataforma de aterro da margem nascente e os respectivos escoramentos foram removidos. Para conferir alguma rigidez a este troço do tabuleiro, na altura da remoção de parte dos escoramentos, e fixar a cota do tabuleiro imposta pelo deslocamento vertical do escoramento E29 na Fase 8, uma porção da laje do tabuleiro foi previamente betonada (Fase 9). Avançando da margem poente fechou-se então a plataforma de aterro sob o arco central, completando o desvio do rio para junto da margem nascente. Nesta altura, o canal ficou reduzido a uma largura de escoamento de cerca de 40 m (ver Figura 5.9).

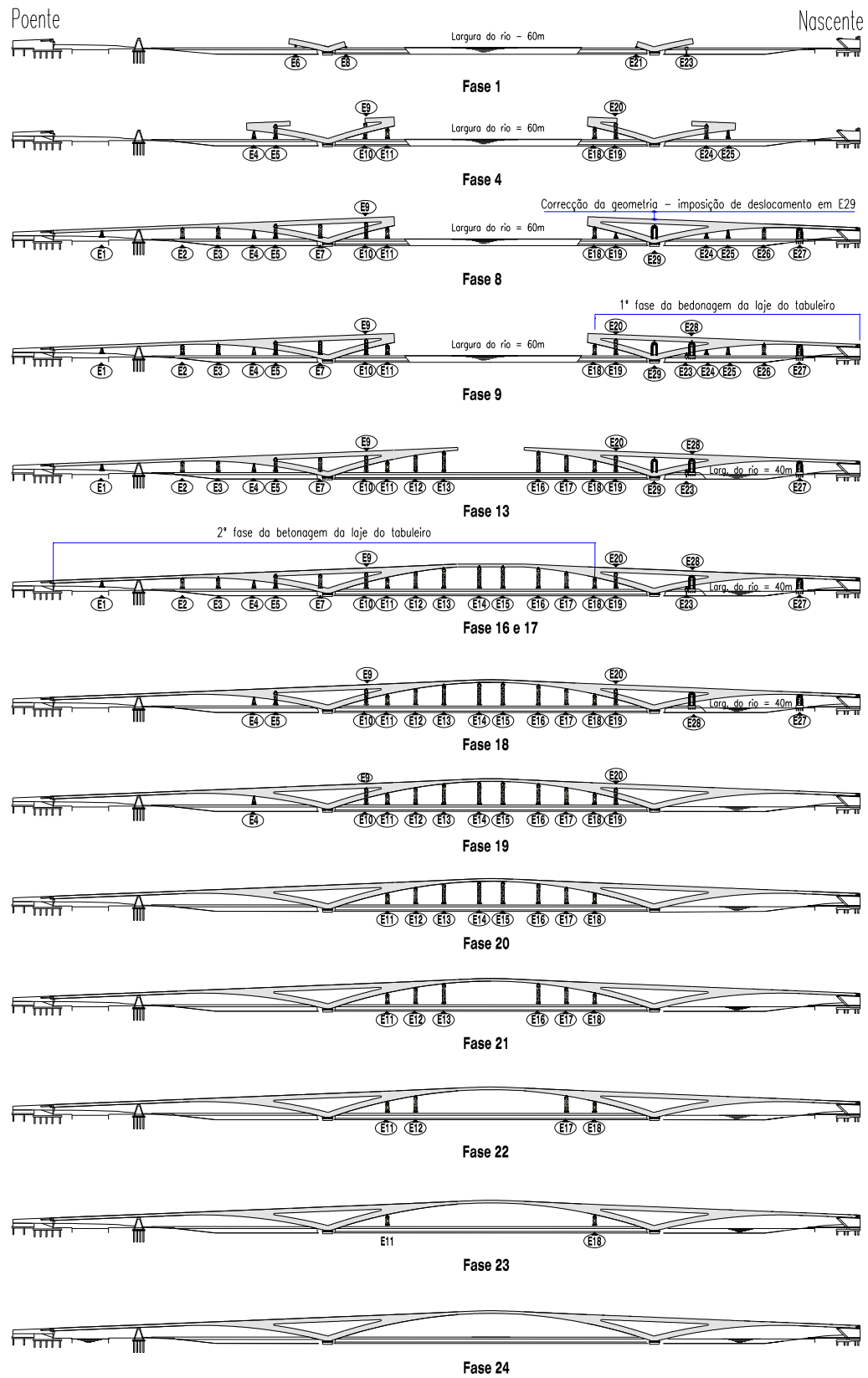


Figura 5.8 – Processo construtivo da ponte Pedro e Inês.

Após o fecho do arco, a parcela restante da laje do tabuleiro foi betonada, completando assim a estrutura da ponte (Fases 16 e 17). A remoção dos escoramentos foi sequencial e iniciou-se na Fase 18, de acordo com o faseamento apresentado na Tabela 5.1, pondo a estrutura gradualmente em carga, e terminou com a retirada dos escoramentos E11 e E18 (Fase 24). Estas operações decorreram entre os dias 25 e 31 de Março de 2006. Finalmente, a plataforma de aterro provisória foi removida.



Figura 5.9 – Redução do canal do rio para uma largura de 40 m.

Tabela 5.1 - Principais fases de remoção dos escoramentos.

Data	Fases	Descrição
25/03/06 a 30/03/06	18	Remoção dos escoramentos E1, E2, E3, E7 e E23
30/03/06	19	Remoção dos escoramentos E5, E27 e E28
31/03/06	20	Remoção dos escoramentos E4, E9, E10, E19 e E20
	21	Remoção dos escoramentos E14 e E15
	22	Remoção dos escoramentos E13 e E16
	23	Remoção dos escoramentos E12 e E17
	24	Remoção dos escoramentos E11 e E18

Apesar da magnitude moderada das cargas impostas pelo escoramento da ponte na plataforma de aterro, esperavam-se assentamentos de fundação não desprezáveis devidos em parte às pobres características mecânicas e de deformabilidade dos estratos subjacentes do leito do rio. Uma vez que a eficácia do processo construtivo dependia do sistema de escoramentos, a existência de deslocamentos nestes sistemas iria comprometer a geometria da superestrutura. Para ultrapassar este potencial problema, foram instalados nos topos dos escoramentos actuadores hidráulicos para corrigir os desvios detectados pela monitorização topográfica e para a avaliação das forças instaladas nos escoramentos. A Figura 5.10 ilustra algumas das principais fases da construção da ponte.



a) Evolução simultânea da construção dos arranques dos arcos durante a Fase 4.



b) Fase 13 do processo construtivo.



c) Desvio do curso do rio para um canal com 40 m de largura.



d) Fecho do arco central durante a Fase 14.



e) Remoção da plataforma de aterro após a Fase 24.

Figura 5.10 – Algumas fases do processo construtivo da ponte.

5.4 Modelo estrutural de análise

De modo a avaliar o comportamento estrutural da ponte, permitindo a optimização da remoção do sistema de escoramentos, e fornecer, simultaneamente, informações sobre os níveis de deformação expectáveis nas secções instrumentadas e das forças actuantes sobre os escoramentos durante a fase de construção, foi elaborado um modelo numérico de análise do comportamento estrutural da ponte Pedro e Inês que teve em conta as particularidades geométricas da obra (Pimentel, *et al.*, 2005). Devido à assimetria da secção transversal e ao funcionamento estrutural da ponte, optou-se pela elaboração de um

modelo numérico tridimensional constituído por elementos finitos de casca (ver Figura 5.11). Com o modelo numérico foram efectuadas análises considerando todo o faseamento construtivo e analisados vários cenários possíveis de remoção do sistema de escoramentos até à selecção de uma sequência de remoção óptima, respeitando, simultaneamente a segurança da estrutura, dos escoramentos e das suas fundações.

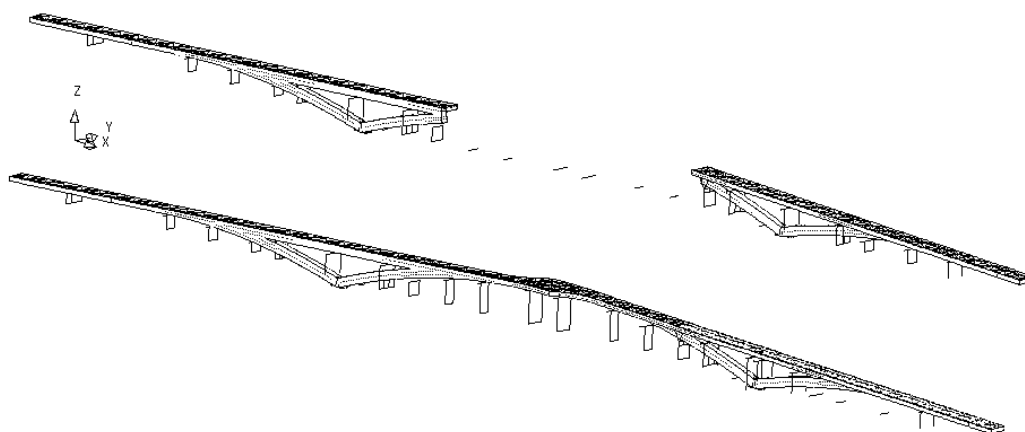


Figura 5.11 – Modelo de elementos finitos.

A assimetria da secção transversal da ponte (ver Figura 5.3) faz com que o centro de corte se afaste do centro de gravidade da secção e com que a orientação do sistema central principal de inércia se afaste dos eixos vertical e horizontal das secções e que foram devidamente tidas em conta na modelação numérica. Por outro lado, a existência de dois materiais diferentes no tabuleiro (aço e betão) faz com que o centro de gravidade seja ainda distinto do centro de rigidez. Foi também dedicada particular atenção à evolução das propriedades do betão durante o processo construtivo e às regiões onde o campo de tensões é perturbado. Este último aspecto é particularmente relevante para a interpretação do comportamento local da estrutura, sobretudo quando é envolvida a monitorização.

Em linhas gerais, as chapas que constituem o caixão de aço foram modeladas com elementos de casca de 8 nós, incluindo os diafragmas sobre os apoios e os reforços existentes nas zonas da união do arco ao tabuleiro, enquanto que as nervuras de rigidez, longitudinais e transversais, as carlingas, os contraventamentos diagonais e os banzos superiores da secção metálica, foram modelados com recurso a elementos de viga de Timoshenko de 3 nós, com integração numérica Gaussiana ao longo do eixo e com integração de Simpson na secção transversal. A secção transversal destas barras foi

definida de forma que o seu centro de gravidade (coincidente com o centro de rigidez) estivesse posicionado em relação às chapas adjacentes, como definido nos desenhos de execução. O aço adoptado é do tipo S355, com um módulo de elasticidade de 210 GPa, um coeficiente de Poisson de 0.3, uma massa volúmica de 7850 kg/m^3 e um coeficiente de dilatação térmica de $12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$.

A laje mista com características ortotrópicas, apresentando elevada rigidez na direcção longitudinal, foi modelada com elementos de casca divididos em camadas, de acordo com a Figura 5.12 (Pimentel, *et al.*, 2005). A camada superior (com cor amarelada), diz respeito às propriedades do betão propriamente dito, enquanto que as camadas intermédias, a verde, e inferior, a azul, visam a simulação da ligação da laje à chapa colaborante. A camada intermédia possui características ortotrópicas, de forma a traduzir o real comportamento da laje no que se refere à distribuição das cargas gravíticas pelas carlingas e na correcta reprodução da área e das inércias à flexão e torção das secções da ponte. A camada inferior possui características de rigidez reduzidas, simulando as fibras inferiores (vazias) das chapas colaborantes. O betão é de classe C35/45, com um módulo de elasticidade de 33.5 GPa, um coeficiente de Poisson de 0.15, uma massa volúmica de 2500 kg/m^3 , um coeficiente de dilatação térmica de $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ e uma espessura total de 0.11 m.

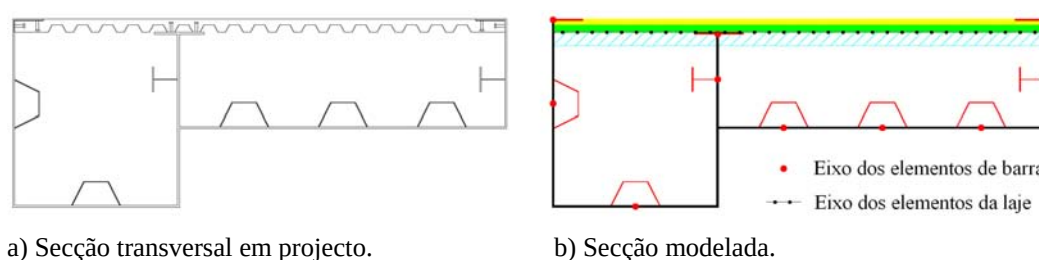


Figura 5.12 – Modelação da laje.

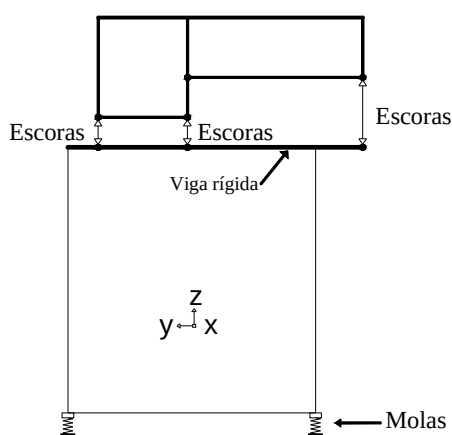
Os escoramentos foram modelados com elementos de barra, rotulados no topo, com a área e inércias equivalentes à do conjunto de prumos. A sua localização coincide com o alinhamento do centro de rigidez do conjunto. Desta forma, o esforço axial nestas barras corresponderá à força suportada pelos actuadores hidráulicos colocados nos topos dos escoramentos.

À excepção dos escoramentos E23, E27 e E28, que se apoiam sobre estacas, todos os outros escoramentos estão fundados superficialmente sobre o aterro provisório. Conforme

referido anteriormente, apesar das tensões induzidas pelos escoramentos serem previsivelmente baixas, as características de deformabilidade de um aterro com esta natureza, associado ao facto dos estratos subjacentes do leito do rio terem características mecânicas muito pobres, fez com que a deformabilidade da fundação não fosse desprezável. Desta forma as sapatas foram modeladas com elementos de barra, tendo sido introduzidas molas elásticas sob os alinhamentos das torres (ver Figura 5.13), cuja rigidez foi estimada pelo método de Schmertamnn (Bowles, 1996).



a) Execução em obra.



b) Conforme modelado.

Figura 5.13 – Sistema de escoramento.

Em algumas fases do processo construtivo, e devido à retirada de alguns escoramentos, foi considerada a hipótese de ocorrência de levantamentos do tabuleiro em relação aos seus suportes. Para modelar essa situação, colocaram-se elementos de treliça, com grande rigidez à compressão e sem resistência à tracção, a ligar a estrutura da ponte aos escoramentos (ver Figura 5.13b). Deste facto, resultou que o cálculo efectuado para o processo construtivo fosse não-linear.

Por fim, os apoios verticais e transversais nos encontros poente e nascente, assim como no pilar intermédio, foram modelados como fixos. No caso dos arranques dos arcos, os apoios têm uma importância fundamental no comportamento da estrutura. No modelo foram impedidas todas as rotações e translações verticais, sendo definida uma rigidez equivalente do maciço de estacas nas duas direcções horizontais de 100 MN/m (valor utilizado no

projecto). Esta rigidez foi materializada com a associação de duas molas com rigidez igual a 50 MN/m em cada direcção.

A análise do processo construtivo com o modelo numérico ditou que a retirada dos escoramentos deveria ser realizada de forma faseada, de acordo com a sequência apresentada na Tabela 5.1.

5.5 Sistema de monitorização

5.5.1 Introdução

A necessidade de acompanhar o comportamento da obra durante a fase de construção e de exploração, levou a que fosse elaborado um plano de monitorização para a estrutura. A elaboração do plano de monitorização seguiu as especificações técnicas fornecidas pelos projectistas da obra (ARUP e AFAssociados, S.A.) e teve como principais objectivos fornecer informações sobre o comportamento local e global da estrutura, nomeadamente, através da medição de extensões, de rotações, da temperatura e dos deslocamentos longitudinais da estrutura. Na elaboração do plano de monitorização foi imperativo ter em conta alguns aspectos fundamentais como, o conhecimento do projecto de cálculo estrutural da ponte, a identificação da sequência e da metodologia utilizada pelo consórcio construtor na construção da obra e ainda a possibilidade de instalar os sensores no estaleiro e iniciar as leituras assim que estes tivessem sido montados no local da obra. Por outro lado, a delicadeza de algumas das operações realizadas durante a construção impôs que se procedesse à observação do comportamento da estrutura desde os primeiros instantes da sua construção e durante os primeiros anos da fase de exploração, para desse modo possibilitar a aferição do seu desempenho e/ou a eficiência das soluções estruturais adoptadas.

Na elaboração do plano de observação foram tidos em conta alguns factores, incluindo possíveis mudanças na realização de operações em obra, coordenação dos trabalhos da instalação dos sensores com o andamento dos trabalhos em obra, protecção adequada de

todo o sistema de monitorização, e a minimização de interferências no processo de construção da ponte.

Todo sistema de monitorização, incluindo sensores e cablagens, foi instalado pelo interior das secções em caixão, propiciando condições favoráveis para a protecção dos sensores, e minimizando o impacto visual na ponte. As cablagens, que transportam o sinal eléctrico de todos os sensores instalados, foram colocadas no interior de tubos em PVC e conduzidas até ao posto de observação no interior das secções em caixão. No total foram instalados 31 sensores distribuídos por seis secções transversais da ponte (secções S1 a S6, ver Figura 5.14). Note-se que, devido à necessidade de instalação de amortecedores de massas sintonizadas (TMD's) foram realizadas aberturas na laje do tabuleiro, causando descontinuidade em algumas secções do tabuleiro, incluindo nas secções instrumentadas S3 e S5 (ver Figura 5.15).

Durante a construção foram colocados, em vários pontos seleccionados da estrutura, alvos topográficos, de forma a monitorizar os deslocamentos verticais destes pontos. Este procedimento permitiu, por exemplo avaliar a deformada da estrutura durante a retirada dos escoramentos.

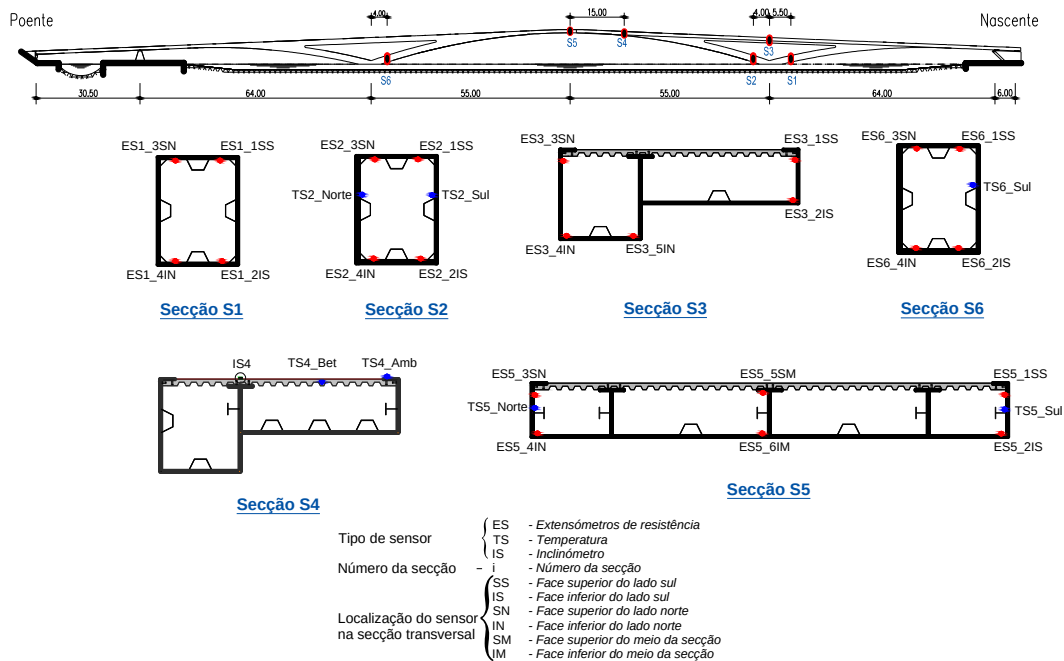
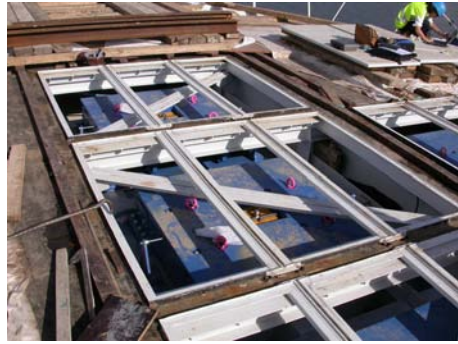


Figura 5.14 – Localização das secções instrumentadas e distribuição dos sensores nas secções transversais da ponte.



a) Abertura na secção S5.

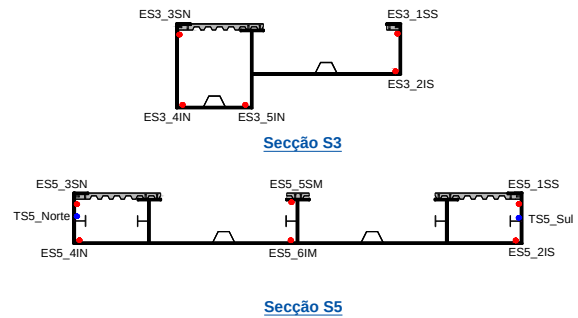


Figura 5.15 – Descontinuidade introduzida nas secções S3 e S5 com a instalação dos TMD's.

A nomenclatura adoptada para a identificação e localização dos sensores instalados é a que consta no esquema apresentado na Figura 5.16.

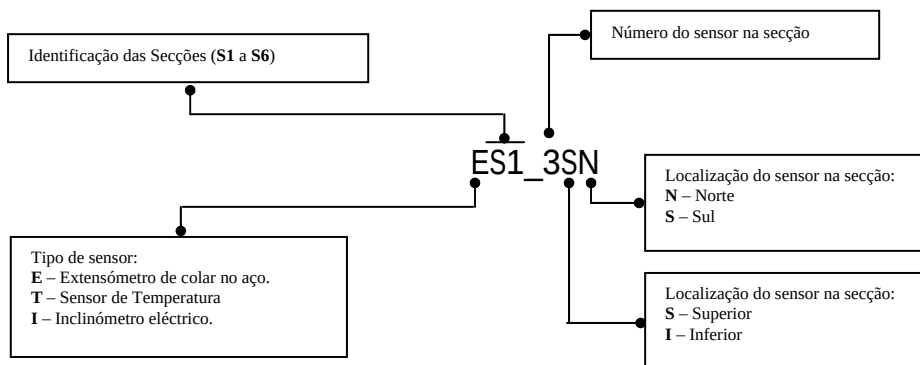


Figura 5.16 – Nomenclatura adoptada para a referência dos sensores.

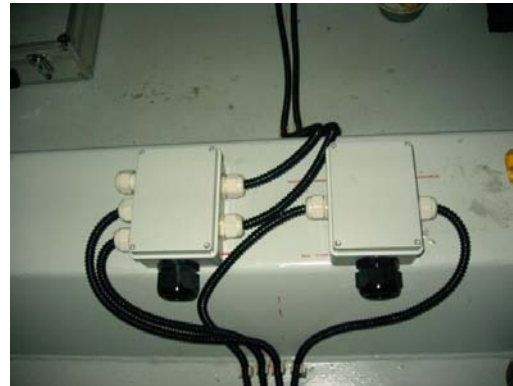
O sistema de aquisição consiste de um equipamento com funcionamento autónomo, com capacidade de fazer aquisições automáticas, com elevada capacidade de armazenamento da informação proveniente da rede de sensores instalados na estrutura o que dispensa a presença de um técnico desde que devidamente programado. A informação recolhida em obra é, por sua vez, enviada para um base de dados de um computador localizado no LABEST, donde são produzidos relatórios periódicos e enviados para o consórcio construtor e ao projectista.

5.5.2 Medição de extensões no aço

Foram instalados no total 23 extensómetros de resistência para medir as extensões no aço (sensores tipo I, ver Secção 3.2 do Capítulo 3). A necessidade de avaliar nas secções instrumentadas os esforços resultantes, nomeadamente os esforços axiais e os momentos flectores induzidos nas secções instrumentadas, devidos às operações em obra e às acções em fase de serviço, conduziu à necessidade de instalação de um mínimo de quatro extensómetros por secção (ver Figura 5.14) de modo a minimizar o erro cometido no cálculo destas grandezas. Os extensómetros de resistência, devidamente preparados e testados em laboratório, foram colados à superfície do aço pelo interior das secções transversais, adoptando os procedimentos apresentados na Secção 3.2 da dissertação. A Figura 5.17 ilustra algumas fases de instalação dos sensores em estaleiro.



a) Fixação das caixas de concentração do sinal dos sensores.



b) Colagem do sensor à superfície do aço.



c) Protecção dos sensores e condução dos cabos até à caixa concentradora do sinal.



d) Exemplo de uma secção do arco devidamente instrumentada.

Figura 5.17 – Instalação de extensómetros em estaleiro.

5.5.3 Medição da temperatura

A medição da temperatura ambiente e da temperatura do betão, assim como da temperatura do aço da estrutura, foi realizada mediante a instalação de um total de sete sensores do tipo PT100. A distribuição dos sensores para a medição das temperaturas nas secções instrumentadas é ilustrada na Figura 5.14. Os sensores de temperatura para medir as temperaturas ambiente (TS4_Amb) e do betão (TS4_Bet) foram instalados na secção S4. O

sensor de temperatura para medir a temperatura ambiente foi fixado sobre a laje do tabuleiro encapsulado num tubo de cobre, conforme ilustrado na Figura 5.18a. No final da construção o sensor de temperatura ambiente ficou sob um estrado de madeira que foi colocado sobre o tabuleiro para servir de pavimento da ponte. Os sensores de temperatura para medir a temperatura do aço da estrutura foram instalados nas faces norte e sul das secções transversais S2, S5 e S6 (ver Figura 5.14), colados à superfície do aço das secções e devidamente protegidos, conforme ilustrado na Figura 5.18b.



a) Sensor para a medição da temperatura ambiente (TS4_Amb).



b) Sensor para a medição da temperatura do aço na secção S5 (TS5_Sul).

Figura 5.18 – Medição da temperatura.

5.5.4 Medição das rotações do tabuleiro

A medição das variações angulares foi conseguida mediante a instalação de um inclinómetro uniaxial instalado na secção S4, localizada a 15 m do coroamento do arco central. O inclinómetro foi montado no interior de uma caixa de protecção ambiental, encastrada na laje do tabuleiro, e protegido, mecanicamente, por uma chapa de aço inox (ver a Figura 5.19).



a) Inclinómetro utilizado na medição das variações angulares do tabuleiro.

b) Protecção ambiental e mecânica conferida ao transdutor em obra.

Figura 5.19 – Medição das rotações do tabuleiro.

5.5.5 Medição dos deslocamentos longitudinais da estrutura

Após a conclusão da construção da ponte e da retirada dos escoramentos foram avaliados, periodicamente, os deslocamentos longitudinais da estrutura devido às variações de temperatura. O sistema de monitorização utilizado para a monitorização dos deslocamentos longitudinais da estrutura incluiu a instrumentação de três secções localizadas junto aos encontros nascente e poente e, junto ao pilar intermédio da estrutura. Esta monitorização englobou o controlo efectivo da evolução dos deslocamentos longitudinais da ponte e a caracterização dos gradientes térmicos de temperatura durante três períodos com duração de três a cinco dias consecutivos, nomeadamente, imediatamente após a construção da obra (em Agosto de 2006) e durante a fase de exploração (em Fevereiro e Julho de 2008). Para a avaliação dos deslocamentos longitudinais da ponte, foram instalados LVDT's e sensores de temperatura adicionais, distribuídos pelos pontos onde se mediram esses deslocamentos. O número de sensores utilizados nestas três campanhas de medições realizadas e a nomenclatura adoptada é apresentado na Tabela 5.2. A Figura 5.20 ilustra os locais da estrutura onde foram medidos os deslocamentos longitudinais da ponte.

Tabela 5.2 – Fases da monitorização dos deslocamentos longitudinais da ponte.

Sensores	Localização dos sensores	Referência	Fases de observação		
			Agosto 2006	Fevereiro 2008	Julho 2008
Deslocamentos	Encontro Nascente	Lado norte	DJ_NN	-	X
		Lado sul	DJ_SN	X	X
Temperatura		-	TN	X	X
Deslocamentos	Encontro Poente	Lado norte	DJ_NP	X	-
		Lado sul	DJ_SP	-	-
Temperatura		-	TP	X	-
Deslocamentos	Pilar intermédio	Lado norte	DJI_N	-	X
		Lado sul	DJI_S	-	X
Temperatura		-	TI	X	X

X – grandeza medida

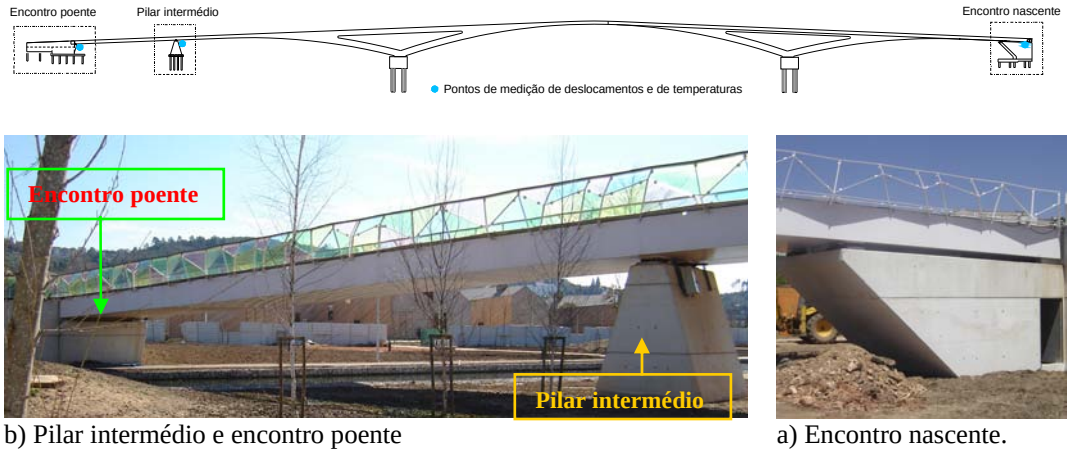


Figura 5.20 – Monitorização dos deslocamentos longitudinais da ponte.

Os pormenores da fixação de alguns dos LVDT's utilizados numa das campanhas de avaliação dos deslocamentos longitudinais da estrutura são apresentados na Figura 5.21.

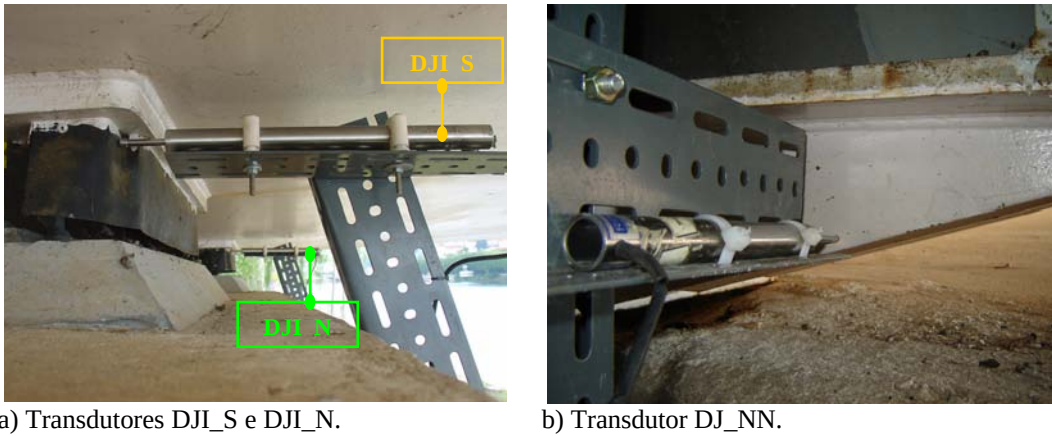


Figura 5.21 – Medição dos deslocamentos longitudinais da estrutura.

5.5.6 Medição de deslocamentos verticais pelo sistema topográfico

A necessidade de garantir as cotas especificadas no projecto e a adopção de um sistema construtivo baseado no escoramento da estrutura apoiada num solo com características de deformabilidade baixas e com grandes probabilidades de ocorrência de assentamentos levou a que fosse implementado pelo consórcio construtor um sistema cuidado de monitorização das cotas da rasante da ponte durante a fase de construção. A tolerância dada para os desvios entre as cotas teóricas e medidas foi de 5 mm (Alves, *et al.*, 2005). Para auxiliar as operações de montagem das peças em obra e para a monitorização das cotas da rasante do tabuleiro durante a construção e nos primeiros anos de exploração da obra foram instalados, entre outros, vinte e sete alvos topográficos ao longo da estrutura (ver Figura 5.22). Os resultados da monitorização topográfica durante a remoção dos escoramentos, permitiram a obtenção da deformada da estrutura sob acção do seu peso próprio. A medição das cotas foi realizada com uma precisão de 1 mm.

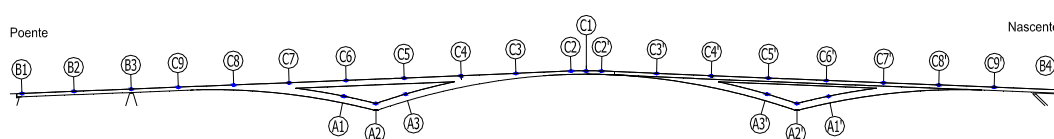


Figura 5.22 – Distribuição dos alvos topográficos ao longo da estrutura.

Uma leitura geral dos alvos instalados na estrutura tinha em média a duração de duas horas (Alves, 2006). No entanto, na presença de gradientes de temperatura elevados, a influência destes sobre a estrutura e, consequentemente, sobre as medições, é elevada. Para facilitar a análise das medições topográficas, as cotas dos alvos foram transformadas para um referencial local com origem no eixo de anti-simetria do arco central.

5.5.7 Sistema de aquisição

Durante a construção e antes do fecho do coroamento do arco central, houve a necessidade de instalar dois sistemas de aquisição em obra, com carácter provisório, um em cada lado da margem do rio. O sistema de aquisição localizado do lado nascente, foi destinado a efectuar leituras do sinal dos sensores localizados do lado nascente da ponte (secções S1 a S5) e o outro sistema de aquisição foi destinado a efectuar leituras dos sensores instalados

do lado poente da ponte (secção S6). Ambos os sistemas foram instalados no interior de caixas de protecção ambiental e fixados em zonas da ponte afastadas das frentes de trabalho. Em geral, devido ao progresso relativamente lento das operações em obra, a aquisição do sinal dos sensores foi efectuada com um intervalo entre leituras de 15 minutos.

Após a montagem da última peça em obra (fecho do arco central) e removido todo o sistema de escoramentos, as cablagens para a transmissão do sinal da rede de sensores instalados foram conduzidas até um compartimento construído no encontro nascente, onde foi localizado o posto de observação definitivo, para acompanhamento da fase de exploração (ver Figura 5.23).



a) Sistema de aquisição.



b) Computador para a gestão da informação.

Figura 5.23 – Posto de observação definitivo.

A arquitectura final do sistema de monitorização é constituída pelo conjunto de sensores, equipamento de aquisição, um computador (PC), um router e acessórios para a alimentação eléctrica de alguns componentes do sistema. O equipamento de aquisição é por sua vez composto por dois módulos de expansão, permitindo a ligação e a leitura simultânea de um total de trinta sensores. Os registos em obra são enviados com uma periodicidade diária, através da internet, a partir do PC instalado em obra, para uma base de dados instalada num computador localizado no LABEST. Na base de dados são guardadas informações relativas a obra, nomeadamente os registos das medições, o equipamento instalado, e os utilizadores autorizados. Os registos das medições são armazenados na base de dados em ordem cronológica das leituras efectuadas e para o acesso a essas informações foi desenvolvida uma interface gráfica em ambiente Web que possibilita a consulta dos

valores armazenados. Na consulta dos registos dos sensores na base de dados, podem ser seleccionados para a visualização os tipos de grandezas, definidos os intervalos e a periodicidade dos registos. O acesso à visualização dos registos armazenados na base de dados é realizado por via da internet, e está inserido num ambiente de acesso restrito, baseado num servidor *Apache*, que autentica os utilizadores mediante um código desenvolvido em PHP (*Hypertext Preprocessor*). A Figura 5.24 apresenta o esquema da arquitectura do sistema de monitorização instalado na ponte Pedro e Inês.

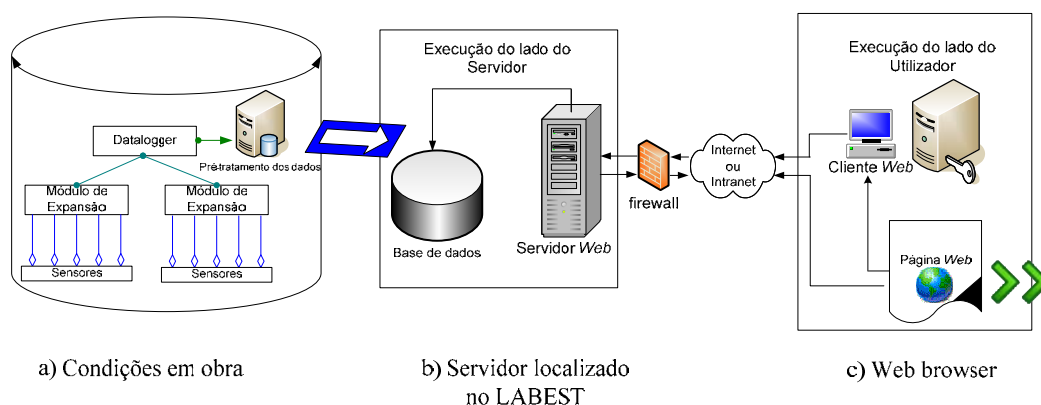


Figura 5.24 – Arquitectura final do sistema de monitorização.

O sistema de monitorização para a fase de exploração só entrou em funcionamento um ano após a conclusão das obras e o intervalo entre leituras foi fixado também em 15 minutos. O período em que o sistema de monitorização não esteve em funcionamento, correspondeu a uma fase da obra em que foram realizados trabalhos de remoção e de desmantelamento de todas as construções de carácter provisório, nomeadamente a plataforma de aterro, os quadros eléctricos que forneciam electricidade a obra, os escritórios para os técnicos da obra, vedação, etc. No que respeita ao sistema de monitorização, foram realizados, durante este período, os trabalhos de finalização de instalação do sistema, que incluíram a fixação dos armários de protecção ambiental (para a protecção dos equipamentos eléctricos), as emendas e os ajustes, à medida, do comprimento dos cabos, bem como a sua condução e afixação nas paredes de betão e foram também efectuados, durante este período, testes de comunicação e de transmissão dos dados entre o computador da obra e o computador localizado no LABEST.

5.6 Determinação dos esforços a partir de extensões

A avaliação dos esforços resultantes (esforços axiais e momentos flectores) nas secções instrumentadas durante a fase de construção e na fase de serviço, é realizada estabelecendo-se relações funcionais de natureza estatística entre o conjunto de extensões medidas em determinados pontos da secção e as suas respectivas coordenadas. A obtenção de tais relações funcionais, conhecidas como regressões, exigiu a aplicação de conceitos estatísticos. Considerou-se uma relação funcional de uma variável aleatória Y (extensões observadas ou calculadas pelo modelo numérico), dependendo de uma variável X (coordenadas dos pontos instrumentados ou coordenadas dos pontos de *Gauss* onde se fez a integração para a determinação das extensões), tal que: $Y = g(X)$. No caso das extensões observadas, a função $g(X)$, representada pela equação (5.1), corresponde ao plano formado pelo conjunto das extensões medidas em cada instante e por cada um dos extensómetros com coordenadas $[(x_1, y_1), (x_2, y_2), \dots, (x_n, y_n)]$, instalados numa dada secção transversal, conforme ilustrado na Figura 5.25.

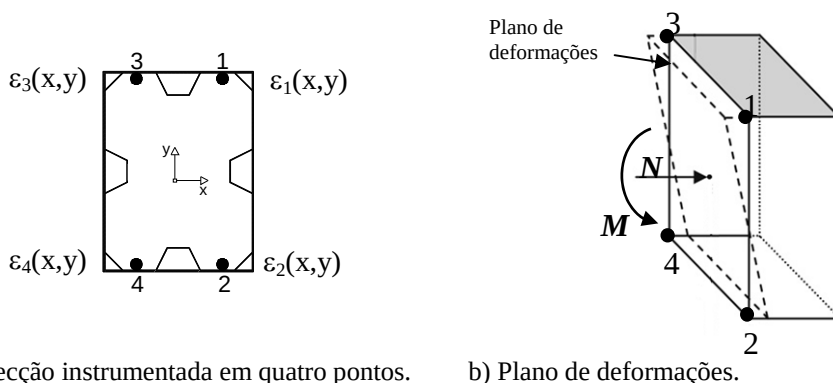


Figura 5.25 – Esforços resultantes numa secção instrumentada em quatro pontos.

Os valores dos parâmetros λ_n , na equação (5.1), obtidos para cada instante de leitura, são calculados através da minimização da diferença entre as extensões observadas e as extensões calculadas a partir da equação do plano, isto é, através da minimização da soma dos quadrados dos desvios (*SQD*) representado pela equação (5.2).

$$g(x_i, y_i) = \lambda_0 + \lambda_x \cdot x_i + \lambda_y \cdot y_i \quad (5.1)$$

$$SQD = \sum_i [\varepsilon_i - g(x_i, y_i)]^2 \Rightarrow \frac{\partial SQD}{\partial \lambda_n} = 0 \quad ; \quad n = 0, x, y \quad (5.2)$$

onde (x_i, y_i) representam as coordenadas dos extensómetros na secção transversal num sistema de eixos x e y ; $g(x_i, y_i)$ corresponde às extensões pertencentes ao plano de deformação da secção transversal; λ_o é a ordenada do plano na origem; λ_x e λ_y representam as declives (ou curvaturas) do plano em relação aos eixos ortogonais x e y . Os esforços resultantes N (esforço axial) e M (momento flector) em cada uma das secções instrumentadas são calculados de acordo com as seguintes relações:

$$N = \varepsilon_o \cdot E_s \cdot A_s \quad (5.3)$$

$$M_x = \int_A \sigma \cdot y dA = \lambda_x \cdot E_s \cdot I_{xy} + \lambda_y \cdot E_s \cdot I_x \quad (5.4)$$

em que: $\int_A y dA = 0$; no centro de gravidade da secção.

onde M_x é o momento flector que roda em torno do eixo x ; N corresponde ao esforço axial calculado ao nível do centro de gravidade da secção; ε_o é o valor da extensão nas coordenadas $(x, y) = (0, 0)$; E_s é o módulo de elasticidade do aço; I_x corresponde ao momento de inércia da secção transversal; I_{xy} representa o produto de inércia no sistema de coordenadas x e y ; e A_s é a área da secção transversal. No caso das secções mistas aço-betão (como é o caso das secções S3 e S5), no cálculo dos esforços resultantes nestas secções são tidas em conta as propriedades da secção homogeneizada, bem como a existência de aberturas na laje do tabuleiro. A Tabela 5.3 apresenta as coordenadas dos pontos na secção transversal onde as extensões foram medidas e onde foram calculadas. São também apresentados os correspondentes desvios percentuais entre essas coordenadas. As correspondentes características geométricas e mecânicas das secções são apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.3 – Coordenadas dos pontos onde se mediram ou calcularam as extensões.

Secção	Sensor	Coordenadas dos sensores (m)					
		Instalados		Modelo numérico		Desvio (%)	
		x	y	x	y	δx	δy
S1	ES1_1SS	1.129	1.785	1.201	1.785	-6.38	0.00
	ES1_2IS	1.129	0.018	1.201	0.018	-6.38	0.00
	ES1_3SN	0.225	1.785	0.1526	1.785	32.18	0.00
	ES1_4IN	0.225	0.018	0.153	0.018	32.00	0.00
S2	ES2_1SS	1.075	1.784	1.199	1.785	-11.53	-0.06
	ES2_2IS	1.075	0.037	1.199	0.040	-11.53	-8.11
	ES2_3SN	0.161	1.784	0.1626	1.785	-0.99	-0.06
	ES2_4IN	0.161	0.037	0.1626	0.040	-0.99	-8.11
S3	ES3_1SS	3.988	1.090	3.848	1.193	3.51	-9.45
	ES3_2IS	3.938	0.612	3.848	0.600	2.29	1.96
	ES3_3SN	0.012	1.190	0.012	1.243	0.00	-4.45
	ES3_4IN	0.062	0.012	0.149	0.012	-140.32	0.00
	ES3_5IN	1.288	0.012	1.201	0.012	6.75	0.00
S5	ES5_1SS	7.985	0.700	7.850	0.749	1.69	-7.00
	ES5_2IS	7.850	0.012	7.850	0.012	0.00	0.00
	ES5_3SN	0.015	0.700	0.012	0.749	20.00	-7.00
	ES5_4IN	0.150	0.012	0.158	0.012	-5.33	0.00
	ES5_5SM	3.800	0.790	3.800	0.778	0.00	1.52
	ES5_6IM	3.815	0.012	3.859	0.012	-1.15	0.00
S6	ES6_1SS	1.100	1.784	1.198	1.792	-8.91	-0.45
	ES6_2IS	1.100	0.020	1.341	0.020	-21.91	0.00
	ES6_3SN	0.246	1.784	0.162	1.792	34.15	-0.45
	ES6_4IN	0.246	0.020	0.162	0.020	34.15	0.00

Tabela 5.4 – Características mecânicas e geométricas das secções.

Secção	Area (m ²)	Coordenadas do centro de gravidade (m)		Inércias das secções (m ⁴)		Módulo de elasticidade (GPa)
	A _s	x _{cg}	y _{cg}	I _x	I _{xv}	Es
S1	0.121856	0.597730	0.871348	0.057967	-0.000256	210
S2	0.1924840	0.558375	0.754282	0.086389	-0.003550	
S3	0.1602910	1.808023	0.907302	0.043940	0.025663	
S5	0.2994070	3.996400	0.385000	0.042229	-0.000380	
S6	0.1924840	0.558375	0.754282	0.086389	-0.003550	

Na avaliação dos esforços resultantes nas secções mistas aço-betão é tida em conta, a influência dos efeitos deferidos do betão e o diferencial de temperaturas entre o aço e o betão.

Uma vez que a monitorização durante a fase de exploração teve início um ano após a conclusão da construção da obra e que a espessura da laje do tabuleiro é reduzida (cerca de 0.11 m), assumiu-se que os efeitos da retracção do betão já estavam estabilizados. O efeito da fluência nas propriedades do betão foi tido em conta, adoptando para o betão um módulo de elasticidade efectivo de acordo com o estipulado no Eurocódigo 4 (EC4, 2003):

$$n_l = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (5.5)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \psi_L \varphi_t)} \quad (5.6)$$

onde, n_0 é a razão modular E_s/E_{cm} , que estabelece o princípio base da homogeneização dos materiais, para os carregamentos nos instantes iniciais; E_{cm} é o módulo de elasticidade do betão tangente na origem; φ_t é o coeficiente de fluência definido de acordo com as leis de previsão do Eurocódigo 2 (EC2, 2004) e ψ_L é um factor multiplicador do coeficiente de fluência que depende do tipo de acções, sendo 1.10 para acções permanentes, 0.55 para os efeitos da retracção e, 1.50 para o pré-esforço por deformações impostas. Tendo em conta estes factores foi adoptado, para o betão, um módulo de elasticidade efectivo de $E_{c,eff} = 20$ GPa.

O esforço induzido no betão do tabuleiro devido à acção da temperatura diferencial entre o aço e o betão e devido às diferenças entre os valores dos coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais, foi calculado pela equação (5.7), dada por:

$$F_c = (\alpha_s \Delta t_s - \alpha_c \Delta t_c) \cdot E_{c,eff} A_c \quad (5.7)$$

onde α_s e α_c correspondem aos coeficientes de dilatação térmica do aço e do betão, Δt_s e Δt_c representam as variações das temperaturas do aço e da laje de betão, $E_{c,eff}$ é o módulo de elasticidade efectivo do betão dado pela equação (5.6) e, A_c a área da secção transversal da laje de betão. A variação da temperatura no aço (Δt_s) é calculada considerando a média das variações das temperaturas do aço registadas nas faces norte e sul das secções transversais. O esforço axial (F_c) provoca ao nível do centro de gravidade da secção homogeneizada um conjunto de esforços, compostos por uma força $N_0 = F_c$ e um momento $M_0 = F_c \cdot d_{ch}$ (sendo d_{ch} a distância entre os centros de gravidade da laje de betão e da secção mista homogeneizada). Com efeito, obtêm-se na secção mista esforços resultantes totais dados pelas seguintes expressões:

$$N_{total} = N + N_0 \quad (5.8)$$

$$M_{total} = M_x + M_0 \quad (5.9)$$

5.7 Resultados da monitorização durante a construção

São apresentados nesta secção os resultados da monitorização durante um ensaio de carga conduzido ao arranque do arco nascente em consola no final da Fase 1 da construção da ponte (ver Figura 5.8) e durante a retirada dos escoramentos (Fases 18 a 24).

5.7.1 Ensaio de carga ao arranque do arco

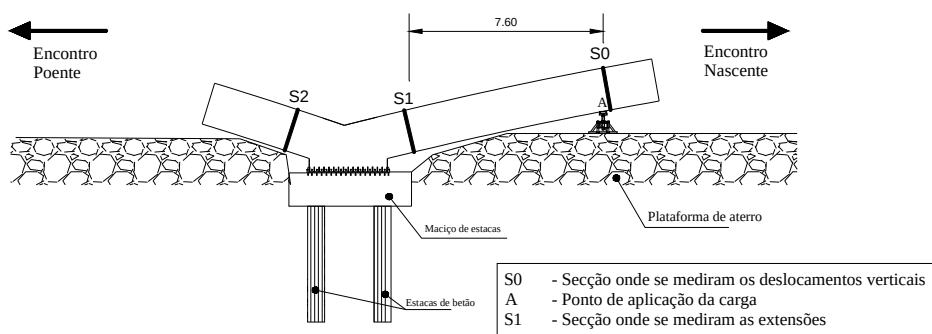
No dia 17 de Outubro de 2005 foi conduzido em obra um ensaio de carga ao arranque do arco nascente em consola, no final da Fase 1 da construção (ver Figura 5.26) e que consistiu na observação da resposta da estrutura quando se aplicou uma carga numa das suas extremidades (nas proximidades da secção S0 na Figura 5.26a). O objectivo da condução deste ensaio foi de caracterizar as reais condições de apoio dos arcos e aferir os resultados do modelo numérico elaborado para fazer o acompanhamento do processo construtivo, assim como testar, em obra, as soluções adoptadas para a instrumentação da obra de forma a assegurar a fiabilidade dos resultados obtidos com o sistema de monitorização. Os resultados da monitorização durante a condução do ensaio de carga serviram também para verificar os procedimentos utilizados na determinação dos esforços a partir das extensões.

O ensaio de carga foi realizado durante o final do dia e teve a duração de cerca de 50 minutos. A escolha deste período do dia para a condução do ensaio prendeu-se com a necessidade de minimizar as interferências com os trabalhos em curso e, fundamentalmente, minimizar os efeitos da temperatura sobre as medições.

A carga foi aplicada no alinhamento do escoramento E23 (ver Figura 5.8), a uma distância de 7.6 m em relação a secção S1, conforme ilustrado na Figura 5.26. Foram medidas extensões na secção S1 e deslocamentos verticais da estrutura na secção S0 localizada a 0.50 m do ponto de aplicação da carga. Na medição dos deslocamentos verticais na secção

S0, recorreu-se a um par de LVDT's, instalados nas extremidades da secção transversal e fixados através de cantoneiras metálicas a uma base rígida de betão construída sobre o aterro provisório.

Para a aplicação da carga foi utilizado um sistema hidráulico constituído por dois actuadores servo-comandados, semelhantes aos que foram instalados nos topos dos escoramentos. O ensaio consistiu na aplicação de uma sequência de ciclos de carga e de descarga, em patamares, até uma força total máxima de 84 kN. A sequência adoptada na aplicação da carga durante o ensaio é apresentada esquematicamente na Figura 5.27.



a) Localização da secção S1 em relação ao ponto de aplicação da carga.



b) Arranque do arco nascente em construção.



c) Medição dos deslocamentos verticais.



d) Central de pressão hidráulica.



e) Actuador hidráulico instalado sob a estrutura.

Figura 5.26 – Ensaio de carga ao arranque do arco nascente.

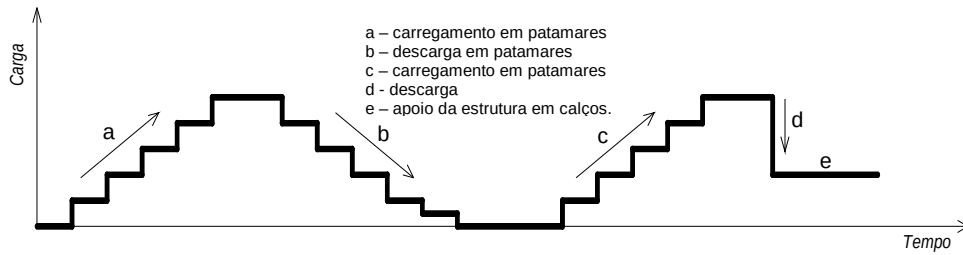


Figura 5.27 – Sequência adoptada na condução do ensaio de carga a estrutura.

Evolução da temperatura

A evolução da temperatura ambiente durante a condução do ensaio de carga é apresentada na Figura 5.28. A temperatura ao longo da condução do ensaio teve uma variação aproximadamente linear.

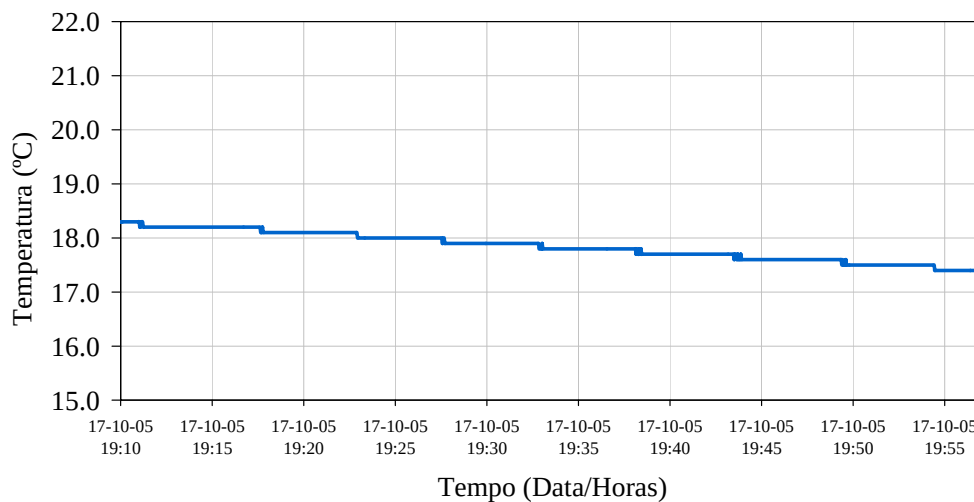


Figura 5.28 – Evolução da temperatura durante a condução do ensaio de carga.

Extensões e deslocamentos verticais medidos

Nas Figuras 5.29 e 5.30 são apresentados os registos das extensões na secção S1 e dos deslocamentos na secção S0 durante a condução do ensaio de carga e os respectivos valores calculados a partir do modelo numérico de análise (apenas valor máximo). Os registos dos deslocamentos verticais apresentaram uma tendência crescente dos seus valores ao longo do ensaio (ver Figura 5.30). Este comportamento foi atribuído aos efeitos da variação da temperatura sobre o sinal dos LVDT's e a um possível assentamento de

apoio do maciço de betão de suporte ao escoramento E23 e que serviu de referência para os transdutores de deslocamento, assim como para os actuadores hidráulicos.

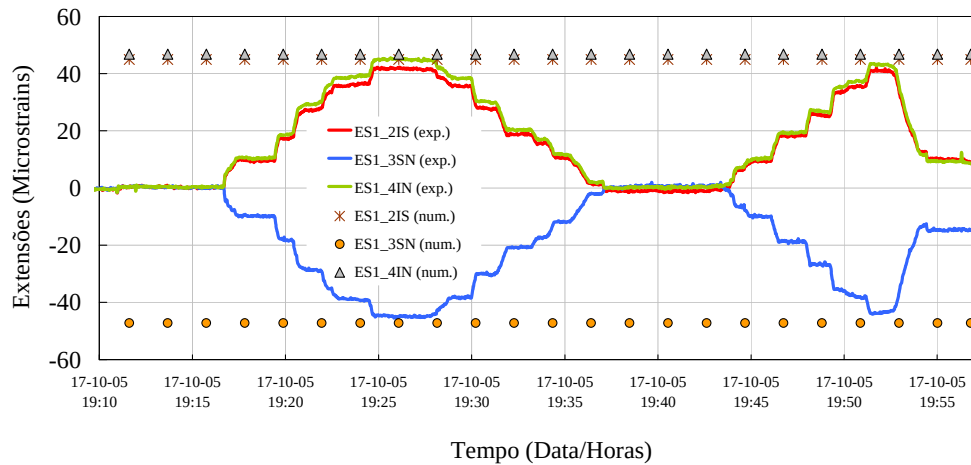


Figura 5.29 – Extensões na secção S1.

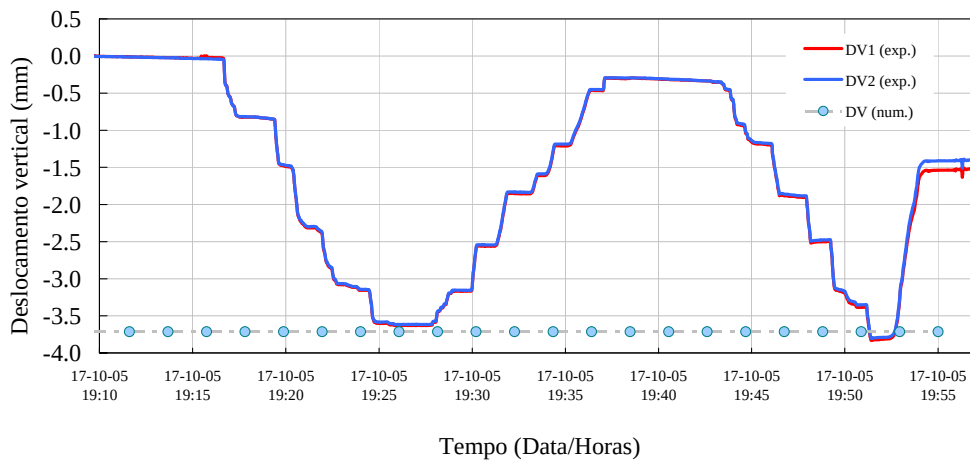


Figura 5.30 – Deslocamentos verticais na secção S0.

Na Tabela 5.5 apresentam-se os valores máximos das grandezas medidas e a confrontação com os valores calculados a partir do modelo numérico. A comparação entre os valores máximos das grandezas observadas com as correspondentes calculadas a partir do modelo numérico confirmaram o bom desempenho da consola e a concordância entre os valores medidos e calculados a partir do modelo o que pode ser constatado pelos baixos desvios dados pelo parâmetro δ na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Valores máximos medidos e comparação com os valores calculados.

Extensões (Microstrains)									Flechas (mm)		
ES1_2IS			ES1_3SN			ES1_4IN			DV		
Exp.	Num.	δ (%)	Exp.	Num.	δ (%)	Exp.	Num.	δ (%)	Exp.	Num.	δ (%)
41.69	44.93	7.2	-44.85	-47.22	5.0	44.91	46.80	4.0	-3.62	-3.72	2.8

Esforços resultantes obtidos durante a condução do ensaio de carga

O momento flector calculado a partir das extensões observadas na secção S1 durante a condução do ensaio de carga é apresentado na Figura 5.31. Para a magnitude da carga aplicada, o valor do esforço axial na secção S1 é quase desprezável enquanto que o valor do momento flector, com um máximo de 630 kNm, é concordante com o momento introduzido pela força externa de valor igual a $84 \text{ kN} \times 7.6 \text{ m} = 638 \text{ kNm}$.

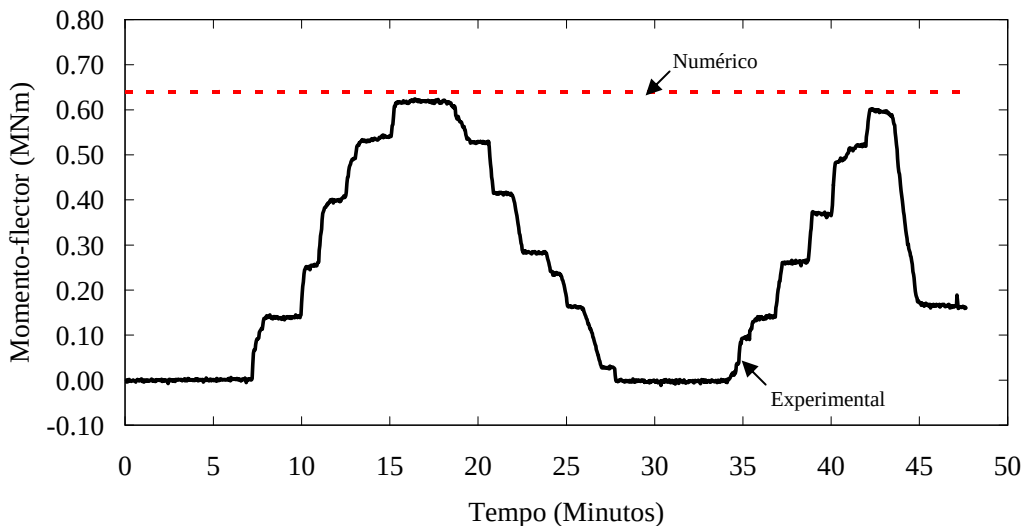


Figura 5.31 – Evolução do momento flector na secção S1 durante o ensaio.

5.7.2 Retirada dos escoramentos

A monitorização da retirada faseada do sistema de escoramentos permitiu a avaliação das extensões e, consequentemente, dos esforços, resultantes das operações em obra. A estrutura foi gradualmente colocada em carga, à medida que os escoramentos eram sequencialmente retirados, constituindo um verdadeiro teste de carga à estrutura sob acção do seu peso próprio. A força introduzida na estrutura pela retirada de cada escoramento foi devidamente registada pelos correspondentes actuadores hidráulicos, instalados no topo de

cada escoramento. A retirada dos escoramentos foi também acompanhada por uma série de medições topográficas, permitindo a avaliação das deformadas induzidas na estrutura. De modo a evitar o sobrecarregamento dos escoramentos à medida que estes eram retirados, a sequência de remoção foi previamente simulada no modelo numérico, tendo sido definida a ordem correcta para a remoção destes elementos de suporte da estrutura e previstas as forças que a retirada de um dado escoramento induzia nos restantes.

Evolução da temperatura

A evolução da temperatura ambiente e da temperatura do betão durante as fases de retirada dos escoramentos é apresentada na Figura 5.32. Durante estas fases, as temperaturas máxima e mínima registadas foram de 42°C e 8°C, respectivamente. A temperatura do betão apresenta um atraso na resposta em relação à temperatura ambiente, devido à inércia térmica do betão.

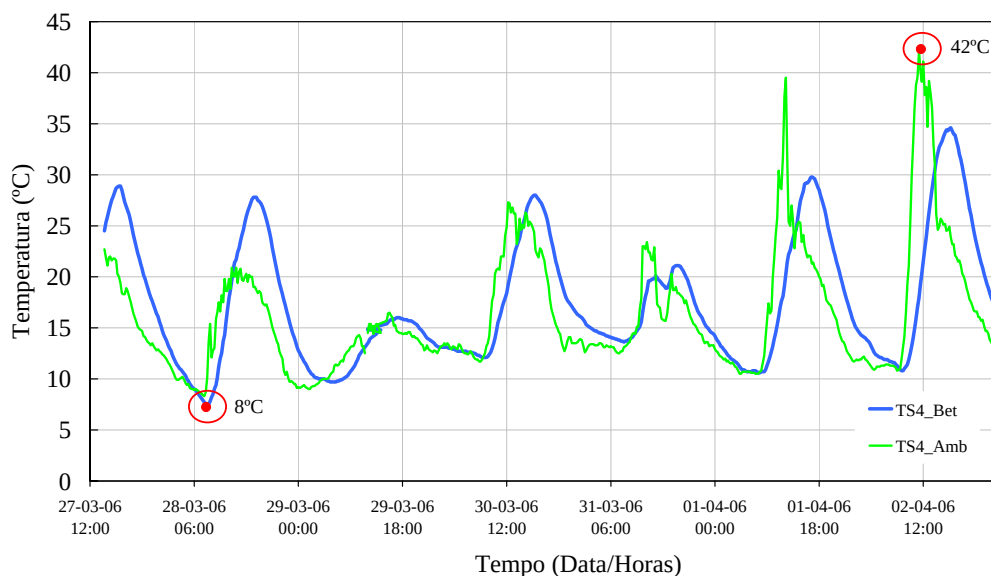


Figura 5.32 – Evolução da temperatura ambiente e do betão.

Comportamento global da estrutura

A Figura 5.33 apresenta a evolução da deformada da estrutura, prevista pelo modelo numérico de análise para as últimas quatro fases da retirada dos escoramentos. Para efeitos de comparação, os registos dos levantamentos topográficos efectuados em dois períodos distintos após a conclusão da obra, a 13 de Abril e a 23 de Maio de 2007 são também

apresentados. O valor aproximado da temperatura ambiente aquando da realização de cada campanha de nivelamento topográfico encontra-se também especificado na Figura 5.33.

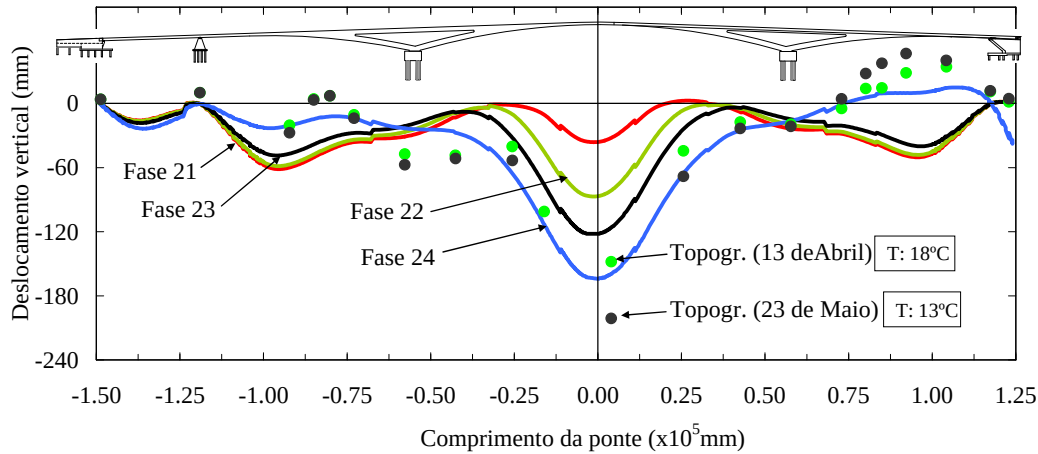


Figura 5.33 – Deformada da estrutura.

Dos registos apresentados é possível observar que a deformada na Fase 24, calculada pelo modelo numérico e as deformadas obtidas a partir das leituras topográficas diferem significativamente, tendo em consideração os dois registos topográficos efectuados (em 13 de Abril e em 23 de Maio de 2007). As diferenças encontradas nos registos topográficos foram atribuídas aos efeitos das variações das temperaturas uniforme e diferencial observadas na estrutura.

A este respeito refira-se que o modelo desenvolvido demonstrou a grande sensibilidade da estrutura à variação uniforme de temperatura tendo-se obtido um deslocamento vertical no coroamento do arco central de $2.2 \text{ mm}/^{\circ}\text{C}$. Por outro lado, devido aos efeitos directos da radiação solar, a temperatura do aço pode atingir valores muito superiores aos valores da temperatura ambiente e, por sua vez, esta pode diferir significativamente em torno de uma secção transversal, conforme se verá mais adiante.

Os registos dos deslocamentos verticais do tabuleiro que constam do relatório da topografia (Alves, 2007) reportam, para medições efectuadas no mesmo dia, variações dos deslocamentos verticais do tabuleiro superiores a 30 mm que apenas poderão ser devidos às variações de temperatura. Por outro lado, os efeitos da fluência e da retracção do betão do tabuleiro, assim como a ocorrência de possíveis movimentos das fundações, podem ter

contribuído para as diferenças encontradas. Deve ser tido em atenção que as primeiras medições topográficas foram efectuadas em 13 de Abril de 2007, após a remoção do sistema de escoramentos e a segunda campanha de medições foi realizada quarenta dias depois (23 de Maio de 2007).

Extensões nas secções instrumentadas

A evolução das extensões e das temperaturas observadas na secção S2 desde a Fase 15 até ao final da construção da ponte é apresentada na Figura 5.34. Nesta figura é possível observar a sensibilidade da estrutura aos ciclos diários de variação de temperatura. As extensões representadas correspondem a uma variação em relação a um valor inicial que se tomou como sendo o registo efectuado às 12 horas do dia 14/02/2006 e que corresponde à Fase 15. Este instante corresponde ao período imediatamente após o fecho do arco central e antes da betonagem da segunda porção da laje do tabuleiro. As interrupções apresentadas nos registos resultam de valores que foram excluídos devido às interferências originadas por descargas eléctricas durante as soldaduras em obra ou de falhas de leituras devido às interrupções no fornecimento de corrente eléctrica ao sistema de aquisição.

A remoção do sistema de escoramentos induziu em S2 compressões na parte inferior da secção e tracções na parte superior, conforme captado pelo sistema de monitorização e pormenorizado na Figura 5.35. Contudo, na secção S2 foi observada elevada sensibilidade de um dos sensores instalados às variações de temperatura, nomeadamente o sensor ES2_4IN (ver Figura 5.34). Embora a sua resposta à remoção do sistema de escoramentos seja coerente com a resposta dos restantes sensores, este apresenta variações de extensão devidas às variações de temperatura muito elevadas, chegando a atingir amplitudes da ordem dos 150 *microstrains*, conforme se pode observar na Figura 5.35. A elevada sensibilidade do sensor ES2_4IN às acções térmicas poderá estar relacionada com uma possível existência de vazios na interface entre o sensor e a superfície metálica da estrutura e que fragiliza a compatibilização das deformações, principalmente, as resultantes da acção térmica devido a uma deficiência de instalação.

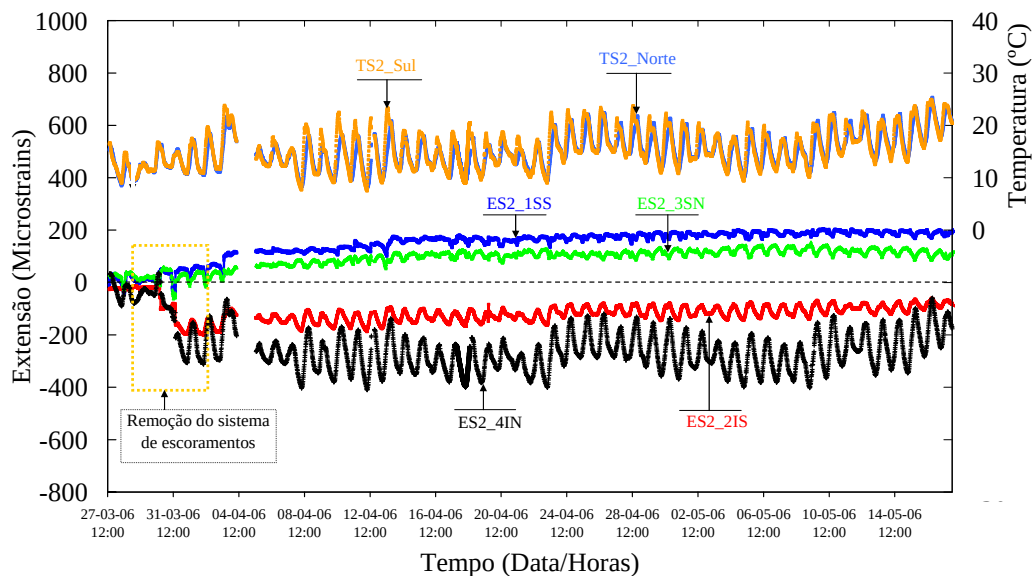


Figura 5.34 – Evolução das extensões e das temperaturas do aço na secção S2.

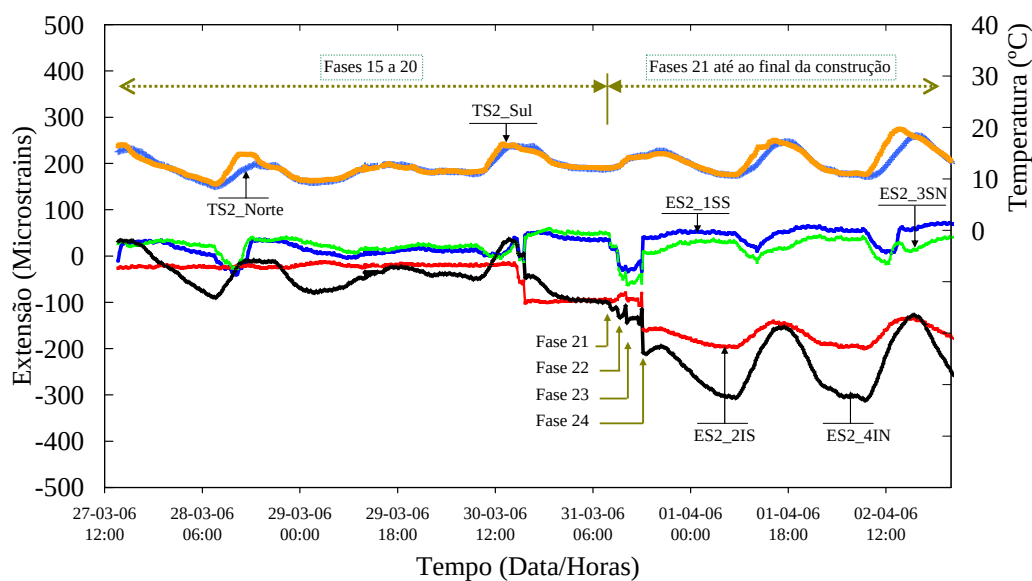


Figura 5.35 – Extensões e temperaturas do aço na secção S2 durante a retirada dos escoramentos.

A evolução das extensões e das temperaturas do aço na secção S5 é apresentada na Figura 5.36. Os valores máximos de deformação, durante a retirada dos escoramentos, foram observados nesta secção do arco central, tendo-se registado extensões máximas de cerca de -400 *microstrains* no final da retirada dos escoramentos.

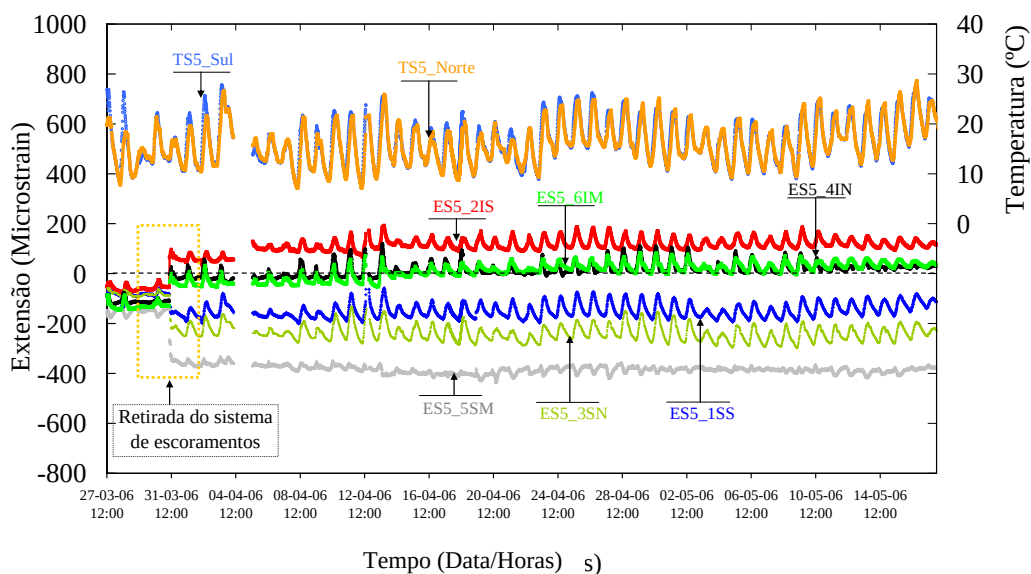


Figura 5.36 – Extensões e temperaturas do aço na secção S5.

A Figura 5.37 ilustra a evolução das extensões e da temperatura do aço observadas na secção S5 durante a retirada do sistema de escoramentos. O efeito da retirada dos escoramentos sobre esta secção do coroamento do arco é bem visível nos registos das extensões através das variações abruptas observadas na evolução das extensões. A retirada dos escoramentos, realizada até à Fase 20, não afectou de forma significativa o estado de tensão na secção S5. No entanto, os extensómetros registaram uma deformação média, nesta secção, de cerca de -100 *microstrains*. Este nível de deformação observado no coroamento do arco central foi atribuído aos possíveis efeitos conjugados da retracção do betão da laje do tabuleiro e da transferência parcial do peso próprio do sistema de escoramentos para a estrutura devido, em parte, à flexibilidade do próprio sistema de escoramentos e à deformabilidade das suas fundações superficiais. A variação máxima de extensão foi observada na Fase 21, que correspondeu à retirada dos escoramentos E14 e E15 (ver Figura 5.8). As flutuações diárias observadas nos registos das extensões são explicadas pelas tensões induzidas no aço devidas às variações das temperaturas do aço ao longo do dia, como se pode aferir através da concordância entre as leituras das extensões e das temperaturas do aço (ver Figura 5.37).

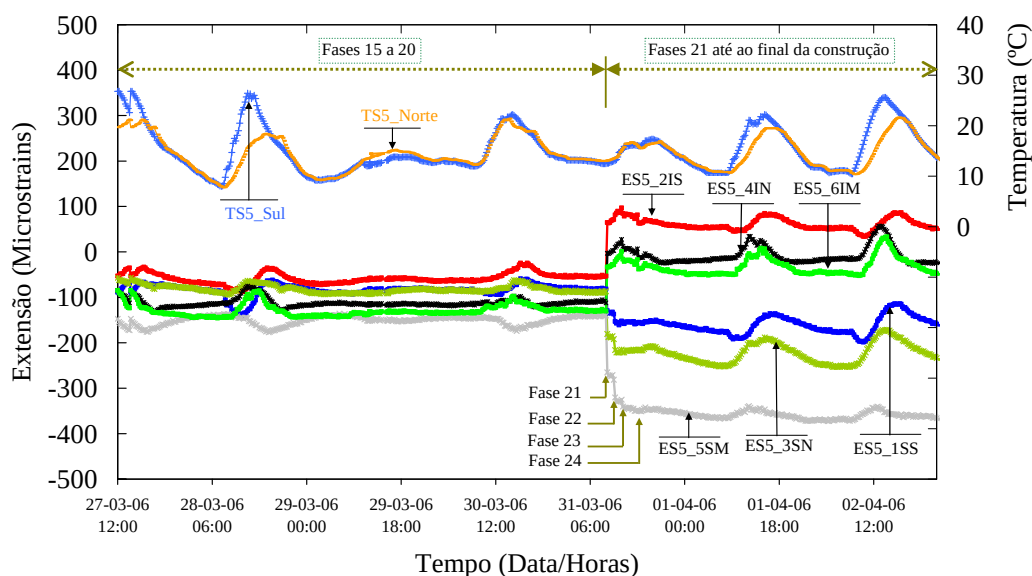


Figura 5.37 – Extensões e temperaturas do aço na secção S5 durante a retirada dos escoramentos.

As variações acumuladas das extensões registadas nas secções S1, S2, S3 e S5 desde a Fase 18 até à Fase 24 da retirada dos escoramentos são apresentadas nas Figuras 5.38 a 5.41 e, é feita a respectiva comparação com os valores previstos pelo modelo numérico. Os valores acumulados das variações das extensões correspondem à adição das sucessivas variações abruptas das extensões observadas em cada fase da retirada dos escoramentos. Este procedimento foi adoptado de forma que os efeitos da temperatura sobre as medições fossem mínimos, permitindo deste modo a confrontação com os valores das variações de extensões previstas pelo modelo numérico. A comparação entre os valores das variações das extensões observadas e as variações obtidas a partir do modelo numérico durante a retirada dos escoramentos revelaram uma concordância razoável entre as previsões feitas pelo modelo e os valores medidos em obra.

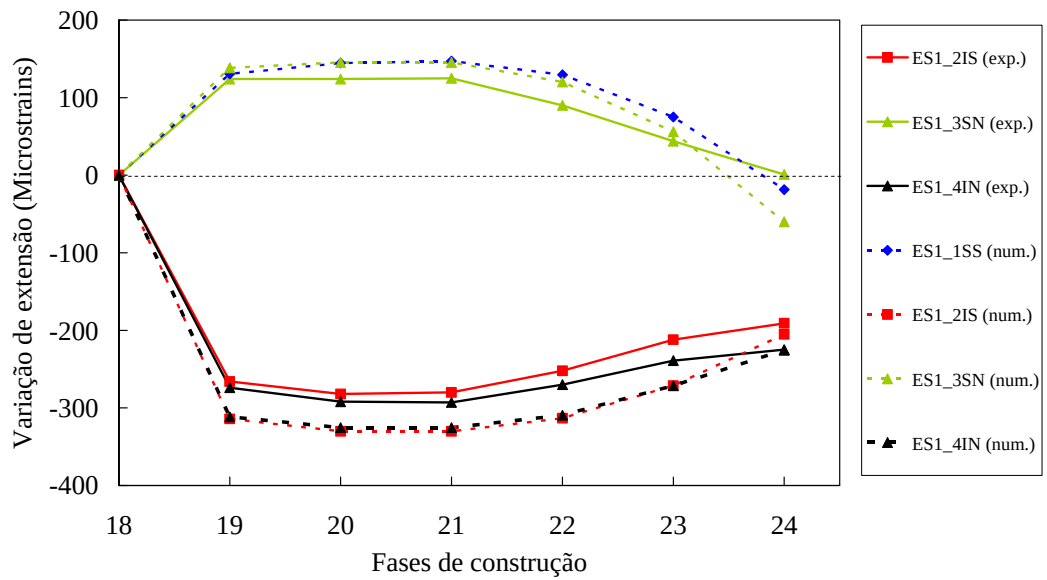


Figura 5.38 – Variações acumuladas das extensões na secção S1.

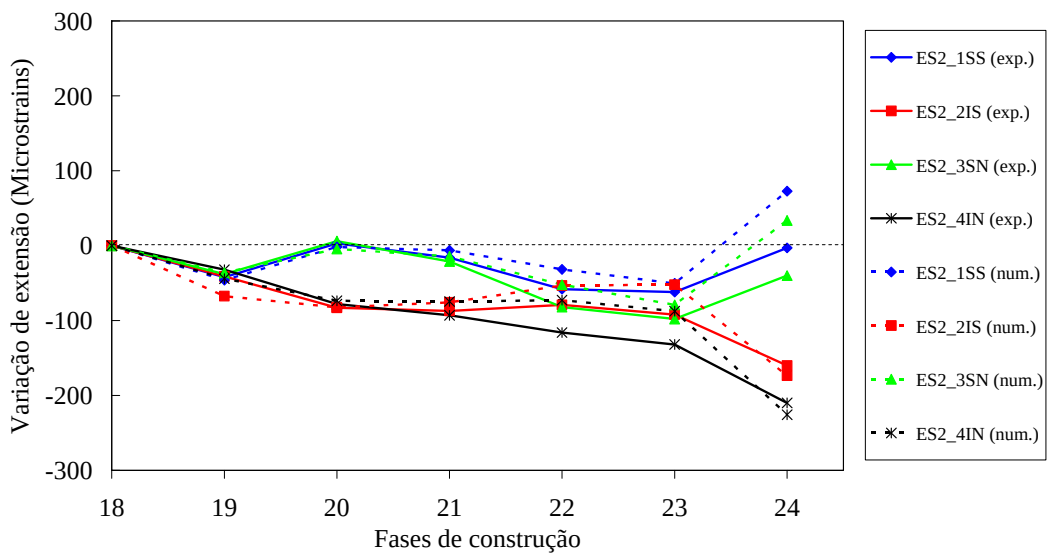


Figura 5.39 - Variações acumuladas das extensões na secção S2.

As variações das extensões observadas na secção S3 durante a retirada dos escoramentos sugerem que o elemento estrutural instrumentado da ponte teve o comportamento semelhante ao de um tirante (ver Figura 5.40).

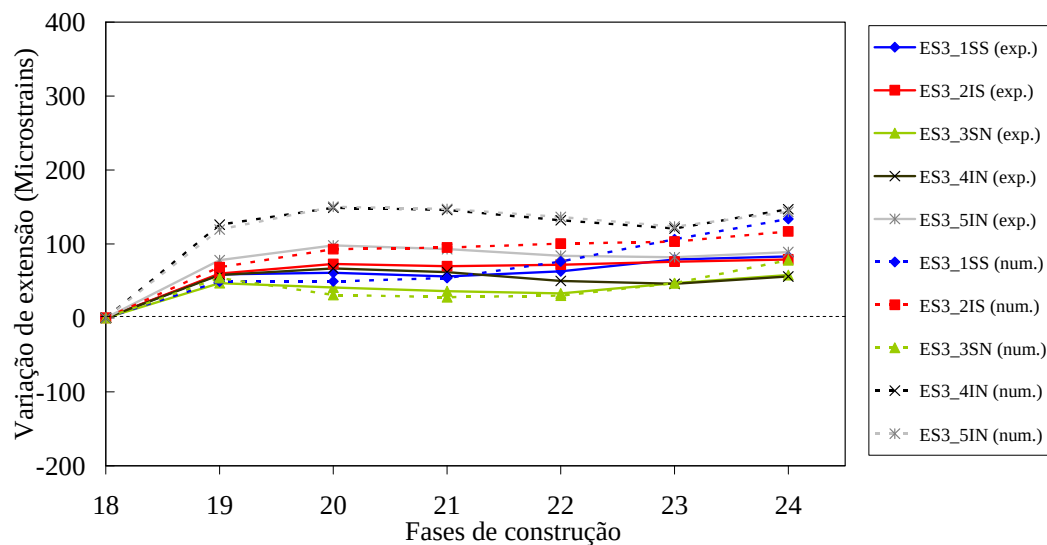


Figura 5.40 - Variações acumuladas das extensões na secção S3.

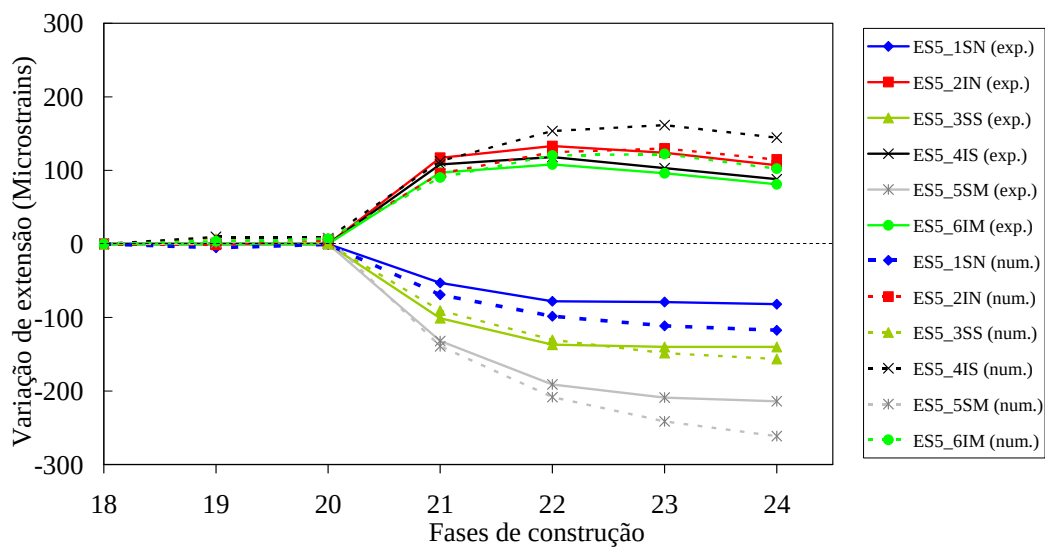


Figura 5.41 - Variações acumuladas das extensões na secção S5.

No Anexo II são apresentados os desvios encontrados entre as extensões observadas pelo sistema de monitorização ou calculados com o modelo numérico e as extensões pertencentes ao plano de deformações definido pela equação (5.1).

Sensibilidade à rigidez da fundação

A Figura 5.42 apresenta duas deformadas da estrutura, obtidas a partir do modelo numérico, considerando para os arcos apoios deformáveis e apoios rígidos resultantes da acção do seu peso próprio, considerando uma retirada não faseada do sistema de escoramentos. A comparação entre as duas deformadas demonstra claramente a sensibilidade da estrutura à rigidez dos solos onde estão fundados os arcos. Por outro lado, a comparação entre as deformadas da estrutura revelou que a escolha do local para a instalação do inclinómetro foi inadequada. Para a avaliação do comportamento das fundações do arco, a melhor localização do inclinómetro teria sido numa secção próximo da célula triangular (secção S4'), conforme se demonstra na Figura 5.42. De facto, seria nesta secção que se maximizaria a diferença entre α_1 e α_2 , quando se passa de apoios rígidos para apoios deformáveis.

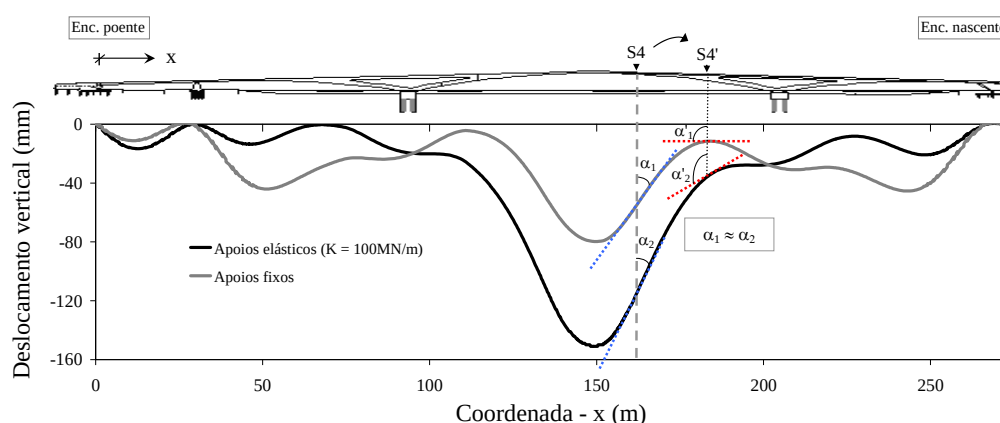
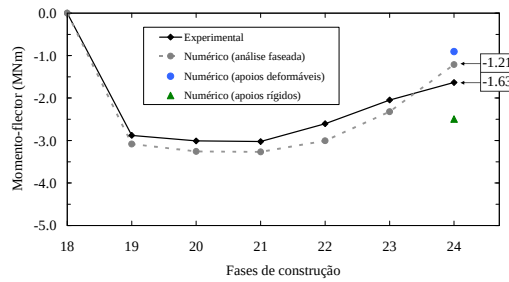
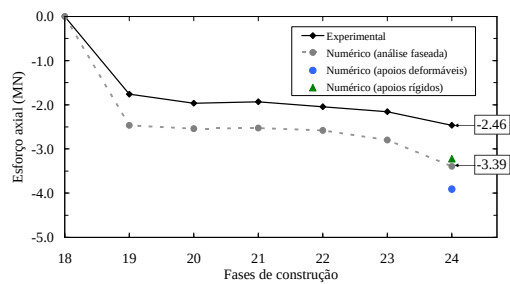


Figura 5.42 – Deformada da estrutura resultante da acção do seu peso próprio considerando uma retirada não faseada do sistema de escoramentos.

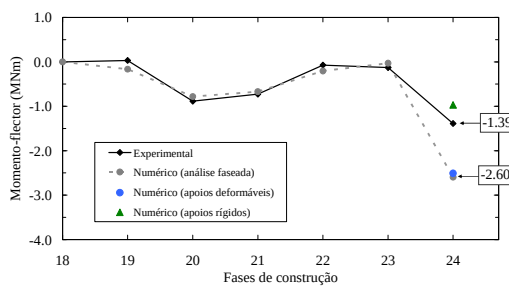
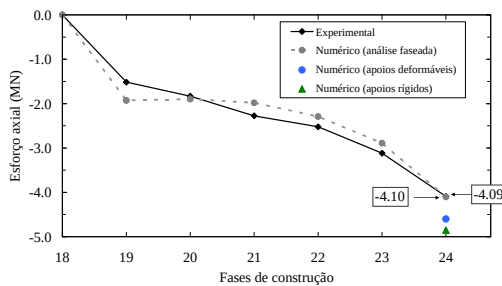
Esforços resultantes durante a retirada dos escoramentos

A Figura 5.43 estabelece a comparação em termos de esforços ao nível da secção, para S1, S2, S3 e S5, entre os valores obtidos experimentalmente e os obtidos a partir do modelo durante a retirada do sistema de escoramentos (Fases 18 a 24). No que diz respeito ao modelo, são também apresentados, para a Fase 24 os valores dos esforços obtidos do estudo da sensibilidade do comportamento global da estrutura sob acção do seu peso próprio à rigidez da fundação, considerando uma retirada não faseada do sistema de escoramentos.

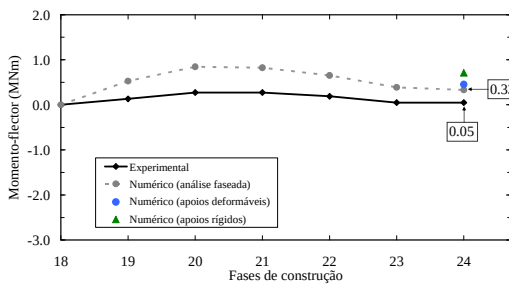
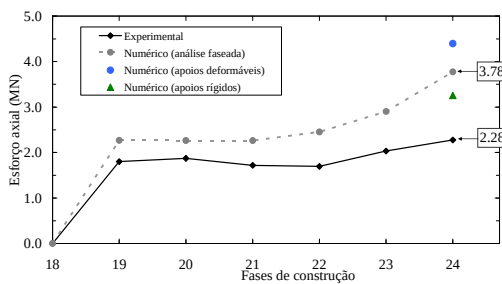
Os valores experimentais apresentam, de um modo geral, uma boa concordância com os valores numéricos resultantes da análise faseada da retirada dos escoramentos. Todavia, em algumas secções os valores dos esforços obtidos experimentalmente e os obtidos a partir do modelo diferem significativamente, principalmente, a partir da Fase 19 do processo construtivo (que correspondeu a retirada dos escoramentos E5, E27 e E28) e que se manteve aproximadamente constante nas restantes fases.



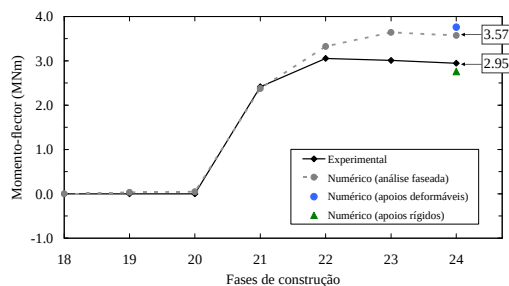
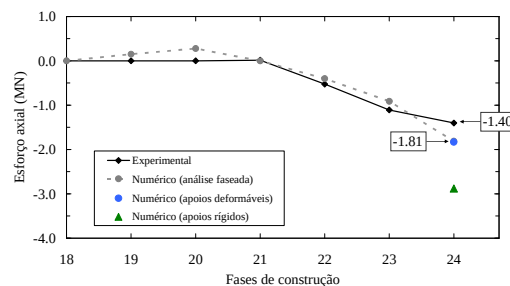
a) Esforço axial e momento flector na secção S1.



b) Esforço axial e momento flector na secção S2.



c) Esforço axial e momento flector na secção S3.



d) Esforço axial e momento flector na secção S5.

Figura 5.43 – Esforços resultantes nas secções S1, S2, S3 e S5 durante a retirada dos escoramentos.

A confrontação dos resultados experimentais e do modelo numérico permitiu tirar conclusões sobre o comportamento da estrutura durante a retirada do sistema de escoramentos e, que são apresentadas em seguida:

Esforços resultantes nas secções S1 e S3 - quando os escoramentos E27 e E28 foram removidos durante a Fase 19, o modelo numérico previu para as secções S1 e S3 um incremento dos esforços axiais superiores aos observados pelo sistema de monitorização (ver Figuras 5.43a e 5.43c). Note-se que, nesta fase da construção, os esforços resultantes nestas duas secções não são influenciados pela rigidez das fundações dos arcos (o arco central ainda se encontra escorado), pelo que os esforços instalados nestas secções aquando da retirada dos escoramentos E27 e E28 são fundamentalmente devidos à flexão da porção da estrutura entre o encontro nascente e a célula triangular. As diferenças encontradas entre o esforço axial experimental e o esforço axial obtido da análise com o modelo são explicadas pelas diferenças encontradas na estimativa da força instalada nos escoramentos removidos. O modelo previu que o escoramento E28 suportasse mais carga do que a realidade. Para avaliar a influência do nível da força no escoramento E28, foi feita uma análise, considerando uma redução de cerca de 35% da força considerada no modelo para o escoramento E28. A análise numérica permitiu verificar a dependência dos esforços nas secções S1, S2 e S3 com o valor da força introduzida pelo escoramento E28, tendo conduzido a uma redução do valor absoluto dos esforços axiais nas secções S1, S2 e S3 (da Fase 18 para a Fase 19) para valores próximos dos obtidos pelos resultados da monitorização. Neste contexto, a redução da força no escoramento E28 não afectou os esforços na secção S5 e as variações dos esforços axiais nas secções S1, S2 e S3 mantiveram-se aproximadamente constantes para as restantes fases de construção.

Quando o arco central começou a entrar em carga, na Fase 20 (ver Figura 5.8), observaram-se ligeiras variações do esforço axial nas secções S1 e S3. A análise dos esforços resultantes nas secções S1 e S3 leva a concluir que a estrutura teve um comportamento como se as condições de apoio dos arcos fossem mais rígidas do que as consideradas no modelo numérico. As mesmas conclusões foram tiradas a partir dos momentos flectores induzidos nestas secções (secções S1 e S3).

Esforços resultantes na secção S2 - o esforço axial na secção S2 mostrou-se insensível ao comportamento das fundações. A boa concordância observada entre a evolução do esforço axial calculado a partir dos registos da monitorização e calculado a partir do modelo numérico não permite aferir acerca da rigidez das fundações dos arcos durante a fase de construção. No entanto, a evolução do momento flector confirma mais uma vez que a estrutura teve, durante a retirada dos escoramentos, um comportamento como se as condições de apoio dos arcos fossem mais rígidas do que as consideradas no modelo numérico de análise.

Esforços resultantes na secção S5 - a comparação dos esforços resultantes obtidos a partir dos registos da monitorização e obtidos com base na análise faseada do processo de construção com o modelo numérico conduziu a conclusões contraditórias no que respeita à rigidez horizontal das fundações dos arcos. Enquanto que a evolução do momento flector na secção do coroamento do arco central leva a concluir mais uma vez que as fundações dos arcos na realidade são mais rígidas do que as consideradas no modelo numérico, a evolução do esforço axial parece indicar que a rigidez das fundações dos arcos foi bem reproduzida. A interpretação dos esforços resultantes nesta secção foi feita com algumas reservas pelo facto da secção S5 se localizar numa região de quebra do alinhamento do eixo longitudinal da estrutura e pelo facto das tensões principais não estarem alinhadas com o eixo longitudinal da estrutura, devido à geometria peculiar que a secção do coroamento do arco central apresenta. Além disso, as propriedades da secção transversal, utilizadas para o cálculo dos esforços resultantes na secção S5, dependem da rigidez da laje de betão. Face ao complexo comportamento da secção do coroamento do arco central, a melhor secção a instrumentar de forma a que fosse mais representativa do comportamento do coroamento do arco, seria uma secção localizada junto ao coroamento do arco com 4 m de largura (por exemplo, a secção C na Figura 5.3) em vez da secção S5 (ver secção tipo D na Figura 5.3).

No que diz respeito aos esforços obtidos da análise de sensibilidade do comportamento global da estrutura à rigidez das suas fundações sob acção do seu peso próprio, considerando uma retirada não faseada do sistema de escoramentos, foram tiradas as seguintes conclusões:

Esforços resultantes nas secções S1 e S3 - os esforços axiais nestas secções estão directamente relacionados entre si (ver Figuras 5.43a e 5.43c). Quando são considerados apoios deformáveis para os arcos, ambas as forças são elevadas comparativamente ao cenário em que se consideram apoios rígidos para os arcos. Por outro lado, o esforço axial de tracção induzido na secção S3 é devido à conjugação dos efeitos da flexão da porção da estrutura entre o encontro nascente e a célula triangular onde está localizada esta secção e da flexão do arco central. Neste caso, o polígono de forças na célula triangular é fechado pelo aumento do esforço axial de compressão induzido na secção S1. O momento flector na secção S1 é superior no cenário de apoios rígidos, enquanto que o momento flector na secção S3 é quase insensível às condições de apoio dos arcos.

Esforços resultantes na secção S2 - o esforço axial nesta secção parece ser insensível à rigidez das fundações (ver Figura 5.43b). No caso de apoios rígidos, o comportamento do arco induz um esforço de compressão elevado na secção S2. No cenário em que se consideram apoios deformáveis para os arcos, embora o ‘efeito de arco’ seja reduzido, a região da estrutura onde se localiza a secção S2 comporta-se como uma escora de uma viga de inércia variável (ver Figura 5.5), o que contribui para que o esforço axial nesta secção se mantenha aproximadamente constante para qualquer rigidez das fundações dos arcos. O momento flector na secção S2 é elevado no cenário com apoios elásticos.

Esforços resultantes na secção S5 - o esforço axial na secção S5 é igual à reacção horizontal nas fundações dos arcos. Portanto, no caso de serem considerados apoios rígidos para os arcos, o esforço axial em S5 é superior ao que se verifica quando se consideram apoios deformáveis (ver Figura 5.43d). A redução do ‘efeito de arco’ contribui para um aumento da flexão do arco central.

Os resultados apresentados na Figura 5.43 e discutidos nesta secção evidenciam claramente a importância da auscultação e os benefícios obtidos com a implementação do sistema de monitorização na estrutura durante o seu processo construtivo, uma vez que foi possível avaliar os estados de tensão induzidos durante esta fase e, de certa forma, a rigidez das fundações. A análise dos resultados experimentais em conjugação com os resultados do modelo numérico detalhado da estrutura permitiu ainda concluir que, do conjunto das secções instrumentadas, a evolução dos esforços axiais nas secções S1, S3 e S5 e dos

momentos flectores nas secções S1, S2 e S5, constituem bons indicadores do comportamento da ponte na fase de construção, assim como para a fase de exploração.

Deslocamentos longitudinais das juntas de dilatação

Após a Fase 24 do processo construtivo, os deslocamentos longitudinais das juntas de dilatação localizadas nos encontros nascente e poente da ponte foram monitorizadas. A monitorização das juntas de dilatação teve como objectivos principais a avaliação dos movimentos longitudinais da estrutura com os gradientes de temperatura. Para a medição destas grandezas foram utilizados dois LVDT's e dois sensores de temperatura instalados junto a cada uma das extremidades da ponte. As medições foram realizadas durante cinco dias consecutivos com um intervalo entre leituras de 5 minutos. A Figura 5.44 apresenta a evolução dos deslocamentos longitudinais e da temperatura ambiente medida junto ao encontro poente. Como seria expectável, um acréscimo da temperatura ambiente conduz ao fecho das juntas de dilatação enquanto que para uma diminuição da temperatura ambiente verifica-se a abertura das juntas de dilatação.

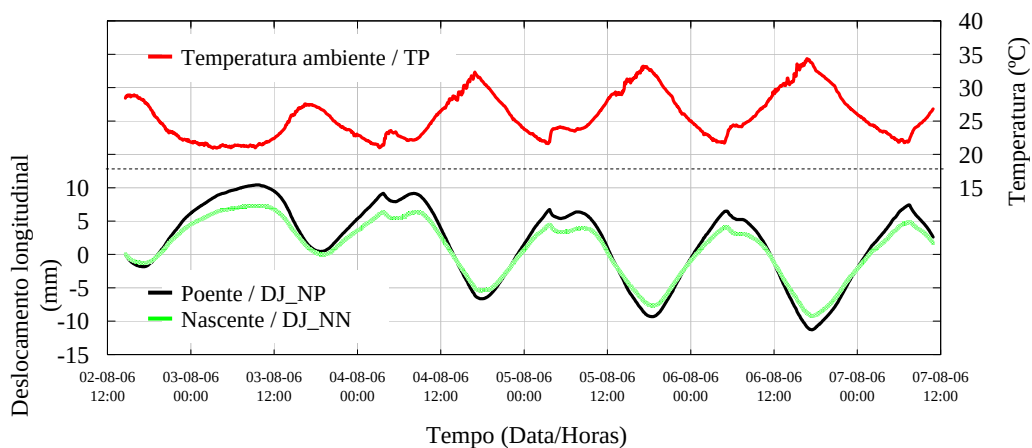


Figura 5.44 – Deslocamentos longitudinais da estrutura com as variações da temperatura ambiente.

As correlações estabelecidas entre os deslocamentos observados e a temperatura ambiente para ambos os encontros são ilustradas na Figura 5.45. Os registos apresentam um comportamento em histerese que foi atribuído ao efeito da diferencial de temperaturas na estrutura, discutido adiante neste capítulo, e à existência de algum atrito dissipado nos apoios.

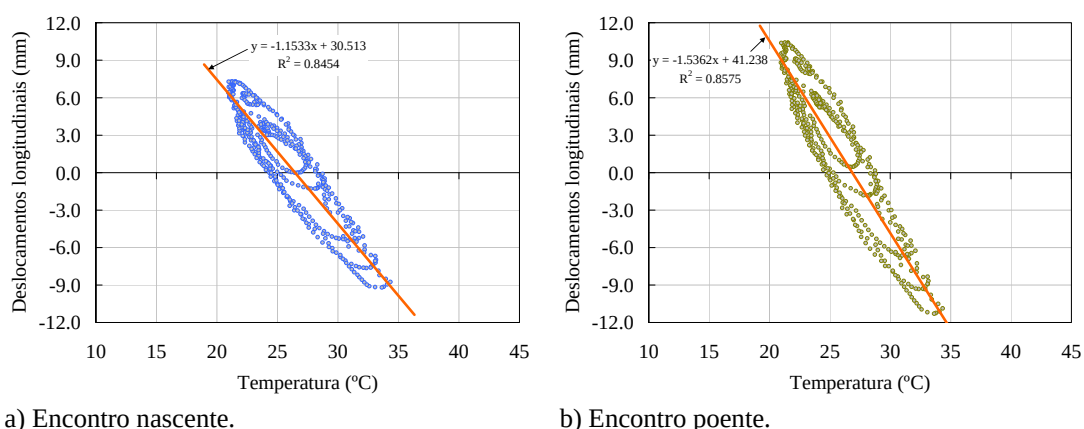


Figura 5.45 – Correlação entre os deslocamentos das juntas de dilatação e a temperatura ambiente.

A comparação entre os deslocamentos longitudinais das juntas de dilatação por unidade de temperatura observados em obra e os deslocamentos calculados com o modelo, considerando como acção uma temperatura uniforme de 10°C é ilustrada na Tabela 5.6. A comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos revelou a existência de alguma restrição aos movimentos horizontais nos aparelhos de apoio do encontro nascente. Esta restrição foi atribuída ao atrito introduzido pelos valores elevados das reacções verticais, resultantes da materialização do encastramento do tabuleiro da estrutura no encontro nascente (ver Figura 5.4).

Tabela 5.6 – Movimento das juntas de dilatação com a variação de temperatura (Agosto de 2006).

Encontro	Deslocamentos (mm/°C)		δ (%)
	Medição em obra	Modelo numérico	
Nascente / DJ_SN	1.15	1.26	9.60
Poente / DJ_NP	1.54	1.56	1.30
Total	2.69	2.82	4.80

5.8 Monitorização durante a fase de exploração

5.8.1 Introdução

São apresentados e analisados nesta secção os resultados das medições de extensões, rotações e temperaturas ao longo de dois anos e meio de monitorização contínua da obra. Os registos destas grandezas são referentes ao período de 08 de Fevereiro de 2007 a 23 de Agosto de 2009 e foram realizados com um intervalo entre leituras de 15 minutos. A análise dos registos das extensões tem permitido a caracterização do comportamento da estrutura através da avaliação dos esforços resultantes nas secções instrumentadas. Durante o período de observação destacam-se três intervalos de interrupção nos registos: (i) o primeiro em Setembro de 2007; (ii) o segundo em Novembro de 2008; (iii) e o terceiro em Abril de 2009, que foram devidos às interrupções no fornecimento de energia eléctrica ao sistema de aquisição. As informações obtidas durante o período de monitorização são utilizadas na avaliação do comportamento a longo prazo da obra no que respeita às condições de serviço.

O recurso a modelos estatísticos de análise de séries temporais tem permitido modelar e identificar padrões de comportamento da estrutura face às condições de serviço.

São também discutidos os resultados de um estudo paramétrico realizado com o modelo numérico em que é avaliada a influência da temperatura e das condições de apoio dos arcos no comportamento da estrutura. As conclusões tiradas deste estudo são posteriormente comparadas com a evolução dos esforços resultantes na fase de exploração da obra e são tecidas algumas considerações finais.

5.8.2 Evolução da temperatura

A Figura 5.46 apresenta a totalidade das medições efectuadas em obra das temperaturas ambiente e do betão da laje do tabuleiro. Ambos os registos se caracterizam por variações diárias e sazonais da temperatura, cujos máximos e mínimos absolutos são observados durante os períodos quentes e frios ao longo do ano, respectivamente. As temperaturas

mínimas e máximas registadas durante o período de observação foram de -1.3°C e 42.3°C , respectivamente. Estes valores foram observados nos meses de Dezembro de 2008 para a temperatura mínima e Junho de 2009 para a temperatura máxima.

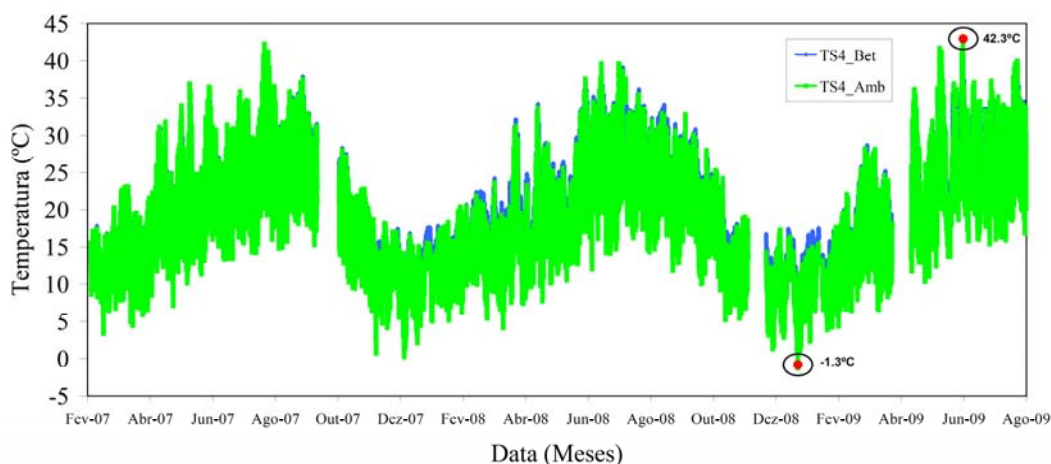


Figura 5.46 – Evolução da temperatura ambiental e do betão da laje do tabuleiro.

5.8.3 Evolução das extensões e das rotações do tabuleiro

As Figuras 5.47 a 5.50 reúnem toda a informação recolhida durante o período de observação relativa à evolução das extensões (observadas nas secções S1, S2 e S5), das temperaturas do aço da estrutura (observadas nas secções S2, e S5) e da rotação do tabuleiro (observada na secção S4).

Nos valores apresentados das grandezas medidas verifica-se alguma dependência entre as extensões observadas nas secções instrumentadas e as temperaturas medidas no aço da estrutura, apresentando as extensões uma variação diária e sazonal nos seus registos. Em geral as extensões registadas variam entre -100 *microstrains* e $+100$ *microstrains*, excepto na secção do coroamento do arco central (secção S5), cujas extensões registadas nos períodos mais quentes do ano tendem a apresentar valores mais elevados (ver Figura 5.49).

As extensões observadas revelam que a temperatura é uma das mais consistentes acções sobre a estrutura, atendendo que, o nível de tensões induzidas pelas sobrecargas (peões e velocípedes) não provoca, na estrutura, deformações da ordem de grandeza dos valores observados. O efeito da variação sazonal da temperatura não é claramente identificado na

evolução das extensões observadas. Por outro lado, devido às fracas características mecânicas do solo sob o leito do rio são expectáveis movimentos horizontais das fundações dos arcos devido à fluência dos solos. A partir da observação das extensões observadas não se consegue identificar esse fenómeno. A caracterização do comportamento a longo prazo da estrutura foi realizada com base na avaliação dos esforços resultantes nas secções instrumentadas durante a fase de exploração e daí foram tiradas algumas conclusões sobre o comportamento da obra.

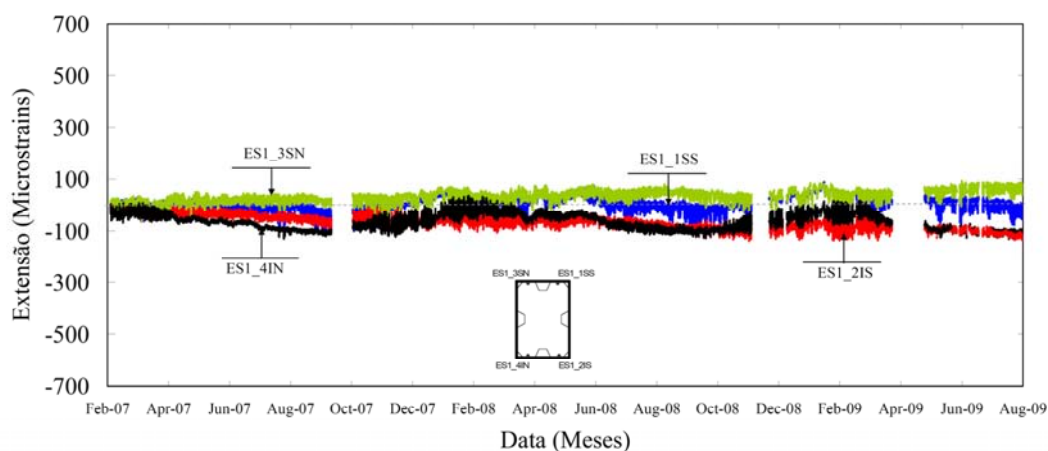


Figura 5.47 – Extensões observadas na secção S1.

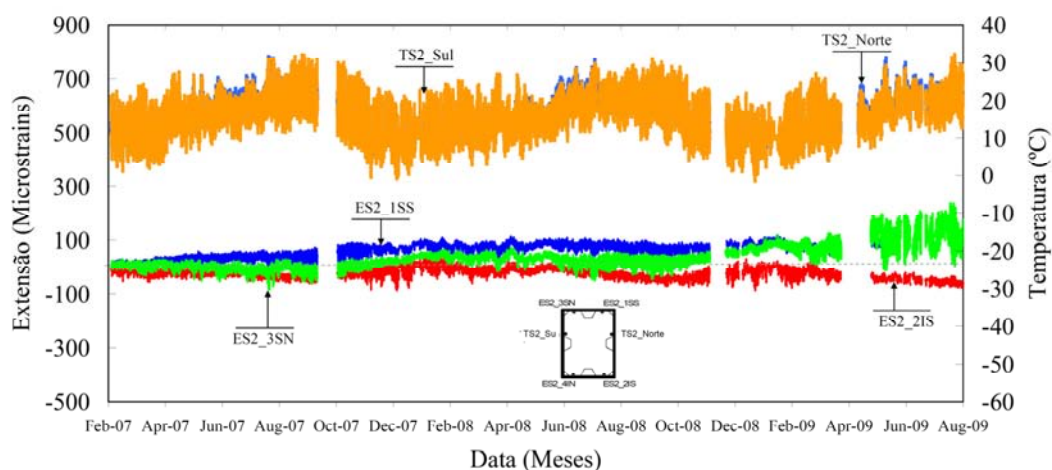


Figura 5.48 – Extensões e temperaturas do aço observadas na secção S2.

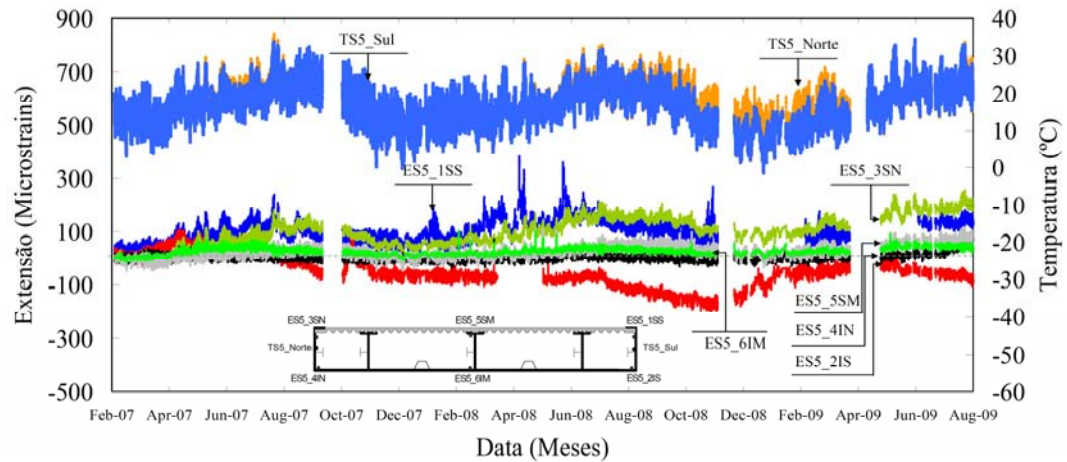


Figura 5.49 – Extensões e temperaturas do aço observadas na secção S5.

Um dos indicadores da possível ocorrência de movimentos horizontais a nível das fundações dos arcos poderia ser o registo da evolução da variação de inclinação de uma ou mais secções do tabuleiro ao longo do tempo, desde que seleccionadas criteriosamente. Conforme já exposto anteriormente (ver Figura 5.42), a escolha da secção S4 para a instalação do inclinómetro não foi a mais apropriada, como confirmam os resultados apresentados na Figura 5.50, onde as variações de rotação são praticamente desprezáveis, ao longo do período de observação.

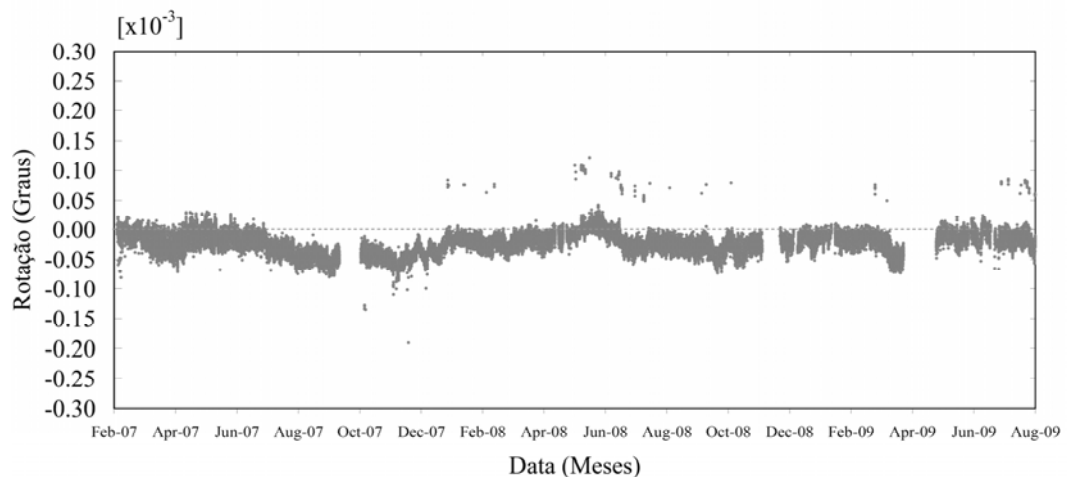


Figura 5.50 – Variação da rotação do tabuleiro.

5.8.4 Comparação entre os vários registos de temperatura

Atendendo que a temperatura constitui uma das principais acções da estrutura são detalhados nesta secção os resultados dos registos das temperaturas do aço nas secções S2 e S5, da temperatura do interior do betão da laje do tabuleiro e da temperatura ambiente, durante períodos de três dias consecutivos em épocas do ano distintas, nomeadamente: i) período de inverno compreendido entre os dias 08 a 11 de Fevereiro de 2008 (ver Figuras 5.51 e 5.52) e; ii) período de verão compreendido entre os dias 28 a 31 de Julho de 2008 (ver Figuras 5.53 e 5.54). Estes períodos foram escolhidos de forma a caracterizar a distribuição das temperaturas nas secções durante os períodos quentes e frios do ano.

Durante o inverno, assim que o sol nasce pela manhã, os raios solares incidem sobre a face sul da estrutura, provocando o aquecimento imediato desta face da estrutura (ver Figura 5.51). À medida que o sol se move de nascente para poente, a face norte da estrutura vai recebendo calor por transferência de calor da face sul para a face norte e pela incidência dos raios solares sobre a mesma. Ao longo do dia a temperatura na face norte nunca chega a atingir os valores das temperaturas alcançadas na face sul, sendo as temperaturas na face sul quase sempre superiores às temperaturas na face norte, às do interior do betão e à do ambiente. Durante os períodos de insolação, as temperaturas nas faces sul e norte chegam a atingir diferenças superiores a 10°C. A magnitude das temperaturas observadas na face norte é próxima da temperatura ambiente. Durante a noite e a madrugada as temperaturas nas secções S2 e S5 são semelhantes (ver Figura 5.52).

No verão, assim como no inverno, as temperaturas máximas do betão e do ambiente atingem valores aproximadamente iguais (ver Figuras 5.51 e 5.53). No verão, as temperaturas de ambas as faces norte e sul da estrutura são aproximadamente iguais mas, inferiores às temperaturas do ambiente e do interior do betão da laje do tabuleiro (ver Figura 5.53). As temperaturas do ambiente e do betão não chegam a atingir valores mínimos próximos das temperaturas observadas no aço da estrutura, sendo os valores das temperaturas mínimas atingidas no betão sempre superiores aos restantes registos das temperaturas. Verifica-se em ambos os períodos do ano, nomeadamente inverno e verão, um atraso na resposta do sensor de temperatura instalado no interior da laje do betão em

relação à resposta do sensor de temperatura ambiente. Este atraso na resposta é atribuído à maior inércia térmica do betão em relação ao aço (ver Figuras 5.51 e 5.53).

A análise da distribuição das temperaturas na estrutura conduziu às seguintes conclusões: i) a existência de temperaturas diferenciais entre as faces sul e norte da estrutura propicia as condições para existência de uma eventual flexão lateral da estrutura da ponte; ii) as temperaturas diferenciais na estrutura dão indicações da complexidade do comportamento da estrutura à acção térmica e; iii) o atraso na absorção e dissipação do calor pelo betão da laje do tabuleiro poderá conduzir a variações adicionais de deslocamentos verticais e longitudinais na estrutura (por exemplo, devido à curvatura das secções mistas aço-betão, induzida pela flexão destas com o encurtamento retardado do betão).

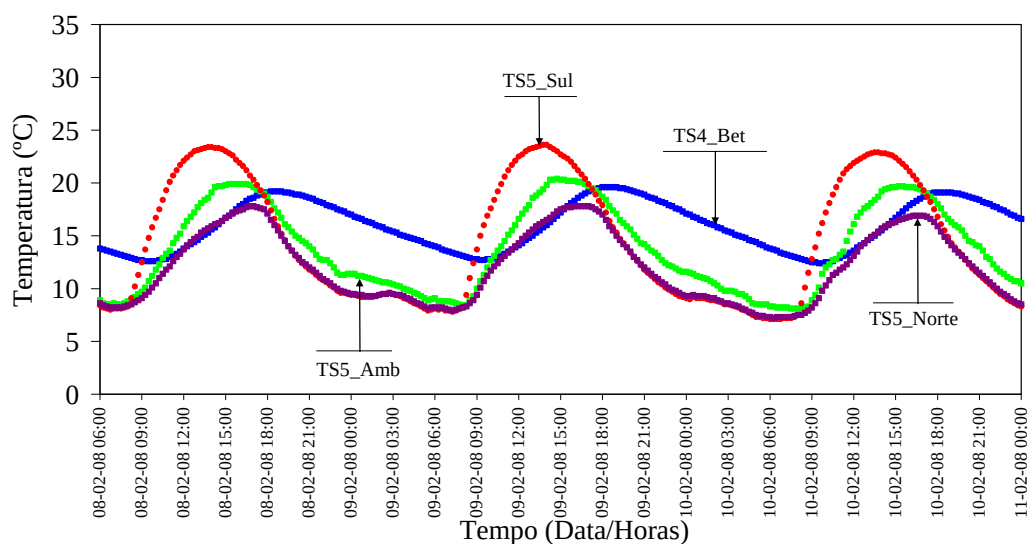


Figura 5.51 – Temperaturas do aço na secção S5 e temperaturas do betão e do ambiente observadas durante o inverno.

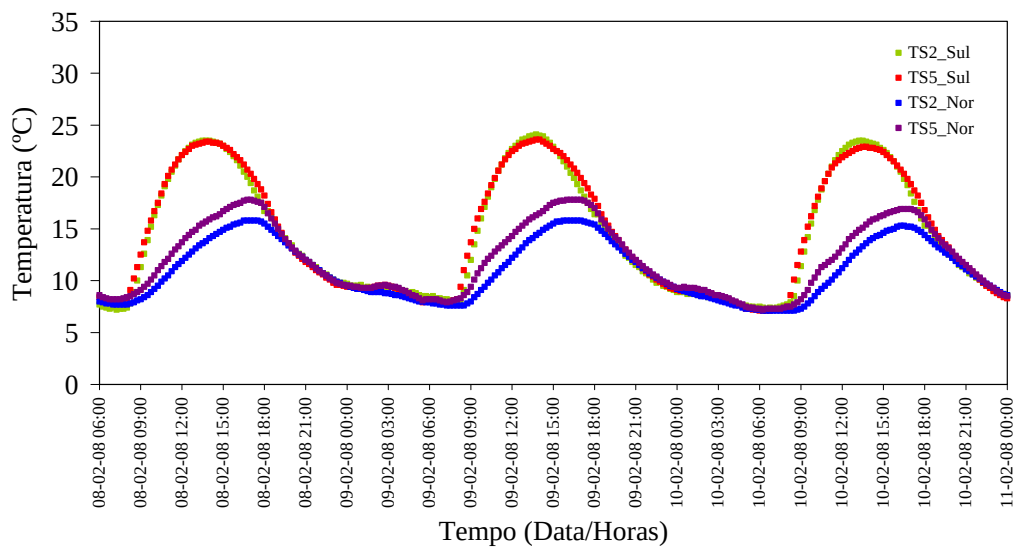


Figura 5.52 – Comparação entre os registos das temperaturas do aço observadas nas secções S2 e S5 durante o inverno.

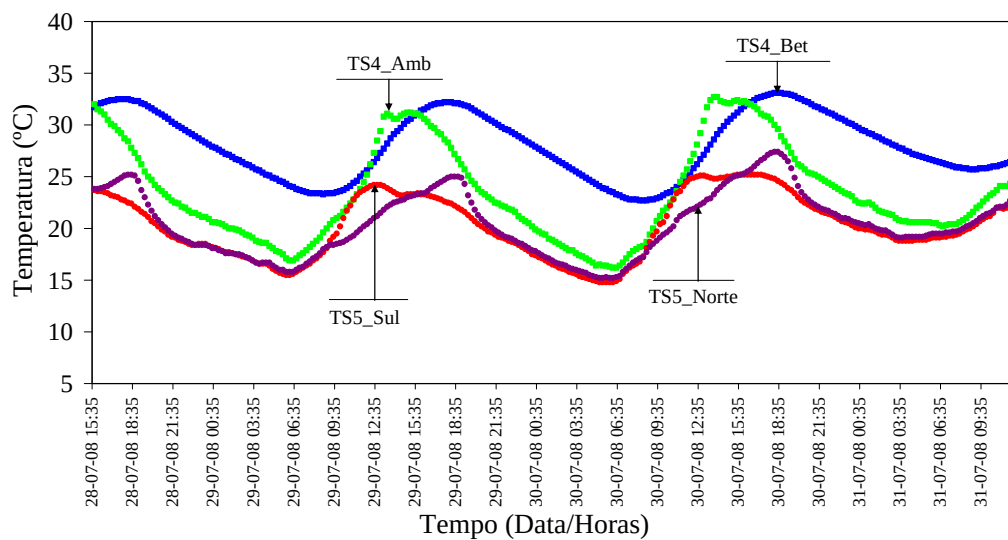


Figura 5.53 – Temperaturas do aço na secção S5 e temperaturas do betão e do ambiente observadas durante o verão.

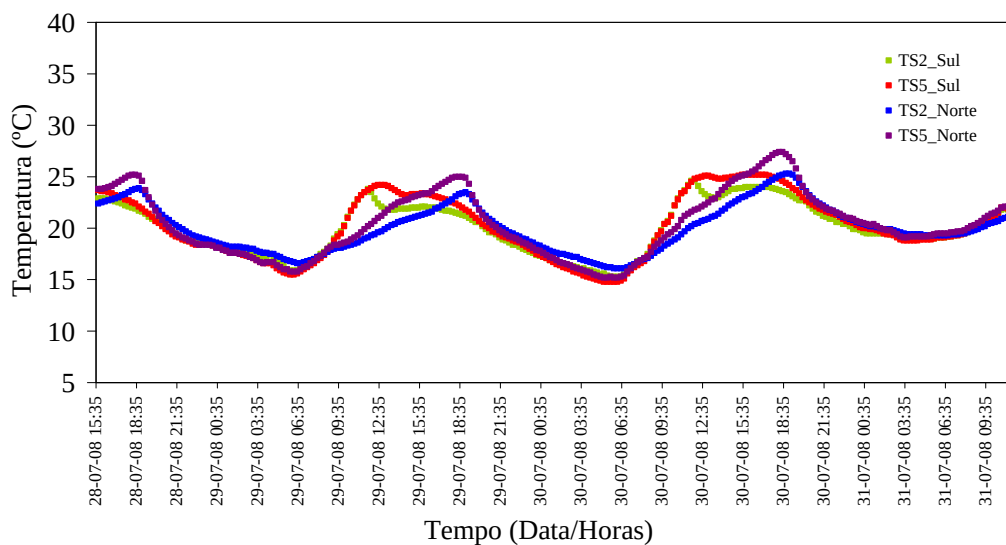


Figura 5.54 - Comparação entre os registos das temperaturas do aço observadas nas secções S2 e S5 durante o verão

5.8.5 Movimentos das juntas de dilatação

Durante a fase de exploração foram realizadas duas campanhas de medições dos deslocamentos longitudinais da estrutura nos períodos em que foi caracterizada a distribuição das temperaturas na estrutura, nomeadamente: i) durante três dias de inverno (entre os dias 08 a 11 de Fevereiro de 2008) e; ii) durante três dias de verão (entre os dias 28 a 31 de Julho de 2008). Em ambas as campanhas de medição foram utilizados pares de LVDT's instalados junto ao encontro nascente e junto ao pilar intermédio (ver Figura 5.55). Foi também observada, em cada um destes locais da estrutura, a temperatura do ambiente, recorrendo a dois sensores de temperatura adicionais. Razões de segurança do equipamento levaram a que a medição dos deslocamentos longitudinais da estrutura junto ao encontro poente fossem medidos junto ao pilar intermédio. O registo do sinal dos sensores foi feito em contínuo e com um intervalo entre leituras de 15 minutos.



Figura 5.55 – Avaliação dos movimentos das juntas de dilatação.

Na Figura 5.56 são apresentados os registos da temperatura ambiente obtidos em três locais da estrutura durante o inverno. Os registos das temperaturas medidas junto ao encontro nascente e ao pilar intermédio estão em concordância com a temperatura ambiente medida na secção S4.

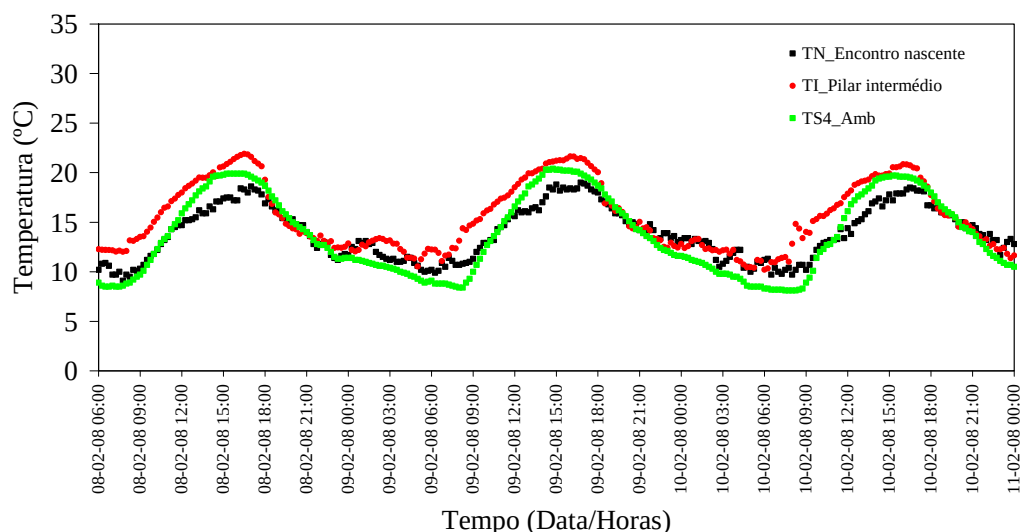


Figura 5.56 – Evolução da temperatura ambiente durante o inverno.

No verão, são observadas grandes diferenças entre os três registos (ver Figura 5.57). A temperatura ambiente medida na secção S4 atinge, durante os períodos de maior insolação, valores superiores aos registos junto do encontro nascente e junto do pilar intermédio. O sensor de temperatura TS4_Amb, instalado sob um estrado de madeira, regista valores da temperatura ambiente bastante elevados devidos, em parte, ao aquecimento da camada de ar entre o estrado de madeira e a laje de betão, principalmente durante o dia e nos períodos de maior insolação (ver Figura 5.57).

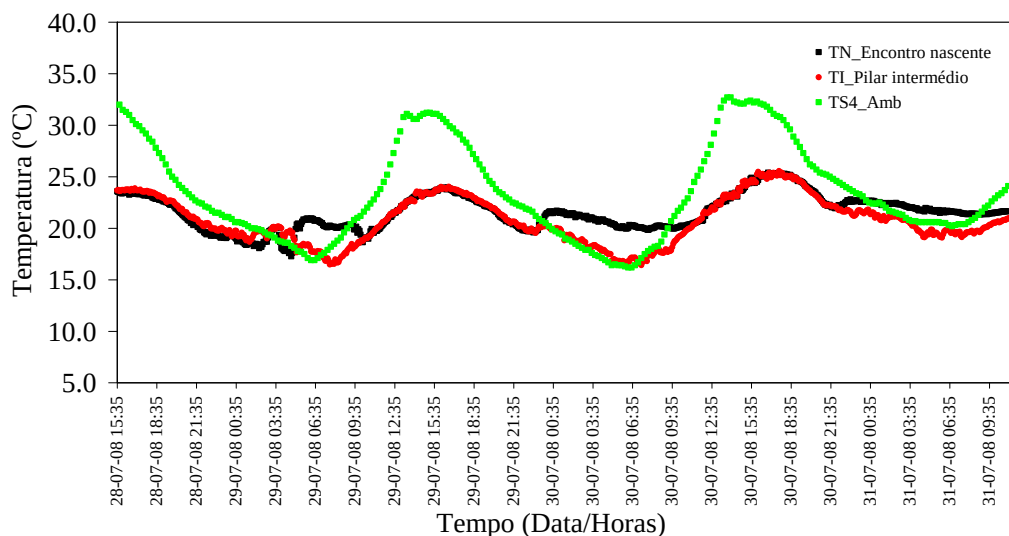


Figura 5.57 – Evolução da temperatura ambiente durante o verão.

As Figuras 5.58 a 5.60 apresentam os resultados das medições dos deslocamentos longitudinais da estrutura obtidos pelos pares de LVDT's instalados junto ao encontro nascente e ao pilar intermédio. Os deslocamentos são relativos ao início das leituras no período de referência. A diminuição dos deslocamentos corresponde ao alongamento da estrutura e vice-versa. As legendas dos gráficos estão em correspondência com a nomenclatura apresentada na Tabela 5.2. Foram encontradas algumas diferenças nos registos dos deslocamentos medidos pelos pares de transdutores. Estas diferenças, são maiores no inverno do que no verão (ver Figuras 5.59 e 5.59), atingindo diferenças máximas de cerca de 0.90 mm entre leituras de transdutores instalados na mesma secção da ponte, durante os períodos de maior insolação. Estas diferenças constituem um testemunho da ocorrência de deslocamentos transversais do tabuleiro, cujas magnitudes são maiores durante o inverno.

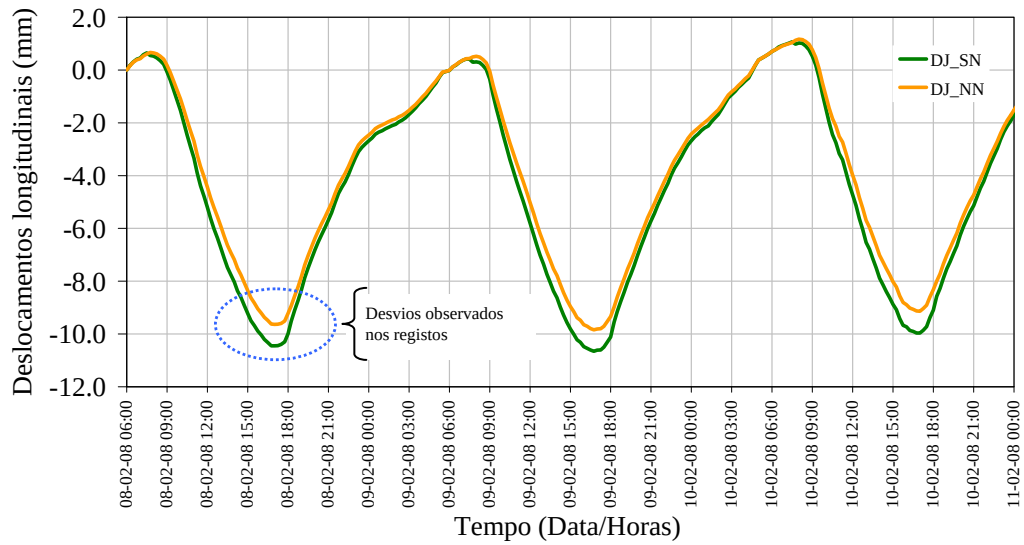


Figura 5.58 – Deslocamentos longitudinais da estrutura medidos junto ao encontro nascente durante o inverno.

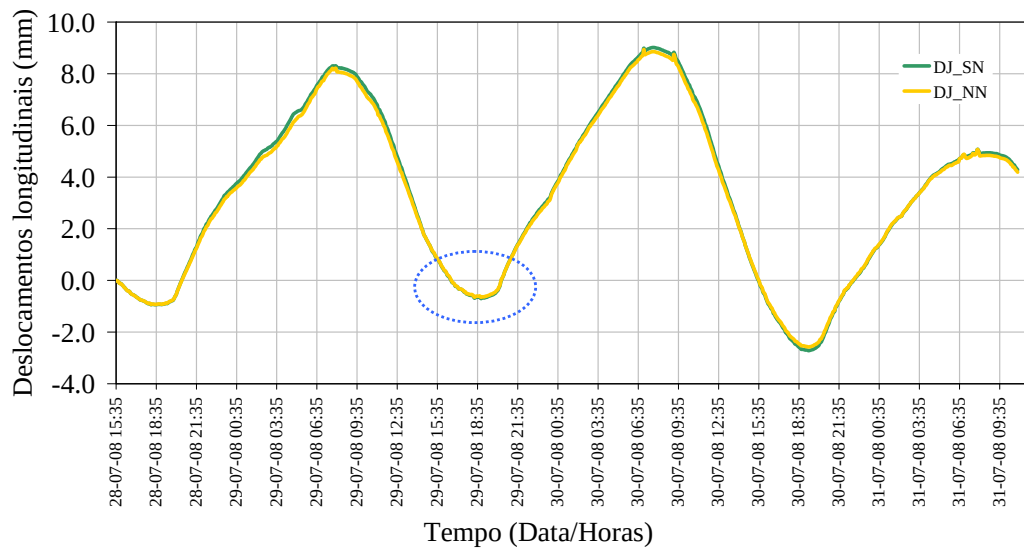


Figura 5.59 - Deslocamentos longitudinais da estrutura medidos junto ao encontro nascente durante o verão.

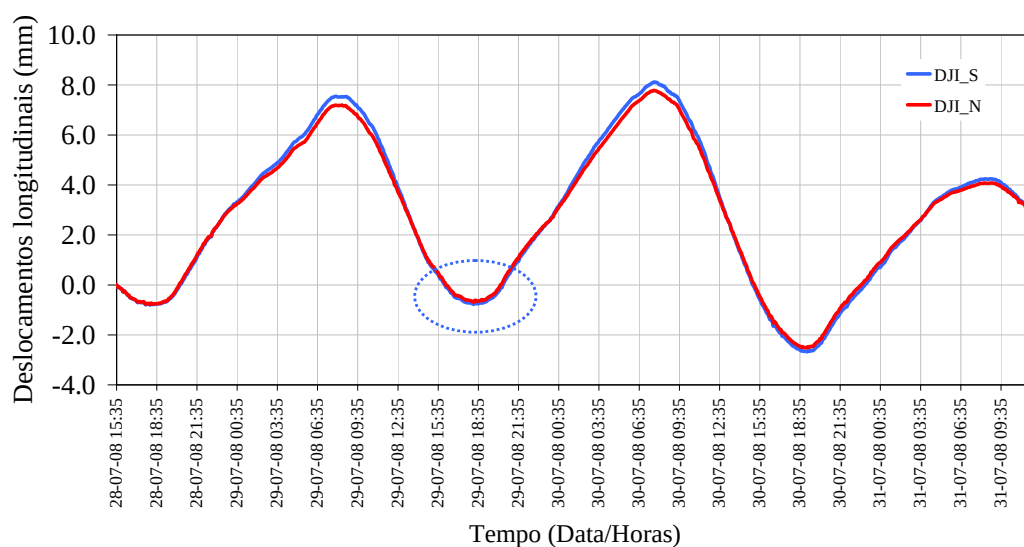


Figura 5.60 - Deslocamentos longitudinais da estrutura medidos junto ao pilar intermédio durante o verão.

Foi estabelecida a correlação entre os resultados dos deslocamentos longitudinais da estrutura e a temperatura ambiente tomando como referência a temperatura ambiente registada junto ao pilar intermédio. Para minimizar o efeito causado pela insolação sobre as faces norte e sul da estrutura, foi calculado o deslocamento médio dos pares de transdutores instalados em cada aparelho de apoio. A Tabela 5.7 resume os resultados dos deslocamentos longitudinais da estrutura por unidade da temperatura ambiente, obtidos durante as campanhas de medição realizadas, incluindo os resultados das medições efectuadas em Agosto de 2006. Nesta tabela é ainda possível comparar estes valores experimentais com os valores dos deslocamentos obtidos a partir do modelo numérico.

Tabela 5.7 – Deslocamentos longitudinais da estrutura em (mm/°C).

Localização dos sensores	Referência	Fases de observação						Modelo	
		Ago. 06		Fev. 08		Jul. 08			
		Registo	Média	Registo	Média	Registo	Média	Calculado	Média
Encontro Nascente	DJ_NN	-	1.15	1.32	1.37	1.37	1.40	1.25	1.26
	DJ_SN	1.15		1.42		1.42		1.26	
Encontro Poente	DJ_NP	1.54	1.54	-	-	-	-	1.56	1.55
	DJ_SP	-		-		-		1.54	
Pilar Intermédio	DJI_N	-	-	-	-	1.14	1.18	1.18	1.18
	DJI S	-		-		1.21		1.19	

Os resultados das medições efectuadas em Agosto de 2006, atendendo a que se desenrolavam ainda algumas actividades em obra, como a colocação de guardas, instalação

dos TMD's e eventuais alterações das condições de apoio, foram considerados pouco representativos do comportamento da estrutura.

Para as diferenças encontradas entre os valores observados e os obtidos a partir do modelo no encontro nascente, nas duas campanhas de Fevereiro e Julho de 2008 poderão contribuir diversos factores, nomeadamente: i) as correlações obtidas com os valores experimentais foram feitas com base nos valores observados da temperatura ambiente, não tendo em conta, por exemplo, as temperaturas diferenciais; ii) os deslocamentos observados são gerados pela temperatura da estrutura que poderá não coincidir, de modo exacto, com a temperatura do ambiente com a qual foram correlacionados; iii) os possíveis movimentos transversais da estrutura, cujos efeitos são maiores no inverno, poderão estar na origem, por exemplo, das diferenças encontradas entre as leituras obtidas pelos pares dos LVDT's.

No que diz respeito aos deslocamentos medidos do lado poente da estrutura, verificou-se que os deslocamentos médios observados, junto ao pilar intermédio, em Julho de 2008, são próximos dos valores calculados a partir do modelo numérico.

5.8.6 Análise de sensibilidade

Foi conduzida uma análise de sensibilidade com o modelo numérico, tendo sido considerados dois cenários distintos: no primeiro cenário foi considerada a influência da temperatura uniforme e a temperatura diferencial no comportamento da estrutura; no segundo cenário é avaliada a influência da consideração de apoios deformáveis e de apoios fixos nos arcos. A análise de sensibilidade realizada foi baseada nos seguintes pressupostos: i) quando se adoptam apoios deformáveis nos arcos, o valor da rigidez das molas é de $K = 100 \text{ MN/m}$; ii) é válido o princípio das secções planas, isto é, a distribuição das extensões na secção transversal é linear; iii) existe compatibilidade das deformações ao nível da secção transversal; iv) os esforços de compressão são negativos, os esforços de tracção são positivos e os momentos flectores positivos provocam uma curvatura positiva, induzindo tracções nas fibras inferiores da secção.

Influência da temperatura

A Figura 5.61 apresenta as deformadas da estrutura, obtidas a partir do modelo numérico de análise, considerando apoios deformáveis para os arcos e tendo como acções a acção de uma temperatura uniforme ($T_u = 10^\circ\text{C}$) e à acção de uma temperatura diferencial na secção simulada por um abaixamento de temperatura na secção de betão de $T_c = -10^\circ\text{C}$ e uma variação nula no aço. Com o abaixamento de temperatura na secção de betão pretende-se simular o efeito da retracção do betão da laje do tabuleiro na distribuição dos esforços na estrutura.

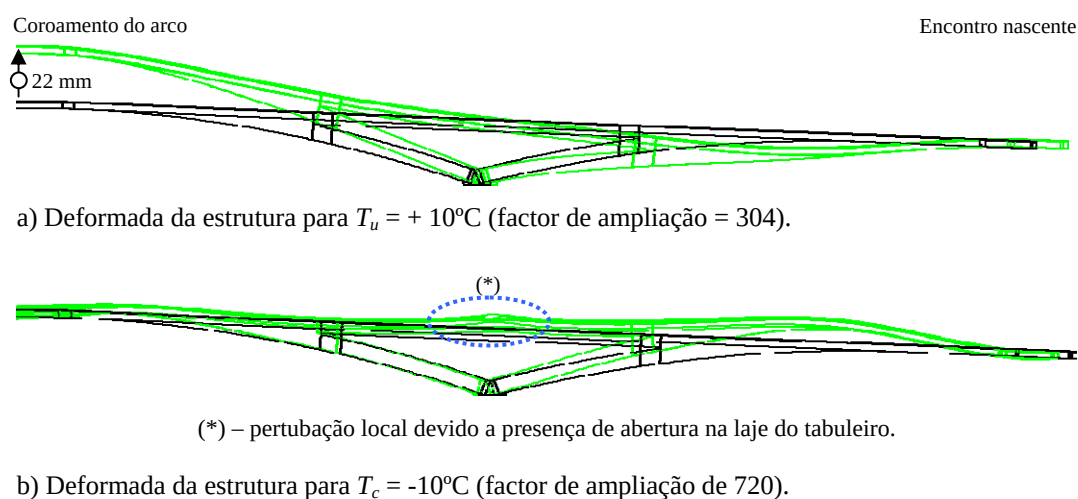


Figura 5.61 – Deformada da ponte devido à acção da temperatura.

Os esforços resultantes da acção da temperatura são apresentados na Figura 5.62. Os resultados da análise mostram que um aumento da temperatura uniforme induz forças axiais de compressão nas secções instrumentadas, momentos flectores negativos nas secções S1 e S5, e momentos flectores positivos nas secções S2 e S3. Os momentos flectores nas secções S3 e S5 são pouco sensíveis à variação da temperatura uniforme enquanto que os esforços axiais nas secções S2 e S5 são sensíveis a esta variação da temperatura na estrutura.

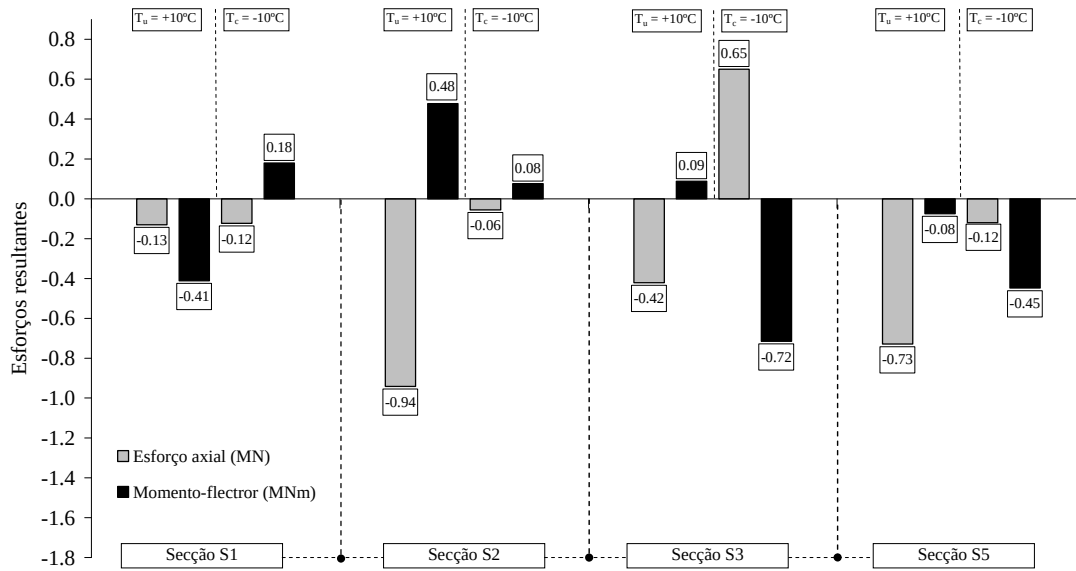


Figura 5.62 – Influência da variação da temperatura no comportamento da estrutura.

O efeito da retracção do betão da laje do tabuleiro induz esforços axiais de compressão nas secções S1, S2 e S5 e, uma força axial de tracção na secção S3. A retracção do betão da laje do tabuleiro produz efeitos mais elevados na secção S3, induzindo, nesta secção instrumentada do tabuleiro, um esforço axial de tracção e um momento flector negativo. Este efeito é reduzido nas secções S1 e S2, localizadas nos arranques dos arcos e que são secções totalmente metálicas. Observa-se ainda que a retracção do betão gera, no coroamento do arco central (secção S5), um esforço axial relativamente reduzido e um momento flector da ordem dos -0.45 MNm. Finalmente, desta análise pode-se concluir que a magnitude e o sinal dos esforços resultantes podem ser significativamente afectados pela temperatura e pelo efeito da retracção do betão.

Influência das condições de apoio dos arcos

Na avaliação da influência das condições de apoio dos arcos foi feita a análise com o modelo numérico, considerando, para os arcos, apoios rígidos e apoios deformáveis. A análise foi realizada sem considerar o faseamento construtivo da obra, visando, sobretudo, o estudo de sensibilidade. Ou seja, foram avaliados os esforços resultantes da acção do peso próprio da estrutura devidos à retirada simultânea de todo o sistema de escoramento, considerando cenários de apoios rígidos e de apoios deformáveis para os arcos. A Figura 5.63 apresenta as deformadas da estrutura, obtidas a partir do modelo numérico.

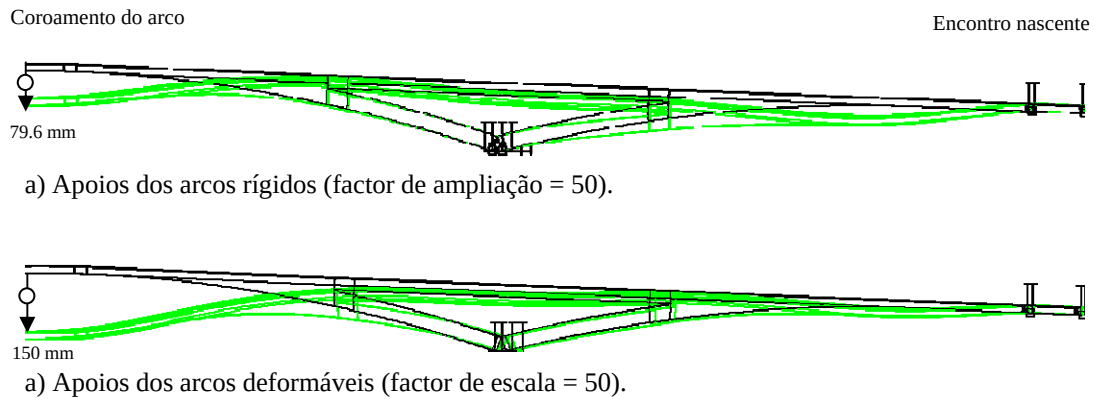


Figura 5.63 – Deformadas da estrutura para condições de apoios dos arcos distintas.

Apresentam-se na Figura 5.64 os esforços nas secções S1, S2, S3 e S5 obtidos com o modelo numérico para duas diferentes condições de apoio. A consideração de apoios deformáveis ou rígidos para os arcos não muda o sinal das forças axiais nem dos momentos flectores nas secções em análise sob a acção do peso próprio da estrutura. As secções S1, S2 e S5 experimentam apenas esforços de compressão enquanto que a secção S3 experimenta apenas esforços axiais de tracção. Em termos de momentos flectores, as secções S1 e S2 experimentam somente esforços negativos enquanto que as secções S3 e S5 experimentam apenas esforços positivos.

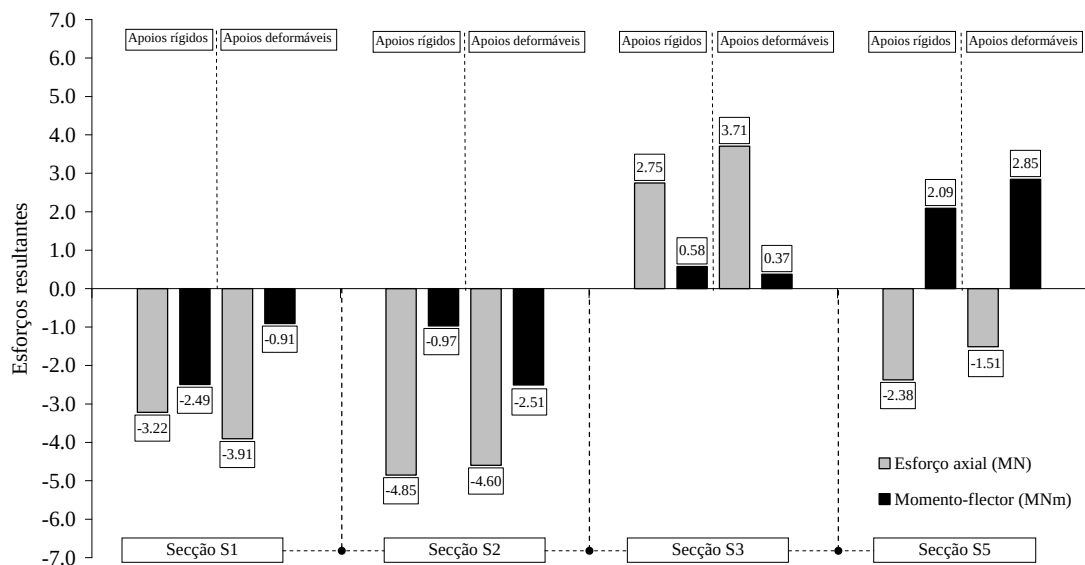


Figura 5.64 - Influência da rigidez horizontal das fundações dos arcos no comportamento da estrutura.

Quando as condições de apoio dos arcos passam de rígidas para deformáveis, observam-se dois efeitos, nomeadamente, um acréscimo do valor absoluto do esforço axial nas secções S1 e S3, e um decréscimo do valor absoluto dos esforços axiais nas secções S2 e S5. Em termos de momentos flectores, é observado um efeito contrário. A mudança das condições de apoio dos arcos de rígidas para deformáveis conduz a um decréscimo do momento nas secções S1 e S3 e a um acréscimo do momento nas secções S2 e S5. A dependência dos esforços axiais nas secções S1 e S3 é bem patente nesta análise. Quando são consideradas condições de apoio deformáveis, os esforços axiais nas secções S1 e S3 são ambos superiores aos que se obtêm no cenário em que se consideram condições de apoio dos arcos indeformáveis. Por outro lado, o esforço de tracção na secção S3 é fundamentalmente devido à flexão da porção do tabuleiro entre o encontro nascente e a célula triangular, conforme se pode observar na deformada da estrutura apresentada na Figura 5.63. A outra fracção do esforço de tracção é induzida pela flexão do arco central. Neste caso, tal como referido anteriormente, o polígono de forças na celular triangular é fechado pelo incremento do esforço axial de compressão na secção S1. O momento flector induzido na secção S1 é elevado no caso em que se consideram para os arcos apoios rígidos, enquanto que o momento flector induzido na secção S3 é pouco sensível às condições de apoio dos arcos.

O esforço axial induzido na secção S2 é quase insensível à rigidez horizontal das fundações dos arcos. No caso de fundações rígidas, o comportamento do arco induz elevadas compressões na secção S2 enquanto que, no caso de fundações deformáveis, o ‘efeito de arco’ é reduzido, passando o arranque do arco, onde se localiza a secção S2, a funcionar como uma escora de uma viga de inércia variável, o que faz com que o esforço de compressão se mantenha quase semelhante ao esforço axial obtido para o caso em que se consideram apoios rígidos para os arcos. O momento flector induzido na secção S2 é mais elevado no cenário em que se consideram apoios deformáveis.

O esforço axial na secção S5 à partida é igual à reacção horizontal nos apoios dos arcos. No entanto, no caso de apoios rígidos, este esforço é mais elevado do que no caso de apoios deformáveis. Um decréscimo do ‘efeito de arco’ conduz a um incremento do momento flector no coroamento do arco central.

A sensibilidade do comportamento da estrutura no que respeita às variações de temperatura, à retracção do betão e às condições de apoio dos arcos foi claramente demonstrada pelos resultados do modelo. Os resultados obtidos da análise numérica revelam-se bastante importantes na compreensão da evolução a longo prazo dos esforços resultantes nas secções instrumentadas que serão apresentados na secção seguinte.

5.9 Evolução dos esforços resultantes

São discutidos nesta secção os resultados dos esforços calculados a partir das extensões registadas nas secções instrumentadas e as temperaturas observadas no período compreendido entre 08 de Fevereiro de 2007 e 23 de Agosto de 2009. A Figura 5.65 apresenta a evolução destas grandezas, nomeadamente da temperatura ambiente na S4 (ver Figura 5.65a), da diferencial da temperatura média do aço e da temperatura do betão na secção S5 (ver Figura 5.65b), dos esforços axiais e dos momentos flectores nas secções S1, S2, S3 e S5 (ver Figura 5.65c a Figura 5.65j). Comparativamente a estas grandezas, são também apresentadas as respectivas curvas e os seus parâmetros resultantes do ajuste de um modelo teórico à evolução média dessas grandezas.

Os esforços nas secções instrumentadas resultam da sobreposição de um conjunto de acções sobre a estrutura, tais como as variações diárias e sazonais da temperatura, do movimento das fundações, do atrito nos apoios, dos efeitos diferidos do betão e da acção das sobrecargas. O modelo teórico ajustado permitiu, descrever a evolução das grandezas caracterizadoras do comportamento da estrutura ao longo do período de observação. Estas curvas teóricas foram obtidas a partir do modelo estatístico (modelo A) previamente seleccionado de uma série de modelos apresentados na Secção 2.6 do Capítulo 2 e que, são também apresentadas no Anexo III deste trabalho. A opção de caracterizar o comportamento da estrutura durante a fase de exploração através da análise da evolução média dos esforços revela-se ser mais consistente devido a variabilidade dos valores das extensões utilizados no cálculo dos esforços. Estas variações são devidas, sobretudo, à aleatoriedade do efeito da acção dos fenómenos naturais (ao longo de um dia), das sobrecargas e à ocorrência de registos atípicos e/ou eventuais erros e ruídos na medição das extensões.

A evolução das grandezas apresentadas na Figura 5.65 é relativa ao início das medições (08 de Fevereiro de 2007), excepto a evolução da temperatura cujos registos correspondem ao valor absoluto.

Para estimar os valores absolutos dos esforços nas secções, foram considerados como valores iniciais os valores obtidos da análise numérica realizada para a situação da retirada não faseada dos escoramentos, considerando condições de apoio rígidos para os arcos. A decisão de considerar estes valores como iniciais, na evolução dos esforços, prende-se com o seguinte: i) a monitorização durante a fase de exploração da obra ter-se iniciado um ano após a conclusão da construção; ii) durante o período de um ano (entre o final da construção e o início das leituras) em que o sistema de monitorização não esteve em funcionamento, a estrutura sofreu algum acréscimo de cargas permanentes (como a instalação de TMD's) e, por outro lado, experimentou um ciclo sazonal completo; iii) outros efeitos, como o ajuste da estrutura sobre os apoios, redistribuição de tensões devido à possível fendilhação do betão já tinham ocorrido ou dado início e; iv) por último, a escolha dos valores numéricos como valores iniciais da evolução dos esforços permitirá efectuar uma análise comparativa com os resultados da análise de sensibilidade feita com o modelo numérico.

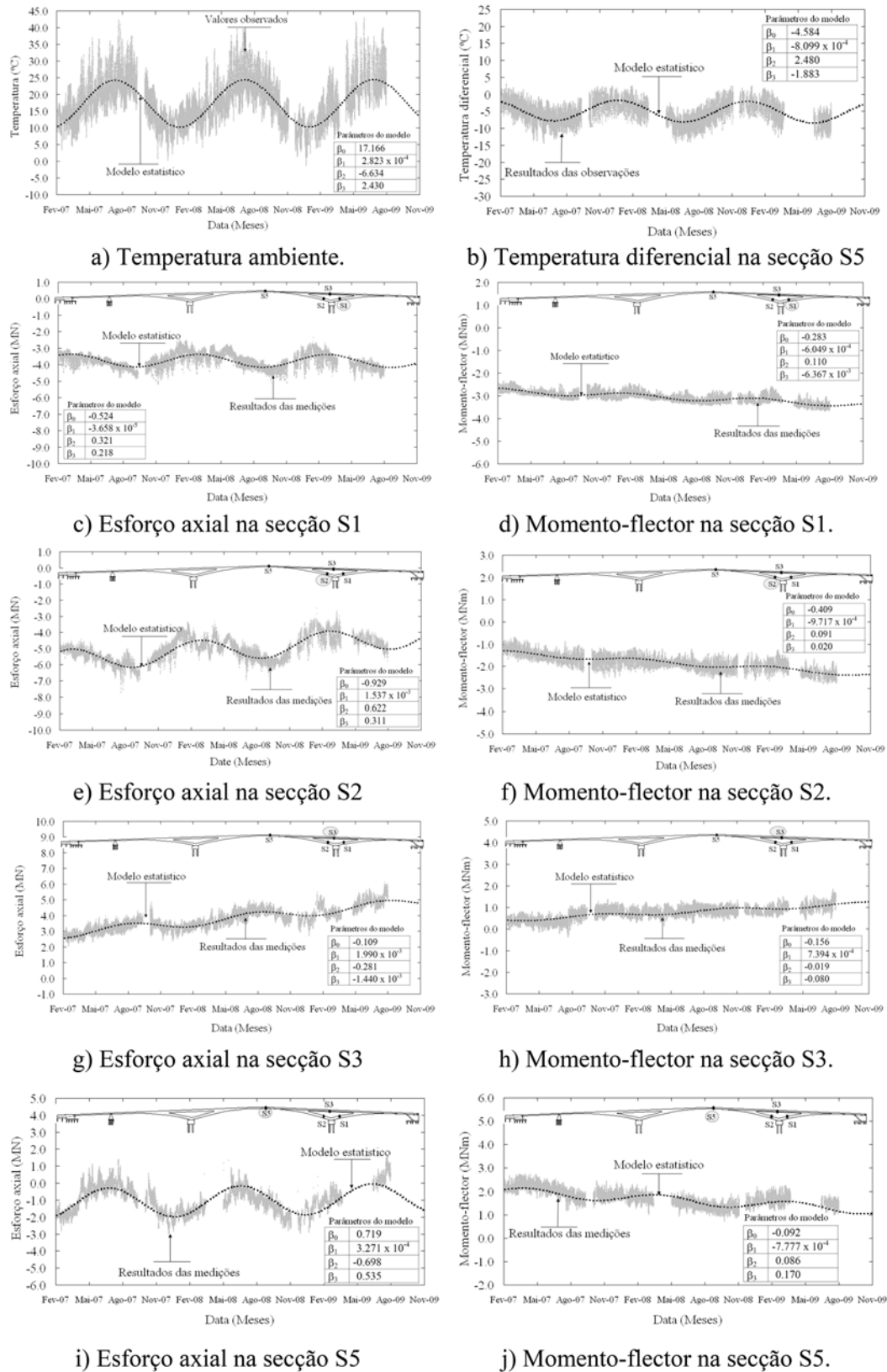


Figura 5.65 – Evolução dos esforços resultantes durante a fase de exploração.

Na Figura 5.65 é possível observar que o modelo estatístico descreve de forma satisfatória a evolução dos esforços resultantes nas secções instrumentadas e a evolução das temperaturas. As variações lineares dos esforços no período de observação são em geral reduzidas, conforme se pode concluir através do parâmetro β_1 do modelo estatístico. O sinal de β_1 dá indicações da tendência crescente (quando é positivo) ou decrescente (quando é negativo) dos registos. Os restantes parâmetros β_0 , β_2 e β_3 , caracterizam a ordenada na origem (β_0) e as amplitudes sazonais da evolução das grandezas (β_2 e β_3). Estes dois últimos dão indicações, por exemplo, sobre a maior ou menor sensibilidade das secções instrumentadas aos efeitos das variações sazonais da temperatura. Neste contexto, a caracterização do comportamento da estrutura na fase de exploração é feita com base na interpretação destes parâmetros. Assim, de acordo com o sinal do parâmetro β_1 apresentado na Figura 5.65 para cada curva, a evolução da temperatura ambiente, dos esforços axiais nas secções S2, S3 e S5 e do momento flector na secção S3 apresentam uma tendência crescente enquanto que a evolução da diferença entre as temperaturas do aço e do betão, do esforço axial na secção S1 e dos momentos flectores nas secções S1, S2 e S5 apresentam uma tendência decrescente ao longo do período de observação. Salienta-se ainda que, na determinação da diferença entre as temperaturas do aço e do betão está associado o erro devido ao atraso na resposta térmica do betão em relação ao aço. Isto implica que os picos de temperaturas não sejam coincidentes.

Os esforços axiais nas secções S2 e S5 apresentam uma maior sensibilidade às variações sazonais da temperatura, tal como se pode constatar através das amplitudes da evolução destes esforços em relação às amplitudes da evolução dos esforços nas restantes secções ou através dos valores elevados dos parâmetros β_2 e β_3 , obtidos nestas duas secções (ver Figura 5.65). Esta observação corrobora com as conclusões tiradas do estudo de sensibilidade do comportamento da estrutura aos efeitos da variação uniforme da temperatura (ver Figura 5.62). Os resultados apresentados na Figura 5.65 permitem também avaliar o efeito da acção da temperatura nas secções instrumentadas. A análise das informações dadas pelos parâmetros do modelo estatístico permitiu tirar as seguintes conclusões:

Evolução dos esforços nas secções S1 e S3 - durante o período de observação regista-se um aumento do esforço de compressão na secção S1 e do esforço de tracção na secção S3.

A variação linear do esforço axial nas secções S1 e S3 é de -0.3658×10^{-4} MN/dia e de $+19.90 \times 10^{-4}$ MN/dia, respectivamente. Sendo que este incremento tem oscilado entre os valores máximos e mínimos, conforme a variação sazonal da temperatura. Os momentos flectores nestas duas secções também tendem a evoluir de forma crescente ao longo do período de observação. A confrontação destas observações com as conclusões tiradas do estudo de sensibilidade do comportamento da estrutura à influência da rigidez horizontal das fundações dos arcos, quando se passa de apoios rígidos para apoios deformáveis conduz a conclusões contraditórias. No que diz respeito à evolução dos momentos flectores (ver Figura 5.64), enquanto que a análise numérica prevê uma redução significativa do momento negativo em S1 e uma redução ligeira em S3, os resultados experimentais dão indicações contrárias. Por outro lado, a evolução dos esforços axiais são concordantes com os resultados da Figura 5.64, o que indiciam ligeiras alterações da rigidez das fundações dos arcos para menos rígidas do que as condições iniciais.

Em relação aos efeitos da acção da temperatura verifica-se que o esforço axial de compressão e o momento flector negativo em S1 são agravados com o aumento da temperatura ambiente e vice-versa, sendo que verifica-se uma maior variação do esforço axial do que do momento flector. A secção S3, sendo uma secção mista aço-betão, os seus esforços são influenciados, fundamentalmente, pela diferencial de temperaturas entre o betão e o aço. Sendo assim, a diminuição da temperatura diferencial provoca um aumento do esforço axial de tracção em S3 enquanto que o momento parece pouco sensível às flutuações da temperatura diferencial.

Evolução dos esforços na secção S2 – durante o período de observação os esforços em S2 apresentam tendências contrárias. Enquanto que o esforço axial de compressão tende a diminuir, o momento registou um aumento do valor inicial. As variações lineares do esforço axial de compressão e do momento negativo são de 15×10^{-4} MN/dia e -9.72×10^{-4} MNm/dia, respectivamente. Estas observações condizem com a análise feita aos resultados apresentados na Figura 5.64. Estas conclusões apontam para a tendência a uma redução da rigidez das fundações dos arcos.

Em relação aos efeitos da temperatura, observa-se que o aumento da temperatura ambiente provoca um aumento do esforço de compressão em S2 e vice-versa. O momento flector em

S2 é quase insensível às flutuações da temperatura. A confrontação destas observações com a análise feita na Figura 5.62 para o caso da variação uniforme da temperatura na estrutura, são concordantes no diz respeito ao esforço axial.

Evolução dos esforços na secção S5 – o esforço axial inicial de compressão e o momento inicial positivo no coroamento do arco central tendem ambos a diminuir. As variações lineares dos esforços na secção S5 são de 3.30×10^{-4} MN/dia e de -7.78×10^{-4} MNm/dia para o esforço axial e para o momento, respectivamente. A confrontação da evolução dos esforços em S5 com os resultados apresentados na Figura 5.64 indicia uma diminuição da rigidez das fundações, apenas quando se compara a evolução do esforço axial. Em termos da evolução do momento, na análise numérica obtém-se um aumento do momento positivo à medida que a rigidez das fundações diminui, já os resultados da monitorização dão indicações de uma redução do esforço.

Em termos do comportamento desta secção à acção da temperatura, observa-se que esforço axial é bastante sensível às variações sazonais de temperatura. A diminuição da temperatura diferencial entre o aço e o betão atenua o esforço de compressão no coroamento do arco central. A influência da temperatura diferencial sobre o momento é ligeira.

A generalidade dos esforços analisados dão indicações de uma tendência à redução da rigidez das fundações dos arcos, isto se só termos em conta a evolução dos esforços axiais nas secções S1, S2 S3 e S5. Contudo, esta redução é ligeira, atendendo os valores reduzidos do parâmetros β_1 (ver Figura 5.65). Estes valores, apesar de reduzidos dão indicações da ocorrência de fenómenos internos na estrutura e que podem estar relacionados, de certa forma, com os efeitos da fluência dos solos da fundação, com implicações no comportamento da estrutura.

5.10 Considerações finais

A ponte pedonal Pedro e Inês, de notável esbelteza e com desenvolvimento anti-simétrico do arco central de 110 m de vão e que dispõe de um tabuleiro misto aço-betão, exhibe um

efeito de arco imperfeito e um complexo comportamento estrutural. A sua construção, recorrendo a um sistema de escoramentos directos e fundados numa plataforma de aterro provisória, construída sobre o rio Mondego, levantou várias questões relativas à eficiência do sistema de escoramentos e ao comportamento da obra a longo prazo, fundamentalmente devido à elevada deformabilidade dos solos sob o leito do rio. Para fazer face às dúvidas levantadas, foi imperativo instalar um sistema de monitorização que fizesse o acompanhamento do comportamento da estrutura durante as fases de construção e de exploração. A importância da auscultação do comportamento da ponte durante a fase de construção foi devidamente demonstrada através da identificação nos registos das principais operações realizadas em obra que introduziram variações significativas de esforços na estrutura como, por exemplo, a retirada do sistema de escoramentos. Face aos vários condicionalismos em obra, os resultados da monitorização durante a fase de construção contribuíram para garantir a segurança do método e da sequência construtiva.

O sistema de monitorização instalado para fazer o acompanhamento da obra durante a construção e a fase de exploração consiste essencialmente num conjunto de extensómetros de resistência eléctrica aplicados em secções transversais críticas da estrutura, de sensores de temperaturas e de um inclinómetro para a avaliação das rotações do tabuleiro. A retirada faseada do sistema de escoramentos constituiu uma das fases mais críticas da execução da obra. Durante esta fase a estrutura foi submetida à acção do seu peso próprio.

O modelo detalhado da estrutura que considera a interacção solo-estrutura e inclui a análise faseada do processo construtivo, foi elaborado para fazer o estudo prévio das operações em obra, de forma a otimizar a sequência da retirada do sistema de escoramentos, evitando a ocorrência de sobrecarregamentos nos sistemas de suporte da estrutura durante a sua remoção.

Na comparação dos resultados obtidos durante a fase de construção pelo sistema de monitorização e pelo modelo numérico foram encontrados alguns desvios consideráveis e discrepâncias que foram atribuídas às incertezas do comportamento das fundações dos arcos e da plataforma de aterro provisória, onde foram fundados os escoramentos da estrutura. Estes desvios foram também associados às diferenças encontradas entre as temperaturas do betão e do aço e, sobretudo, entre faces opostas das secções metálicas nos períodos de insolação durante o inverno. A minimização dos efeitos da temperatura na

confrontação entre os resultados da monitorização e os resultados obtidos com o modelo foi realizada considerando nas operações de remoção dos escoramentos apenas as variações de deformação instantâneas induzidas.

Tendo em consideração a complexidade do comportamento estrutural da obra, os resultados obtidos em termos de extensões e de esforços resultantes durante a remoção do sistema de escoramentos são satisfatórios. Os resultados da monitorização durante a fase de construção permitiram concluir que, em geral, a rigidez horizontal oferecida pelos apoios dos arcos foi superior à rigidez das fundações assumida no projecto estrutural da obra.

A monitorização da actividade das juntas de dilatação relacionando-a com as variações de temperatura permitiu avaliar o efectivo funcionamento destes componentes da estrutura e detectar a ocorrência de desvios transversais no comportamento da estrutura, cuja magnitude é maior nos períodos de insolação durante o inverno.

A avaliação dos esforços resultantes durante a fase de exploração evidencia as vantagens da aplicação do sistema de monitorização em obra, permitindo a detecção de alterações no comportamento da estrutura, como é o caso de eventuais movimentos horizontais das fundações dos arcos devido, em parte, à fluência dos solos. A caracterização da evolução dos resultados da monitorização através do estabelecimento de correlações entre os registos e os modelos estatísticos constitui uma ferramenta útil no tratamento dos registos da monitorização do comportamento da estrutura durante a fase de exploração.

No que diz respeito à implementação do sistema de monitorização, uma das maiores dificuldades esteve relacionada com as interpretações electromagnéticas sobre o sinal dos extensómetros durante a realização de alguns trabalhos de soldaduras em obra. Neste caso, a instalação de extensómetros à base de sensores em fibra óptica teria sido vantajosa dada a imunidade destes sensores às interferências electromagnéticas.

Por outro lado, a instrumentação de obras de arte, especialmente, aquelas que exibem comportamentos estruturais complexos, requer a consideração de redundância nas medições de forma a elevar a confiança e a robustez dos resultados da instrumentação. Assim, assumindo a mesma verba alocada para este trabalho e de forma a obter alguma

redundância dos resultados, teria sido preferível instrumentar, por exemplo, ao invés da secção do coroamento do arco central com 8 m de largura, onde o campo de tensões se apresenta perturbado, duas secções localizadas simetricamente em relação ao coroamento do arco central e em regiões do tabuleiro com 4 m de largura (ver secção C na Figura 5.3). Por outro lado, tendo em conta os aspectos críticos do comportamento dos solos onde estão inseridas as estacas de fundação dos arcos, a localização do inclinómetro na secção S4 não permite retirar informações úteis sobre o comportamento das fundações a longo prazo. O recurso a dois inclinómetros, um instalado na secção S4' (ver Figura 5.42) e o outro instalado numa secção simétrica em relação ao coroamento do arco, teria sido uma das possibilidades para uma avaliação da rigidez das fundações dos arcos mais sustentada, durante a fase da retirada do sistema de escoramentos e também para a avaliação do comportamento da obra a longo prazo. A monitorização periódica ou contínua dos deslocamentos longitudinais das juntas de dilatação da estrutura permitiria a obtenção de informações adicionais acerca do comportamento global da obra em serviço e complementaria os resultados dos inclinómetros e dos esforços resultantes nas secções instrumentadas durante a fase de exploração.

Capítulo 6

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

A observação e a monitorização de estruturas fornecem informação essencial para o controlo e para a avaliação da integridade das obras de arte. A medição de grandezas estruturais relevantes, quer durante períodos de tempo mais alargados, quer durante a realização de ensaios de carga, permite o acompanhamento da evolução do comportamento das estruturas. Neste trabalho apresentaram-se as principais valias da monitorização e evidenciou-se a importância dos resultados experimentais na calibração dos modelos numéricos. Estes modelos, devidamente calibrados e ajustados, não só contribuíram para uma compreensão do comportamento dos casos de obra apresentados, como também permitiram prever os efeitos de solicitações em obra. Os casos de obra tratados referem-se ao viaduto das Andresas, no Porto e à ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, em Coimbra. Ambas as obras foram alvo de uma extensa campanha de monitorização que envolveu três fases fundamentais: a observação do comportamento da estrutura durante a fase de construção, a realização de ensaios de carga para a aferição do comportamento estrutural e a observação do comportamento da estrutura durante a fase de exploração. Foram apresentados os sistemas de monitorização aplicados em cada uma dessas fases de observação das obras e os resultados mais relevantes.

O trabalho que agora se concluiu cumpriu genericamente os objectivos estabelecidos. Os diversos aspectos analisados ao longo do trabalho evidenciaram os benefícios da implementação de sistemas de monitorização e contribuíram para a sistematização de procedimentos com vista à instrumentação de obras, envolvendo fundamentalmente três fases de observação: durante a fase de construção, durante a condução de ensaios de carga para aferição do comportamento estrutural e validação dos pressupostos do projecto, e por último durante a fase de exploração para avaliação das condições de serviço. Ao longo do presente trabalho foram sendo feitas considerações que, pela sua relevância, importa aqui realçar.

Ficou demonstrado que a observação e a monitorização de estruturas, quando aplicada ainda em fase de construção das obras, fornece informações relevantes e essenciais para a compreensão do comportamento das estruturas desde os primeiros instantes da sua existência até à fase de exploração. Durante a construção das obras, os resultados da monitorização permitem, por uma lado, ter confiança nas soluções estruturais adoptadas, nas leis de comportamento de novos materiais utilizados, nos métodos de construção pouco correntes e, por outro lado, no caso de se observarem desvios ao comportamento previsto, tomar atempadamente as medidas adequadas.

A observação do comportamento estrutural durante a condução dos ensaios de carga, através da medição de grandezas relevantes e representativas do comportamento estrutural, tais como as deformações, as flechas e as rotações, possibilitam a avaliação das condições de segurança e de integridade da estrutura, a averiguação da conformidade da estrutura executada face aos pressupostos subjacentes ao projecto, a identificação dos parâmetros dinâmicos globais mais relevantes da estrutura, a aferição e a validação dos modelos numéricos que descrevem o comportamento estrutural e, sobretudo, permitem estabelecer estados de referência do comportamento da obra, nomeadamente antes da entrada em serviço.

Sendo a fase de exploração, em geral, o período em que as estruturas estão sujeitas aos fenómenos de degradação devido, fundamentalmente, às condições de utilização, ao envelhecimento dos materiais, a monitorização estrutural durante esta fase permite avaliar

a evolução do comportamento da estrutura e detectar de forma mais eficiente os possíveis danos, avarias e alterações no comportamento.

O processamento dos resultados da monitorização com recurso a ferramentas específicas permite a caracterização da evolução desses resultados e a detecção criteriosa de comportamentos anómalos presentes nos registos, objectivando a avaliação da integridade estrutural das obras.

Os aspectos aqui apontados referentes à aplicação do conceito de monitorização estrutural foram amplamente ilustrados nos Capítulos 4 e 5, nomeadamente ao viaduto das Andresas e à ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês, respectivamente.

Monitorização do comportamento do viaduto das Andresas

Tendo em vista a realização das novas acessibilidades ao estádio do Bessa para o Campeonato Europeu de Futebol 2004 (UEFA Euro 2004), realizado em Portugal, construiu-se um viaduto que permite a passagem desnivelada da Via da Cintura Interna.

O faseamento construtivo adoptado para esta obra, que passou pela sua execução em estaleiro e posterior movimentação para a posição definitiva, conduziu a uma sucessiva alteração da posição dos apoios, e por consequência dos vãos.

Foi implementado um sistema de monitorização estrutural que permitiu observar o seu comportamento durante a construção, a realização de um ensaio de carga para a recepção da obra e a fase de exploração. Neste caso de obra foram traçados objectivos para cada fase de observação. A monitorização durante a construção do viaduto visou fundamentalmente, o controlo da segurança das operações realizadas em obra. No ensaio de carga, a monitorização estrutural visou a avaliação do comportamento da obra e a conformidade da estrutura executada antes desta entrar em serviço. O objectivo principal da monitorização estrutural durante a fase de exploração foi a vigilância do comportamento da obra a médio e longo prazo e a avaliação das condições de serviço. Todos os objectivos foram atingidos, tendo sido possível a interpretação das medições efectuadas com base no modelo numérico desenvolvido.

O acompanhamento do processo construtivo, pelo sistema de monitorização estrutural, permitiu o controlo de todas as operações realizadas, incluindo a delicada fase de atravessamento do separador central da VCI, cujos efeitos sobre a estrutura, resultantes da irregularidade do piso, se desconhecia. Por outro lado, permitiu verificar se não eram introduzidas deformações permanentes que pudessem induzir danos na estrutura. Recorrendo ao modelo numérico desenvolvido, foi possível a interpretação e análise dos resultados obtidos e avaliar a cada momento a efectiva segurança estrutural. Não obstante, foram obtidas, em alguns casos, diferenças superiores a 40% entre os resultados obtidos com o sistema de monitorização e a partir do modelo que foram justificadas pela possibilidade de existência de alguns desvios na orientação dos extensómetros em relação ao eixo longitudinal das peças, a sua correcta localização em torno do perímetro das secções circulares e em alguns casos pelo valor reduzido dos valores observados. A outra razão apontada para justificar as diferenças encontradas foi a adopção de propriedades elásticas do betão no modelo que poderiam diferir das existentes em obra.

Os resultados da monitorização durante o processo construtivo evidenciaram a importância da auscultação das estruturas durante a construção, uma vez que foi possível observar a ocorrência de esforços que durante a fase de exploração não são de esperar.

As medições resultantes da observação durante a condução de um ensaio de carga na estrutura, designadamente, flechas, rotações, deformações, deslocamentos dos aparelhos de apoio, revelaram-se bastante úteis na medida em que permitiram aferir e compreender o comportamento da estrutura, enquanto esta era solicitada por veículos carregados que foram ocupando sucessivas posições de carga. Os resultados obtidos permitiram, por um lado, reconstruir o historial completo dos efeitos das sucessivas situações de carregamento e, por outro lado, observar, em geral, a boa repetibilidade dos valores observados, tendo sido demonstrado que a estrutura responde de forma elástica, proporcional à magnitude do carregamento, e que volta à posição inicial quando descarregada.

A generalidade das grandezas observadas durante o ensaio de carga esteve dentro dos limites previstos pelo modelo numérico, por exemplo, as flechas apresentaram diferenças, em regra, inferiores a 10%. As maiores diferenças encontradas dizem sobretudo respeito às extensões no betão e em algumas secções tubulares, fortemente influenciadas quer pelos

reduzidos valores medidos, quer pela dificuldade em garantir com exactidão a orientação de cada extensómetro em relação à geratriz das barras, ou em resultado da dificuldade em modelar adequadamente a secção instrumentada.

Ficou evidenciado que a auscultação do comportamento de obras durante a condução de ensaios de carga e a devida interpretação e discussão dos resultados obtidos, juntamente com os registos efectuados durante o processo construtivo, podem constituir um excelente relatório de informação acerca do comportamento das obras, permitindo estabelecer, com todo o pormenor, aquilo que se pode designar por comportamento de referência e que pode ser de fundamental importância em eventuais observações futuras.

A monitorização em condições de serviço do viaduto permitiu caracterizar o tráfego que nele circula e avaliar os seus efeitos. Além do tráfego, a medição das condições ambientais permitiu a identificação do efectivo funcionamento dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação no comportamento da estrutura em serviço.

A remoção dos efeitos da temperatura sobre os registos da monitorização com base na aplicação de funções wavelets serviu para demonstrar a flexibilidade que estas funções oferecem na análise de registos, tendo em vista a caracterização e a identificação do comportamento das estruturas em serviço.

Os resultados da monitorização contínua durante a fase de exploração permitiram exemplificar e demonstrar a robustez das soluções adoptadas no encapsulamento dos extensómetros eléctricos de aplicação externa, e ainda dos sistemas de aquisição contínua instalados em obras.

Monitorização do comportamento da ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês

A ponte pedonal Pedro e Inês, de notável esbelteza e com desenvolvimento anti-simétrico do arco central de 110 m de vão e que dispõe de um tabuleiro misto aço-betão, exhibe um efeito de arco imperfeito e um complexo comportamento estrutural. A sua construção, recorrendo a um sistema de escoramentos directos e fundados numa plataforma de aterro provisória, construída sobre o rio Mondego, levantou várias questões relativas à eficiência do sistema de escoramentos e ao comportamento da obra a longo prazo, fundamentalmente

devido à elevada deformabilidade dos solos sob o leito do rio. Para fazer face às dúvidas levantadas, foi implementado um sistema de monitorização estrutural que fez o acompanhamento do comportamento da estrutura durante as fases de construção e de exploração.

O sistema de monitorização instalado consiste essencialmente num conjunto de extensómetros de resistência eléctrica aplicados em secções transversais críticas da estrutura, de sensores de temperaturas e de um inclinómetro para a avaliação das rotações do tabuleiro.

A metodologia apresentada e que se baseia em procedimentos estatísticos para o cálculo dos esforços resultantes nas secções instrumentadas a partir dos registos das extensões, revelou-se adequada para este caso de obra, tendo permitido a devida avaliação dos esforços axiais e dos momentos flectores induzidos nas secções instrumentadas durante a construção e o comportamento da evolução desses esforços durante a fase de exploração.

A retirada faseada do sistema de escoramentos constituiu uma das fases mais críticas da execução da obra. Durante esta fase, a estrutura foi submetida à acção do seu peso próprio. A importância da auscultação do comportamento da ponte durante a fase de construção foi devidamente demonstrada através da identificação nos registos das principais operações realizadas em obra que introduziram variações significativas de esforços na estrutura. Face aos vários condicionalismos em obra, os resultados obtidos durante a fase de construção contribuíram para garantir a segurança do método e da sequência construtiva.

Foi também demonstrada a importância da utilização dos modelos numéricos, devidamente calibrados, na definição da sequência das operações em obra e na previsão dos esforços induzidos pela realização dessas operações, tendo permitido, no caso desta obra, a optimização da sequência da retirada do sistema de escoramentos, evitando a ocorrência de sobrecarregamentos nos sistemas de suporte da estrutura durante a sua remoção.

Foram ainda apresentadas as medições resultantes da observação durante a condução de um ensaio de carga realizado numa fase inicial da construção da obra visando sobretudo caracterizar as reais condições de apoio dos arcos e aferir os resultados do modelo numérico elaborado. Complementarmente pretendeu-se testar, em obra, as soluções

adoptadas para a instrumentação da obra de forma a assegurar a fiabilidade dos resultados obtidos com o sistema de monitorização. Estes objectivos foram atingidos de forma satisfatória.

No entanto, na comparação dos resultados obtidos durante a fase de construção pelo sistema de monitorização e pelo modelo numérico foram encontrados alguns desvios consideráveis e discrepâncias que foram atribuídas às incertezas do comportamento das fundações dos arcos e da plataforma de aterro provisória, onde foram fundados os escoramentos da estrutura. Estes desvios foram também associados às diferenças encontradas entre as temperaturas do betão e do aço e, sobretudo, entre faces opostas das secções metálicas nos períodos de insolação durante o inverno.

A minimização dos efeitos da temperatura na confrontação entre os resultados da monitorização durante a construção e os resultados obtidos com o modelo foi realizada considerando nas operações de remoção dos escoramentos apenas as variações de deformação instantâneas induzidas, o que demonstrou ser um procedimento correcto.

Tendo em consideração a complexidade do comportamento estrutural da obra, os resultados obtidos em termos de extensões e de esforços resultantes durante a remoção do sistema de escoramentos revelaram-se satisfatórios, tendo permitido aferir acerca da rigidez horizontal oferecida pelos apoios dos arcos.

A monitorização da actividade das juntas de dilatação, relacionando-a com as variações de temperatura, permitiu avaliar o efectivo funcionamento destes componentes da estrutura e detectar a ocorrência de desvios transversais no comportamento da estrutura devidos aos efeitos térmicos, cuja magnitude é maior nos períodos de insolação durante o inverno.

Dos resultados da acção da temperatura na estrutura importa destacar o facto de a estrutura ser bastante sensível aos efeitos da insolação, registando-se diferenças significativas não só entre a estrutura metálica e o betão, mas também entre faces opostas da mesma secção transversal, o que torna a interpretação dos resultados algo complexa. Ainda assim, foi possível constatar a ocorrência de atrito nos apoios do encontro nascente, devido ao mecanismo de encastramento introduzido nessa extremidade da estrutura.

A avaliação dos esforços resultantes durante a fase de exploração evidenciou as vantagens da aplicação do sistema de monitorização em obra, permitindo a detecção de alterações no comportamento da estrutura, como é o caso de eventuais movimentos horizontais das fundações dos arcos devido, em parte, à fluência dos solos. A caracterização da evolução dos resultados da monitorização, através do estabelecimento de correlações entre os registos e os modelos estatísticos, constituiu uma ferramenta útil no tratamento dos registos da monitorização do comportamento da estrutura durante a fase de exploração.

No que diz respeito ao comportamento das fundações dos arcos, a evolução dos esforços durante a fase de exploração apontam para uma ligeira ocorrência de fenómenos de fluência nos solos, sendo que, estes fenómenos não se encontram estabilizados. A comparação dos resultados dos esforços com o estudo de sensibilidade realizado com base no modelo numérico da ponte conduz a algumas discrepâncias no que respeita à rigidez das fundações e ao comportamento global da estrutura.

Uma das dificuldades encontradas na análise dos resultados da monitorização da obra esteve relacionada com as interferências electromagnéticas sobre o sinal dos extensómetros captadas durante a realização de alguns trabalhos de soldaduras em obra. Neste caso, a instalação de extensómetros à base de sensores em fibra óptica teria sido vantajosa, dada a imunidade destes sensores às interferências electromagnéticas.

Apesar dos resultados satisfatórios obtidos durante a construção da obra, a falta de redundância de secções instrumentadas, sobretudo, neste caso de obra que apresenta um comportamento complexo, foi, de certa forma, prejudicial na interpretação dos principais resultados durante a fase de exploração. Aponta-se como exemplo, o caso do inclinómetro, cujos resultados revelaram que a sua localização é inadequada para tirar informações úteis sobre o comportamento das fundações a longo prazo. Por outro lado, a monitorização periódica ou contínua dos deslocamentos longitudinais das juntas de dilatação da estrutura permitiria a obtenção de informações adicionais acerca do comportamento global da obra em serviço e complementaria os resultados dos inclinómetros e dos esforços resultantes nas secções instrumentadas durante a fase de exploração.

Assumindo a mesma verba alocada para a instrumentação da obra e de forma a obter alguma redundância dos resultados, teria sido preferível instrumentar, por exemplo, ao

invés da secção do coroamento do arco central com 8 m de largura, onde o campo de tensões se apresenta perturbado, duas secções localizadas simetricamente em relação ao coroamento do arco central e em regiões do tabuleiro com 4 m de largura (ver secção C na Figura 5.3 do Capítulo 5).

Por outro lado, tendo em conta os aspectos críticos do comportamento dos solos onde estão inseridas as estacas de fundação dos arcos, a localização do inclinómetro na secção S4 não permite retirar informações úteis sobre o comportamento das fundações a longo prazo. O recurso a dois inclinómetros, um instalado na secção S4' (ver Figura 5.42 no Capítulo 5) e o outro instalado numa secção simétrica em relação ao coroamento do arco, teria sido uma das possibilidades para uma avaliação da rigidez das fundações dos arcos mais sustentada, durante a fase da retirada do sistema de escoramentos e também para a avaliação do comportamento da obra a longo prazo.

A monitorização periódica ou contínua dos deslocamentos longitudinais das juntas de dilatação da estrutura permitiria a obtenção de informações adicionais acerca do comportamento global da obra em serviço e complementaria os resultados dos inclinómetros e dos esforços resultantes nas secções instrumentadas durante a fase de exploração.

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho foram realçadas algumas características essenciais de que devem ser dotados os sistemas de monitorização a instalar em obras. Nomeadamente, deverão ser robustos, fiáveis e de funcionamento autónomo, com capacidade de programação e de armazenamento de informação. Além disso, deverão incluir um conjunto de acessórios também robustos e com elevado grau de autonomia, onde se salienta o sistema de alimentação, o sistema de comunicação e o sistema de armazenamento dos registos (base de dados).

É de realçar que muitas das conclusões apresentadas na presente dissertação, só foram possíveis através de uma análise do comportamento estrutural com base nos resultados experimentais, complementados por modelos numéricos adequados. Por exemplo, foi possível detectar, através do sistema de monitorização, os efeitos sobre a estrutura, resultantes da irregularidade do piso durante o atravessamento da VCI pelo viaduto das

Andreas. Por outro lado, foi possível avaliar os movimentos transversais no tabuleiro da ponte Pedro e Inês, devidos aos efeitos da insolação.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Alcançada a maioria dos objectivos estabelecidos na presente dissertação, entre eles, a implementação de um sistema de monitorização em duas obras de arte especiais, existem ainda alguns aspectos deste trabalho que merecem ser melhorados e aprofundados, devendo ser considerados em futuros desenvolvimentos, nomeadamente:

- i. Para a aplicação dos extensómetros de colar à superfície, é difícil ajustar um só tipo de resina de colagem que satisfaça todas as condições desejadas. Por isso, no mercado existe uma grande variedade de soluções de resinas, com possibilidade de modificações para melhorar a resposta do adesivo às especificações de aplicação em obra. Contudo, a temperatura resultante da exposição natural da estrutura ao ambiente pode proporcionar o amolecimento do material. Nestas circunstâncias, é imprescindível um estudo aprofundado dos adesivos em condições reais de obras de forma a seleccionar um adesivo com reduzidos efeitos negativos sob acção de temperaturas elevadas.
- ii. Por outro lado, a criação de procedimentos de aplicação de extensómetros e o estabelecimento de requisitos de controlo de qualidade na instalação em obra é outro aspecto que convém ser devidamente estudado e divulgado.
- iii. Aperfeiçoar as soluções de encapsulamento dos extensómetros de resistência eléctrica de forma a uniformizar o seu padrão de resposta e ir em busca de soluções de encapsulamento que sejam menos sensíveis aos efeitos ambientais.
- iv. Caracterizar de forma mais adequada a temperatura da estrutura no sentido de se avaliar de forma correcta os seus efeitos.

Terminado este trabalho, é possível uma análise crítica ao sistema de monitorização desenvolvido para a ponte pedonal e de ciclovia Pedro e Inês apresentando-se os seguintes aspectos:

Atendendo à evolução que os sistemas de monitorização têm sofrido, em resultado das novas tecnologias emergentes a nível computacional e do fabrico de sensores, são apontadas algumas directrizes futuras que importa seguir em futuras aplicações:

- i. A monitorização de deslocamentos com recurso a um sistema de posicionamento global (GPS) poderá vir a constituir uma solução robusta e precisa na monitorização a longo prazo de deslocamentos em obras que de outro modo são difíceis de obter, como é o caso da monitorização dos deslocamentos do topo de mastros em pontes atirantadas. De facto, o aumento do número de satélites tem permitido uma maior redundância na determinação da posição dos receptores e aumentar, consequentemente, a precisão das medições. Daí que o estudo destes sistemas deva merecer uma maior atenção em futuros desenvolvimentos.
- ii. A monitorização das infra-escavações é outro assunto que merece ser abordado em trabalhos futuros, principalmente pelo número de acidentes ocorridos em obras, causados pela acção de fenómenos hidráulicos sobre as fundações de pilares de pontes, construídas em cursos de água.
- iii. As inúmeras vantagens que os sensores em fibra óptica oferecem são bem conhecidas. Aliadas ao forte crescimento das indústrias optoelectrónica e das comunicações ópticas, a evolução da tecnologia das fibras ópticas tem tido um desenvolvimento que permite o constante progresso nos sensores em fibra óptica, passando estes a ser mais acessíveis e competitivos em relação aos sistemas eléctricos convencionais. Tendo como principais propriedades a imunidade a interferências electromagnéticas, multiplexagem, dimensões reduzidas e isolamento eléctrico. Importa por isso considerar a implementação de soluções ópticas ou mistas em futuras aplicações.

- iv. A modelação matemática de conjuntos de dados que evoluem no tempo e a busca de modelos que melhor descrevem esta ou aquela realidade temporal e que tenham em conta as características de não-linearidade presentes nos sistemas reais a descrever são estudos com alguma importância para a interpretação dos registos da monitorização e que importa ter em conta em desenvolvimentos futuros. A integração destes modelos em bases de dados ou a criação de algoritmos de análise em tempo real de um conjunto de amostras constituem um dos objectivos a perseguir.

Bibliografia

- Addison, P. - The Illustrated Wavelet Transform Handbook - Introductory Theory and Applications in Science, Engineering, Medicine and Finance, Institute of Physics Publishing, Edinburgh, UK, ISBN: 0-7503-0692-0, 2002.
- Akaike, H. - Information Theory and an Extension of the Maximum likelihood Principle, I: Petrov, B.N., Csaki, F., 2nd International Symposium on Information Theory, Budapest, Hungary, p.267-281, 1973.
- Aktan, A.; Catbas, F.; Grimmelsman, K.; Pervizpour, M. - Development of a Model Health Monitoring Guide for Major Bridges, Federal Highway Administration Research and Development, DTFH61-01-P-00347, Drexel Intelligent Infrastructure and Transportation Safety Institute, 284p., July, 2003.
- Alves, R. - Monitorização Topográfica, Socometal, S.A., Relatório Técnico, Canelas, Janeiro a Julho, 2007.
- Alves, R. - Monitorização Topográfica, Socometal, S.A. & Soares da Costa, S.A., Relatório Técnico, Canelas, 10p., Janeiro, 2006.
- Alves, R.; Figueiras, J.; Pimentel, M.; Félix, C.; Dimande, A.; Cunha, A.; Caetano, E. - Instrumentation, Monitoring and Execution Control of the New FootBridge over Mondego River in Coimbra, Footbridge 2005 - Second International Conference, Italy, 2005.
- ASCE - American Society of Civil Engineering, Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance, ASCE - Task Committee, USA, ISBN: 0-77844-0531-X, 2000.
- Assis, W.; Dimande, A.; Costa, B.; Félix, C.; Figueiras, J. - Instrumentação e Observação do Comportamento da Ponte do Pinhão Durante o Ensaio de Carga - Relatório Técnico, LABEST - FEUP, Porto, Portugal, 136p., Outubro, 2004.
- Assis, W.; Félix, C.; Dimande, A.; Costa, B.; Figueiras, J. - Monitorização do Comportamento Estrutural da Ponte do Pinhão durante as Provas de Carga, 51º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON 2009, Curitiba, 06 -10 Outubro, 2009.

- Azevedo, D. - Reforço de Estruturas de Betão com Colagem de Sistemas Compósitos de CFRP - Recomendações para Dimensionamento, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, FEUP - Universidade do Porto, Dezembro, 2008.
- Balageas, D.; Fritzen, C.P.; Gomes, A. - Structural Health Monitoring, Wiley-ISTE, ISBN-10: 190-520-901-9, 496p., 2006.
- Belmonte, C.; Caetano, E.; Cunha, A.; Diotallevi, P. - Extraction of modal parameters through Wavelet Transform, IV ECCOMAS Thematic Conference on Smart Structures and Materials (SMART'09), FEUP, Porto, Portugal, 2009.
- Beskhyroun, S.; Oshima, T.; Mikami, S. - Wavelet-based technique for structural damage detection, <http://dx.doi.org/10.1002/stc.316> (página visitada em 16/08/09), ISBN: 1545-2263, 2009.
- Bloem, A.; Dippelsman, R.; Maehle, N. - Concepts, Data Sources, and Compilation, ISBN: 1-58906-031-8, p.210, 2001.
- Bowles, J.E. - Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, 5th Edition, New York, ISBN: 978-0-07-118844-9, 1207p., 1996.
- Box, G.E.P.; Jenkins, G.; Reinsel, G. - Time Series Analysis - Forecasting and Control, 3rd Edition, Englewood Cliffs: Printice Hall, ISBN: 0-13-060774-6, 597p., 1994.
- Caicedo, J.; Muralanda, J.; Thomson, P.; Dyke, S. - Monitoring of Bridges to Detect Changes in Structural Health, American Control Conference, Arlington, Virginia, USA, ISBN: 0-7803-6495-3, 25-25th June, 2001.
- Campilho, A. - Instrumentação Electrónica: Métodos e Técnicas de Medição, FEUP Edições, Colecção Manual, Porto, ISBN: 972-752-042-1, 480p., 2000.
- Canal, M.R. - Comparison of Wavelet and Short Time Fourier Transform Methods in the Analysis of EMG Signals. Journal of Medical Systems, Vol.34, Nr.1, p.91-94, ISSN: 0148-5598, October, 2008.
- Choquet, P.; Juneau, F.; Debreuille, P.J.; Bessette, J. - Reliability, Long-Term Stability and Gage Performance of Vibrating Wire Sensors with Reference to case Histories, Proceedings of the 5th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Singapore, 905-809-066-3, 1-3 December, 1999.
- Clemente, J.; Cruz, P. - Inspection, Maintenance and Rehabilitation of Railway Bridges in Portugal, First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Barcelona, Spain, 14-17 July, 2002.
- Cleveland, R.; Cleveland, W.; McRae, J.; Terpenning, I. - STL: A Seasonal-Trend Decomposition ProdecEDURE Based on Loess. Journal of Official Statistics, Vol.6, p.3-73, 1990.
- Cleveland, S. - Robust Locally and Smoothing Scatterplots. Journal of American Statistical Association, Vol.74, p.829-836, 1979.

- Cochet, D.; Delfosse, G.; Jaffré, Y.; Kretz, T.; Lacoste, G.; Lefaucheur, D.; Khac, V.; Prat, M. - Loading Tests on Road Bridges and Footbridges, Technical Department for Transport, Technical Guides, Sétra, 65p., October, 2006.
- Costa, B.; Dimande, A.; Félix, C.; Figueiras, J. - Análise do Comportamento da Ponte do Pinhão durante e após as Provas de Carga realizadas para apoio ao Projecto de Reabilitação e Reforço, Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto, Portugal, ISBN: 978-989-95605-0-5, 22-23 Novembro, 2007.
- Costa, B.; Dimande, A.; Figueiras, J. - Development of Strain Sensor Holders to be Applied to the Monitoring of Metallic Structures, 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Porto, Portugal, July 16-19, 2006.
- Costa, B.; Rodrigues, C.; Dimande, A.; Félix, C.; Figueiras, J. - Monitorização do Comportamento da Ponte Ferroviária de Trezói em Condições de serviço - Documento I&II, LABEST/FEUP, 88p., Julho, 2008.
- Datataker - User's Manual: A Concise Reference for Datataker Models Module, Serie 2, <http://www.datataker.com/>, 40p, 2002.
- Demers, C.E.; Fisher, J.W. - A survey of Localized Cracking in Steel Bridges - 1981 to 1988, Lehigh University, ATLSS, Bethlehem, 1989.
- Dias, S.; Branco, J.; Cruz, P. - Compósito de CFRP Unidireccionais no Reforço de Vigas de Madeira Lamelada-Colada. Revista Internacional Construlink, Vol.4, Nr.(11), ISSN: 1645-5576, 2006.
- Dimande, A. - Influência da interface no Reforço à Flexão de Estruturas de Betão com Sistemas FRP, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, FEUP - Universidade do Porto, Setembro, 2003.
- Dimande, A.; Costa, B.; Félix, C.; Figueiras, J. - Execução de Ensaio de Carga Estáticos ou Quase-Estáticos de Curta Duração para a Recepção de Obras de Arte Ferroviárias, 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia - CLME'2008 - IICEM, Maputo, Moçambique, 02-04 de Setembro, 2008a.
- Dimande, A.; Costa, B.; Félix, C.; Figueiras, J. - Instrumentação e Observação do Viaduto entre o km 43+336 e o km 43+450 do Ramal de Braga no Troço Nine-Braga durante o Ensaio de Carga, FEUP - LABEST, LABEST-FEUP, Porto, Portugal, 88p., Dezembro, 2004a.
- Dimande, A.; Costa, B.; Félix, C.; Figueiras, J. - Instrumentação e Observação do Viaduto Metálico sobre a VCI durante o Ensaio de Carga, Universidade do Porto, LABEST-FEUP, Relatório Final do Ensaio de Carga, Porto, Portugal, 141p., Setembro, 2004b.
- Dimande, A.; Costa, B.; Félix, C.; Figueiras, J. - Monitorização do Viaduto Metálico sobre a VCI - Porto Durante a Fase de Construção e Ensaio de Carga, 4^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas - JPEE 2006, Lisboa, Portugal, 13-16 Dezembro, 2006a.

- Dimande, A.; Costa, B.; Félix, C.; Figueiras, J. - Sistema de Monitorização Instalado no Viaduto Metálico sobre a VCI - Porto para o acompanhamento do processo Construtivo e da Fase de Serviço, 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia - CLME'2008 - IICEM, Maputo, Moçambique, 02-04 de Setembro, 2008b.
- Dimande, A.; Félix, C.; Figueiras, J. - Instrumentação e Observação do Viaduto Metálico sobre a VCI durante a Fase de Construção, LABEST - FEUP, Relatório Final de Observação, Porto, Portugal, 82p., Julho, 2004c.
- Dimande, A.; Perdigão, A.; Félix, C.; Figueiras, J. - Observação do Comportamento Experimental do Viaduto Metálico sobre a VCI ao Fim do 1º ano de Exploração, Universidade do Porto, LABEST-FEUP, Relatório Técnico, Porto, Portugal, 152p., Janeiro, 2006b.
- Dimande, A.; Perdigão, A.; Pimentel, M.; Figueiras, J. - Sistema de Monitorização Aplicado na Nova Ponte Pedonal sobre o Rio Mondego em Coimbra, 4ª Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Lisboa, Portugal, 13-16 Dezembro, 2006c.
- Dimande, A.; Pimentel, M.; Félix, C.; Figueiras, J. - Instrumentação e Observação da Laje do Tabuleiro na Passagem inferior de Esgueira em Aveiro durante o Ensaio de Carga, Universidade do Porto, LABEST-FEUP, Porto, Portugal, 102p., Fevereiro, 2005.
- Dimande, A.; Pimentel, M.; Félix, C.; Figueiras, J. - Monitoring and Numerical Analysis of the New Footbridge over Mondego River, Challenge for Civil Construction - CCC2008, FEUP, Porto, Portugal, 16-18th April, 2008c.
- EC2 - Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design, prEN1992-1-2, CEN - European Committee for Standardization, 2004.
- EC4 - Eurocode 4: Design of Composites Steel and Concrete Structures - Part 2: Rules for Bridges, prEN1994-2, CEN, European Committee for Standartization, 2003.
- Faria, R.; Félix, C.; Figueiras, J. - Sistema de Monitorização Estrutural da Ponte Armando Emílio Guebuza sobre o Rio Zambeze no Caia - Relatorio Final, NewMensus & LABEST/FEUP, 37p., Outubro, 2009.
- Félix, C. - Monitorização e Análise do Comportamento de Obras de Arte, Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto, 339p., Outubro, 2004.
- Félix, C.; Dimande, A.; Figueiras, J. - Sistema de Monitorização da Ponte Armando Emílio Guebuza sobre o Rio Zambeze no Caia - Manual de Utilização, NewMensus & LABEST/FEUP, 41p., Outubro, 2009.
- Feltrin, G.; Empa - Sustainable Bridges - Monitoring Guidelines for Railway Bridges, WP5-06-T-061017-D-D5.2, 86p., June, 2007.

- FHWA - U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Implementation Program on High Performance Concrete, Guidelines for Instrumentation of Bridges, August, 1996.
- FIB - Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures, Fédération Internationale du Béton, State-of-art Report prepared by Task Group 5.1, 275p., March, 2003.
- Figueiredo, E.; Dimande, A.; Figueiras, J. - Ponte Pedonal Móvel de Viana de Castelo - Sistema de Monitorização Estrutural, LABEST/FEUP, Relatório Técnico, 41p., Fevereiro, 2007.
- FIP - Management, Maintenance and Strengthening of Concrete Structures (Maintenance, Operation and Use), Commission 10. T. Report, 2000.
- França, F. - Instrumentação e Medidas: Grandezas Mecânicas, INICAMP, 249p., 2007.
- GEG - Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Lda, Especificações para o Ensaio de Carga do Viaduto sobre a VCI - Anexo ao Caderno de Encargos, Dezembro, 2002.
- Guerreiro, L. - Comportamento de Blocos de Elastómero (Borrachas), IST – DECivil: Apontamentos da disciplina Comportamento de Materiais Estruturais do Mestrado de Engenharia de Estruturas, 2003.
- Hahn, H.T.; Kim, R.Y. - Swelling of Composites. Advanced Composites Materials - Environmental Effects, ASTM STP 658, Citado em: Vinson, J.R., Vol.American Society for Testing and Materials, p.98-120, 1978.
- Hait, W.H.; Kemmerly, J.E.; Durbin, S.M. - Análise de Circuitos em Engenharia, 7ª Edição, McGrawHill, São Paulo, ISBN: 9788577260218, 858p., 2008.
- He, H.; Yan, W. - Structural damage detection with wavelet support vector machine: introduction and applications. Journal of Structural Control and Health Monitoring, Vol.14, Nr.1, p.162-176, ISSN: 1545-2263, 2005.
- Herwaarden, A.W.V.; Sarro, P.M. - Thermal Sensors Based on the Seebeck Effect. Journal of Sensors and Actuators, Vol.10, p.321-346, 1986.
- Hubbard, B. - The World According to Wavelets: The Story of a Mathematical Technique in Making, 2nd edition, Wellesley, Massachusetts, USA: AK Peters, Ltd, ISBN: 1568810725, 1998.
- Huntsman - Adhesivos Estruturales, Publicación nº A233 h ES, <http://www.araldite.com>, 2004.
- JCI-TC952 - Continuous Fiber Concrete, Comité em Betão Reforçado com Fibras Contínuas (TC952), Relatório Técnico, editado por JCI, Tokyo, Japão, 166p., Setembro, 1998.
- Jones, R.; Ford, P.; Hamman, R. - Seasonality Comparisons Among Groups Using Incident Data. Journal of Biometrics, Vol.44, p.1131-1144, 1988.

- Juvandes, L. - Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão usando Materiais Compósitos de CFRP, Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil, FEUP - Universidade do Porto, Setembro, 1999.
- Land, R.; Muruges, G.; Raghavendrchar, M. - Assessment Bridge Performance - When, What, How. Technical Memorandum of Public Works Research Institute, Vol.3920, p.213-228, ISSN: 0386-5878, 2003.
- Lebet, J.P. - Composite Bridge Erection in the Swiss Alps and Mountainous Regions, Proceedings of the North American Steel Construction Conference, USA, 2005.
- Lenett, M.S.; Hunt, V.J.; Helmicki, A.J.; Aktan, A.E. - Instrumentation, Testing, and Monitoring of a Newly Constructed Reinforced concrete Deck-on-Steel Girder Bridge - Phase III, Cincinnati Infrastructure Institute, Cincinnati, Ohio, May, 2001.
- Liang, Z.; Chen, W.; Fu, Y.; Zhu, Y. - Structural Safety Assessment of Bridge by Integration of Wavelet and D-S Evidential Theory. International Journal of computer Science and Network Security (IJCSNS), Vol.6, Nr.7A, ISSN : 1738-7906, July, 2006.
- Makridakis, S.; Wheelwright, S.C.; Hyndman, R.J. - Forecasting: Methods and Applications, 3rd Edition, Wiley & Sons, New York, ISBN: 0-471-53233-9, 1998.
- Mallat, S. - A Theory for Multiresolution Signal Decomposition: The Wavelet Representation. IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence, Vol.11, Nr.7, p.674-693, 1989.
- Marécos, J. - Long Term Observation of Structures. Matériaux et Constructions, Vol.70, p.321-327, 1979.
- Marecos, V. - Controlo da Segurança de Pontes em Tempo Real, LNEC, Tese de Mestrado, ISBN 9789724921303, 165p., 2008.
- Mazzi, G.L.; Savio, G. - Seasonal Adjustment of Short Times Series, Proceedings of Statistics Canada International Symposium, 2003.
- McQuarrie, A.; Tsai, C.L. - Regression and Time Series Model Selection, World Scientific, ISBN: 981-02-3242-X, 480p., 1998.
- Meyer, Y. - Wavelets and Operators, Cambridge Studies in Advanced Math, Cambridge University Press, ISBN: 0-521-42000-8, Vol. 37, p. 223, 1992.
- Moderna, C. - Advanced Monitoring Sysems, Proceedings of the International RILEM Workshop, Mantova, Italy, 12-14th November, 2001.
- Morettin, P.A.; Toloi, C.M.C. - Séries Temporais, Actual Editora, São Paulo, Brazil, 136p, 1986.
- Mouraux, A. - Time-frequency analysis of EEG using the Wavelet transform, <http://amouraux.webnode.com/research-interests/research-interests-erp->

- [analysis/time-frequency-analysis-of-eeg-using-the-wavelet-transform/](#) (página visitada em 10/03/09), 2009.
- Moyo, P.; Brownjohn, J. - Detection of Anomalous Structural Behaviour using Wavelet Analysis. *Journal of Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol.6 (2-3), p.429-445, ISSN: 0888-3270, 2002.
- Muffi, A. - Guidelines for Structural Health Monitoring, ISIS Canada, ISBN: 0-9689006-0-7, Design Manual Nr. 02, 127p., 2001.
- NCHRP - Monitoring Scour Critical Bridges: A Synthesis of Highway Practice, Transportation Research Board of the National Academy of Sciences, Project 20-5 (Topic 36-02), Washington, D.C., ISBN: 978-0-309-09834-2, 168p., 2009.
- Ovanesova, A.; Suárez, L. - Applications of Wavelet Transforms to Damage Detection in Frame Structures. *Journal of Engineering Structures*, ScienceDirect, Vol.26, Nr.1, p.39-49, January, 2004.
- Penha, R. - Análise de Sinais em Regime Transiente Aplicando a Técnica de Wavelet, MSc, Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares - Universidade de São Paulo, 95p., 1999.
- Pereira, D.C.A. - Sensores de Fibra Óptica Baseados em Redes d Bragg para Monitorização Ambiental e Estrutural, Tese de Mestrado, Departamento de Física, Faculdade de Ciência da Universidade do Porto, 105, Março, 2003.
- Pimentel, M.; Félix, C.; Dimande, A.; Figueiras, J. - Ponte Pedonal e de Ciclovia sobre o Rio Mondego: Análise da Retirada dos Escoramentos FEUP/LABEST, Porto, 40p., Fevereiro, 2006.
- Pimentel, M.; Félix, C.; Dimande, A.; Figueiras, J. - Ponte Pedonal e de Ciclovia sobre o Rio Mondego: Análise do Processo Construtivo, FEUP/LABEST, Porto, www.fe.up.pt/labest, 76p., Novembro, 2005.
- Pino, F.A.; Francisco, V.L.F.S.; Cézar, S.A.G.; Sueyoshi, M.L.S.; Amaral, A.M.P. - Sazonalidade em Séries Temporais Económicas: Um levantamento sobre o Estado da Arte. *Agricultura em São Paulo*, Vol.41, Nr.3, p.103-133, ISSN: 0044-6793, 1994.
- Reda-Taha, M.; Noureldin, A.; Lucero, J.; Baca, T. - Wavelet Transform for Structural Health Monitoring: A Compendium of Uses and Features. *Journal of Structural Health Monitoring*, Vol.5, Nr.5, p.267-295, 2005.
- Reda-Taha, M.; Noureldin, A.; Ross, T. - A Fuzzy-aided Damage Recognition for Intelligent Structural Health Monitoring, In: Boller, C., Staszewski, W.J., *Proceedings of the 2nd European Workshop on Structural Health Monitoring*, Munich, Germany, 2004.
- Robertson, I.N.; Johnson, G.P.; Wang, S. - Instrumentation Performance During Long-Term Bridge Monitoring, em: *Sensing Issues in Civil Structural Health Monitoring*, Netherlands, Springer, ISBN: 978-1-4020-3660-6, p.331-340, 2005.

- Rocha, M.; Borges, J.F.; Marécos, J. - Observation of Some Reinforced Concrete Structures, Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais sur les Matériaux et les Constructions, Symposium sur l'Observation des Ouvrages, Lisboa, Octobre, 1955.
- Rossi, C.; Rossi, P. - A Low-Cost Procedure for quick Monitoring of Monuments and Buildings, Proceedings of the International RILEM Workshop, Mantova, Italy, 12-14th November, 2001.
- Santos, J.; Dimande, A.; Pimentel, M.; Figueiras, J. - Inspeção, Ensaio de Carga e Modelação do Comportamento da Ponte N. S. Guia em Ponte de Lima - Parte 2: Ensaio de Carga, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, LABEST, Porto, 2007.
- Santos, T.; Fernandes, J. - Observação da Ponte Salgueiro Maia – Instrumentação efectuada durante e após a construção, LNEC, Relatório 259/01 – NOE, Lisboa, Portugal, Outubro, 2001.
- Saouma, V. - ITLL Structural Monitoring System. Bridge Diagnostic Inc., Boulder, Colorado, January, 1997.
- Soares, M.J. - Ónduletas e Análise de Resolução múltipla, Conferência Matemática para as Telecomunicações - Que Problemas?, Coimbra, Portugal, 1998.
- Sousa, H.; Costa, B.; Henriques, A.; Figueiras, J. - "MENSUSMONITOR" - Implementação de um Algoritmo de Detecção de Eventos Estruturais em Pontes, ASP'09 - 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes, Lisboa, 2 e 3 de Julho, 2009.
- Sousa, H.; Dimande, A.; Rodrigues, C.; Henriques, A.; Figueiras, J. - "MENSUSMONITOR" - Ferramenta de Cálculo para Tratamento e Interpretação de Resultados Experimentais em Engenharia, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008 (BE2008), Guimarães, Portugal, Novembro, 2008.
- Sripathi, D. - Efficient Implementations of Discrete Wavelet Transforms using FPGAs, MSc, The Florida State University College of Engineering, http://etd.lib.fsu.edu/ETD-db/ETD-browse/browse?first_letter=S (página visitada em 16/01/09), November, 2003.
- Staszewski, W. - Structural and Mechanical Damage Detection using Wavelets. The Shock and Vibration Digest, Vol.30, Nr.6, p.457-472, ISSN: 0583-1024, 1998.
- Su, Z.; Ye, L. - An intelligent Signal Processing and Pattern Recognition Technique for Defect Identification Using an Active Sensor Network. Journal of Smart Materials and Structures, Vol.13, p.957-969, 2004.
- Subramanian, N. - Bridge Collapse Averted. ICJ - The Indian Concrete Journal, Vol.82, Nr.6, p.33-38, ISSN: 0019-4565, June, 2008.
- Swenson, D.V.; Ingraffea, A.R. - The Collapse of the Schoharie Creek Bridge: a case study in concrete fracture mechanics. International Journal of Fracture, Vol.51, Nr.1, p.73-92, ISSN: 0376-9429, September, 1991.

- Vishay - General Purpose Strain Gages - Liner Pattern, Vishay Micro-Measurements: 250UW, <http://www.vishaymg.com>, June, 2009.
- Vishay - Strain Gage Selection: Criteria, Procedures, Recommendations, Vishay Micro-Measurements, Strain Gages and Instruments, <http://www.vishaymg.com>, Agosto, 2007a.
- Vishay - Strain Gage Thermal Output and Gage Factor Variation with Temperature, Vishay Micro-Measurements, Strain Gages and Instruments, <http://www.vishaymg.com>, Agosto, 2007b.
- Winter, D.; Barnes, R.A.; Mays, G.C.; Fernando, G.F. - Structural Health Monitoring of Smart Civil Structures Using Fibre Optic Sensors, 3rd International Conference on Experimental Mechanics, Singapore, November, 2004.
- Woo, M.; Piggott, M.R. - Water Absorption of Resins and Composites II: Diffusion in Carbon and Glass reinforced epoxies. Journal of Composites Technology & Research, Vol.9, Nr.4, p.162-166, 1988.
- Yi, G.; Jenkins, G.; Reinsel, G. - Statistical Model Selection Criteria. Economics Letters, ScienceDirect, Vol.28, Nr.1, p.p.47-51, 1988.

Anexos

Anexo I Guias de instalação e de utilização

A.I.1. Guias de instalação de extensómetros de corda vibrante

A Figura A.I.1 apresenta o guia de instalação de extensómetros de corda vibrante elaborado com base nas recomendações dadas pelo fabricante dos sensores. Neste guia são apresentados alguns dos cuidados a ter durante a instalação dos sensores, nomeadamente no manuseamento e na sua afixação na estrutura.

SENSORES DE CORDA VIBRANTE

Com sensores de temperatura incorporados








INSTRUÇÕES DE INSTALAÇÃO

Documento Provisório 28/08/2008

Teste	Verificar o sinal de cada sensor antes da instalação. Para conduzir o teste utilizar o aparelho de medição fornecido. O valor lido no sensor de corda vibrante deve permanecer quase constante e o valor em Hz deve estar compreendido entre 625 Hz a 1176.5 Hz.
Alguns cuidados a ter durante a instalação	Manuseamento do sensor: Não torcer ou puxar demasiadamente as extremidades do sensor. Isto pode causar danos irreparáveis. Verificação do estado do sensor: No acto de fixação de cada sensor às armaduras, se as leituras variarem significativamente (valor lido variar cerca de 10 Hz) deve-se repetir o processo. Montagem: - Em zonas particularmente vulneráveis, estas devem ser convenientemente sinalizadas (por ex. por meio de pintura ou fitas sinalizadoras). - O sensor deve ser protegido com uma grelha metálica ou com armaduras não estruturais de modo a evitar a queda directa do betão sobre este e/ou da acção do vibrador durante a betonagem. - Deve-se ter particular atenção na zona onde foi instalado o sensor e ao longo do percurso dos cabos durante os trabalhos de betonagem ou vibração do betão, de modo a não correr o risco de danificá-lo. - Usar cintas plásticas para prender o cabo às armaduras a cada 30 ou 40 cm. O cabo do sensor deve ser igualmente pretendido às armaduras com abraçadeiras plásticas e deve ser conduzido preferencialmente pela parte inferior das armaduras de modo a ter alguma protecção durante os trabalhos de betonagem ou vibração do betão. - Não conduzir os cabos diagonalmente ou não amarrados às armaduras. Em locais com probabilidade de ocorrência de movimentos das armaduras, deve-se deixar folgas suficientes nos cabos dos sensores de modo a que estes não corram o risco de ser tensionados. Identificação dos sensores: Os cabos de cor laranja estão destinados para as secções superiores do tabuleiro e os cabos pintados de cor azul estão destinados para as secções inferiores do tabuleiro.
Método de instalação	A instalação do sensor deve seguir os passos a seguir apresentados: - Marcar nas armaduras a posição e a orientação pretendida para cada sensor. - Amarrar ou soldar os dois varões quadrados de suporte (espaçados de aproximadamente 10 cm) às armaduras. - Os varões de suporte devem estar, sempre que possível, paralelos entre si e espaçados segundo as indicações dos pormenores de desenho. - Sobre o ponto de contacto dos sensores aos varões de suporte deve-se colocar 5 ou 6 voltas de fita-cola para acolchoar o sensor. Este procedimento evita a danificação do sensor quando este é amarrado ao suporte. - Ligar o sensor ao aparelho de medição e de seguida registar o valor em Hz e a temperatura. - Atar o sensor aos varões de suporte no ponto médio de cada lado da bobina. - Apertar de seguida as braçadeiras, uma de cada lado. A mudança do sinal deve ser ligeira. Por fim colocar mais uma braçadeira de cada lado diagonalmente às primeiras e apertá-las. Se o valor da leitura mudar significativamente ao amarrar, o processo deve ser repetido (a variação do sinal do sensor não deve exceder 10 Hz). - Deve ser feita uma verificação final ao sinal do sensor, verificar se o cabo está devidamente referenciado, anotar a sua posição exacta e fotografar cada sensor instalado. - Devem ser efectuadas um conjunto de leituras imediatamente antes e sempre que possível depois da betonagem.

Figura A.I.1 - Guia de instalação de extensómetros de corda vibrante.

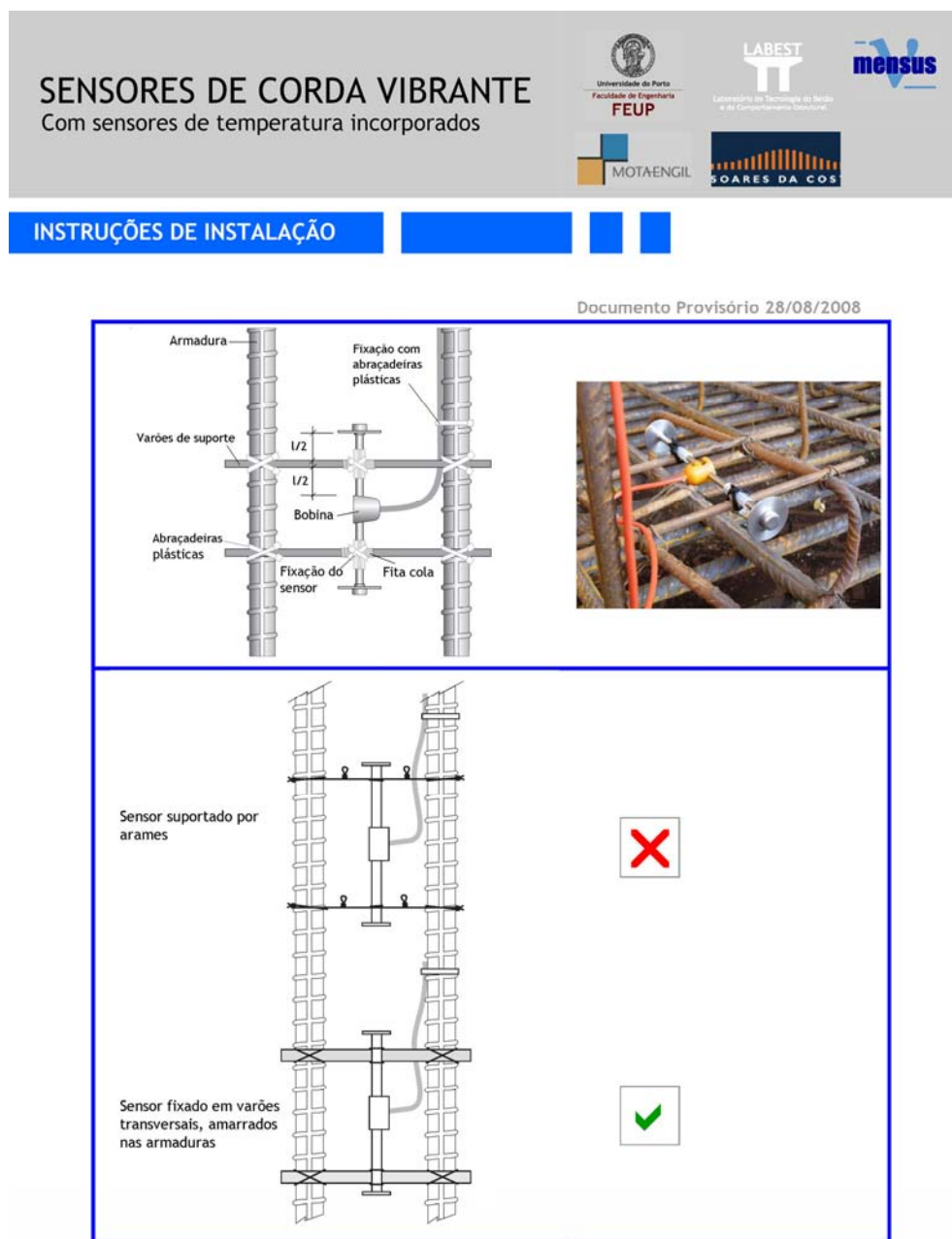


Figura A.I.1 - Guia de instalação de extensómetros de corda vibrante (continuação).

A.I.2. Guia de utilização do equipamento de leitura

No guia de utilização do equipamento de leitura são descritos os passos a seguir para a ligação do equipamento e dos extensómetros de corda vibrante, os procedimentos de leitura e de manutenção do equipamento (ver Figura A.I.2).

LEITURA DE SENSORES DE CORDA VIBRANTE

Com sensores de temperatura incorporados



INSTRUÇÕES DE INSTALAÇÃO

Documento Provisório
28/08/2008

Ligar o equipamento	Para ligar o equipamento de leitura mover o botão "Power" para a posição do "ON". - Se nenhum botão for carregado durante algum período o equipamento entra em modo de "standby". Para activar o equipamento, basta pressionar qualquer tecla ou mover o botão do "Power" para a posição "OFF" e depois para a "ON". - Quando as leituras tiverem sido terminadas convém desligar o aparelho, movendo o botão para a posição "OFF".									
Ligação do sensor ao equipamento	Antes de ligar o equipamento, deve-se ligar o sensor nos respectivos conectores respeitando o conjunto de código de cores ilustrado na tabela seguinte: <table border="1" style="margin: 10px auto; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Leitura</th> <th>Unidade</th> <th>Código de cores</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>VW (Vibração da corda)</td> <td>Hz</td> <td>Vermelho / Preto</td> </tr> <tr> <td>TEMP (Temperatura)</td> <td>°C</td> <td>Verde / Branco</td> </tr> </tbody> </table> Ligar cada fio do sensor directamente nos conectores do equipamento de leitura, pressionando na parte superior dos conectores (com o topo vermelho) e introduzir o fio do cabo do sensor na ranhura. É indiferente se for trocada a ordem de ligação dos pares de fios aos respectivos conectores.	Leitura	Unidade	Código de cores	VW (Vibração da corda)	Hz	Vermelho / Preto	TEMP (Temperatura)	°C	Verde / Branco
Leitura	Unidade	Código de cores								
VW (Vibração da corda)	Hz	Vermelho / Preto								
TEMP (Temperatura)	°C	Verde / Branco								
Teclado e visualização no monitor	Tecla "Change": Ao carregar nesta tecla são apresentadas diferentes opções no monitor. Tecla "Enter": Aceita a opção apresentada no monitor. Para indicar que determinar opção foi seleccionada, apresenta-se no pequeno monitor um alerta seguido de dois pontos. Exemplos de alertas são apresentados de seguida: Type:, Sweep:, e Save As: Quando for apresentada uma dada opção, pressionando a tecla "Change" permite visualizar as várias opções disponíveis para a opção apresentada e quando for apresentada a opção desejada pressiona-se a tecla "Enter".									
Bateria	O equipamento de leitura possui duas baterias alcalinas. Quando ligasse o equipamento é apresentado no monitor a carga das baterias em Volts. Trocar as baterias quando estas tiverem uma carga abaixo de 2V. - Remover os parafusos localizados nos quatro cantos do painel frontal do equipamento. - Colocar uma das mãos sobre o painel frontal, depois virar o equipamento de modo que o painel frontal fique por baixo e sobre a mão e de seguida remova com cuidado a caixa envolvente de cor amarela. - Remover as baterias. - Colocar baterias novas, tendo em atenção a sua orientação indicada no lugar de colocação.									
Leituras	De uma forma sucinta os passos para efectuar leituras com o equipamento são: - Ligar o sensor obedecendo o código de cores. - Escolher o modo de frequência e do sensor de temperatura. Aceitar, Type: - Hz + Thermistor - Escolher o intervalo de funcionamento do sensor. Aceitar, Sweep: A 450 - 1200 Hz - Registar os valores apresentados na folha de registos.									

Figura A.I.2 - Guia de utilização do equipamento de leitura.

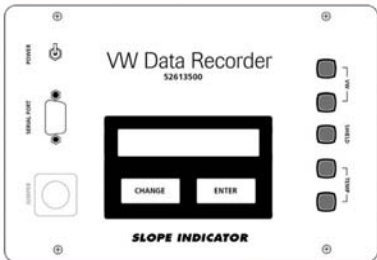
LEITURA DE SENSORES DE CORDA VIBRANTE

Com sensores de temperatura incorporados



INSTRUÇÕES DE INSTALAÇÃO

Documento Provisório
28/08/2008

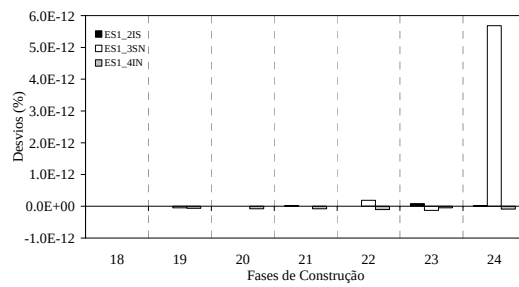
Leitura	Unidade	Código de cores
VW (Vibração da corda)	Hz	Vermelho / Preto
TEMP (Temperatura)	°C	Verde / Branco

Figura A.I.2 - Guia de utilização do equipamento de leitura (continuação).

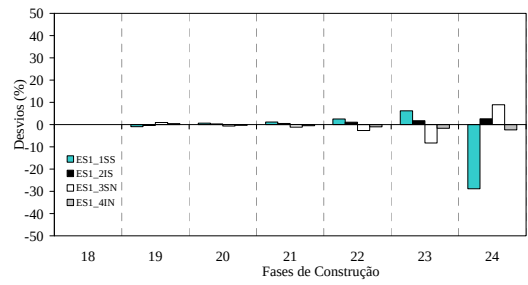
Anexo II. Desvios entre as extensões observadas (ou calculadas) e o plano médio das deformações

A.II.1. Desvios entre as extensões e o plano médio das deformações

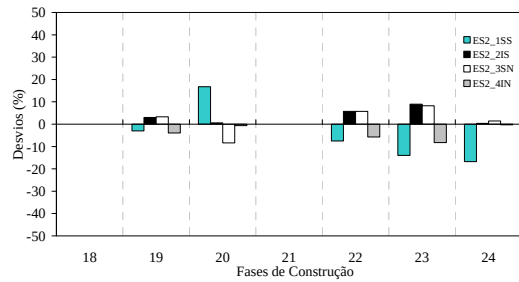
Os desvios encontrados entre os valores das extensões observadas (ou calculadas) e os valores das extensões dadas pela equação do plano que define a deformação das secções transversais instrumentadas são apresentados na Figura A.II.1. Os desvios encontrados correspondem à diferença percentual de $[\varepsilon_i - g(x_i, y_i)]$ em relação a ε_i (extensão medida com o sistema de observação ou extensão calculada a partir do modelo numérico). Dos resultados apresentados é possível verificar que, em geral, são aceitáveis os desvios encontrados entre as extensões observadas ou calculadas pelo modelo numérico e as obtidas a partir da equação dos respectivos planos de aproximação das deformações, excepto na Fase 20 (secção S2) em que se obteve um desvio superior a 50%. Por outro, nas secções mistas aço-betão foram obtidos, em alguns dos sensores, desvios superiores a 20%, tanto para as extensões observadas assim como para as extensões calculadas com o modelo numérico.



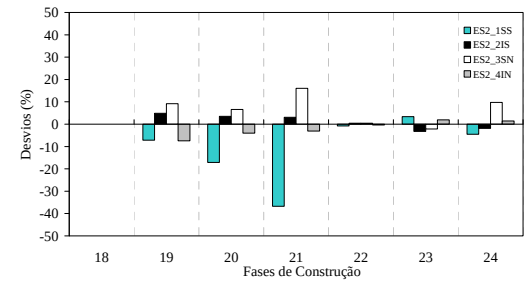
a) Desvios em relação as extensões medidas na S1.



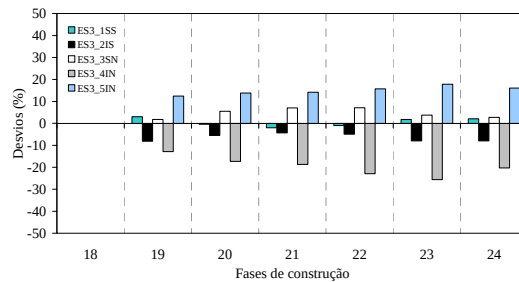
b) Desvios em relação as extensões calculadas pelo modelo numérico na secção S1.



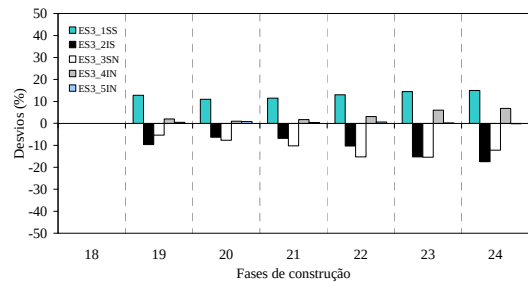
c) Desvios em relação as extensões medidas na S2.



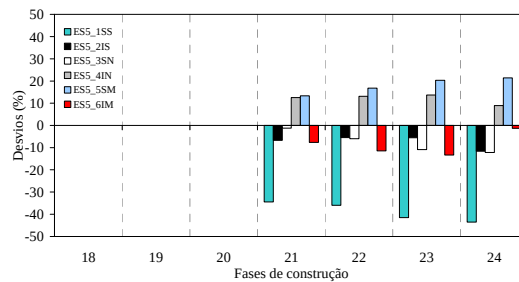
d) Desvios em relação as extensões calculadas pelo modelo numérico na secção S2.



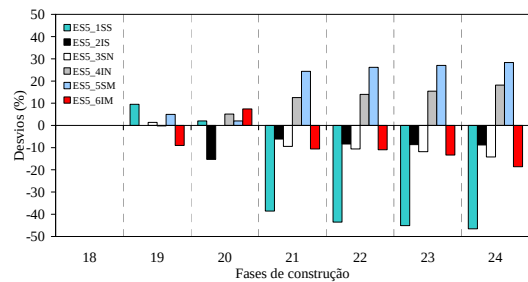
e) Desvios em relação as extensões medidas na S3.



f) Desvios em relação as extensões calculadas pelo modelo numérico na secção S3.



g) Desvios em relação as extensões medidas na S5.



h) Desvios em relação as extensões calculadas pelo modelo numérico na secção S5.

Figura A.II.1 - Desvios das extensões em relação ao plano médio das deformações das secções transversais.

Anexo III. Selecção do modelo estatístico para a descrição da evolução dos esforços resultantes durante a fase de exploração

.

A.III.1. Selecção do modelo estatístico para a caracterização da evolução dos resultados da monitorização

Neste anexo são apresentados os três modelos propostos e os respectivos parâmetros para a caracterização dos esforços resultantes da monitorização durante a fase de exploração de acordo com o exposto no Capítulo 2. São também apresentados os valores obtidos da aplicação do critério de Akaike (Akaike, 1973) e os valores dos coeficientes de correlação de Pearson (R^2) calculados para cada modelo. A comparação entre os dois coeficientes para cada modelo estatístico permitiu a selecção e avaliação da qualidade dos modelos propostos.

A.III.1.1. Modelo A

$$\mu(t_i) = \beta_0 + \beta_1 t_i + \beta_2 \cdot \cos\left(\frac{2\pi t_i}{365}\right) + \beta_3 \cdot \sin\left(\frac{2\pi t_i}{365}\right) \quad (2.20)$$

Tabela A.III.1 - Parâmetros do modelo A.

	Secções	Parâmetros do modelo A			
		β_0	β_1	β_2	β_3
N (MN)	S1	-0.524	-3.658E-5	0.321	0.218
	S2	-0.929	1.537E-3	0.622	0.311
	S3	0.109	1.990E-3	-0.281	-1.440E-3
	S5	0.719	3.271E-4	-0.698	0.535
M (MNm)	S1	-0.283	-6.049E-E	0.110	-6.367E-4
	S2	-0.409	-9.717E-4	0.091	0.020
	S3	-0.156	7.394E-4	-0.019	-0.080
	S5	-0.092	-7.777E-4	0.086	0.170
I (10^{-30})	S4	0.030	1.283E-5	2.907E-3	0.011

A.III.1.2. Modelo B

$$\mu(t_i) = \beta_0 + \beta_1 t_i + \beta_2 \cdot \cos\left(\frac{2\pi t_i}{365}\right) + \beta_3 \cdot \sin\left(\frac{2\pi t_i}{365}\right) + \beta_4 \cdot \cos\left(\frac{4\pi t_i}{365}\right) + \beta_5 \cdot \sin\left(\frac{4\pi t_i}{365}\right) \quad (2.21)$$

Tabela A.III.2 - Parâmetros do modelo B.

Secções		Parâmetros do modelo B					
		β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
N (MN)	S1	-0.507	-7.377E-5	0.349	0.210	0.039	-0.104
	S2	-0.897	1.467E-3	0.651	0.317	0.076	-0.187
	S3	0.119	2.007E-3	-0.289	5.641E-3	0.068	0.066
	S5	0.724	3.122E-4	-0.692	0.542	0.067	-0.028
M (MNm)	S1	-0.287	-5.966E-4	0.106	-7.013E-3	-7.884E-3	0.022
	S2	-0.413	-9.644E-4	0.088	0.021	0.014	0.024
	S3	-0.162	7.512E-4	-0.024	-0.080	-1.863E-3	0.034
	S5	-0.083	-7.958E-4	0.094	0.170	3.019E-3	-0.052
I (10 ^{-3o})	S4	-0.029	1.078E-5	3.776E-3	0.015	1.060E-3	-5.737E-3

A.III.1.3. Modelo C

$$\mu(t_i) = \beta_0 + \beta_1 \cdot t_i + \beta_2 \cdot \cos\left(\beta_3 \cdot \frac{2\pi \cdot t_i}{365}\right) + \beta_4 \cdot \sin\left(\beta_5 \cdot \frac{2\pi \cdot t_i}{365}\right) \quad (2.22)$$

Tabela A.III.3 - Parâmetros do modelo C.

Secções		Parâmetros do modelo C					
		β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
N (MN)	S1	-0.637	-0.028	0.406	-0.920	-54.121	-0.031
	S2	-0.839	1.368E-3	0.719	-0.949	-9.639E-3	-6.274E-3
	S3	-0.059	2.551E-3	-0.278	-0.999	-0.498	0.094
	S5	0.608	3.522E-4	-0.902	-0.705	1.316	0.890
M (MNm)	S1	-0.290	-0.012	0.109	-0.996	-74.727	-9.050E-3
	S2	-0.292	-1.220E-3	0.078	-0.978	-0.103	0.363
	S3	-0.152	7.288E-4	0.056	1.411	-0.094	1.061
	S5	-0.091	-8.771E-4	0.233	-0.859	0.242	0.605
I (10 ^{-3o})	S4	-0.034	2.136E-5	0.015	-1.011	0.019	0.900

A.III.1.4. Coeficientes de Akaike e de correlação

$$AIC = 2k + N \ln\left[\frac{S(\beta)}{N}\right] \quad (2.25)$$

Segundo o critério de Akaike, o modelo que se apresenta com um valor menor de AIC é o que melhor caracteriza a evolução dos registos e permite uma melhor previsão de valores futuros. A Tabela A.III.4 apresenta os valores dos coeficientes AIC e R^2 para cada modelo estatístico.

Tabela A.III.4 - Critério de selecção dos modelos.

	Secções	Parâmetros	Parâmetros do modelo		
			Modelo A	Modelo B	Modelo C
N (MN)	S1	AIC	151583	161037	167646
		Correlação (R^2)	0.859	0.889	0.906
	S2	AIC	105632	120311	144872
		Correlação (R^2)	0.921	0.945	0.970
	S3	AIC	183193	200791	181046
		Correlação (R^2)	0.986	0.991	0.985
M (MNm)	S5	AIC	65927.6	68208.2	79445.3
		Correlação (R^2)	0.881	0.887	0.915
	S1	AIC	3176.5	3306.0	3170.9
		Correlação (R^2)	0.985	0.989	0.985
	S2	AIC	2694.0	2757.6	3041.3
		Correlação (R^2)	0.982	0.984	0.991
I (10^{-30})	S3	AIC	1899.4	1945.4	2202.2
		Correlação (R^2)	0.922	0.930	0.960
	S5	AIC	1345.8	1356.8	2100.9
		Correlação (R^2)	0.879	0.883	0.978
	S4	AIC	4473.5	4609.6	4807.9
		Correlação (R^2)	0.738	0.814	0.883

Em geral, todos os modelos apresentam uma boa correlação com a evolução dos esforços resultantes médios, sendo o modelo B o que apresenta um valor de R^2 maior. Segundo o critério de AIC, o modelo A é o que melhor caracterizará a evolução dos registos, visto que em geral apresenta valores de AIC reduzidos em relação aos modelos B e C (ver Tabela A.III.4}).