

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CARGA

RICARDO MANUEL GOMES ALMEIDA

Outubro de 2013

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CARGA

Ricardo Manuel Gomes Almeida

Dissertação para obtenção de grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM
ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Carlos Filipe Guedes Rodrigues

“Errar é próprio do homem. Persistir no erro é próprio dos loucos.”

Cícero

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais a maior palavra de apreço pelo apoio concedido ao longo dos anos de estudo.

Em especial ao meu orientador Carlos Rodrigues pela ajuda incansável, pela partilha de conhecimentos, pelos conselhos sábios, pela paciência demonstrada. A gratidão de quem sempre pôde contar com horas e horas perdidas em reuniões e esclarecimentos de dúvidas, pela troca de palavras de mestria.

Um grande obrigado a todos os meus amigos e companheiros, em particular ao grupo de estudo, Fagner, Fernando, Silva, e André que foram sempre camaradas nas grandes jornadas de estudo e de trabalho. Ao Silva agradeço as longas noites de fim-de-semana em que pelas madrugadas dentro, nos ajudávamos mutuamente e ainda pelas muitas boleias de carro.

À Alexandra por todo o apoio dado desde sempre.

PALAVRAS-CHAVE: comportamento estrutural, ensaios de carga, modelação numérica.

RESUMO

A engenharia civil, rege-se pela garantia de segurança e de funcionalidade das obras que projeta e executa. Para cumprir tais requisitos, é necessário durante a sua vida útil, no final da construção, reforço ou reabilitação, proceder à avaliação da conformidade entre o comportamento real da estrutura e os pressupostos subjacentes ao projeto.

Esta dissertação tem como objetivo a compreensão e análise do comportamento estrutural da Ponte sobre o Rio Sorraia, através da realização de ensaios de carga apoiados pela conceção de um modelo numérico devidamente calibrado, capaz de simular a resposta da estrutura, o mais próximo possível do observável na realidade.

Para alcançar o objetivo pré definido elencam-se as metodologias relevantes, descrevem-se os tipos de ensaios de carga realizados em pontes/viadutos e faz-se referência aos aparelhos de medição que estão na base da instrumentação aplicada em obras. Esta introdução foca-se ainda na modelação numérica, permitindo o conhecimento básico necessário para a criação e atualização de modelos numéricos de pontes.

Relativamente ao caso de estudo expõe-se a realização do ensaio de carga, descrevendo todo o processo, bem como os resultados obtidos ao nível das grandezas de medição estudadas. Aqui é concebido um modelo numérico base da ponte, alvo de discussão ao nível do comportamento estrutural, baseada na validação dos resultados obtidos por via experimental, através da comparação com os obtidos por via numérica.

Por fim, o estudo e seleção de diversos parâmetros da modelação, facultando a calibração do modelo numérico da ponte. Os resultados obtidos neste modelo comprovam o seu elevado potencial, no apoio à observação e compreensão do comportamento de estruturas através da realização de ensaios de carga.

O sucesso da realização de uma análise do comportamento de estruturas, através de ensaios de carga, depende assim fundamentalmente, da correta execução do ensaio, da correta conceção e atualização do modelo numérico e da interligação entre os resultados experimentais e numéricos.

KEYWORDS: structural behaviour, load tests, numerical modeling.

ABSTRACT

The civil engineering rules itself by the security guarantee and the functionality of the constructions that are designed and built. To fulfill those requirements, during their useful life, it is necessary to proceed to the conformity assessment between the structural real behavior and the original assumptions of the project, in the end of the construction or during the reinforcement or the rehabilitation.

This thesis has as aim the structural understanding and analysis behavior of the bridge over the Sorraia' s river, trough the realization of loading tests, supported by a numerical model properly calibrated, able to simulate the structure response closest to the actually observable.

To achieve the objective predefined, the relevant methodologies are listed, the types of load tests performed on bridges are described, and the measuring devices which are the basis of the model instrumentation are refered. This introduction also focuses on numerical modeling, allowing the basic knowledge necessary for the creation and updating of numerical models of bridges.

For the case study, the test load is exposed, describing all the process, as well as the results obtained at the measured variables. So, it is designed a numerical model base of the bridge, discussing the construction structural behavior, based on the validation of the experimental results, by comparison with those obtained numerically.

Finally, the study and selection of various parameters of modeling, provide the calibration of the numerical model of the bridge. The results of this model show its high potential to support the observation and understanding of the behavior of structures by performing load tests.

The success of conducting an analysis of the behavior of structures through load tests, thus depends fundamentally on the correct execution of the test, on his correct design and the concern of update the numerical model and even by the interconnection between the experimental and numerical results.

ÍNDICE GERAL

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento geral.....	1
1.2	Objetivos	3
1.3	Organização da dissertação	4
2	Ensaios de Carga.....	7
2.1	Introdução.....	7
2.2	Classificação dos ensaios de cargas em pontes e viadutos.....	9
2.2.1	Ensaios de receção	9
2.2.1.1	Objetivos.....	10
2.2.2	Ensaios de avaliação estrutural	10
2.2.2.1	Objetivos.....	10
2.3	Procedimentos	11
2.3.1	Definição do tipo de ensaio a realizar	11
2.3.2	Carregamento a utilizar	12
2.3.3	Passagens com posições estáticas	12
2.3.4	Passagens lentas.....	14
2.3.5	Passagens rápidas	15
2.4	Sistemas de medição e instrumentos de medida	15
2.4.1	Medição de deslocamentos	16
2.4.1.1	Defletómetro mecânico e digital	16
2.4.1.2	Transdutores indutivos – LVDT	17

2.4.1.3	Sensores de pressão (métodos dos níveis líquidos).....	18
2.4.1.4	Alvos topográficos.....	19
2.4.2	Medição de extensões.....	21
2.4.2.1	Extensómetros de corda vibrante	21
2.4.2.2	Extensómetros de resistência elétrica	23
2.4.2.3	Extensómetros de fibra ótica	27
2.4.3	Medição de rotações	29
2.4.3.1	Clinómetro de bolha de ar	30
2.4.3.2	Inclinómetros elétricos	30
2.4.4	Medição da força	32
2.4.4.1	Células de carga.....	32
2.4.5	Medição de temperatura.....	33
2.4.5.1	Detetores de temperatura resistiva (RDTs).....	33
2.4.5.2	Termopares	35
2.4.6	Medição de acelerações	36
2.4.6.1	Acelerómetros piezoelétricos	36
2.4.6.2	Acelerómetros capacitivos.....	37
3	Modelação Numérica	39
3.1	Introdução.....	39
3.2	Elementos de modelação.....	41
3.3	Modelação numérica de pontes	45
3.3.1	Pontes em viga.....	45
3.3.2	Pontes em arco.....	51

3.3.3	Pontes atirantadas	56
3.3.4	Pontes suspensas.....	59
3.4	Calibração dos modelos numéricos de pontes com resultados experimentais	62
4	Ponte sobre o Rio Sorraia Ensaio de Carga	67
4.1	Introdução.....	67
4.2	Descrição da Obra de Arte.....	68
4.3	Sistema de medição	74
4.3.1	Introdução	74
4.3.2	Sistema de monitorização interna.....	74
4.3.2.1	Medição de extensões.....	75
4.3.2.2	Medição de temperatura e humidade relativa	82
4.3.2.3	Sistema de aquisição	84
4.3.3	Sistema de monitorização externa	85
4.3.3.1	Medição de deslocamentos verticais.....	85
4.3.3.2	Medição de rotações.....	86
4.3.3.3	Medição de deslocamentos horizontais relativos.....	89
4.3.3.4	Sistema de aquisição	90
4.4	Ensaio de Carga	91
4.4.1	Introdução	91
4.4.2	Veículos utilizados no ensaio de carga.....	91
4.4.3	Casos de carga	93
4.4.3.1	Passagens com posições estáticas.....	94
4.4.3.2	Passagens Lentas	96

4.4.3.3	Passagens rápidas	97
4.4.3.4	Passagens com ressalto	98
4.5	Resultados experimentais	100
4.5.1	Passagens com cargas estáticas.....	100
4.5.1.1	Deslocamento vertical	100
4.5.1.2	Rotações.....	102
4.5.1.3	Curvatura	103
4.5.2	Passagem lenta.....	105
4.5.2.1	Deslocamento vertical	105
4.5.2.2	Rotações.....	106
4.5.3	Considerações finais.....	106
5	Ponte sobre o rio Sorraia Análise Numérica	107
5.1	Introdução.....	107
5.2	Discretização da estrutura	108
5.2.1	Tabuleiro.....	108
5.2.2	Pilares	110
5.2.3	Aparelhos de apoio	111
5.2.4	Cargas	112
5.3	Interpretação dos resultados da análise numérica e comparação com os experimentais.....	113
5.3.1	Passagens com cargas estáticas.....	114
5.3.1.1	Deslocamentos verticais	114
5.3.1.2	Rotações.....	118

5.3.1.3	Curvatura	122
5.3.2	Passagem lenta	125
5.3.2.1	Deslocamentos verticais	125
5.3.2.2	Rotações.....	129
5.4	Considerações finais.....	130
6	Análise Paramétrica do Comportamento Estrutural.....	133
6.1	Introdução.....	133
6.2	Modelo numérico 2 - Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro.....	134
6.2.1	Discretização da estrutura.....	135
6.2.2	Apresentação de resultados – Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro	135
6.2.2.1	Passagens com cargas estáticas	136
6.2.2.2	Passagem lenta	143
6.2.3	Análise de resultados - Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro ..	148
6.3	Modelo numérico 3 - Variação da rigidez dos aparelhos de apoio	150
6.3.1	Discretização da estrutura.....	151
6.3.2	Apresentação de resultados – Variação da rigidez dos aparelhos de apoio .	151
6.3.2.1	Passagens com cargas estáticas	152
6.3.2.2	Passagem lenta	156
6.3.3	Análise de resultados - Variação da rigidez dos aparelhos de apoio.....	159
6.4	Modelo numérico 4 - Variação da rigidez lateral de fundações	162
6.4.1	Discretização da estrutura.....	163
6.4.1.1	Fundações dos pilares intermédios.....	163

6.4.2	Apresentação de resultados – Variação da rigidez lateral de fundações.....	166
6.4.2.1	Passagens com cargas estáticas.....	166
6.4.2.2	Passagem lenta	172
6.4.3	Análise de resultados -Variação da rigidez lateral de fundações.....	175
6.5	Modelo numérico 5 - Variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte	178
6.5.1	Discretização da estrutura	178
6.5.1.1	Elementos adicionais do tabuleiro da ponte	178
6.5.2	Apresentação de resultados – Variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte	180
6.5.2.1	Passagens com cargas estáticas.....	180
6.5.2.2	Passagem lenta	184
6.5.3	Análise de resultados - Variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte	187
6.6	Combinação dos parâmetros da modelação	189
6.6.1	Apresentação de resultados – Combinação dos parâmetros modelares	190
6.6.1.1	Passagens com cargas estáticas.....	190
6.6.1.2	Passagem lenta	200
6.6.2	Análise de resultados - Combinação dos parâmetros de modelação.....	204
6.7	Considerações finais	205
7	Considerações Finais	207
7.1	Conclusões.....	207
7.2	Desenvolvimentos futuros.....	212

Bibliografia.....	213
Anexos	219
Anexo A.....	221
Anexo B.....	225
Anexo C.....	229
Anexo D.....	235
Anexo E.....	241
Anexo F	247

ÍNDICE FIGURAS

Figura 1.1 - Procedimentos necessários na avaliação da conformidade entre a estrutura executada e os pressupostos indicados no projeto de estruturas.....	2
Figura 2.1 - Ensaio de carga na ponte 25 de Abril (LNEC, 1966).....	7
Figura 2.2 - Realização de um ensaio de carga na ponte Luiz I (Félix, 2004).	8
Figura 2.3 - Identificação dos camiões utilizados no ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).....	12
Figura 2.4 - Carregamento estáticos executados no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia: (a) Carregamento excêntrico; (b) Carregamento centrado (LABEST/FEUP, 2005).....	13
Figura 2.5 - Tipos de marcação das posições dos casos de carga estáticos: (a) Ensaio de carga na ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005); (b) Ensaio de carga na ponte Dean's Mill (Hag-Elsafi, 2006).....	14
Figura 2.6 - (a) Defletómetro digital; (b) Defletómetro mecânico (Rodrigues, 2012).	17
Figura 2.7 - Esquema do circuito elétrico do LVDT (Félix, 2004).	18
Figura 2.8 - Pormenor de um LVDT (Faria, 2008).	18
Figura 2.9 - Determinação do deslocamento vertical através da variação do nível hidrostático (Rodrigues, 2012).	19
Figura 2.10 – Estação total eletrónica Berger, modelo CST-205.	20
Figura 2.11 – Elementos topográficos instalados no viaduto Gonçalo Cristóvão, Porto: (a) Alvo topográfico; (b) Régua topográfica.	20
Figura 2.12 – Extensómetro de corda vibrante (Dimande, 2010).	21
Figura 2.13 – Exemplos de aplicação de extensómetros de corda vibrante (Rodrigues, 2012): (a) Aplicação na superfície do elemento estrutural; (b) Aplicação no interior do elemento estrutural.	22
Figura 2.14 – Extensómetro de resistência elétrica (Félix, 2004).....	23
Figura 2.15 – Exemplos de geometria das grelhas disponíveis nos extensómetros de resistência elétrica (Rodrigues, 2012).	24
Figura 2.16 – Esquema de preparação da superfície de instalação do extensómetro de resistência elétrica (Rodrigues, 2012).	26
Figura 2.17 – Borracha moldável aplicada sobre um sensor (Dimande, 2010).....	26

Figura 2.18 – Princípio geral dos sensores em fibra ótica (Rodrigues, 2011).....	27
Figura 2.19 – Princípio de funcionamento das redes de Bragg (Rodrigues, 2011): (a) Configuração da rede de Bragg; (b) Espectro de luz de entrada; (c) Espectro de luz transmitida; (e) Espectro de luz refletida.	28
Figura 2.20 - Extensómetro de fibra ótica e resistência elétrica.	29
Figura 2.21 - Clinómetro de bolha de ar Stoppani (Rodrigues, 2012).	30
Figura 2.22 - Inclínómetro elétrico (Rodrigues, 2012).	31
Figura 2.23 – Aplicação de células de carga (LNEC; Branco, 2011): (a) Medição de esforço normal em tirante com célula de carga elétrica; (b) Medição de reações de apoio com célula de carga hidráulica.	33
Figura 2.24 – Detetor resistivo de temperatura (Félix, 2004): (a) Sensor PT100; (b) Sensor PT100 encapsulado.....	34
Figura 2.25 – Placa de isolamento térmico sobre um sensor (Cavadas, 2008).....	35
Figura 2.26 – Princípio do funcionamento dos termopares (Félix, 2004); (a)efeito de Seebeck; (b) Tensão de Seebeck em circuito aberto.	36
Figura 2.27 – Acelerómetro piezoelétrico (Figueiredo, 2006): (a) Esquema de funcionamento interno; (b) Modelo PCB 393C	37
Figura 2.28 – Esquema interno de um acelerómetro capacitivo (Figueiredo et al, 2007).	38
Figura 3.1 – Geometrias típicas de elementos finitos de uma a três dimensões (Fillipa, 2004).	42
Figura 3.2 - Elemento de barra.....	42
Figura 3.3 - Elemento de membrana quadrilátero e trilátero.....	43
Figura 3.4 - Elemento de placa quadrilátero e trilátero.	43
Figura 3.5 - Elemento de casca quadrilátero e trilátero.	44
Figura 3.6 - Elemento de volume.	44
Figura 3.7 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes de viga (Mercede, 2007).....	45
Figura 3.8 - Exemplos reais de pontes em viga.....	46
Figura 3.9 - Secção do tabuleiro de uma ponte em laje vazada (Pedro, 2007).....	46
Figura 3.10 - Secção do tabuleiro de uma ponte em laje vigada (Pedro, 2007).....	47
Figura 3.11 - Secção do tabuleiro de uma ponte em caixão (Pedro, 2007).....	47

Figura 3.12 - Representação das condições de apoio do modelo numérico 3 (Montenegro, 2011).....	48
Figura 3.13 - Ilustração de um trecho da ponte modelado com elementos de casca (Montenegro, 2011).....	49
Figura 3.14 - Modelação numérica de um dos tramos da ponte Eiffel (Cavadas, 2008).	50
Figura 3.15 - Comparação entre a linha de influência numérica e experimental, relativamente aos deslocamentos verticais (Cavadas et al., 2013).....	51
Figura 3.16 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes de arco (Merce, 2007).	51
Figura 3.17 - Exemplos reais de pontes em arco.	52
Figura 3.18 - Correspondência entre um módulo tipo do tabuleiro superior real e numérico (Santos, 1998).....	53
Figura 3.19 - Modelo simplificado do tabuleiro inferior e montantes de suspensão (Santos, 1998).....	53
Figura 3.20 - Modelo de simulação dos apoios entre os pilares metálicos e o tabuleiro superior (Santos, 1998).	54
Figura 3.21 - Modelação numérica da ponte Luiz I com elementos de barra (Santos, 1998).	54
Figura 3.22 - Modelo numérico em elementos finitos volumétricos da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002).	55
Figura 3.23 - Tensão de compressão nos blocos do arco 6 obtidas com base na análise não-linear considerando valores do assentamento diferencial do apoio Norte iguais a: a) 10 mm; b) 25 mm (Costa, 2002).....	56
Figura 3.24 - Tensão de tração nos blocos do arco 6 obtidas com base na análise não-linear considerando valores do assentamento diferencial do apoio Norte iguais a: a) 10 mm; b) 25 mm (Costa, 2002).....	56
Figura 3.25 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes atirantadas (Merce, 2007).....	57
Figura 3.26 - Exemplo de pontes atirantadas existentes.	57
Figura 3.27 - Comparação entre a secção transversal real do tabuleiro e o modelo da ponte Second Severn Crossing (Wendy et al., 2006).....	58
Figura 3.28 - Modelo inicial da ponte Second Server Crossing (Wendy et al., 2006)	59
Figura 3.29 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes suspensas (Merce, 2007).....	59
Figura 3.30 - Exemplos de pontes suspensas existentes.....	60
Figura 3.31 - Modelação numérica da torre da ponte suspensa John A.Roebling (Rene t al.,2003).	61
Figura 3.32 - Modelo numérico da ponte suspensa John A.Roebling (Ren et al., 2003).....	61
Figura 3.33 ~ Modelação das condições de apoio através da utilização de elementos de mola (Brownjohn et al., 2001).	64

Figura 3.34 - Simulação de uma ligação danificada de um modelo através de elementos fracos (Brownjohn et al., 2001).....	65
Figura 4.1 - Vista satélite da obra de arte (google earth, 2013).....	68
Figura 4.2 - Alçado e vista geral da ponte sobre o rio Sorraia.....	69
Figura 4.3 - Pormenor do tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia.....	70
Figura 4.4 - (a) Pormenor de pré-esforço consola; (b) Pormenor de pré-esforço exterior.....	71
Figura 4.5 - (a) Aparelhos de apoio dos pilares intermédios; (b) Aparelhos de apoio dos pilares de transição.	71
Figura 4.6 - Pormenores de uma junta de dilatação.....	72
Figura 4.7 - Pilares intermédios (P1 e P2) de ambos tabuleiros e suas secções transversais.....	73
Figura 4.8 - Pilares de transição Norte, PT-N.....	73
Figura 4.9 - Localização das secções instrumentadas de forma permanente (LABEST/FEUP, 2005).	75
Figura 4.10 - Divisão da secção do tabuleiro em alinhamentos (LABEST/FEUP, 2005).	75
Figura 4.11 - Localização das cabeças sensoras na secção 1 (Projeto SMARTE, 2004).	76
Figura 4.12 - Localização das cabeças sensoras na secção 2 (Projeto SMARTE, 2004).	77
Figura 4.13 - Localização das cabeças sensoras na secção 3 (Projeto SMARTE, 2004).	78
Figura 4.14 - Localização das cabeças sensoras na secção 4 (Projeto SMARTE, 2004).	79
Figura 4.15 - Localização das cabeças sensoras na secção 5 (Projeto SMARTE, 2004).	80
Figura 4.16 - Localização das cabeças sensoras na secção 6 (Projeto SMARTE, 2004).	81
Figura 4.17 - Localização das cabeças sensoras na secção 7 (Projeto SMARTE, 2004).	82
Figura 4.18 - Sensores de temperatura (esq.) e humidade relativa (dir.) existentes na ponte (LABEST/FEUP, 2005).....	83
Figura 4.19 - Localização dos sensores de temperatura embebidos na secção 5 (Projeto SMARTE, 2004).....	83
Figura 4.20 - Localização dos postos de observação do sistema de monitorização interna (FEUP/LABEST, 2005).....	84
Figura 4.21 - (a) Sistema de aquisição elétrico; (b) Sistema de aquisição ótico (LABEST/FEUP, 2005).....	84
Figura 4.22 - Localização dos reservatórios constituintes circuito hidráulico aplicado no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).	85

Figura 4.23 – (a) Reservatório; (b) Sensor de pressão.....	86
Figura 4.24 - Localização dos sensores de pressão no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).....	86
Figura 4.25 - Localização das secções onde se mediram as variações de inclinações com inclinómetros (LABEST/FEUP, 2005).....	87
Figura 4.26 - Inclinómetro utilizado durante o ensaio de carga.....	87
Figura 4.27 - Localização dos LVDT's para a medição dos deslocamentos relativos dos pilares intermédios P1e P2 (LABEST/FEUP, 2005).	88
Figura 4.28 - Pormenor da aplicação dos LVDTs nos pilares intermédios P1 (a) e P2 (b) durante o ensaio de carga.	88
Figura 4.29 - Medição de rotações a partir de deslocamentos verticais relativos (LABEST/FEUP, 2005).	89
Figura 4.30 - Localização dos LVDT's e comparadores analógicos na ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).....	89
Figura 4.31 - (a) Pormenor de um LVDT instalado no pilar PT-N; (b) Comparador analógico instalado no pilar PT-S (LABEST/FEUP, 2005).....	90
Figura 4.32 - Determinação de deslocamentos horizontais e rotações nos encontros (LABEST/FEUP, 2005). ..	90
Figura 4.33 - Localização dos postos de observação referente à monitorização externa (LABEST/FEUP, 2005).	91
Figura 4.34 – Veículo tipo utilizado no ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia.	92
Figura 4.35 - Veículos utilizados durante o ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia.	93
Figura 4.36 – Caso de carga 1 (momento máximo no vão Norte) – (LABEST/FEUP, 2005).	94
Figura 4.37 – Caso de carga 2 (momento máximo sobre o pilar P1) – (LABEST/FEUP, 2005).	95
Figura 4.38 – Caso de carga 3 (momento máximo no vão central) – (LABEST/FEUP, 2005).	95
Figura 4.39 – Caso de carga 4 (momento máximo sobre o pilar P2) – (LABEST/FEUP, 2005).	95
Figura 4.40 – Caso de carga 5 (momento máximo no vão Sul) – (LABEST/FEUP, 2005).	96
Figura 4.41 - Passagem lenta (LABEST/FEUP, 2005).	97
Figura 4.42 - Passagem rápida (um par de veículos) – (LABEST/FEUP, 2005).	98
Figura 4.43 - Passagem rápida (dois pares de veículos) – (LABEST/FEUP, 2005).	98

Figura 4.44 - Passagem com ressalto.	99
Figura 4.45 - Passagem com ressalto 1 e 2 (LABEST/FEUP, 2005).	99
Figura 4.46 - Deslocamentos verticais das secções S1 a S7 do tabuleiro - Posições estáticas.	101
Figura 4.47 - Rotações das secções do tabuleiro sobre os pilares P1 e P2 respetivamente - Posições estáticas.	102
Figura 4.48 - Extensões na fibra inferior e superior da secção S4 do tabuleiro - Posições estáticas.....	104
Figura 4.49 - Deslocamento verticais das secções S1 a S7 do tabuleiro - Passagem lenta.	105
Figura 4.50 - Rotações das secções do tabuleiro sobre os pilares P1 e P2 - Passagens lentas.	106
Figura 5.1 - Secções transversais do tabuleiro da ponte: (a) Secção sobre o eixo dos pilares intermédios; (b) Secção intermédia do vão central.....	109
Figura 5.2 - Vista em três perspetivas do tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia modelado com elementos barra.....	110
Figura 5.3 - Modelação dos pilares da ponte sobre o rio Sorraia.....	111
Figura 5.4 - Modelo numérico base da ponte sobre o rio Sorraia.	112
Figura 5.5 - Simulação do carregamento estático 3 (CC3).....	113
Figura 5.6 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 - Mod.1).	115
Figura 5.7 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 - Mod.1).	115
Figura 5.8 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 - Mod.1).	116
Figura 5.9 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 4 - Mod.1).	116
Figura 5.10 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 - Mod.1).	117
Figura 5.11 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível dos deslocamentos verticais (Mod.1).....	117
Figura 5.12 - Erro do deslocamento vertical relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.1).	118
Figura 5.13 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 - Mod.1).	118

Figura 5.14 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Mod.1).	119
Figura 5.15 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.1).	119
Figura 5.16 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Mod.1).	120
Figura 5.17 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Mod.1).	120
Figura 5.18 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível das rotações (Mod.1).	121
Figura 5.19 - Erro das rotações relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.1).	122
Figura 5.20 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Mod.1).	122
Figura 5.21 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Mod.1).	123
Figura 5.22 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Mod.1).	123
Figura 5.23 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 4 – Mod.1).	124
Figura 5.24 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 – Mod.1).	124
Figura 5.25 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível da curvatura (Mod.1).	125
Figura 5.26 - Erro da curvatura relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.1).	125
Figura 5.27 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	126
Figura 5.28 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	126
Figura 5.29 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	126
Figura 5.30 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	127
Figura 5.31 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	127

Figura 5.32 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S6 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	127
Figura 5.33 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	128
Figura 5.34 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível do deslocamento vertical (Passagem lenta - Mod.1).	129
Figura 5.35 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	129
Figura 5.36 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).	130
Figura 5.37 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível da rotação (Passagem lenta -Mod.1).	130
Figura 6.1 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 2).	136
Figura 6.2 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).	136
Figura 6.3 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 2).	137
Figura 6.4 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 4 – Modelo numérico 2).	137
Figura 6.5 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 – Modelo numérico 2).	137
Figura 6.6 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 2).....	138
Figura 6.7 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).....	139
Figura 6.8 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Modelo numérico 2).....	139
Figura 6.9 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Modelo numérico 2).....	139
Figura 6.10 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Modelo numérico 2)....	140
Figura 6.11 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 2).	141

Figura 6.12 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).	141
Figura 6.13 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 2).	142
Figura 6.14 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).	142
Figura 6.15 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 – Modelo numérico 2).	142
Figura 6.16 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).	144
Figura 6.17 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).	144
Figura 6.18 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).	144
Figura 6.19 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).	145
Figura 6.20 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).	145
Figura 6.21 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.2).	146
Figura 6.22 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.2).	147
Figura 6.23 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação do módulo de elasticidade do tabuleiro (Casos de carga estáticos).	148
Figura 6.24 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação do módulo de elasticidade do tabuleiro (Passagem lenta).	149
Figura 6.25 - Erro global referente aos modelos de variação do módulo de elasticidade do tabuleiro.	149
Figura 6.26 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 3).	152

Figura 6.27 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 3).....	153
Figura 6.28 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 3)....	154
Figura 6.29 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Modelo numérico 3)....	154
Figura 6.30 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 3).....	155
Figura 6.31 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 3).....	156
Figura 6.32 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).	157
Figura 6.33 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).	157
Figura 6.34 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).	158
Figura 6.35 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).	159
Figura 6.36 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Casos de carga estáticos).	160
Figura 6.37 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Passagem lenta).	160
Figura 6.38 - Erro global referente aos modelos de variação da rigidez dos aparelhos de apoio.	161
Figura 6.39 - Modelo de Winkler (Santos, 2008).	162
Figura 6.40 - Modelação do maciço de encabeçamento.	164
Figura 6.41 - Representação dos apoios elásticos introduzidos no programa de cálculo automático.	165
Figura 6.42 - Modelação base do modelo numérico 4 - (Variação da rigidez lateral de fundações).....	166
Figura 6.43 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 4).....	167
Figura 6.44 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 4).....	167

Figura 6.45 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 4)...	169
Figura 6.46 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Modelo numérico 4)...	169
Figura 6.47 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 4).....	170
Figura 6.48 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 4).....	171
Figura 6.49 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).....	172
Figura 6.50 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).....	172
Figura 6.51 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).....	173
Figura 6.52 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).....	174
Figura 6.53 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez lateral de fundações (Casos de carga estáticos).....	175
Figura 6.54 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez lateral de fundações (Passagem lenta).....	176
Figura 6.55 - Erro global referente aos modelos de variação da rigidez lateral de fundações.....	176
Figura 6.56 - Pormenor da ligação entre a barra simuladora dos elementos adicionais do tabuleiro e as secções do mesmo (Modelo 5).....	179
Figura 6.57 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 5).....	180
Figura 6.58 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 5).....	181
Figura 6.59 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 5)...	182
Figura 6.60 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Modelo numérico 5)...	182
Figura 6.61 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 5).....	183

Figura 6.62 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 5).....	183
Figura 6.63 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).	185
Figura 6.64 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).	185
Figura 6.65 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).	186
Figura 6.66 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).	186
Figura 6.67 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro (Casos de carga estáticos).	187
Figura 6.68 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro (Passagem lenta).	188
Figura 6.69 - Erro global referente aos modelos de variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte.....	188
Figura 6.70 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).	191
Figura 6.71 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).	191
Figura 6.72 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).	192
Figura 6.73 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível dos deslocamentos verticais (Mod.C55 vs Mod.Base – Casos de carga estáticos).....	193
Figura 6.74 - Erro do deslocamento vertical relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.C55 vs Mod.Base).	194
Figura 6.75 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).....	194
Figura 6.76 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 3 – Mod.C55).	195

Figura 6.77 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).....	195
Figura 6.78 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível das rotações (Mod.C55 vs Mod.Base – Casos de carga estáticos).....	196
Figura 6.79 - Erro da rotação relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.C55 vs Mod.Base).	196
Figura 6.80 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).....	197
Figura 6.81 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).....	197
Figura 6.82 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).....	198
Figura 6.83 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível da curvatura (Mod.C55 vs Mod.Base – Casos de carga estáticos).....	199
Figura 6.84 - Erro da curvatura relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.C55 vs Mod.Base).....	199
Figura 6.85 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).	200
Figura 6.86 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).	200
Figura 6.87 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).	201
Figura 6.88 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível dos deslocamentos verticais (Mod.C55 vs Mod.Base – Passagem lenta).....	201
Figura 6.89 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).	202
Figura 6.90 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).	203
Figura 6.91 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível das rotações (Mod.C55 vs Mod.Base – Passagem lenta).....	203
Figura 7.1 - Comparação do erro obtido pelo modelo numérico Base e pelo modelo otimizado (C55).	211

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Tecnologias de sensores em fibra ótica e respectivas propriedades da luz medidas (Rodrigues, 2011).	27
Tabela 4.1 - Características geométricas mais relevantes dos veículos utilizados (LABEST/FEUP, 2005).	92
Tabela 4.2 - Características dos veículos utilizados (LABEST/FEUP, 2005).	93
Tabela 4.3 - Procedimentos de ensaio para o tabuleiro Este da ponte.	94
Tabela 4.4 - Posições estáticas.	96
Tabela 4.5 - Passagens lentas.	97
Tabela 4.6 - Passagens rápidas.	98
Tabela 4.7 - Passagens com ressalto.	99
Tabela 4.8 - Deslocamentos verticais experimentais (Casos de carga estáticos).	101
Tabela 4.9 - Valores das rotações nas secções sobre os pilares P1 e P2 - Casos de carga estáticos.	103
Tabela 4.10 - Valores experimentais da curvatura correspondentes às secções S1 a S7 – Casos de carga estáticos.	104
Tabela 5.1 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (CC1 – Mod.1).	115
Tabela 5.2 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Mod.1).	115
Tabela 5.3 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.1).	116
Tabela 5.4 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Mod.1).	116
Tabela 5.5 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Mod.1).	117
Tabela 5.6 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Mod.1).	119
Tabela 5.7 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Mod.1).	119

Tabela 5.8 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.1).....	120
Tabela 5.9 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Mod.1).....	120
Tabela 5.10 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Mod.1).....	121
Tabela 5.11 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Mod.1).....	122
Tabela 5.12 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Mod.1).....	123
Tabela 5.13 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.1).....	123
Tabela 5.14 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Mod.1).....	124
Tabela 5.15 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Mod.1).....	124
Tabela 5.16 - Erro global do modelo numérico base (Modelo 1).....	131
Tabela 6.1 - Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro relativa aos oito modelos numéricos.....	135
Tabela 6.2 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).....	138
Tabela 6.3 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Rotação - Casos de carga estáticos).....	140
Tabela 6.4 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Curvatura - Casos de carga estáticos).....	143
Tabela 6.5 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical – Passagem lenta).....	145
Tabela 6.6 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Rotação – Passagem lenta).....	147
Tabela 6.7 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro.....	150

Tabela 6.8 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação dos aparelhos de apoio da ponte (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).	153
Tabela 6.9 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação dos aparelhos de apoio da ponte (Rotação - Casos de carga estáticos).....	154
Tabela 6.10 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação dos aparelhos de apoio da ponte (Curvatura - Casos de carga estáticos).....	156
Tabela 6.11 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Deslocamento vertical – Passagem lenta).	158
Tabela 6.12 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Rotação - Passagem lenta).	159
Tabela 6.13 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação da rigidez dos aparelhos de apoio.	161
Tabela 6.14 - Taxa de variação do módulo de reação do solo (argila mole) utilizados em cada um dos modelos numéricos.	166
Tabela 6.15 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).	168
Tabela 6.16 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Rotação - Casos de carga estáticos).....	169
Tabela 6.17 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Curvatura - Casos de carga estáticos).....	171
Tabela 6.18 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Deslocamento vertical – Passagem lenta).....	173
Tabela 6.19 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Rotação – Passagem lenta).	174
Tabela 6.20 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação da rigidez lateral de fundações.....	177
Tabela 6.21 - Homogeneização da área em aço dos elementos adicionais do tabuleiro da ponte.	179
Tabela 6.22 - Variação da área dos elementos adicionais ao tabuleiro.	179
Tabela 6.23 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).	181
Tabela 6.24 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte (Rotação - Casos de carga estáticos).	182

Tabela 6.25 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte (Curvatura - Casos de carga estáticos).....	184
Tabela 6.26 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais ao tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical – Passagem lenta).....	185
Tabela 6.27 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais ao tabuleiro da ponte (Rotação – Passagem lenta).....	187
Tabela 6.28 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro.	189
Tabela 6.29 - Valores dos parâmetros modelares utilizados no modelo numérico C55.....	190
Tabela 6.30 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).....	191
Tabela 6.31 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).....	192
Tabela 6.32 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).....	192
Tabela 6.33 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).....	194
Tabela 6.34 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).....	195
Tabela 6.35 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).....	195
Tabela 6.36 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico C55).....	197
Tabela 6.37 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.C55).....	198
Tabela 6.38 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Modelo numérico C55).....	198
Tabela 6.39 - Erro global do modelo numérico C55.....	204

1

Introdução

1.1 Enquadramento geral

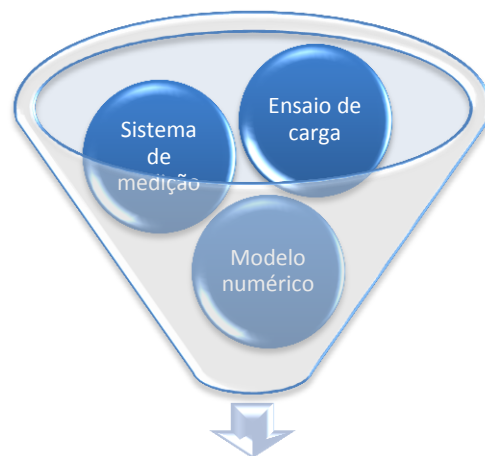
Desde o início das sociedades, com a conceção e o desenvolvimento de vias de comunicação, que a necessidade do ser humano ultrapassar obstáculos, como travessias de rios, vales ou cruzamentos desnivelados, alavancou a criação de pontes e viadutos para superar tais travessias anteriormente intransponíveis. Essa faculdade de criar engenhos que solucionassem problemas do quotidiano viria a tornar-se objeto de estudo, dando origem a uma ciência, que hoje comumente se designa de Engenharia Civil.

Todavia, a necessidade de concretizar tais obras não poderia nunca descurar fortes parâmetros de segurança e funcionalidade, para que os obstáculos fossem ultrapassados com sucesso, segurança e da forma mais cómoda possível.

Sendo assim, e reconhecendo a premência da segurança e da funcionalidade como fatores de extrema relevância na execução de uma obra de arte, torna-se necessário no final da sua construção, perspetivar uma avaliação do seu desempenho e da sua integridade estrutural.

Com isto e no caso em particular, para cumprir os requisitos da avaliação, são executados, na ponte/viaduto ensaios de carga. Tais ensaios são cumpridos através da condução de provas de carga na estrutura, podendo estas ser de carácter estático ou dinâmico. A execução do referido ensaio é aliado à implementação de um sistema de medição provisório na ponte/viaduto, com o objetivo de se proceder à recolha de diversos parâmetros estruturais reais como deformações, rotações, extensões, acelerações entre outras grandezas representativas, de forma a caracterizar a resposta da estrutura ao nível estático e/ou dinâmico.

Ainda atualmente, pese embora o advento da modulação numérica computacional, de modo a se elaborar uma avaliação da conformidade entre a estrutura executada e os pressupostos indicados no projeto de estruturas, justifica-se a comparação entre a resposta real da estrutura e a obtida pelo modelo numérico concebido pelo projetista. A Figura 1.1 ilustra a abordagem proposta.



Avaliação da conformidade entre a estrutura executada e os pressupostos indicados no projeto de estruturas.

Figura 1.1 - Procedimentos necessários na avaliação da conformidade entre a estrutura executada e os pressupostos indicados no projeto de estruturas.

A validação dos modelos numéricos é aqui atestada pelos resultados obtidos durante o ensaio de carga, através da comparação entre o comportamento estrutural numérico e experimental.

Na perspetiva do modelo concebido pelo projetista possuir um comportamento diferente do observado por via experimental, torna-se indispensável a sua atualização através da análise e variação de parâmetros sensíveis ao comportamento estrutural.

Após a obtenção da correta quantificação e caracterização de um número substancial de parâmetros e variáveis dos materiais estruturais e condições fronteira da estrutura, é então possível calibrar e validar os modelos numéricos (Figueiredo, 2006).

Recorrendo-se ao modelo numérico final, devidamente calibrado, torna-se possível a simulação de outros comportamentos estruturais, que por sua vez, são difíceis de se obter por via experimental. Só assim poderá ser avaliado o comportamento efetivo da estrutura,

aferida a sua segurança e classificado o seu desempenho. Além disso, este modelo numérico final servirá de referência para a vida útil do comportamento estrutural da ponte.

1.2 Objetivos

O ponto de partida da presente dissertação centra-se na avaliação experimental do comportamento estrutural de obras de arte com recurso a ensaios de carga específicos. Abordar-se-ão as metodologias de ensaios, bem como os principais meios envolvidos. Depois disso procura-se uma estratégia de modelação numérica eficaz, capaz de simular de forma adequada o comportamento estrutural, de modo a servir também de complemento aos resultados experimentais obtidos. Para o efeito, será realizada uma abordagem evolutiva segundo o enquadramento geral da dissertação, estabelecendo-se os seguintes objetivos:

1. Os ensaios de carga realizados em obras de arte são de extrema importância. Pretende-se apresentar de uma forma clara os tipos de ensaio habitualmente utilizados em pontes/viadutos, de acordo com os seus objetivos, bem como os procedimentos necessários para a sua execução.
2. A aplicabilidade dos sistemas de medição durante os ensaios de carga é igualmente relevante no estudo do comportamento estrutural da obra a ensaiar. Tendo em conta a grandeza de medição objeto de estudo, procurar-se-á abordar os principais tipos de instrumentos de medida correntemente utilizados nos ensaios de carga.
3. A modelação numérica é muito importante na representação e interpretação do comportamento estrutural obtido aquando da realização dos ensaios de receção. Pretende-se apresentar de forma clara, as principais abordagens de elementos finitos recorrentes na modelação numérica de estruturas, bem como os procedimentos necessários para a atualização/calibração de modelos numéricos, com o objetivo de transmitir a importância de uma boa conceção do modelo.

4. Recorrendo ao estudo de um caso real, correspondente à execução de um ensaio de carga numa ponte, pretende-se apresentar a conceção do ensaio de carga e do sistema de medição implementado, bem como o tratamento e apresentação dos principais resultados obtidos.
5. É também objetivo da presente dissertação a conceção de um modelo numérico base referente ao caso de estudo, cujos parâmetros estruturais se admitem serem idênticos aos utilizados no projeto de execução. *A posteriori* este será alvo de comparação com os resultados obtidos por via experimental.
6. Por último, tem-se como meta a atualização/calibração do modelo numérico base, através do estudo e variação de vários parâmetros estruturais. Através da referida variação pretende-se também analisar os efeitos resultantes, ao nível do comportamento estrutural, permitindo dessa forma verificar quais dos parâmetros são os mais influentes.

1.3 Organização da dissertação

A dissertação desenvolve-se em sete capítulos. O primeiro, nomeado como a introdução, pretende contextualizar o assunto em estudo, pelo que oferece um enquadramento geral do tema a desenvolver, elencando desde logo os objetivos que se pretendam atingir.

No **Capítulo 2** são descritos os tipos de ensaios de carga, usualmente executados em pontes e viadutos, bem como os seus objetivos. São ainda apresentados os procedimentos necessários para a sua realização, desde o tipo de ensaio a realizar, bem como o tipo de carregamento a utilizar. Ainda no mesmo capítulo são enumerados os tipos de aparelhos de medição disponíveis, que definem o sistema de medição utilizado durante a execução do ensaio de carga.

No **Capítulo 3** expõe-se uma leve introdução à modelação numérica, onde são apresentados vários tipos de modelação recorrentes, dos quais se referem os elementos comumente utilizados pelo método dos elementos finitos. Ainda neste capítulo são apresentados

exemplos da concepção de modelos numéricos para diferentes tipologias estruturais de pontes. Nesta secção são ainda abordados os procedimentos necessários na atualização/calibração de modelos numéricos.

O caso de estudo é apresentado no **Capítulo 4**. Nesta secção é feita a descrição e caracterização da ponte sobre o rio Sorraia, bem como do sistema de medição instalado na mesma. Apresenta-se a execução do ensaio de carga, onde são descritos os veículos utilizados, os casos de carga, as metodologias utilizadas e os resultados obtidos durante o ensaio.

No **Capítulo 5** é descrita a concepção do modelo numérico base, caracterizado pela utilização dos parâmetros indicados no projeto de execução. Aqui é realizada uma discretização da estrutura ao nível dos métodos utilizados na sua modelação, sendo que também se efetua uma interpretação dos resultados obtidos. Tais resultados são apresentados e comparados com os obtidos a partir do ensaio, permitindo verificar a adequabilidade do modelo através do erro global resultante.

O **Capítulo 6** versa sobre a realização de uma análise paramétrica do comportamento estrutural. Através desta, são estudados e avaliados, em separado, a variação de quatro parâmetros de modulação estrutural. A referida análise foca-se na avaliação da influência do módulo de elasticidade, da rigidez dos aparelhos de apoio, da rigidez das fundações e da rigidez de elementos secundários, não estruturais. Procede-se a uma comparação com os valores experimentais, tirando-se as devidas conclusões em cada um deles.

Ainda neste capítulo e após a realização do anterior estudo, é também efetuada uma tentativa de otimização do modelo numérico base. Esta é executada através da realização de várias combinações, desta vez em conjunto, dos parâmetros modelares anteriormente estudados, cuja influência no comportamento estrutural da ponte seja determinante. Os resultados obtidos pelo modelo numérico são alvo de análise e comparação com os obtidos pelo ensaio.

Por fim, no **Capítulo 7**, resumem-se as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento do presente trabalho, verificando-se se os objetivos foram atingidos. No referido capítulo são ainda referidas propostas de desenvolvimentos futuros.

2

Ensaio de Carga

2.1 Introdução

Os ensaios de carga baseiam-se na submissão de uma dada estrutura a determinadas solicitações com o objetivo de se obter a resposta da estrutura a nível estático e/ou dinâmico. Estes ensaios executam-se com um sistema de medição instalado na estrutura com o fim de recolher diversos parâmetros estruturais reais, como deformações, rotações, extensões, acelerações e variações de temperatura.

Desde tempos remotos que os ensaios de carga têm suportado o projeto e a construção de novas estruturas. A avaliação da conformidade e a aferição do bom comportamento na fase final da construção tem dado origem à preconização de ensaios de carga antes da abertura ao trânsito das obras mais importantes. Serve de referência o ensaio realizado pelo LNEC na ponte 25 de Abril, tal como representa a ilustração da Figura 2.1.



Figura 2.1 - Ensaio de carga na ponte 25 de Abril (LNEC, 1966).

Decorrente da evolução processada na e pela sociedade, estes ensaios de carga são também de extrema importância em pontes e viadutos devido às alterações ocorridas fruto da circulação ferro e rodoviária. A título de exemplo, basta relembrar o incremento abrupto de tráfego e o aumento de capacidade dos veículos de transporte de pessoas e mercadorias. Sendo assim, torna-se premente proceder à verificação da capacidade de carga em pontes

já existentes face às novas exigências funcionais e de segurança. Serve de exemplo o ensaio de carga realizado na ponte Luiz I, no âmbito do projeto de adaptação e reforço para a instalação no tabuleiro superior do metropolitano ligeiro do Porto. A Figura 2.2 ilustra o ensaio de carga realizado na ponte Luiz I.



Figura 2.2 - Realização de um ensaio de carga na ponte Luiz I (Félix, 2004).

Os ensaios de carga em pontes e viadutos podem ser realizados através da combinação criteriosa de veículos, tais como camiões/comboios ou através do tráfego automóvel/ferroviário existente.

Quando se está na presença de um ensaio com um conjunto de cargas definidas procura-se caracterizar a resposta da estrutura controlada, tendo em conta que o peso dos camiões é conhecido, bem como o percurso efetuado ou a sua posição estática. Através da possibilidade de escolha do nível de carga e das posições dos camiões pode-se analisar a estrutura em pontos específicos, bem como se pode atingir os parâmetros de deformação e vibração elevados. É de salientar que este sistema de carregamento necessita da interrupção do tráfego e acarreta custos devido à disponibilização dos camiões.

Em alternativa, sendo o próprio tráfego existente escolhido como sistema de carregamento, a resposta da estrutura deixa de ser controlada devido ao desconhecimento do valor das cargas presentes, bem como a inexistência de um traçado de percurso definido. Neste sistema de carregamento a preparação e colocação dos instrumentos de medição torna-se difícil pois o tabuleiro da ponte/viaduto não se encontra com a circulação interrompida. Porém, é de salientar que neste caso o custo e a entropia do sistema de carga são nulos.

Nas pontes e viadutos os ensaios de carga a executar podem ser classificados como estáticos ou dinâmicos. Os ensaios estáticos consistem na combinação de casos de carga e descarga com camiões carregados com o mesmo material, localizados em pontos específicos da ponte, com o objetivo de provocarem uma solicitação controlada na estrutura. Podem-se procurar as posições de carga conducentes aos maiores esforços e proceder à recolha das grandezas que melhor caracterizam o comportamento da estrutura.

Já os ensaios de carga dinâmicos consistem na passagem sobre a estrutura de um ou mais veículos em posições separadas ou em conjunto com velocidades constantes, devidamente carregados de forma a criar a interação entre os veículos e o pavimento. Pode-se provocar mesmo uma maior componente dinâmica impondo ressaltos na via. Através do ensaio dinâmico é possível determinar os parâmetros de controlo de comportamento dinâmico das estruturas, destacando-se a sua frequência fundamental de vibração e o coeficiente de amortecimento.

Uma abordagem completa, com recurso a ensaios de carga estáticos e dinâmicos, em conjunto com o sistema de medição implementado, sustentado por um modelo numérico validado, possibilita uma melhor análise e compreensão do comportamento estrutural da obra.

2.2 Classificação dos ensaios de cargas em pontes e viadutos

Os ensaios de carga podem ser ensaios de receção ou ensaios de avaliação estrutural.

2.2.1 Ensaio de receção

São designados de receção quando são ensaios a realizar em pontes/viadutos novos, ou acabados de reforçar ou reabilitar (Branco, 2011).

2.2.1.1 Objetivos

Em pontes e viadutos em fase de conclusão de obra existe a necessidade de se proceder à calibração e validação dos seus modelos numéricos usados no projeto, sendo para isso de extrema importância o conhecimento do comportamento estrutural efetivo quando submetida a diversos casos de carga e descarga. Nestas novas estruturas os ensaios de carga também são realizados com o objetivo de se verificarem as condições de segurança e integridade da estrutura executada, em relação aos parâmetros indicados no projeto de estruturas.

Os ensaios de receção servem também para criar, em conjunto com o modelo numérico, uma situação de referência para a vida útil do comportamento estrutural da ponte, que servirá para posterior comparação após ocorrência de acidentes ou deterioração dos materiais estruturais (Branco, 2011).

2.2.2 Ensaio de avaliação estrutural

São designados de avaliação estrutural quando se referem aos ensaios de carga realizados em pontes existentes para avaliar a sua capacidade estrutural (Branco, 2011).

2.2.2.1 Objetivos

Nas pontes existentes, a avaliação da segurança estrutural mais consistente inclui também a realização de ensaios de carga. Procura-se estimar a sua capacidade máxima de carga permitida, combinando os resultados dos ensaios de carga com o desenvolvimento de um modelo numérico devidamente calibrado. A profundidade desta análise torna-se extremamente importante pois, os resultados poderão permitir concluir, que a ponte ofereça níveis de capacidade resistente adequados para as novas exigências de carga, não sendo assim necessário proceder ao seu reforço ou à sua reabilitação.

Estes ensaios de avaliação estrutural são importantes pois, por vezes, existe ausência de documentação a nível estrutural em estruturas antigas e ou dúvidas em relação ao estado dos seus materiais e ao seu funcionamento (Casas J., 2009).

Quando as pontes ou viadutos apresentam sinais de deterioração dos materiais estruturais através do seu envelhecimento ou danos físicos, torna-se necessário recorrer a ensaios de carga para determinar a capacidade real da estrutura.

É de salientar que, em qualquer um dos ensaios referidos, a análise dos resultados dos ensaios que caracterizam o comportamento estrutural, deve ser sempre realizado com o apoio de um modelo numérico devidamente calibrado.

2.3 Procedimentos

De acordo com Branco (2011) os regulamentos para ensaios de receção em pontes são inexistentes em muitos países (incluindo Portugal). Os procedimentos dos ensaios de carga são geralmente definidos pelo projetista ou mesmo pela equipa que os realiza, onde a experiência é um fator de extrema importância.

2.3.1 Definição do tipo de ensaio a realizar

O projetista da obra de arte ou a própria equipa responsável pela execução do ensaio de carga deverá definir, consoante a necessidade de se observar o comportamento da estrutura, o tipo de ensaio a executar. Este poderá ser do tipo estático e/ou dinâmico, em que o primeiro remete para passagens de veículos com posições estáticas ou passagens lentas dos mesmos, e o segundo engloba a passagem rápida de veículos e as passagens rápidas com ressalto.

2.3.2 Carregamento a utilizar

No âmbito da realização de ensaios de carga, frequentemente recorre-se a camiões no carregamento de obras de arte, sendo de salientar a possibilidade destes veículos poderem ser ou não dotados de carga adicional. Como exceção indica-se o caso das pontes ferroviárias, em que naturalmente se recorre ao uso de locomotivas para executar tais testes.

Antes da realização de qualquer ensaio deverá proceder-se à caracterização das dimensões, peso total e por eixo dos veículos, definidos para a execução do carregamento. Os veículos a utilizar devem ser idênticos, ao nível da geometria e peso. Durante a realização dos ensaios, os veículos deverão ser devidamente identificados por meio de um dístico como ilustrado na Figura 2.3. A sua identificação é importante, pois cada um deles tem o seu próprio peso, pelo que este procedimento facilita o seu correto posicionamento no ensaio.



Figura 2.3 - Identificação dos camiões utilizados no ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).

2.3.3 Passagens com posições estáticas

Primeiramente é necessária a definição de um conjunto de casos de carga para a estrutura ensaiada, correspondentes a posições críticas de veículos imobilizados no tabuleiro. As posições dos casos de carga estáticos são definidas, tendo em conta o número de veículos a utilizar e o sentido da marcha, de maneira a se obter os máximos deslocamentos verticais, rotações e extensões das secções críticas da estrutura, devidamente instrumentadas. É de

referir que estes carregamentos podem ser centrados ou excêntricos, em relação ao centro do tabuleiro da obra de arte, como ilustrado na Figura 2.4. Os carregamentos excêntricos, provocados pelo posicionamento dos camiões apenas num dos lados do tabuleiro, permitem a observação do comportamento da estrutura quando submetida a uma força excêntrica com potenciais efeitos de torção.

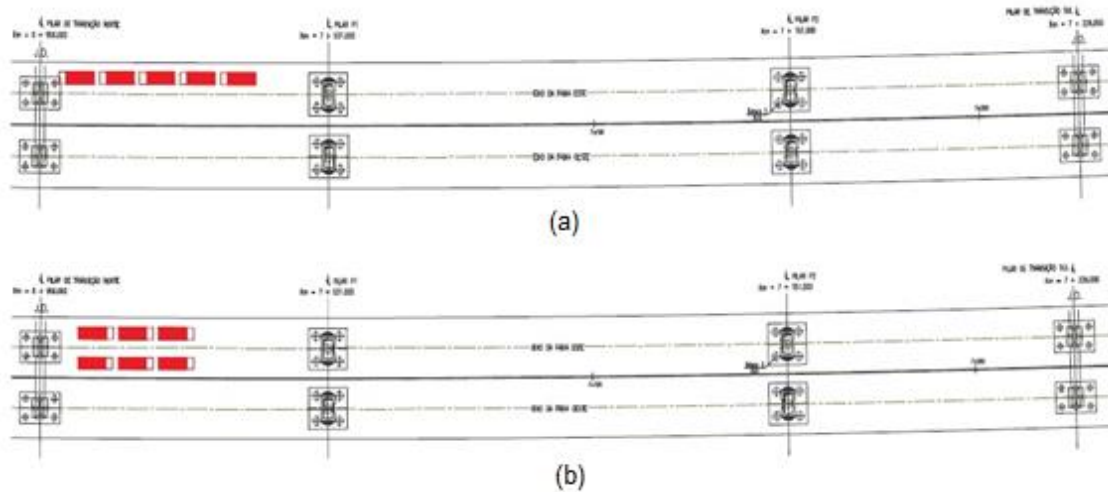


Figura 2.4 - Carregamento estáticos executados no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia: (a) Carregamento excêntrico; (b) Carregamento centrado (LABEST/FEUP, 2005).

A definição do sentido é importante, pois é possível percorrer o mesmo percurso com uma sequência dos casos de carga, otimizando o tempo de duração do ensaio de carga e, por consequência, o período de mobilização dos veículos (Félix, 2004).

Nestes ensaios, um sistema de medição específico, previamente instalado na estrutura, faz o registo das diversas grandezas a observar, enquanto os veículos efetuam paragens de curta duração (cerca de 3 minutos), entre várias posições de carga estáticas. Com o objetivo de se definirem os valores de referência da ponte sem cargas adicionais, o sistema de medição permanece em funcionamento durante alguns minutos, antes da entrada e depois da saída dos camiões do tabuleiro (Félix, 2004).

Nestes casos de carga de natureza estática, é de grande relevância garantir que, a posição dos veículos imobilizados, corresponda efetivamente à posição definida. De maneira que se procede à definição das posições dos casos de carga, através da marcação do seu posicionamento no pavimento, passeios, separadores ou mesmo recorrendo a elementos de

sinalização, facilitando assim o trabalho dos condutores. A Figura 2.5 ilustra dois tipos de marcações do posicionamento dos veículos em passagens com posições estáticas.



Figura 2.5 - Tipos de marcação das posições dos casos de carga estáticos: (a) Ensaio de carga na ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005); (b) Ensaio de carga na ponte Dean's Mill (Hag-Elsafi, 2006).

2.3.4 Passagens lentas

As passagens lentas são realizadas através da travessia do tabuleiro, por um ou mais veículos, a uma velocidade reduzida e constante. Através deste tipo de passagem, são obtidas as linhas de influência correspondentes às grandezas de interesse na observação do comportamento estrutural. Este tipo de passagem tem como objetivo o estudo da evolução do comportamento da estrutura enquanto os veículos percorrem todas as possíveis posições de carregamento (Félix, 2004).

Nos casos em que é utilizado mais do que um veículo na passagem, é de salientar que o conjunto pode percorrer o tabuleiro da ponte em grupo, lado a lado, ou em fila num dos lados do tabuleiro. No primeiro caso, estamos diante de uma carga móvel centrada em relação ao tabuleiro ou, de acordo com o segundo caso, perante uma carga móvel excêntrica.

De acordo com Félix (2004) a obtenção das linhas de influência tem revelado grande utilidade na verificação da conformidade entre a obra construída e o modelo correspondente.

2.3.5 Passagens rápidas

As passagens rápidas são realizadas através da passagem com elevada velocidade no tabuleiro, de um veículo ou de um par de veículos lado a lado, no âmbito da avaliação da amplificação das ações provocadas pela velocidade. Em semelhança com as passagens lentas, aqui também se pretende obter as linhas de influência para as secções monitorizadas da estrutura. Quando é utilizado um par de veículos neste tipo de passagem, deve-se ter o cuidado de manter os mesmos lado a lado, circulando ao longo de todo o tabuleiro à mesma velocidade.

Sendo necessária a amplificação da ação dinâmica, pode-se realizar passagens rápidas com ressalto, através da colocação de uma régua no pavimento com dimensões previamente definidas. Esta régua é aplicada em plena via do tabuleiro, fazendo com que os eixos dos veículos sejam obrigados a passar-lhe por cima. Este tipo de passagem tem como finalidade a avaliação dos efeitos induzidos na estrutura pela ação dinâmica.

Sendo necessária a aplicação de todas estas passagens referidas num ensaio de receção, é de ter em consideração, a realização deles em seguimento, com o intuito de se alcançar uma otimização da duração do ensaio de carga.

2.4 Sistemas de medição e instrumentos de medida

Sendo o ensaio de carga uma técnica de análise eminentemente experimental, faz-se referência nesta secção aos sistemas de medição e instrumentos de medida que lhe servem de suporte.

Com o objetivo de aplicar um sistema de medição a uma estrutura torna-se premente o conhecimento sobre o processo de medição a utilizar, ou seja, é de extrema importância a seleção correta dos instrumentos de medição e interpretação dos valores medidos.

Na observação do comportamento estrutural através da aplicação de um sistema de medição, são recolhidos diversos parâmetros que caracterizam o comportamento global e local da estrutura. Em relação aos parâmetros inerentes ao comportamento global estão

compreendidas as grandezas de medição tais como, flechas máximas nos vãos condicionantes, rotações e assentamentos dos aparelhos de apoio. Na caracterização do comportamento local da estrutura, os parâmetros de grandezas caracterizadoras são as tensões, extensões, formação de fissuras e/ou abertura de fendas existentes.

Também de interesse são os parâmetros que caracterizam as condições ambientais a que a estrutura se encontra sujeita, nomeadamente a temperatura ambiente, a humidade relativa, a radiação solar e o vento. As variações de temperatura ambiente constituem um parâmetro de análise indispensável, que geralmente podem provocar deformações e tensões na estrutura. Segundo (Félix, 2002) a temperatura ambiente pode afetar os próprios sensores de medição, corrompendo as mesmas.

Os instrumentos de medida a utilizar dependem do tipo de grandeza que se pretende medir, o tipo e dimensão da estrutura, meios a aplicar, condicionantes técnicas, legais ou ambientais e precisão das grandezas necessárias. De seguida são apresentados diferentes instrumentos de medição normalmente utilizados nos ensaios de carga, de acordo com as grandezas que se pretendem observar.

2.4.1 Medição de deslocamentos

A medição de deslocamentos é de grande relevância num ensaio de carga, quer com o objetivo da obtenção das flechas máximas nas secções a estudar, assentamentos nos aparelhos de apoio ou mesmo os deslocamentos horizontais entre juntas. Os instrumentos de medição de deslocamentos mais usuais são defletómetros mecânicos/digitais, transdutores indutivos, sensores de pressão (nivelamento hidrostático) e alvos topográficos.

2.4.1.1 Defletómetro mecânico e digital

O defletómetro mecânico e o digital são instrumentos de medição de deslocamentos através da leitura direta da posição de agulha numa escala graduada. Entre as suas vantagens pode-se enumerar o seu fácil manuseamento pois não implica o uso de pessoal

especializado, e o facto de não necessitar de equipamento auxiliar e electricidade. Porém, como contra-indicação destaca-se o facto de não permitir o registo automático das medições. A Figura 2.6 ilustra um defletómetro digital e um mecânico

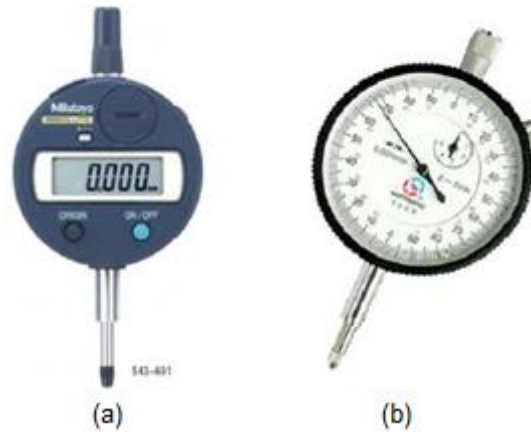


Figura 2.6 - (a) Defletómetro digital; (b) Defletómetro mecânico (Rodrigues, 2012).

2.4.1.2 Transdutores indutivos – LVDT

O LVDT possui uma estrutura básica constituída por um núcleo magnético cilíndrico posicionado entre 3 enrolamentos, dos quais um é designado por enrolamento primário e os outros dois por secundários. O enrolamento primário é alimentado por uma corrente alternada, normalmente sinusoidal (amplitude de 3 a 15V e frequência de 1 a 10 kHz) (Rodrigues, 2012).

A partir da posição do núcleo magnético cilíndrico (móvel) obtém-se a ligação magnética entre o enrolamento primário e cada um dos secundários. Quando o núcleo se posiciona na zona intermédia, significa que a tensão induzida nos dois enrolamentos secundários é igual, sendo assim a diferença de tensão nula. Já quando o núcleo se desloca provoca o aumento de tensões num enrolamento secundário e a diminuição no outro (Félix, 2004). Uma ilustração do funcionamento elétrico dos LVDT encontra-se representada na Figura 2.7.

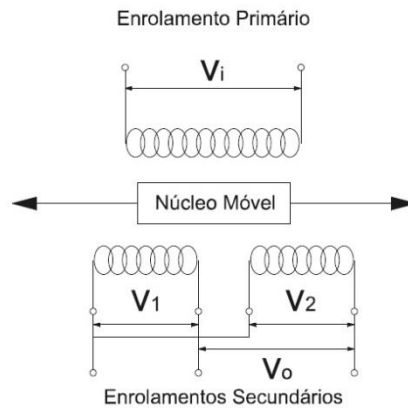


Figura 2.7 - Esquema do circuito elétrico do LVDT (Félix, 2004).

Os LVDTs são muito requisitados na medição de deslocamentos ou movimentos relativos, devido à amplitude do sinal de saída ser linear e, também por ser adequado a medições em regimes estáticos e dinâmicos, e por possuírem grande estabilidade, elevada exatidão e resolução (virtualmente) infinita, sendo apenas limitada pelo dispositivo de leitura (Rodrigues, 2012). Através da Figura 2.8 ilustra-se um exemplo de um LVDT.

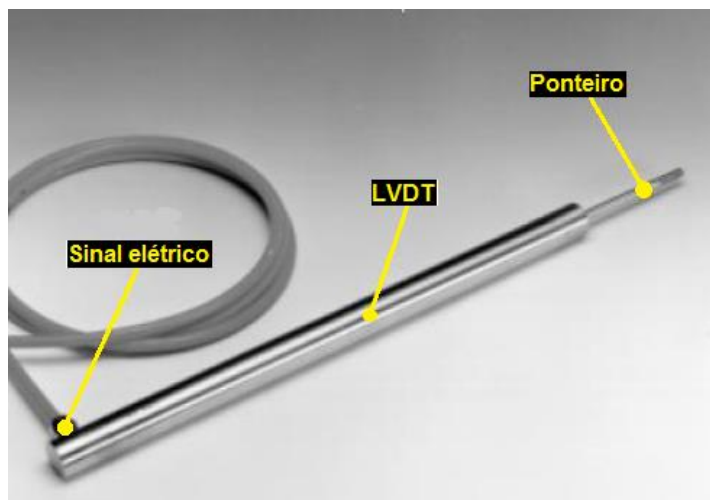


Figura 2.8 - Pormenor de um LVDT (Faria, 2008).

2.4.1.3 Sensores de pressão (métodos dos níveis líquidos)

Quando deparados com uma situação em que seja necessária a obtenção de deslocamentos verticais numa estrutura e seja de difícil ou inexecutável a definição dos seus pontos de referência ao solo, pode ser implementado um sistema de nivelamento hidrostático na estrutura. A dificuldade na definição dos pontos de referência em relação ao solo é frequente em pontes ou viadutos de grande altura.

Este método da variação dos níveis líquidos baseia-se na lei dos vasos comunicantes que permite a medição indireta dos deslocamentos verticais, através da instalação de um circuito hidráulico ao longo da estrutura, provido com vários pontos de saída. Nesses pontos de saída são instalados sensores de pressão e, um desses pontos será denominado como ponto de referência (fixo), enquanto os outros serão pontos de interesse na medição do deslocamento vertical, localizados nas respectivas secções de estudo.

Estando a estrutura sujeita a esforços originadores de deslocamentos verticais como no caso dos ensaios de carga, estes irão originar variações da altura dos níveis do líquido do circuito entre o ponto de referência e os pontos de interesse. A medição da variação de pressão associada com a variação do nível hidrostático permite a determinação do deslocamento na secção em estudo, como exemplificado na Figura 2.9.

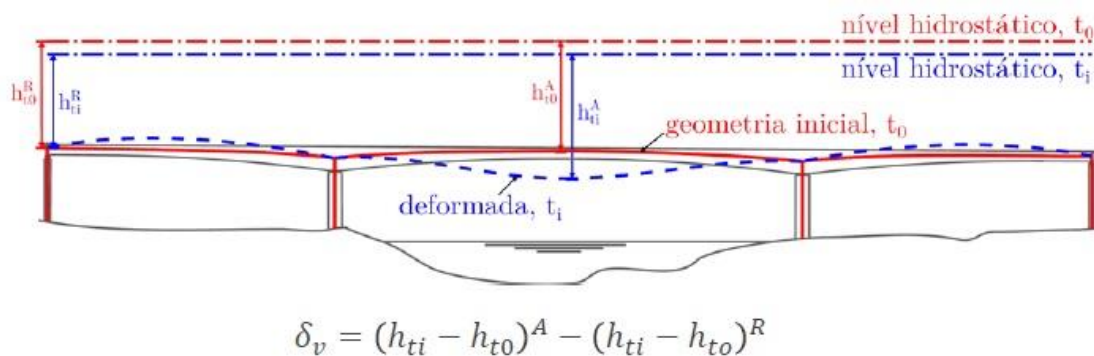


Figura 2.9 - Determinação do deslocamento vertical através da variação do nível hidrostático (Rodrigues, 2012).

É necessário ter em conta o período de tempo necessário para o circuito atingir o respetivo equilíbrio hidrostático nos diversos pontos de medição. Sendo assim, o tempo de resposta do sistema é influenciado pela amplitude do deslocamento, características do fluido e perdas de carga induzidas no circuito hidráulico (Félix, 2004).

2.4.1.4 Alvos topográficos

Quando reunidas as condições necessárias, é ainda possível a execução da medição de deslocamentos verticais com recurso a meios topográficos. Os instrumentos eletrónicos atualmente utilizados em topografia são designados por estações totais eletrónicas (ver

Figura 2.10. Estas estações possuem um microprocessador, que permite a quase totalidade do cálculo topográfico em tempo real (Antunes, 1995).



Figura 2.10 – Estação total eletrónica Berger, modelo CST-205.

Com a utilização das estações totais eletrónicas, devidamente posicionadas em pontos de referência isentos de qualquer movimento, e com a fixação de alvos e réguas topográficas em pontos estratégicos da estrutura, é possível, através da medição a laser periódica, o controlo das deformações experimentadas pela estrutura em análise. A Figura 2.11 apresenta um exemplo de um alvo e uma régua topográfica instalada no viaduto Gonçalo Cristóvão na cidade do Porto.

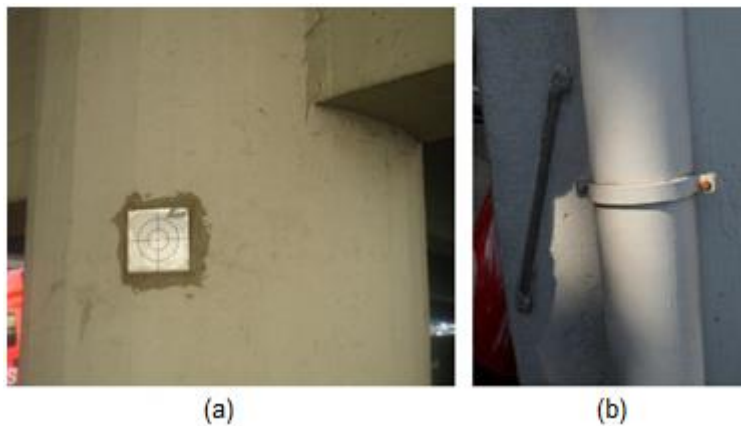


Figura 2.11 – Elementos topográficos instalados no viaduto Gonçalo Cristóvão, Porto:
(a) Alvo topográfico; (b) Régua topográfica.

2.4.2 Medição de extensões

Com o objetivo de analisar o comportamento de uma estrutura submetida a determinadas ações devidas a um ensaio de carga, torna-se imprescindível estudar as deformações mecânicas ocorridas. Os extensômetros são instrumentos que permitem a medição pontual de extensões. Estes podem ser mecânicos, de resistência elétrica, de corda vibrante ou de fibra ótica. A escolha dos extensômetros a utilizar é influenciada pelo tipo de estrutura a analisar (de madeira, alvenaria, metálica e betão), pela aplicação do sensor na superfície ou interior da estrutura e seus custos.

Atualmente, os extensômetros de resistência elétrica e os de corda vibrante ou em fibra ótica são os mais utilizados para medir extensões em aplicações de engenharia civil (Dimande, 2010). Atente-se então, com mais detalhe, aos extensômetros a que se recorre com mais frequência.

2.4.2.1 Extensômetros de corda vibrante

Os extensômetros de corda vibrante são constituídos por um fio metálico (corda vibrante), posicionado dentro de um tubo calafetado cujas extremidades apresentam discos de fixação, conforme apresentado na Figura 2.12.



Figura 2.12 – Extensômetro de corda vibrante (Dimande, 2010).

Este instrumento de medição de extensões baseia-se na proporcionalidade existente entre a frequência natural de vibração de um fio e a tensão a que se encontra submetido. A estrutura ao sofrer uma variação dimensional, provoca uma variação de tensão do fio e

consequentemente da sua frequência de vibração. Através da vibração do fio, o sinal de saída, em tensão, será analisado de forma a se determinar a frequência de vibração. Obtida a frequência de vibração da corda torna-se possível obter as extensões através de um método analítico que relaciona a frequência inicial de referência com a medida.

Os extensómetros de corda vibrante podem ser aplicados na superfície da estrutura através de dispositivos de fixação recorrentes a parafusos (estruturas de betão) ou por soldadura (estruturas metálicas). Este instrumento de medição também pode ser embebido em estruturas de betão. Na Figura 2.13 encontram-se exemplos de aplicação do extensómetro de corda vibrante.

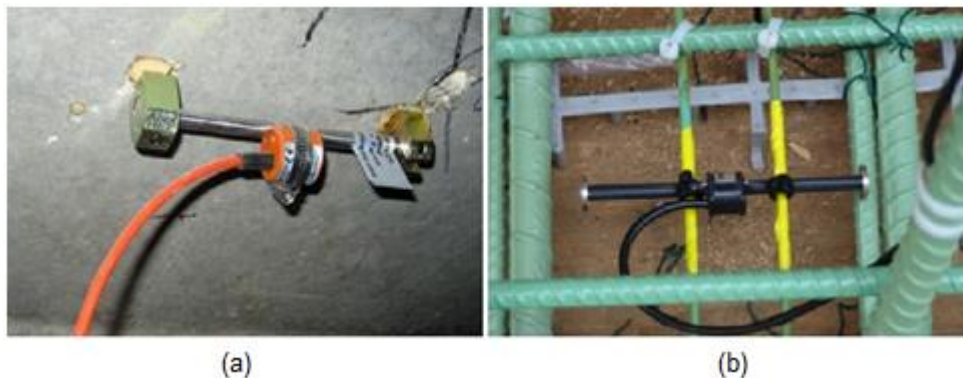


Figura 2.13 – Exemplos de aplicação de extensómetros de corda vibrante (Rodrigues, 2012): (a) Aplicação na superfície do elemento estrutural; (b) Aplicação no interior do elemento estrutural.

Este tipo de extensómetros são ideais quando se pretende instrumentar secções que se encontrem a grandes distâncias em relação aos aparelhos de aquisição de sinal, isto porque a perda de sinal é insignificante e a sua referência é absoluta (Choquet, et al., 1999; Américo Dimande, 2010).

De acordo com Rodrigues (2012), os sensores de corda vibrante possuem um atraso na medição das extensões na ordem dos 200 milisegundos, causado pela necessidade de excitação da corda, conduzindo assim a um atraso entre o início da leitura e o processamento da informação.

Este extensómetro também vem geralmente equipado com um sensor de temperatura, ficando assim habilitado a medir a temperatura na secção instrumentada. Sendo o extensómetro de corda vibrante sensível à temperatura, torna-se importante o incremento

do sensor de temperatura, tornando assim possível a correção dos efeitos de temperatura no sensor (Félix, 2004).

2.4.2.2 Extensómetros de resistência elétrica

O funcionamento dos extensómetros de resistência elétrica baseia-se na proporcionalidade entre a variação relativa da resistência elétrica do transdutor e a correspondente deformação a que se encontra sujeito. Atualmente os extensómetros de resistência elétrica usuais em obras de engenharia civil são os extensómetros de folha. Estes são constituídos por uma grelha impressa por um processo de fotogração sobre película metálica de espessura reduzida como demonstrado na Figura 2.14 (Félix, 2004).

Este sensor de deformação mecânica localizada é colado no elemento a instrumentar, e ligado eletricamente a um circuito tipo ponte de Wheatstone. A deformação do elemento instrumentado irá provocar uma variação da resistência elétrica que poderá ser medida com elevada sensibilidade.

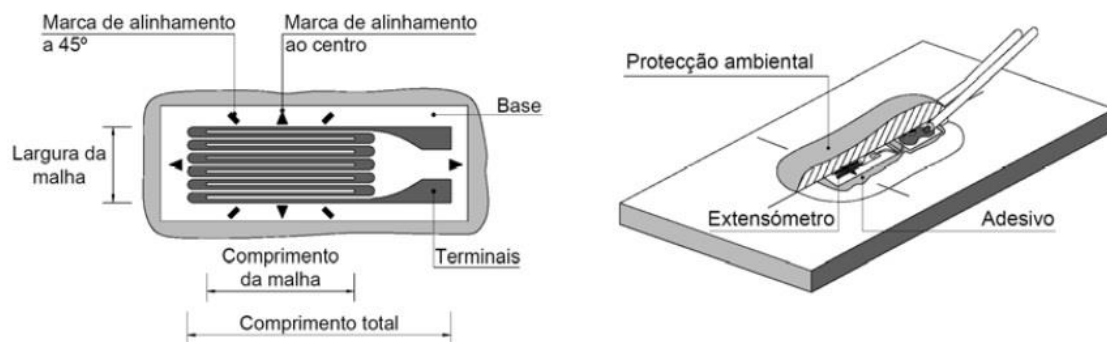


Figura 2.14 – Extensómetro de resistência elétrica (Félix, 2004).

A seleção da constituição do extensómetro é crucial de modo a permitir que o registo da extensão seja o correspondente à deformação sofrida pelo elemento instrumentado. O tipo e dimensão da grelha, a constituição da base, a liga metálica que constitui os filamentos da grelha e as técnicas de colagem, são todos parâmetros de escolha do sensor que irão influenciar a precisão no registo das deformações.

A geometria da grelha do extensómetro pode variar consoante a necessidade e direção em que se torna necessário executar a medição da extensão (Rodrigues, 2012). De seguida são descritos os vários tipos de geometria das grelhas mais comuns:

- A medição de extensões numa direção é efetuada através de uma grelha linear;
- A medição de extensões em duas direções perpendiculares, é efetuada com recurso a uma grelha em forma de (T);
- A medição de extensões em peças ao corte ou à tração, é realizada com grelhas em forma de (V);
- Na medição de extensões segundo 3 ou 4 direções, recorre-se a grelhas com forma de rosetas;
- Para a medição de distribuição de extensões ao longo de um comprimento, recorre-se ao uso de grelhas dispostas em cadeia.

A Figura 2.15 ilustra alguns dos tipos de geometria das grelhas disponíveis nos extensómetros de resistência elétrica.

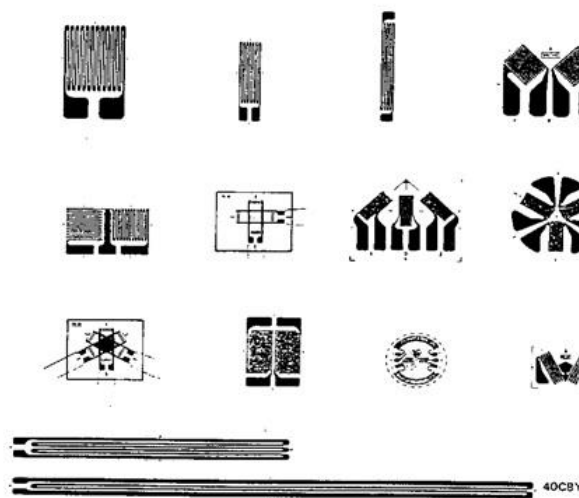


Figura 2.15 – Exemplos de geometria das grelhas disponíveis nos extensómetros de resistência elétrica (Rodrigues, 2012).

A liga metálica utilizada no fabrico dos filamentos pode ser de diversos tipos, consoante o ambiente em que se vá aplicar o extensómetro (Rodrigues, 2012):

- Quando se pretende que o extensómetro possua um grande domínio da deformação linear, elevada resistividade e grande estabilidade em deformações estáticas e dinâmicas, são utilizadas ligas metálicas constituídas por cobre e níquel;
- Perante a necessidade de se efetuarem medições de longa duração, são utilizadas ligas metálicas compostas por níquel e cromo que, por sua vez, permitem uma elevada estabilidade e uma reduzida sensibilidade às variações de temperatura;
- Quando se pretende que o extensómetro tenha uma grande resistência à fadiga é usada uma liga metálica denominada por Isoelástica. Esta liga é constituída por diversos metais, tais como, níquel, cromo, ferro e molibdénio;
- Perante situações em que seja necessária uma grande resistência à fadiga e a elevadas temperaturas por parte do sensor, é utilizada uma liga metálica que combina a platina com o tungsténio.

Relativamente à seleção da base do extensómetro de resistência elétrica, destacam-se ainda os seguintes fatores (Rodrigues, 2012):

- Para aplicações em geral, a base deverá ser constituída por poliamida e poliamida encapsulada, dotando o sensor de resistência à humidade e temperatura;
- Em aplicações do extensómetro de resistência elétrica em compósitos ou estruturas de betão, a base terá de ser constituída por poliamida laminada, provando um incremento de grande resistência ao sensor;
- Em condições de temperaturas muito elevadas ou baixas, e em ensaios de fadiga, a base a utilizar deverá ser de resina fenólico-epoxídica reforçada com fibra de vidro.

A aplicação do extensómetro de resistência elétrica deverá ser realizada através de fixação ou colagem. Previamente a superfície de aplicação do extensómetro deverá ser reparada, através da regularização e criação de uma rugosidade apropriada para a colagem, seguida da limpeza com um desengordurante e neutralização (Rodrigues, 2012), como exemplificado na Figura 2.16.

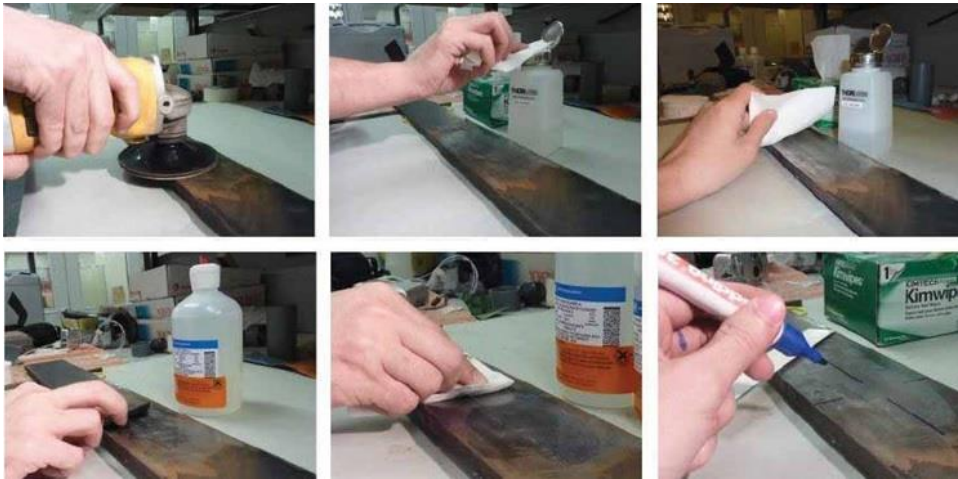


Figura 2.16 – Esquema de preparação da superfície de instalação do extensómetro de resistência elétrica (Rodrigues, 2012).

Após a realização da colagem, a ligação dos extensómetros de resistência elétrica aos sistemas de aquisição, deverá ser realizada através da soldadura dos fios elétricos aos terminais dos extensómetros. A proteção do extensómetro de resistência elétrica pode ser feita através de uma sucessão de camadas constituídas por borracha moldável e aderente ou por camadas de silicone (ver Figura 2.17).



Figura 2.17 – Borracha moldável aplicada sobre um sensor (Dimande, 2010).

As principais vantagens dos extensómetros de folha são devidas à grande variedade de dimensões e configurações da grelha, com elevada precisão bidimensional. A sua espessura muito reduzida permite obter uma melhor transmissão das extensões experimentadas pelo elemento instrumentado. Através da configuração plana da grelha, existe uma melhor dissipação de calor, permitindo assim trabalhar com intensidades de corrente mais elevadas (Rodrigues, 2012). Contudo, quando as distâncias entre os extensómetros e os sistemas de aquisição são elevadas, e devido ao baixo nível de tensão no sinal de saída, os

extensómetros tornam-se suscetíveis à alteração das características do sinal, devidas a interferências eletromagnéticas e electrostáticas (Faria, 2010).

2.4.2.3 Extensómetros de fibra ótica

A fibra ótica, quando submetida a perturbações externas, induz variações nas propriedades óticas da luz transportada pela fibra, tais como a sua intensidade, frequência, comprimento de onda, fase ou polaridade. É neste conceito que assenta o princípio de funcionamento dos sensores em fibra ótica, pois através da medição das propriedades da luz transportada no interior da fibra ótica, é possível a medição indireta de grandezas externas (Rodrigues, 2011). A Figura 2.18 ilustra o princípio geral de funcionamento dos sensores de fibra ótica.

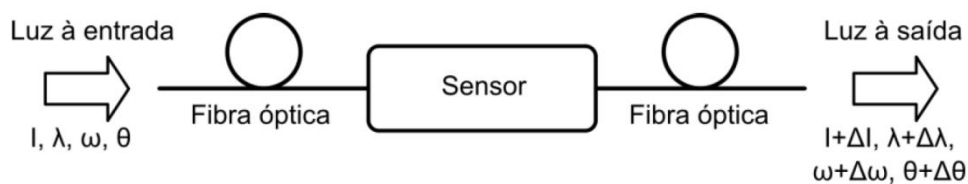


Figura 2.18 – Princípio geral dos sensores em fibra ótica (Rodrigues, 2011).

Nos últimos anos têm sido desenvolvidas várias tecnologias de sensores em fibra ótica para avaliação de parâmetros mecânicos, químicos e térmicos com recurso à medição de variações nas propriedades da luz já referidas anteriormente (Culshaw e Kersey, 2005; Rodrigues, 2011). Na Tabela 2.1 estão dispostas as várias tecnologias óticas presentes em sensores óticos.

Tabela 2.1 - Tecnologias de sensores em fibra ótica e respetivas propriedades da luz medidas (Rodrigues, 2011).

Tecnologias	Parâmetro medido	Sensibilidade intrínseca
Redes Bragg	Comprimento de onda	Deformação e temperatura
Interferómetro Fabry – Pérot	Fase	Deformação
Interferómetro de Michelson	Fase	Deformação
Dispersão de Brillouin	Frequência	Deformação e temperatura
Dispersão Raman	Frequência	Temperatura

Os sensores de Bragg têm sido os sensores aplicados em obras de engenharia civil com mais sucesso, devido às suas características e à sua extrema sensibilidade a variações de temperatura e deformação (Majunder et al, 2008; Rodrigues, 2011).

Segundo Rodrigues (2011) as redes de Bragg consistem numa modulação periódica do índice de refração, gravada ao longo de uma pequena extensão, tipicamente da ordem de 1cm, no núcleo da própria fibra ótica. A luz que se propaga na fibra, ao entrar em contato com a rede Bragg, é parcialmente refletida pelos interfaces entre as porções de fibra que apresentam diferente índice de refração. Sendo assim, a origem de um comprimento de onda bem definido, é obtido através de uma pequena porção do espectro de luz que interagirá em fase (Melle, 1993; Othonos, 1997; Keshyap, 1999; Rodrigues, 2011). Na Figura 2.19 ilustra-se o princípio de funcionamento das redes de Bragg.

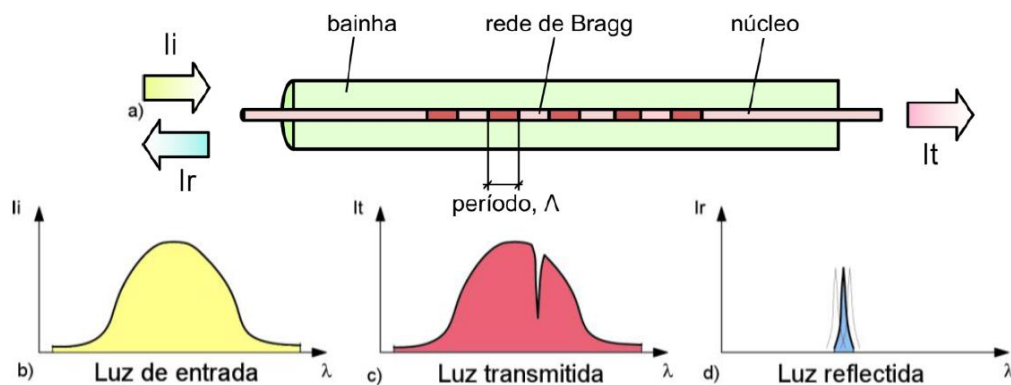


Figura 2.19 – Princípio de funcionamento das redes de Bragg (Rodrigues, 2011):

- (a) Configuração da rede de Bragg;
- (b) Espectro de luz de entrada;
- (c) Espectro de luz transmitida;
- (e) Espectro de luz refletida.

Os sensores de Bragg destacam-se dos demais, devido à sua grande sensibilidade intrínseca, tanto ao nível de variações de temperatura como também a variações de deformação. A variação da temperatura ou da deformação, provoca variações no comprimento de onda refletido pelo sensor. Por sua vez, estas variações do comprimento de onda são traduzidas por métodos analíticos, nomeadamente pela Lei de Bragg (Rodrigues, 2011).

A vantagem da utilização dos sensores em fibra ótica com vista à medição de extensões e temperatura, em relação a outros sensores convencionais, prende-se com diversos fatores, tais como, à sua imunidade a interferências eletromagnéticas e frequências rádio, reduzida

perda de sinal para grandes distâncias, tolerância a altas temperaturas, imunidade à corrosão, elevada sensibilidade e por último, mas não menos importante, às dimensões reduzidas do sensor. Contudo, deve-se também elencar as suas desvantagens. De referir o elevado custo da maior parte dos seus componentes, a dificuldade de execução de conexões de fibras óticas e a fragilidade das próprias fibras (Rodrigues, 2011). Através da Figura 2.20 apresenta-se um exemplo de aplicação em obra de um extensómetro de fibra ótica e um de resistência elétrica.



Figura 2.20 - Extensómetro de fibra ótica e resistência elétrica.

2.4.3 Medição de rotações

A medição de rotações é um processo importante na avaliação do comportamento estrutural de uma dada estrutura quando submetida a ensaios de carga. Torna-se assim necessário efetuar a análise das variações angulares impostas pela estrutura em diversos pontos ou secções da mesma, tendo-se como exemplo, a rotação do tabuleiro de uma ponte na secção de apoio.

Com a necessidade de se efetuar as medições de rotações, existem diversos instrumentos de medida, tais como clinómetros de bolha de ar e inclinómetros elétricos. Também se poderá recorrer à utilização de transdutores de deslocamentos para se realizar a medição da rotação relativa, num dado segmento.

2.4.3.1 Clinómetro de bolha de ar

O clinómetro de bolha de ar é um instrumento de medição que permite calcular as variações angulares de um dado eixo, entre a posição inicial e final. Trata-se de um instrumento com grande tradição na observação de estruturas. (Marécos, 1979; Félix 2004). A Figura 2.21 apresenta um clinómetro de bolha de ar.



Figura 2.21 - Clinómetro de bolha de ar Stoppani (Rodrigues, 2012).

A medição de rotação é efetuada através de um tambor de medida graduado, onde se mensura o número de voltas necessárias a dar no tambor para atingir a posição de referência horizontal do sensor, registando o respetivo valor. Através do registo do valor em cada campanha de observação, torna-se possível identificar a variação angular correspondente ao intervalo de tempo das campanhas efetuadas na estrutura (Félix, 2004).

Este sensor tem como vantagem o facto de ser o instrumento de medição de rotações com maior precisão. Todavia, torna-se num instrumento com aplicação condicionada, devido à necessidade da deslocação de um técnico até ao local sempre que necessário o registo das medições e pela impossibilidade da sua aplicação em locais inacessíveis ou de difícil acesso.

2.4.3.2 Inclinómetros elétricos

O inclinómetro elétrico é um instrumento de medição que avalia a variação angular em relação a um plano de referência fixo, podendo este ser horizontal ou vertical. Este instrumento de medição baseia-se na variação da posição de um pêndulo interno, que se

desloca num meio viscoso quando a superfície, de onde está suspenso, roda numa determinada direção.

Segundo Félix (2004) o pêndulo é constituído por uma haste que suspende um magneto de ferro de forma esférica. A variação angular na estrutura reflete-se na posição do pêndulo, que por sua vez se encontra relacionado com o aumento do espaço entre uma bobina e a diminuição da outra. Através de um circuito eletrónico a variação é convertida num sinal em corrente contínua. O sinal de saída é linear em relação ao ângulo que o inclinómetro forma com a horizontal. Através da Figura 2.22 ilustra-se um exemplo de um inclinómetro elétrico.



Figura 2.22 - Inclinómetro elétrico (Rodrigues, 2012).

Os inclinómetros elétricos têm sido requisitados devido às vantagens sobre os clinómetros de bolha de ar. Apesar da sua precisão ser inferior aos clinómetros, torna-se possível a sua aplicação em locais inacessíveis ou de difícil acesso. Outra vantagem reside no facto do registo das medições ser efetuado automaticamente, tornando assim possível a sua aplicação em sistemas automáticos de aquisição. Também através das caixas de proteção ambiental é possível a sua instalação em ambientes climatéricos adversos.

É de salientar que devido à diversidade de clinómetros elétricos disponíveis no mercado, deve-se efetuar uma análise prévia das suas características, quanto à precisão nas medições, estabilidade do sinal e fiabilidade adequada (Dimande, 2010).

2.4.4 Medição da força

Perante a necessidade de se analisar o comportamento estrutural de uma ponte ou viaduto, devido às ações impostas pelo ensaio de carga, e com o objetivo da determinação das forças de tração instalada em cabos de pré-esforço e/ou instalada em tirantes de suspensão, são utilizadas células de carga.

2.4.4.1 Células de carga

A fim de se proceder à medição da força, nas condições referidas anteriormente, as células de carga são normalmente dispositivos hidráulicos ou de deformação, em função do processo adotado para a transdução da força (Félix, 2004).

As células de carga hidráulica são sensores mecânicos, que têm como objetivo a medida de forças sem ter a necessidade de conectar o sensor eletricamente. Este sensor contém no seu interior um fluido de baixa compressibilidade. O fluido exerce uma pressão determinada no instrumento de medida, quando submetido à força que se pretende medir. Através da medição da pressão do fluido, recorrendo a um sensor de pressão, é estabelecida uma relação com a força aplicada. Serve como exemplo de aplicação a Figura 2.23 (b).

As células de carga elétricas recorrem a extensómetros, com a necessidade de medir as deformações elásticas experimentadas pela peça instrumentada, quando submetida a uma determinada força. A deformação elástica é convertida no valor da força, por calibração. Os extensómetros mais comumente utilizados pelas células de carga elétricas, são os de resistência elétrica ou de corda vibrante (Félix, 2004). A Figura 2.23 (a) exemplifica a aplicação deste tipo de célula de carga.



Figura 2.23 – Aplicação de células de carga (LNEC; Branco, 2011): (a) Medição de esforço normal em tirante com célula de carga elétrica; (b) Medição de reações de apoio com célula de carga hidráulica.

2.4.5 Medição de temperatura

Sendo a temperatura uma grandeza capaz de afetar o comportamento de diversos materiais estruturais, foram desenvolvidos diversos sensores ao longo do tempo, capazes de determinar as variações de temperatura nos elementos estruturais em causa.

Hoje em dia, os sensores mais utilizados na monitorização estrutural são os termopares e os detetores de temperatura resistivos (Rodrigues, 2012).

2.4.5.1 Detetores de temperatura resistiva (RDTs)

Os RDTs são sensores que se baseiam na relação entre o aumento da resistência de um elemento de metal com a temperatura. Sendo os metais mais usados nos sensores a platina, cobre, e o níquel pode-se através da expressão (2.1) constatar a variação linear entre a temperatura e a resistência do metal (Félix, 2004).

$$R_T = R_0 \cdot (1 + \alpha \cdot T) \quad (2.1)$$

Em que (R_T) remete para a resistência do condutor metal à temperatura (T) e (R_0) remete para a resistência do metal condutor para a temperatura $0 \text{ } ^\circ\text{C}$. Já o parâmetro (α)

corresponde a uma constante do condutor influenciada pela sensibilidade do mesmo, devido a impurezas ou mesmo à deformação mecânica.

De modo a permitir que os fios de ligação ao equipamento de aquisição sejam mais compridos, a resistividade elétrica (ρ) do condutor deverá ser elevada.

Os parâmetros de escolha do sensor RDT em função do ambiente que será aplicado são:

- Nível de temperatura que será submetido;
- Tempo de resposta;
- Distância da ligação entre o sensor e o sistema de aquisição;
- Precisão necessária do sensor;

De acordo com Rodrigues (2012), o sensor detetor de temperatura resistiva mais utilizado atualmente é o PT100. O metal usado é a platina, com resistência de 100Ω a 0°C . Este metal tem uma resposta linear à temperatura, comportamento estável e possui a escala de medição da temperatura mais larga dentro dos metais utilizados no fabrico destes sensores (Dimande, 2010).

Com o objetivo de adicionar uma proteção ao sensor e sem comprometer o tempo de resposta, os sensores PT100 são encapsulados com troços de cobre ou aço inox, tal como se apresenta na Figura 2.24.

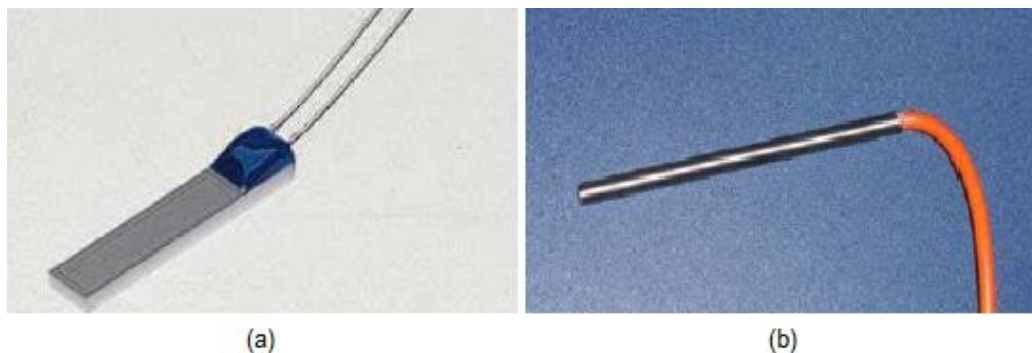


Figura 2.24 – Detetor resistivo de temperatura (Félix, 2004): (a) Sensor PT100; (b) Sensor PT100 encapsulado.

Na instalação dos sensores RDTs é vital ter o cuidado de garantir total imersão dos sensores nos elementos de análise, para não existir a possibilidade da medição de temperatura ser corrompida por outro elemento adjacente. Como medida de proteção dos

sensores de temperatura em elementos instrumentados são aplicadas placas de isolamento (ver Figura 2.25)



Figura 2.25 – Placa de isolamento térmico sobre um sensor (Cavadas, 2008)

Para se obter uma maior precisão e eficácia no campo da medição das temperaturas em obra, os sensores devem ser previamente testados e calibrados em laboratório (Félix, 2004).

2.4.5.2 Termopares

Os termopares são sensores de medição de temperatura, cujo funcionamento se baseia na variação de potencial criada pela diferença de temperaturas distintas num determinado metal. A variação de potencial é provocada pela tendência dos eletrões, na zona quente, se deslocarem para a zona fria. Ao proceder-se à ligação das extremidades por meio de outro metal cria-se uma malha fechada por onde passa uma corrente no circuito. Esta corrente circula através do estabelecimento de uma força eletromotriz termoelétrica produzindo assim o efeito de Seebeck como exemplificado na Figura 2.26 (Johnson, 1990; Félix, 2004).

Se o circuito for aberto, a diferença de potencial que se obtém, é diretamente proporcional à composição e temperatura de união dos materiais (Dimande, 2010).

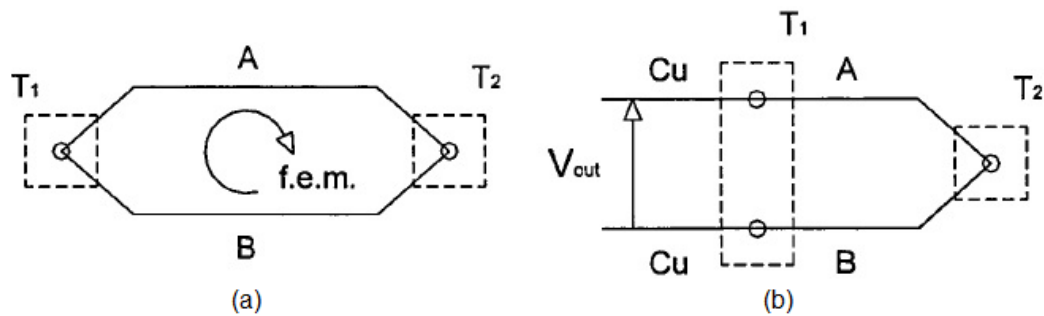


Figura 2.26 – Princípio do funcionamento dos termopares (Félix, 2004); (a)efeito de Seebeck; (b) Tensão de Seebeck em circuito aberto.

Os sensores termopares são os mais recorrentes na instrumentação em obras de engenharia civil devido a diversos fatores. Entre os quais pode-se destacar: o seu baixo custo, utilização no campo de elevadas temperaturas, rápida resposta a variações térmicas, boa exatidão relativa e maior tempo de vida em aplicações onde existam elevadas vibrações (Dimande, 2010).

2.4.6 Medição de acelerações

Na realização de um ensaio de carga dinâmico numa ponte ou viaduto, a medição das acelerações impostas na estrutura é premente, para alcançar sentido na compreensão da resposta dinâmica da estrutura. Os sensores que permitem a medição de acelerações são designados de acelerómetros. Estes podem ser de vários tipos, apresentando diferenças entre eles, ao nível do seu funcionamento interno. Apresenta-se, os acelerómetros piezoelétricos e os acelerómetros capacitivos, representando as soluções mais comuns na instrumentação estrutural.

2.4.6.1 Acelerómetros piezoelétricos

Este género de acelerómetros é constituído por cristais piezoelétricos unidos a uma massa e ligados na base a uma caixa de proteção. Quando o corpo do acelerómetro é submetido à vibração, a massa obedece às leis de inércia exercendo uma força de tração e compressão sobre o material piezoelétrico gerando cargas, devido à alteração elétrica no cristal. De

acordo com a 2ª lei de Newton ($f = m \times a$) as forças são proporcionais à aceleração. A Figura 2.27(a) representa um esquema interno de um acelerómetro piezoelétrico.

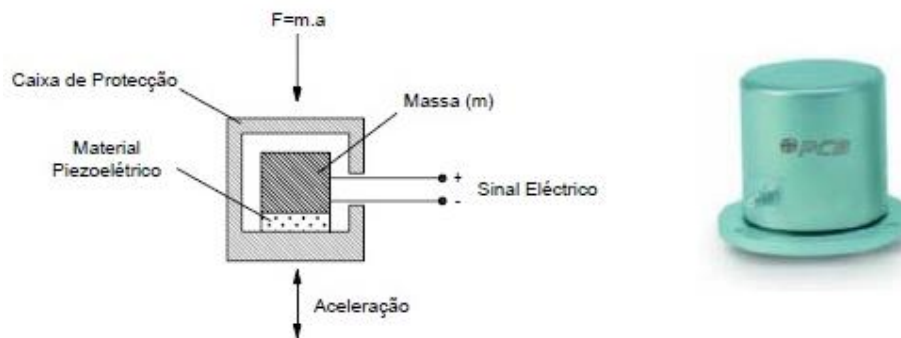


Figura 2.27 – Acelerómetro piezoelétrico (Figueiredo, 2006): (a) Esquema de funcionamento interno; (b) Modelo PCB 393C

Os acelerómetros piezoelétricos possuem uma ampla gama de frequências e oferecem elevados campos de medida a um custo razoável (Figueiredo, 2006).

É de salientar que estes sensores estão dependentes do tipo de material piezoelétrico, podendo este ser quartzo ou materiais cerâmicos policristalinos. A escolha do material depende das características desejadas para o desempenho do acelerómetro, atendendo que cada material tem os seus benefícios (PCB, 2012).

2.4.6.2 Acelerómetros capacitivos

Os acelerómetros capacitivos contêm um condensador entre a massa e a caixa de proteção e são sensíveis às mudanças de capacidade entre estes. As placas paralelas que constituem o condensador atuam em modo diferencial, isto é, quando uma aceleração da massa provoca variações no espaço entre a placa fixa e móvel do condensador, o qual é inversamente proporcional à carga do condensador. Como resposta à aceleração, a capacidade elétrica varia, o que faz alterar o sinal de saída do circuito. A Figura 2.28 representa um esquema interno de um acelerómetro capacitivo.

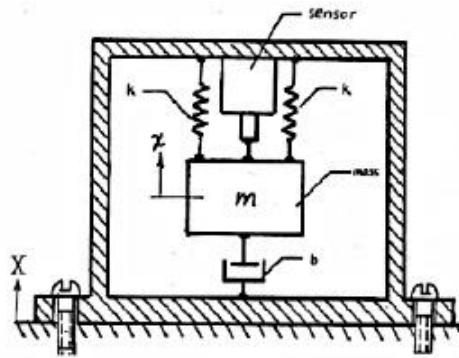


Figura 2.28 – Esquema interno de um acelerômetro capacitivo (Figueiredo et al, 2007).

Estes sensores normalmente operam para baixas gamas de frequências, porém são interessantes na medida em que é possível a incorporação em redes de sensores, devidas ao seu baixo custo (Figueiredo, 2006).

3

Modelação Numérica

3.1 Introdução

No campo da engenharia civil, a realização de modelos numéricos tem como objetivo a reprodução do comportamento de uma estrutura. Consoante o objetivo da análise, destacam-se os modelos estáticos ou dinâmicos, lineares ou não lineares, permanentes ou evolutivos. O método dos elementos finitos e os meios computacionais suportam estes desenvolvimentos.

A conceção de um modelo da estrutura pode ser necessária na fase de projeto, execução ou após a finalização da obra.

Na fase de projeto, o modelo numérico evidencia-se como uma ferramenta de extrema importância permitindo a previsão ou avaliação do comportamento da estrutura, o cálculo de esforços internos, o dimensionamento e a verificação das condições de segurança aplicáveis. Aplicam-se, nesta fase, ações regulamentares e leis de comportamento teóricas para os materiais da estrutura projetada. O fator conservativo sobrepõe-se, muitas vezes, ao realismo do modelo.

Durante a fase de construção, torna-se necessário suportar a escolha e analisar os esforços induzidos pelo método de execução das estruturas. Não raras vezes surgem entraves que, por si só, provocam a necessidade de se proceder a alterações ao nível do projeto inicial. Nesta fase, são então concebidos modelos numéricos da estrutura em causa que procuram simular com realismo acrescido todo o processo construtivo. Os modelos evolutivos caracterizam as fases da construção.

Após a execução de obra, os modelos numéricos são agora utilizados com o intuito de analisar o real comportamento da estrutura submetida às ações para as quais foi

dimensionada. Permite-se assim verificar se a estrutura construída se comporta conforme o previsto pelo projetista, atestando a sua segurança.

No âmbito da presente dissertação, a utilidade do modelo numérico após a finalização da obra, está relacionado com a realização do ensaio de carga. Procura-se sobretudo estabelecer uma comparação entre resultados numéricos e experimentais. Neste âmbito, a utilidade dos modelos também se altera consoante o período em que os ensaios de carga são realizados. Antes da realização do ensaio, a conceção de um modelo numérico serve de auxílio na sua preparação, através do dimensionamento das cargas a utilizar no ensaio, da escolha dos pontos da estrutura a instrumentar e da seleção do equipamento de medição a utilizar.

Durante a realização do ensaio, o modelo já irá servir de ferramenta de validação dos valores medidos, permitindo assim verificar se todos os aparelhos de medição se encontram a trabalhar corretamente.

Após a realização dos referidos ensaios, o modelo numérico irá servir de auxílio na interpretação dos valores das medições experimentais obtidas durante o ensaio, possibilitando desse modo a análise da resposta estrutural.

Todas as análises estruturais numéricas, anteriormente mencionadas, devem assentar num modelo da estrutura, que seja capaz de representar, com grande veracidade, o comportamento real da estrutura construída. Para tal, torna-se necessária a realização de uma boa modelação da estrutura.

Estes modelos são obtidos, na maioria das vezes, com a aproximação de elementos finitos, onde sistemas com infinitos graus de liberdade são transformados em sistemas com um número finito de graus de liberdade (Merce, 2007).

No presente capítulo não será abordada a temática da formulação numérica por detrás dos elementos finitos. Perante a curiosidade e necessidade de consultar mais informação, deve ser examinada a seguinte bibliografia:

- Klaus-Jurgen Bathe, 1996. Finite Element Procedures. Prentice-Hall Publishers.

- Carlos A.Felippa, 2004. Introduction to Finite Element Methods. Department of Aerospace Engineering Sciences and Center for Aerospace Structures, University of Colorado.
- David V.Hutton, 2004. Fundamentals of Finite Element Analysis. McGraw-Hill Publishers.

Neste capítulo serão então demonstrados os elementos mais comuns na modelação numérica de estruturas, pelo método dos elementos finitos. Serão também apresentados exemplos da realização de modelação de pontes, bem como algumas noções da relação entre a variação de parâmetros da modelação e a atualização dos modelos numéricos.

3.2 Elementos de modelação

A modelação em epígrafe é executada com recursos computacionais, sendo que, na atualidade, os sistemáticos avanços na tecnologia, permitiram o aparecimento de variados softwares de cálculo, cada vez mais rápidos e eficientes. Contudo, o processo de modelação é um fator de extrema importância, dependendo dele o realismo e o nível de precisão do modelo numérico executado.

Por conseguinte, deverá ser realizada uma pré-definição do processo de modelação. Nesta, deve-se definir a geometria do problema a estudar, o tipo de elemento de modelação a utilizar, as propriedades dos materiais, as características geométricas dos elementos, as condições de fronteira da estrutura e o tipo de carregamento a utilizar (Hutton, 2004).

Os elementos utilizados na modelação de elementos finitos podem ter uma dimensionalidade intrínseca de uma, duas ou três dimensões espaciais. Existem ainda elementos especiais com uma dimensionalidade de zero, tais como molas ou pontos de massa concentrada. A dimensionalidade intrínseca pode ser expandida, ou seja, os elementos de uma dimensão podem ser usados para a construção de um modelo de duas ou três dimensões no espaço (Felippa, 2004). Através da Figura 3.1 ilustram-se as tipologias mais comuns dos elementos finitos de uma, duas e três dimensões.

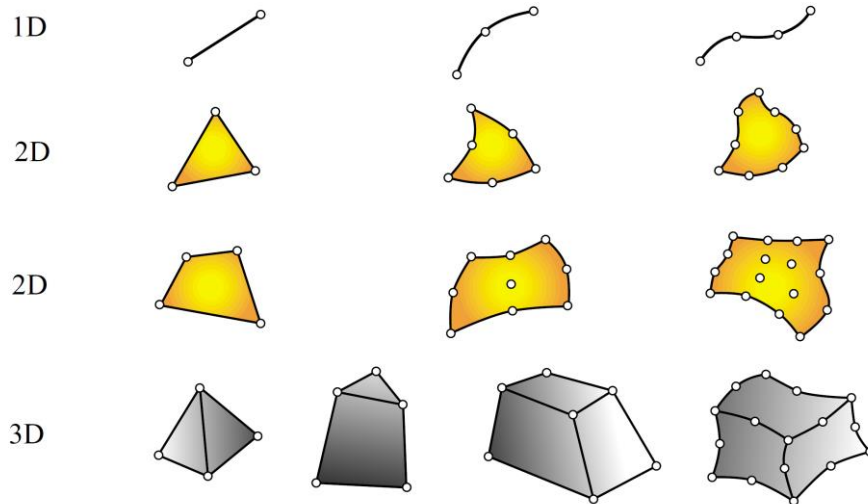


Figura 3.1 – Geometrias típicas de elementos finitos de uma a três dimensões (Fillipa, 2004).

Segundo Schwarz & Richardson (1997) os elementos finitos mais comuns utilizados na modelação estrutural, são os elementos de barra, os elementos planos do tipo laje, membrana ou cascas e os elementos de volume. Faz-se, de seguida, uma breve apresentação dos principais conceitos envolvidos em cada um destes elementos.

Elemento de barra:

Os elementos de barra possuem 2, 3 ou 4 nós (ver Figura 3.1), cada um com até 6 graus de liberdade, dos quais 3 são de translação e 3 de rotação. Estes elementos representam peças lineares em que uma das dimensões é consideravelmente superior às outras duas, caracterizando-se pelas propriedades da secção transversal perpendicular ao eixo longitudinal. Podem ser utilizados na modelação de elementos estruturais submetidos a esforços axiais, de corte, de torção e momentos devido à flexão. A Figura 3.2 ilustra um elemento do tipo barra.

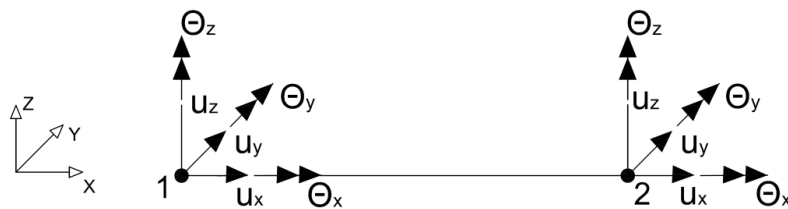


Figura 3.2 - Elemento de barra.

Elemento de membrana:

O elemento de membrana é um elemento de superfície que possui até três graus de liberdade em cada nó e só sustenta esforços no plano do elemento (ver Figura 3.3). Este permite deslocamentos no seu plano e rotação relativamente ao seu plano perpendicular.

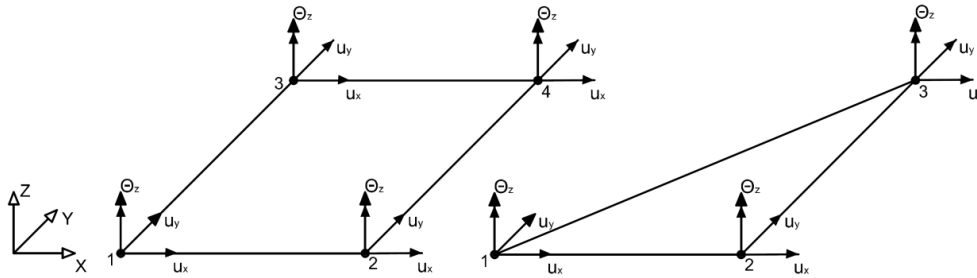


Figura 3.3 - Elemento de membrana quadrilátero e trilátero.

Elemento de placa:

O elemento de placa possui três graus de liberdade por nó, admitindo deslocamentos no plano normal do elemento e ainda a rotação, ao longo de cada bordo do elemento (segundo os eixos x e y). Tal elemento permite apenas a aplicação de cargas perpendiculares ao seu plano. A Figura 3.4 apresenta um elemento de placa quadrilátero e trilátero.

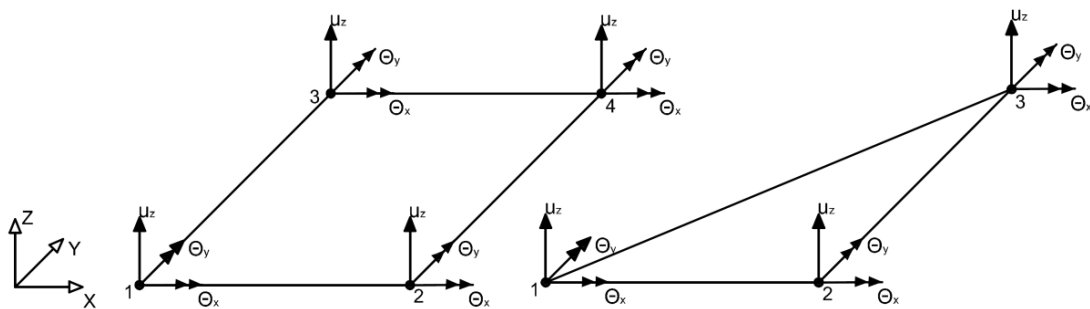


Figura 3.4 - Elemento de placa quadrilátero e trilátero.

Elemento de casca:

O elemento de casca resulta da junção dos elementos de membrana e placa, possuindo assim as capacidades de ambos (ver Figura 3.5). Estes possuem 6 graus de liberdade em cada nó, sendo 3 relativamente a translações e os outros 3 a rotações. Ao nível dos elementos de superfície é o mais versátil de todos os elementos expostos. Permite representar qualquer superfície pelo seu plano médio assumindo transversalmente a sua espessura.

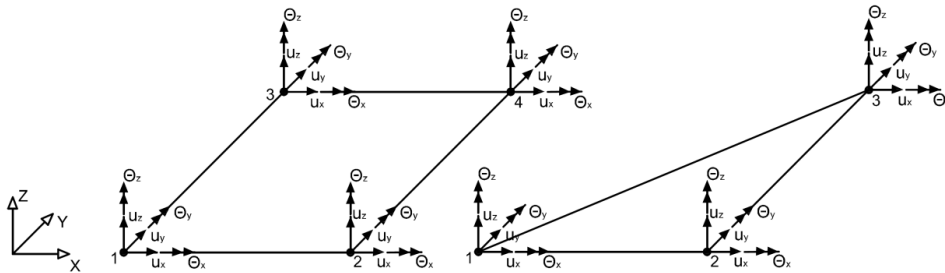


Figura 3.5 - Elemento de casca quadrilátero e trilátero.

Elementos de volume:

Os elementos de volume possuem três graus de liberdade em cada nó, cada um deles relativo às translações segundo os eixos x, y e z. Permitem assim modelar qualquer sólido estrutural, por mais complexo que seja a sua configuração e distribuição de cargas. Consequentemente o nível de cálculo e o esforço de interpretação dos resultados é acrescido. Um exemplo deste tipo de elementos são os hexaédricos como ilustrado pela Figura 3.6.

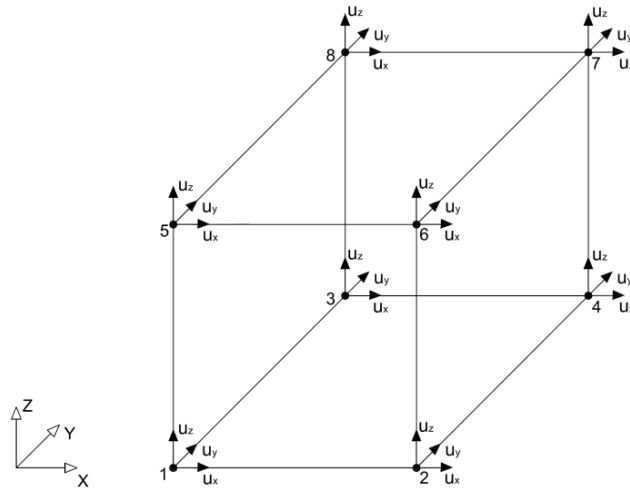


Figura 3.6 - Elemento de volume.

3.3 Modelação numérica de pontes

Para realizar com êxito a modelação numérica de pontes, tem-se como pré-requisito basilar, o conhecimento dos princípios funcionais do sistema estrutural das mesmas. Refere-se a importância da identificação dos elementos estruturais, a contabilização da sua rigidez, a ligação destes elementos, as leis dos seus materiais e as condições fronteira. Outro ponto de relevância será, como já aludido, a escolha dos elementos de modelação a utilizar, na sua representação numérica.

Neste subcapítulo, expõem-se alguns exemplos da concepção de modelos numéricos, que auxiliaram diferentes autores, e foram aplicados a diferentes tipologias estruturais de pontes: pontes em viga, arco, atirantadas e suspensas. Dá-se enfoque aos estudos onde foi possível encontrar uma comparação dos resultados numéricos com medições experimentais.

3.3.1 Pontes em viga

As pontes em viga podem ser executadas em betão armado, aço, madeira ou através da combinação destes componentes. Neste tipo de pontes, a secção que compõe o tabuleiro resiste a esforços de flexão, corte e torção. A Figura 3.7 apresenta uma distribuição simples dos esforços em pontes de viga.

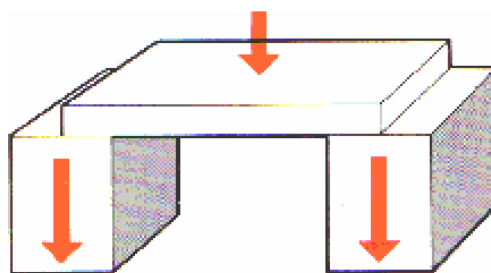


Figura 3.7 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes de viga (Merce, 2007).

A Figura 3.8 apresenta alguns exemplos de pontes em viga.



Figura 3.8 - Exemplos reais de pontes em viga.

As pontes em viga, executadas em betão armado e pré-esforçado são ainda diferenciadas pelo tipo de secções transversais do tabuleiro. Referem-se as secções do tabuleiro materializadas por laje vazada, vigada ou caixão, respetivamente ilustradas pelas Figuras 3.9, 3.10 e 3.11.

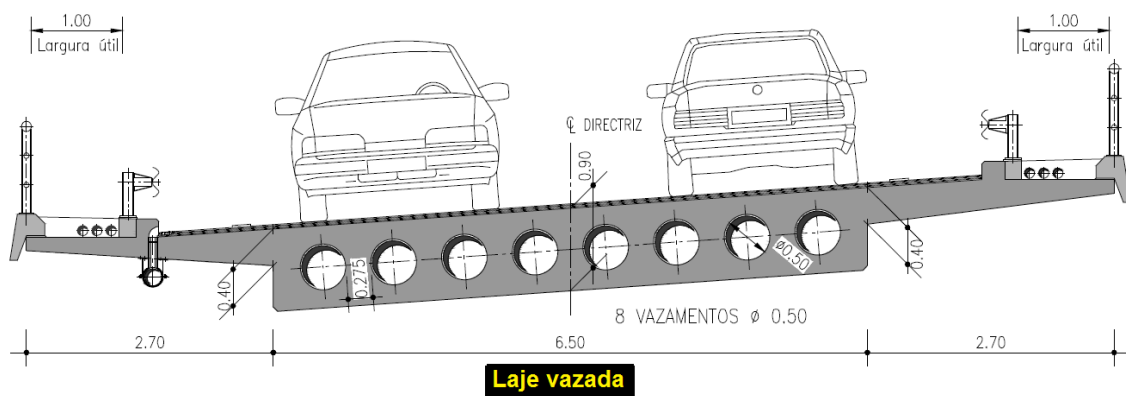


Figura 3.9 - Secção do tabuleiro de uma ponte em laje vazada (Pedro, 2007).

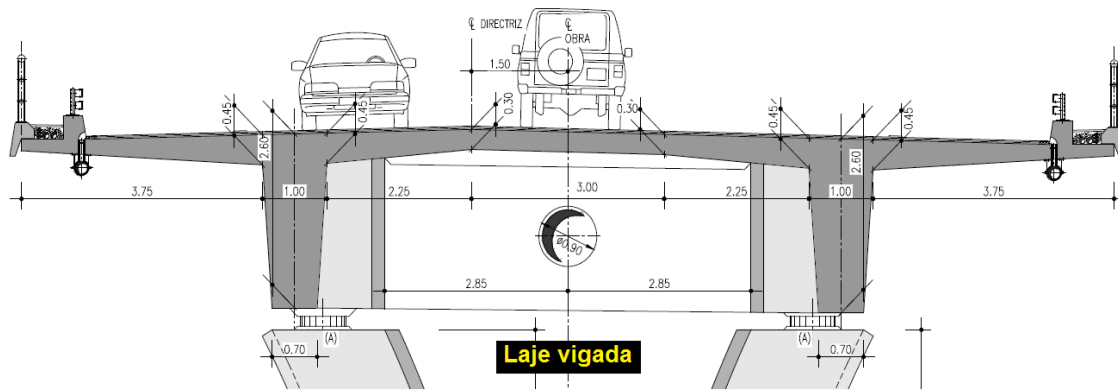


Figura 3.10 - Secção do tabuleiro de uma ponte em laje vigada (Pedro, 2007).

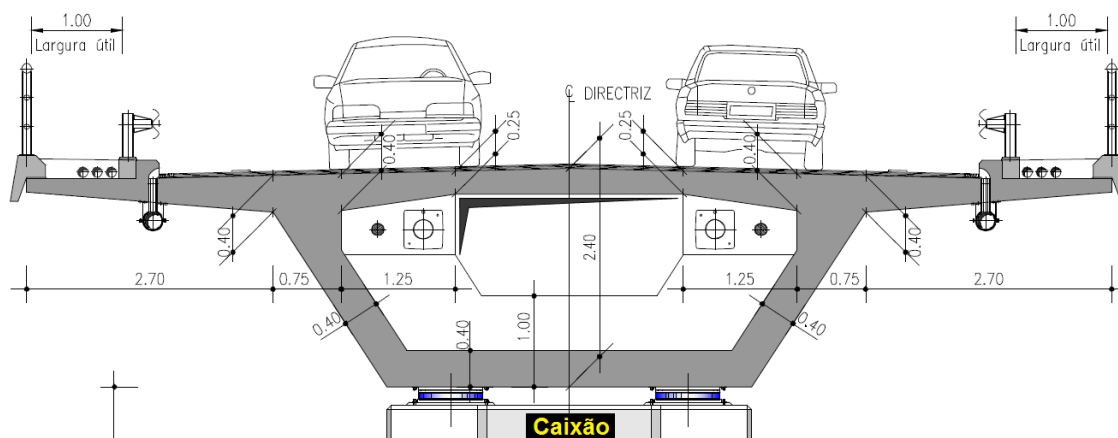


Figura 3.11 - Secção do tabuleiro de uma ponte em caixão (Pedro, 2007).

Uma modelação numérica de uma ponte em viga em betão armado foi realizada por Miguel Montenegro (2011), de forma a compreender o comportamento estrutural e também para servir de apoio na validação dos resultados experimentais, obtidos pela realização de um ensaio de carga. A obra de arte em questão é parte integrante da A41, permitindo a travessia do rio Douro. Esta é caracterizada por um tabuleiro em viga caixão, de betão armado e pré-esforçado.

O autor começou por realizar uma modelação do tabuleiro da ponte em elementos de barra, com distribuição bidimensional e continuidade nos nós. Sendo assim, o tabuleiro foi dividido em 25 secções, com as respetivas propriedades geométricas.

Na modelação dos pilares, Montenegro (2011) simplificou as condições de apoio, através da aplicação de apoios duplos em todos os pilares que, no projeto original, apresentavam aparelhos de apoio. De todos os pilares, apenas dois eram ligados rigidamente ao tabuleiro.

Por essa razão, foram simuladas três condições de apoio diferentes nos pilares rígidos, através da realização de três modelos. O primeiro, simulou ambos os pilares como apoios duplos e, no segundo, como apoios de encastramentos. Já no terceiro, ambos os pilares foram modelados com elementos de barra, sendo aplicado na sua base um elemento de mola, com uma rigidez representativa das nove estacas de fundação de cada um dos pilares. Este terceiro modelo foi o que mais se aproximou do comportamento real da estrutura observado no ensaio de carga (Montenegro, 2011). A Figura 3.12 ilustra o modelo numérico 3.

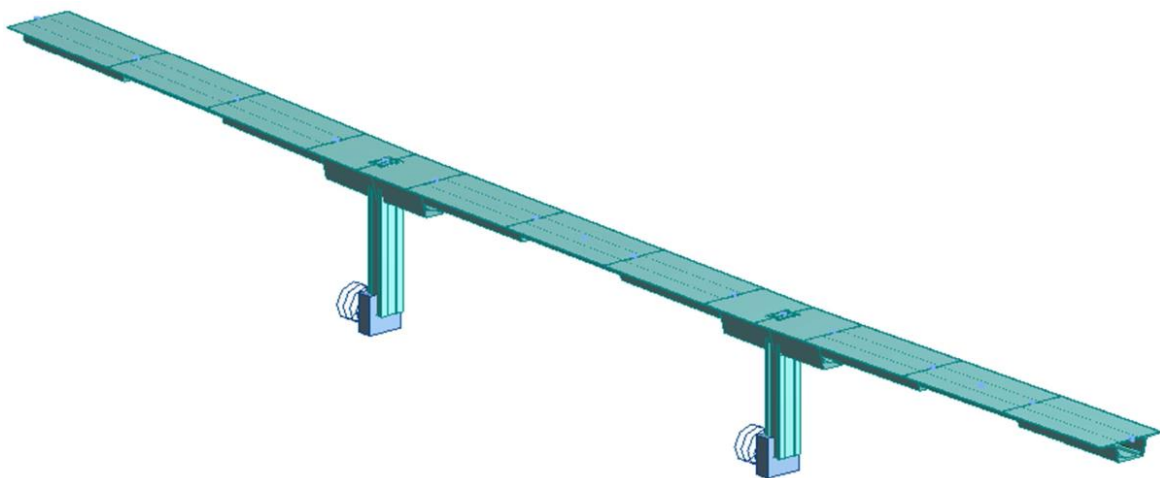


Figura 3.12 - Representação das condições de apoio do modelo numérico 3 (Montenegro, 2011).

Segundo Montenegro (2011), foi ainda realizado um segundo estudo, que compreendeu a realização de outro modelo numérico do tabuleiro. Desta vez, foi realizado através da modelação em elementos de casca, de maneira a possibilitar o estudo dos casos de carga excêntricos. Nos pilares com aparelhos de apoio, o autor do estudo optou por utilizar apoios duplos. Já nos pilares ligados rigidamente ao tabuleiro, foram utilizados encastramentos em algumas das barras de ligação da malha, e apoio duplo noutras, possibilitando, deste modo, a simulação da flexibilidade que as estacas proporcionam a estes apoios (Montenegro, 2011). A Figura 3.13 ilustra a modelação de um tramo do tabuleiro através de elementos de casca.

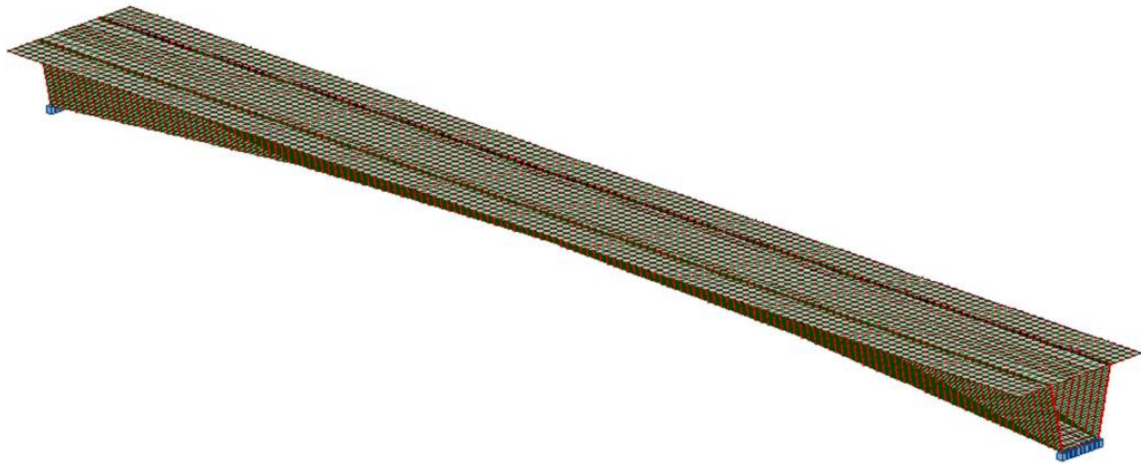


Figura 3.13 - Ilustração de um troço da ponte modelado com elementos de casca (Montenegro, 2011).

O autor realizou ainda uma comparação entre o modelo de casca e de barra, tendo verificado que ambos apresentaram resultados semelhantes. O máximo desvio observado foi de 15% ao nível dos deslocamentos verticais, por parte do modelo de barra relativamente ao de cascas em algumas zonas singulares.

A ponte Eiffel, sobre o rio Lima, em Viana do Castelo (Figura 3.8), foi submetida durante o ano de 2007, ao alargamento e à reabilitação do tabuleiro rodoviário e substituição de alguns elementos estruturais. Foi realizado um estudo por Filipe Cavadas (2008), ao nível do comportamento estrutural, durante a realização dos trabalhos e no final dos mesmos. Realizando um ensaio de carga, pôde também aferir o comportamento estrutural da obra em epígrafe. Esta análise do comportamento da estrutura foi efetuada com base nos resultados experimentais e com recurso a um modelo numérico. Este consistiu num modelo tridimensional, onde todos os elementos estruturais foram modelados através de elementos de barra, com 6 graus de liberdade em cada um dos nós de extremidade. Segundo Cavadas (2008), no referido modelo, os pilares e encontros constituídos por alvenaria, não foram modelados pelo facto de considerar as suas deformações desprezáveis quando comparadas com as da estrutura metálica. Para tal, foram estabelecidas condições de fronteira ao nível dos aparelhos de apoio. À exceção do pilar central (apoio fixo), foram introduzidos apoios elásticos de maneira a incrementar algum impedimento ao movimento de translação, simulando-se assim a pequena restrição imposta pelos aparelhos de apoio antigos.

Segundo Cavadas (2008), foi realizada uma simplificação da modelação do tabuleiro rodoviário, possibilitada pela forma como os módulos metálicos foram fixados à estrutura existente (assentes em placas de neoprene colocadas sobre a corda superior), constituindo-se como uma sub-estrutura independente, não contribuindo para a rigidez global da estrutura. Sendo assim, tornou-se possível que o tabuleiro fosse assumido como uma sobrecarga permanente sobre a estrutura. O tabuleiro rodoviário foi modelado através de uma grelha de barras, sem continuidade nos nós, apoiando-se nos nós de interseção das diagonais com as cordas superiores (Cavadas, 2008). O pré-esforço exterior foi modelado através de elementos de barra com continuidade dos nós de extremidade.

A Figura 3.14 ilustra a modelação numérica de um dos tramos da ponte Eiffel.

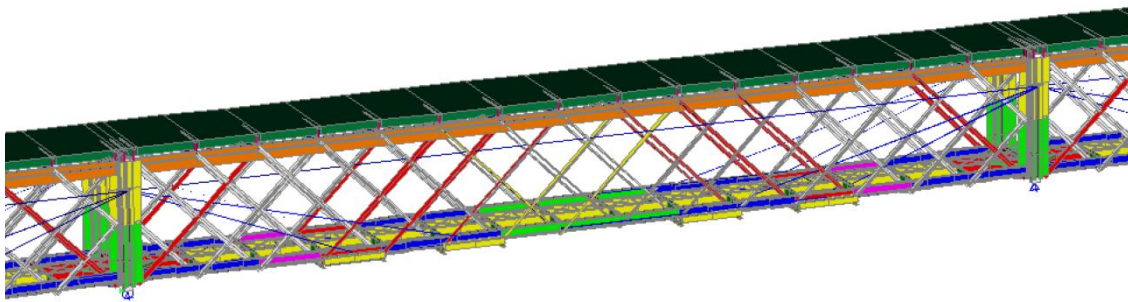


Figura 3.14 - Modelação numérica de um dos tramos da ponte Eiffel (Cavadas, 2008).

A comparação dos resultados do modelo numérico com as linhas de influência obtidas no ensaio de carga, quer para passagens rodoviárias, quer para passagens ferroviárias comprova o realismo do modelo desenvolvido. O autor avalia e discute ainda a eficácia do reforço estrutural (Cavadas et al., 2013). A Figura 3.15 ilustra a comparação entre a linha de influência numérica e experimental dos deslocamentos verticais, obtidos pela passagem lenta de um par de camiões no sexto vão da ponte.

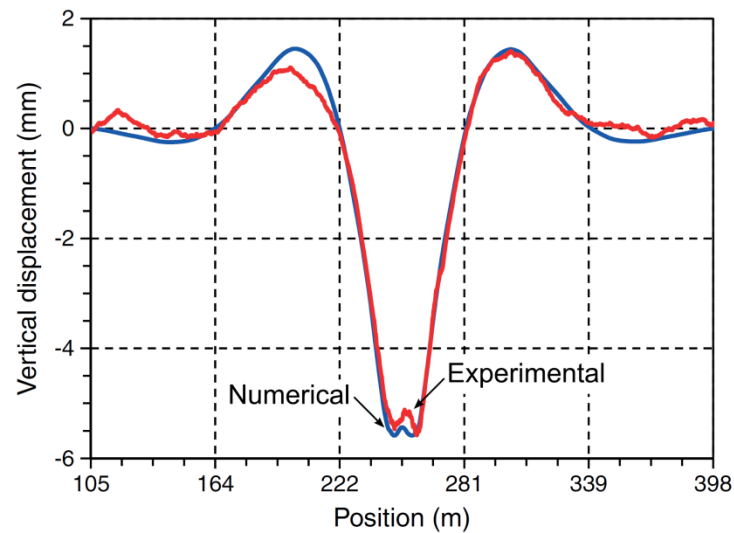


Figura 3.15 - Comparação entre a linha de influência numérica e experimental, relativamente aos deslocamentos verticais (Cavadas et al., 2013).

3.3.2 Pontes em arco

As pontes em arco são estruturas que utilizam o próprio arco como elemento fundamental de suporte do tabuleiro, sendo que resistem principalmente a esforços de compressão. Esta tipologia estrutural de pontes pode ser executada em alvenaria, betão, aço e madeira. A Figura 3.16 apresenta de forma esquemática uma distribuição simples dos esforços em pontes de arco.

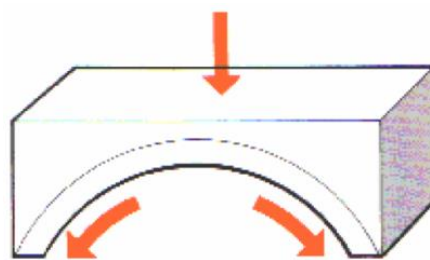


Figura 3.16 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes de arco (Mercede, 2007).

A Figura 3.17 ilustra algumas das pontes em arco existentes.



Figura 3.17 - Exemplos reais de pontes em arco.

Um dos estudos realizados em pontes de arco, foi o concretizado por Nuno Santos (1998) e remete-nos para a ponte Luiz I (Figura 3.17). A investigação teve como um dos principais objetivos a avaliação das consequências resultantes da passagem do metro no tabuleiro superior da ponte, sendo este auxiliado pela conceção de um modelo numérico. Segundo Santos (1998), devido à elevada dimensão da estrutura, principalmente com o elevado número de nós e de barras, esta foi modelada separadamente em 4 blocos: o tabuleiro superior, o tabuleiro inferior, o arco e os 3 pilares metálicos. Esta simplificação, em 4 blocos, permite retirar qualquer um deles da estrutura global, proceder a alterações e voltar a uni-los, numa só estrutura.

Como o tabuleiro superior, à exceção da zona de contacto com o arco, apresentava uma configuração repetitiva de um módulo, Santos (1998) optou pela realização de um módulo tipo através de elementos de barra. A Figura 3.18 ilustra a correspondência entre o módulo tipo do tabuleiro superior real e numérico.

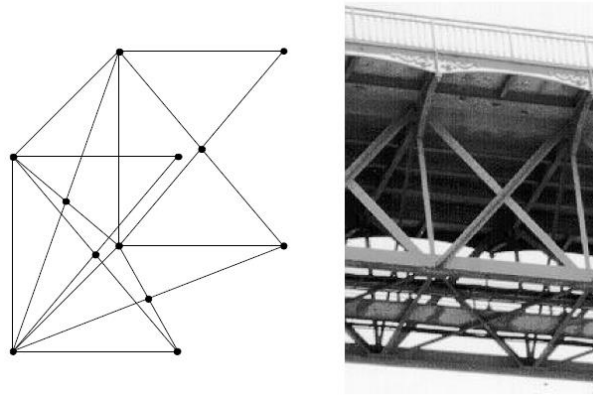


Figura 3.18 - Correspondência entre um módulo tipo do tabuleiro superior real e numérico (Santos, 1998).

A modelação do tabuleiro inferior, arco e dos montantes de suspensão foi também realizado através dos elementos de barra. Os montantes e arco foram modelados de acordo com a geometria da estrutura real. Segundo Santos (1998), o tabuleiro inferior foi alvo de simplificações, tendo apenas considerado um único elemento de barra, com área, peso e inércia equivalente à realidade. A Figura 3.19 ilustra o modelo simplificado do tabuleiro inferior e montantes de suspensão.

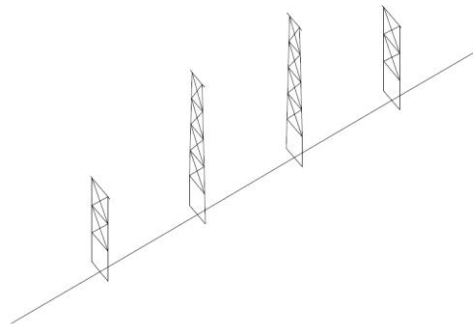


Figura 3.19 - Modelo simplificado do tabuleiro inferior e montantes de suspensão (Santos, 1998).

Relativamente aos pilares, foram apenas modelados os metálicos com elementos de barra, tendo-se considerado apoios simples na posição dos pilares de alvenaria, devido à sua elevada rigidez.

Segundo Santos (1998), os aparelhos de apoio dos pilares metálicos foram modelados por um conjunto de elementos de barra, simulando corretamente o seu funcionamento, como ilustrado pela Figura 3.20. As barras verticais (AB,CD) simulam os apoios, sendo caracterizadas pela sua muito elevada rigidez axial e fraca rigidez à flexão. Enquanto isso, as barras (AC,BD) servem de contraventamento, de maneira a evitar a torção das barras

(EF,GH). Houve ainda a necessidade da diminuição do peso específico das barras de elevada rigidez, de modo a não elevar o seu peso no modelo numérico (Santos, 1998).

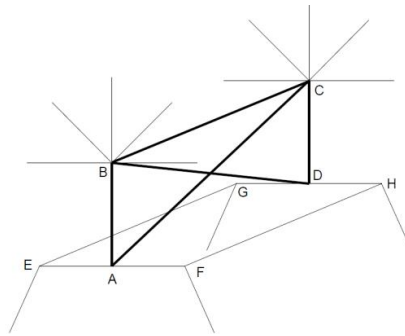


Figura 3.20 - Modelo de simulação dos apoios entre os pilares metálicos e o tabuleiro superior (Santos, 1998).

Segundo o autor, relativamente ao tipo de apoios dos pilares de alvenaria e dos encontros, esses, foram considerados como apoios simples. Os 3 pilares metálicos foram considerados encastrados no terreno, e o arco e tabuleiro inferior apoiado duplamente nas suas extremidades. A Figura 3.21 apresenta a modelação numérica da estrutura completa.

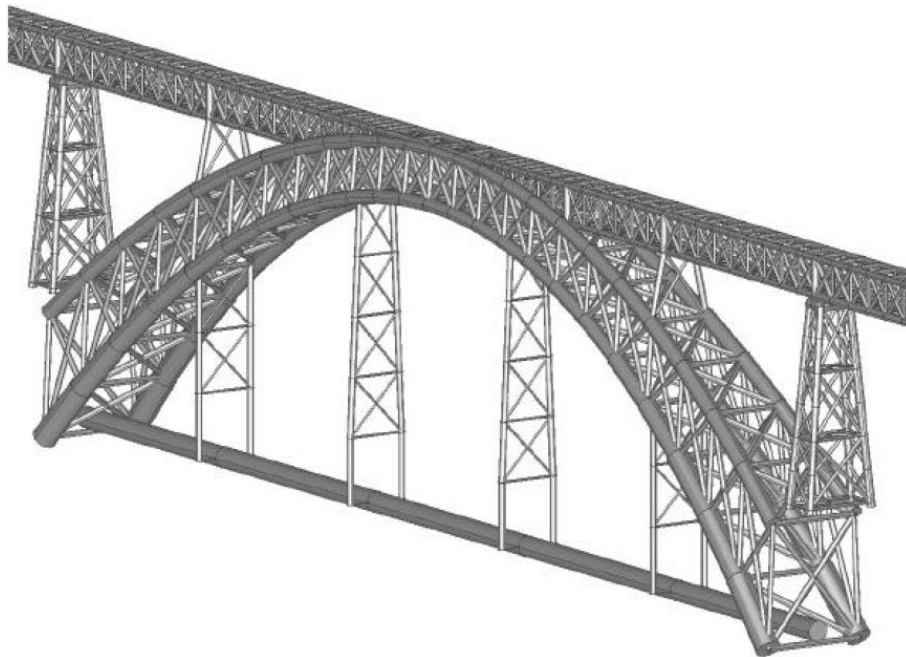


Figura 3.21 - Modelação numérica da ponte Luiz I com elementos de barra (Santos, 1998).

Este estudo aferiu a viabilidade da passagem do metro na ponte, tendo-se concluído a necessidade de reforço de alguns elementos estruturais, nomeadamente os apoios, os pilares metálicos e outras barras em estado crítico.

Outro estudo realizado sobre uma ponte em arco, auxiliado pela conceção de um modelo numérico, foi o efetuado por Cristina Costa (2002). Este estudo refere-se à análise do comportamento da ponte da Lagoncinha (Figura 3.17) sob a ação do tráfego rodoviário. A mencionada ponte em arco, é toda construída em alvenaria de granito com cerca de 130m de comprimento e 3,5m de largura.

Segundo Costa (2002), a modelação numérica foi precedida de um levantamento geométrico da ponte, que se baseou na utilização de técnicas fotogramétricas, complementadas pela realização de medições convencionais de topografia. A realização destas técnicas permitiu garantir, com maior precisão, a geometria e posição dos blocos de pedra visíveis dos arcos na modelação da ponte.

Os blocos de pedra, que constituem a estrutura, foram discretizados em elementos finitos volumétricos, devidamente individualizados entre si, o que possibilitou considerar o comportamento das juntas existentes (Costa, 2002). Através da Figura 3.22 ilustra-se o modelo numérico da ponte da Lagoncinha

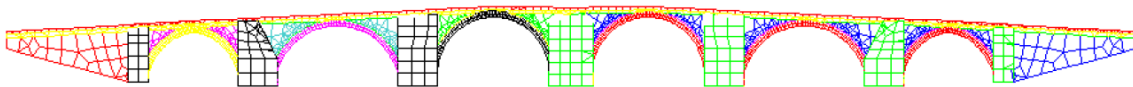


Figura 3.22 - Modelo numérico em elementos finitos volumétricos da ponte da Lagoncinha (Costa, 2002).

O autor do estudo realizou ainda uma análise mais detalhada da zona dos arcos 5 e 6. Segundo Costa (2002), os resultados obtidos em termos de deslocamentos, tensões e deformações permitiram averiguar sobre as condições de segurança da ponte, tendo sido consideradas diferentes intensidades para as ações do tráfego e diferentes valores do assentamento diferencial do apoio extremo do arco 6. Este estudo, auxiliado pelo modelo numérico, permitiu ainda constatar que os valores máximos da tensão de compressão e de tração obtidos nos blocos são compatíveis com a resistência da pedra. As Figuras 3.23 e 3.24 ilustram a modelação do arco 6, com a obtenção das tensões de tração e compressão para diferentes valores de assentamentos do apoio Norte.

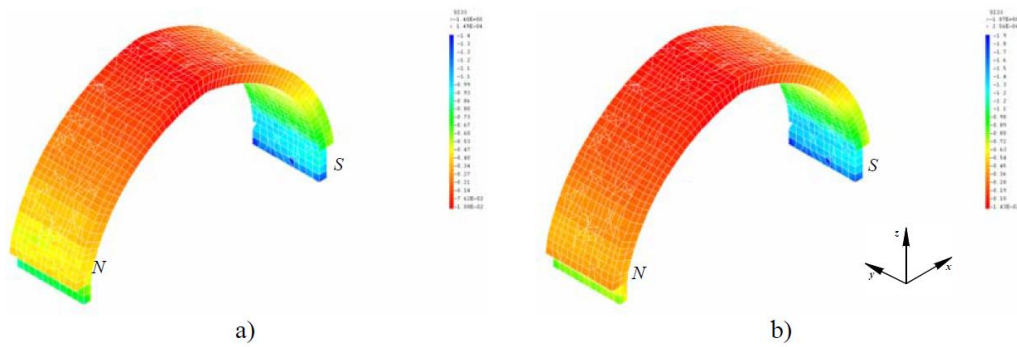


Figura 3.23 - Tensão de compressão nos blocos do arco 6 obtidas com base na análise não-linear considerando valores do assentamento diferencial do apoio Norte iguais a: a) 10 mm; b) 25 mm (Costa, 2002).

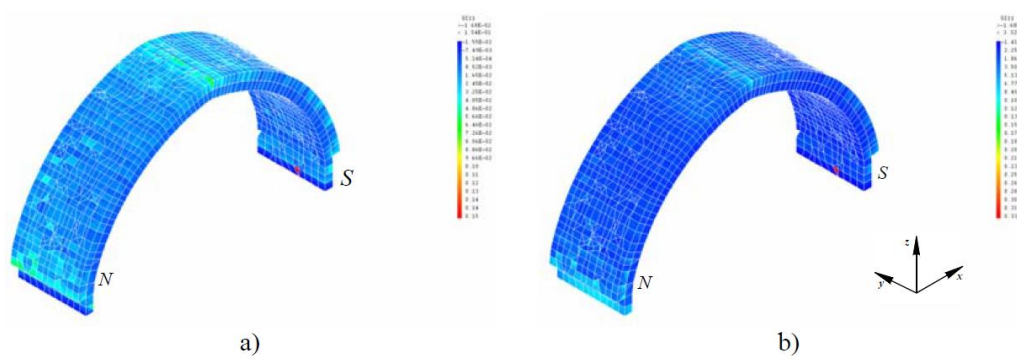


Figura 3.24 - Tensão de tração nos blocos do arco 6 obtidas com base na análise não-linear considerando valores do assentamento diferencial do apoio Norte iguais a: a) 10 mm; b) 25 mm (Costa, 2002).

3.3.3 Pontes atirantadas

A tipologia do sistema estrutural das pontes atirantadas tem como principal objetivo, superar grandes vãos, através da utilização de uma série de tirantes, como principal suporte do tabuleiro. O tabuleiro é então suportado por cabos em diagonais que são tensionados a partir das torres e ancorados no tabuleiro, podendo, a ancoragem nos tabuleiros, ser realizada ao longo do eixo da ponte (um plano de cabos) ou ao longo do bordo do tabuleiro (dois planos de cabos).

A Figura 3.25 apresenta um esquema elementar da distribuição de esforços em pontes atirantadas.

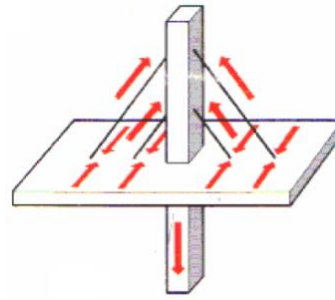


Figura 3.25 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes atirantadas (Merce, 2007).

A Figura 3.26 ilustra algumas das pontes atirantadas existentes.



Figura 3.26 - Exemplo de pontes atirantadas existentes.

Um estudo de uma ponte atirantada, com o apoio da modelação numérica, remete para Wendy et al., (2006). A ponte em questão é a Second Severn Crossing, sobre o rio Severn, que perfaz a ligação entre Inglaterra e Gales (Figura 3.26) e cuja secção transversal do tabuleiro é em aço, suportando uma laje de betão.

A modelação da ponte mencionada foi necessária para se estudar a comparação entre as frequências naturais e as obtidas por um ensaio de vibração ambiental.

A modelação da secção transversal do tabuleiro foi realizada com diferentes tipos de elementos. A laje de betão armado do tabuleiro entre as ancoragens foi modelada, através de elementos de casca quadrilaterais, sendo a sua espessura média equivalente à real. Já as secções da laje entre as ancoragens e o bordo do tabuleiro foram simuladas com massas concentradas.

As vigas longitudinais metálicas foram simuladas através da introdução de elementos de viga (elementos de barra com seis graus de liberdade), com as propriedades ao nível da secção equivalentes às da realidade. A ligação entre estas e a laje de betão foi realizada através de elementos rígidos verticais, entre os nós dos elementos de casca e dos elementos de viga. A secção transversal em aço que compõe o tabuleiro foi simulada por elementos de viga com propriedades da secção equivalente à real. Estes são ligados aos elementos de casca da laje através de elementos rígidos verticais. As partes das secções transversais em aço, do tabuleiro, que se encontram em consola foram também modeladas com elementos de viga.

A simulação das ancoragens dos cabos foi realizada com a introdução de elementos de viga, já cada um dos cabos foi modelado com elementos de treliça (compreende apenas esforços axiais).

A Figura 3.27 ilustra a comparação entre a secção transversal real do tabuleiro e a modelada.

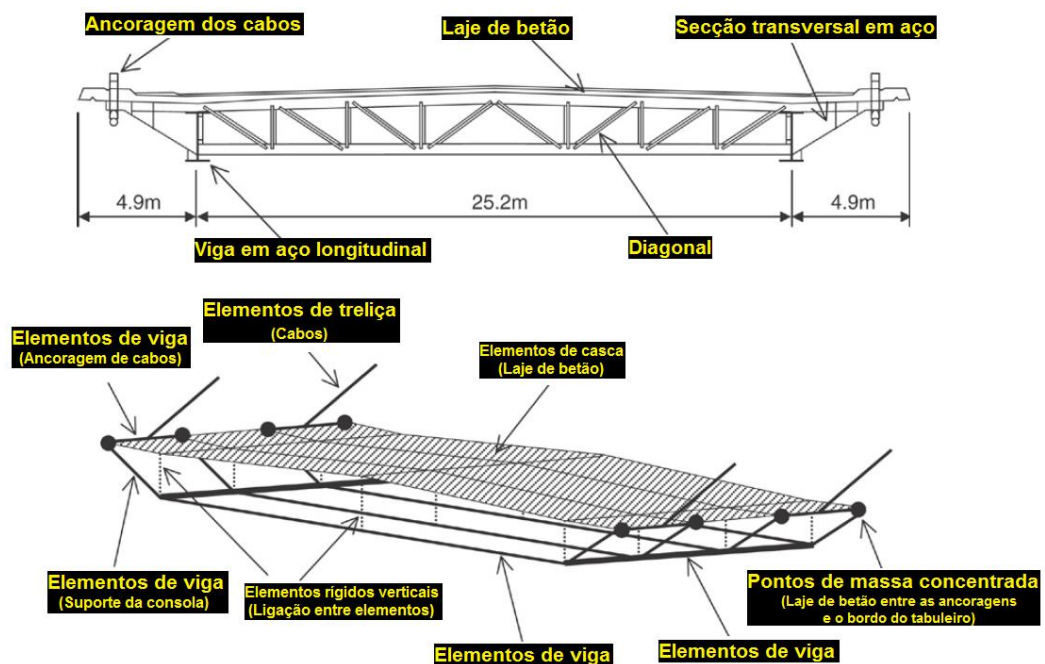


Figura 3.27 - Comparação entre a secção transversal real do tabuleiro e o modelo da ponte Second Severn Crossing (Wendy et al., 2006).

Ao nível das torres e pilares da ponte, o autor também optou por modelá-los com elementos de viga. A Figura 3.28 ilustra o modelo numérico inicial da ponte Second Server Crossing.

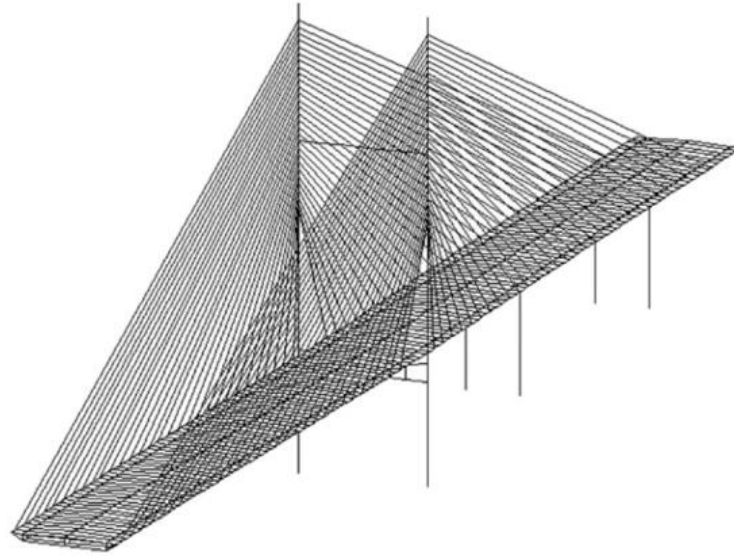


Figura 3.28 - Modelo inicial da ponte Second Server Crossing (Wendy et al., 2006)

3.3.4 Pontes suspensas

Por último, as pontes suspensas são estruturas onde o tabuleiro é suportado por cabos. O sistema de suspensão é, neste caso, definido por um cabo parabólico principal e por cabos verticais que ligam o tabuleiro ao primeiro. Quanto aos cabos principais, eles são normalmente colocados sobre duas torres e fixos em blocos de ancoragem em ambos extremos da ponte. As cargas que, atuam sobre o tabuleiro da ponte, são transmitidas para os cabos que ficam tracionados e as transferem para as torres em forças de compressão. A Figura 3.29 apresenta um esquema elementar da distribuição de esforços em pontes suspensas.

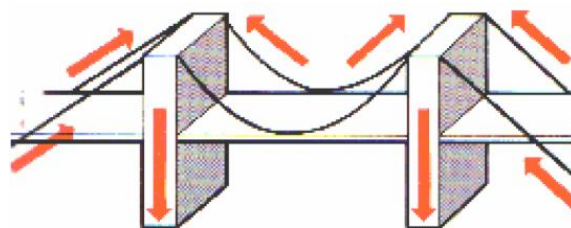


Figura 3.29 - Esquema elementar da distribuição de esforços em pontes suspensas (Mercede, 2007).

A Figura 3.30 ilustra algumas das pontes suspensas existentes.



Figura 3.30 - Exemplos de pontes suspensas existentes.

Um bom exemplo de modelação numérica de uma ponte suspensa é a realizada sobre a ponte John A. Roebling, concluída em 1867, sobre o Rio Ohio, nos Estados Unidos da América (Figura 3.30). Esta modelação foi realizada com o objetivo de avaliar os seus padrões de segurança de acordo com as necessidades atuais, servindo de apoio à realização de um ensaio de avaliação estrutural (Rene t al., 2003).

Todos os tipos de cabos da ponte (cabos primários, cabos secundários, tirantes e cabos de estabilização) foram modelados, cada um deles, com um único elemento de treliça tridimensional entre junções.

As torres foram modeladas com elementos de viga tridimensionais e com elementos de casca. Isto é, os pilares que compõem as torres foram modelados com os elementos de viga, enquanto as paredes das torres, situadas acima e abaixo do tabuleiro, foram modeladas com elementos de casca quadrilaterais de três nós, devido à flexão das paredes ser de importância secundária (Ren et al., 2003). A Figura 3.31 ilustra a modelação de uma torre da ponte John A. Roebling.

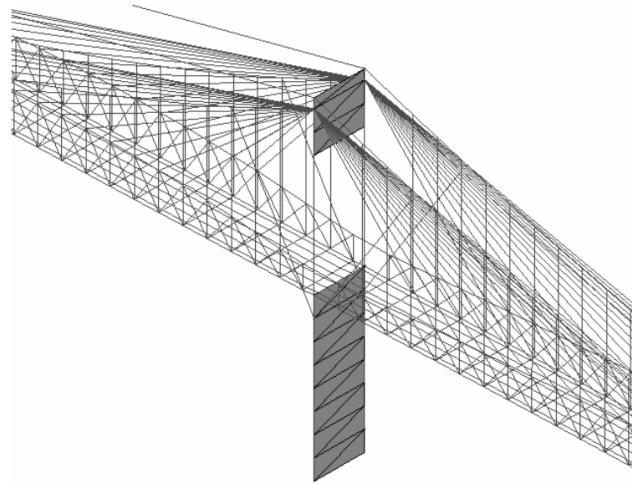


Figura 3.31 - Modelação numérica da torre da ponte suspensa John A. Roebling (Rene et al., 2003).

As cordas superiores e inferiores foram modeladas através de elementos de viga. Os elementos verticais foram também modelados com elementos de viga elástica para fornecer alguma rigidez à flexão, ao passo que as diagonais foram simuladas com elementos tridimensionais de treliça (Rene et al., 2003).

Segundo Rene et al (2003) foi adotado uma simplificação ao nível do tabuleiro. O tabuleiro foi então simplificado em vigas longitudinais e transversais, modeladas por elementos tridimensionais de viga elásticos entre junções, visto que estes elementos podem estar sujeitos à tração, compressão, flexão e torção. Através da Figura 3.32 ilustra-se o modelo numérico global da ponte suspensa John A. Roebling.

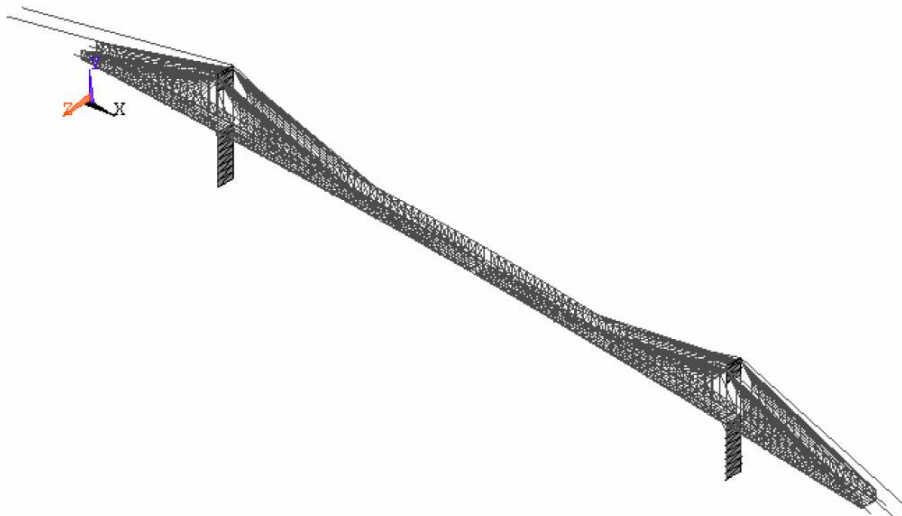


Figura 3.32 - Modelo numérico da ponte suspensa John A. Roebling (Ren et al., 2003).

3.4 Calibração dos modelos numéricos de pontes com resultados experimentais

A calibração de modelos numéricos é possível de se realizar após a concepção do modelo inicial caracterizador do comportamento da estrutura.

A primeira modelação deverá ser realizada de forma simples e de acordo com os parâmetros estruturais definidos no projeto de execução da estrutura. Pode-se adotar abordagens conservativas idênticas às do projeto ou incrementar logo à partida o realismo do modelo.

A partir da combinação dos resultados obtidos pelo modelo inicial e pelos ensaios experimentais, podem ser realizadas modificações no modelo, no sentido de minimizar os erros existentes entre ambos, permitindo assim a máxima aproximação possível entre os resultados numéricos e experimentais.

Segundo Brownjohn et al. (2001) o processo de atualização do modelo numérico é constituído por três fases de grande importância:

- Seleção das respostas da estrutura como dados de referência, como por exemplo, através das medições obtidas nos ensaios de carga;
- Seleção dos parâmetros para atualização, que são incertos e exercem grande influência na resposta da estrutura;
- Ajuste do modelo numérico, através de um processo iterativo de variação dos parâmetros selecionados, focando a diminuição do erro entre valores numéricos e experimentais;

A correta seleção dos parâmetros de atualização é crucial, pois o comportamento do modelo numérico é afetado através das atualizações dos parâmetros selecionados.

Segundo Brownjohn et al. (2001), a premente questão centra-se na dúvida de quantos parâmetros devem ser alvo de seleção para análise e quais, desses candidatos, deverão ser os escolhidos para o modelo numérico, alvo de otimização.

Com o objetivo de realizar uma boa atualização do modelo, torna-se então necessária a seleção dos parâmetros que são mais influentes na obtenção de uma melhoria significativa

na modelação numérica. Para tal, deve ser realizada uma análise de sensibilidade a cada um dos parâmetros modelares objeto de análise, identificando o seu peso referente à influência que exercem no comportamento estrutural.

Os parâmetros cuja variação demonstrou ser desprezável relativamente à influência do comportamento são excluídos. Já os parâmetros que mostram uma grande sensibilidade ao nível do comportamento estrutural são, depois em conjunto, alvo de ajustes no modelo, com o objetivo de conseguir um capaz de simular respostas da estrutura, mais próximas das reais.

Os parâmetros de atualização de um modelo numérico abrangem: o tipo de elementos de modelação utilizados; características geométricas dos elementos; propriedades dos materiais tais como o módulo de elasticidade ou a densidade de massa; condições de apoio da estrutura; rigidez de molas ou mesmo a inclusão de elementos estruturais anteriormente simplificados no modelo inicial.

Uma função objetivo deverá traduzir numericamente a qualidade do modelo. Schlune et al., (2009) propõem a seguinte formulação (3.1) para quantificar o erro global do modelo:

$$J_k = \frac{\sum_{j=1}^{n_k} |Z_{k,nj} - Z_{k,ej}|}{\sum_{j=1}^{n_k} |Z_{k,ej}|} \quad (3.1)$$

Em que:

- k - Tipo de resposta.
- n_k - Número de respostas do tipo k .
- $Z_{k,nj}$ - Valor numérico da resposta do tipo k .
- $Z_{k,ej}$ - Valor experimental da resposta do tipo k .

A minimização da função objetivo deve recorrer a uma abordagem de otimização adequada. Para o efeito, destacam-se as técnicas de algoritmos genéticos, redes neurais, colónias de formigas e otimizações não lineares.

Vários exemplos da realização da atualização de parâmetros na modelação numérica de pontes podem ser verificados através de estudos realizados por diversos autores.

Segundo Brownjohn et al. (2001), um problema comum na criação de um modelo de elementos finitos de pontes é a simulação correta das condições de apoio. Uma forma comum de se proceder à simulação das fundações é a utilização de elementos de mola, como ilustrado pela Figura 3.33. Com a utilização dos referidos elementos, a atualização do valor de rigidez elástica irá permitir uma aproximação das condições reais de apoio.

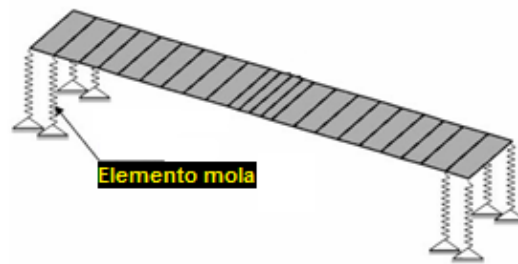


Figura 3.33 ~ Modelação das condições de apoio através da utilização de elementos de mola (Brownjohn et al., 2001).

Serve também de arquétipo o estudo realizado por Xu-hui et al. (2008), sobre a atualização de um modelo numérico de uma ponte metálica (Nanjing Yangtze River). Os parâmetros de modelação selecionados para atualização neste estudo foram: o módulo de elasticidade do aço; o valor de densidade de massa nodal equivalente do pavimento rodoviário e a variação da massa nodal das travessas em aço. O modelo final atualizado permite agora servir como ponto de referência para a monitorização de saúde estrutural, avaliação do estado, deteção de danos, previsão da resposta dinâmica e a avaliação da fadiga ao longo do período de vida da ponte (Xu-hui et al., 2008).

Segundo Brownjohn et al., (2001) os danos e/ou deteriorações de elementos estruturais identificados em avaliações estruturais devem ser contabilizados nos modelos numéricos concebidos. Como os danos provocam uma diminuição da capacidade resistente do elemento estrutural através da redução das suas propriedades geométricas e/ou físicas, estes podem ser simulados no modelo numérico, através da introdução de elementos fracos “weak elements”. Através da atualização dos referidos parâmetros (elementos fracos) torna-se possível obter um modelo numérico capaz de caracterizar o dano real da estrutura. A Figura 3.34 ilustra um exemplo de uma ligação danificada através da introdução dos elementos fracos.

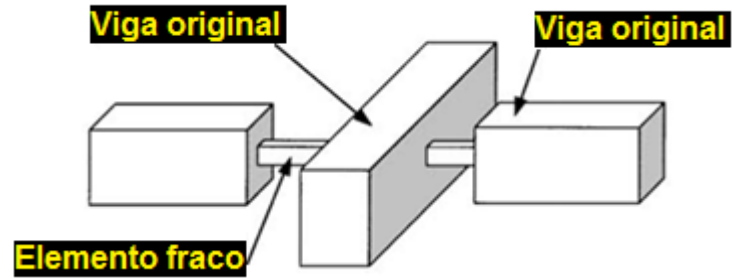


Figura 3.34 - Simulação de uma ligação danificada de um modelo através de elementos fracos (Brownjohn et al., 2001).

Com base nos pressupostos expostos neste capítulo introdutivo será desenvolvida a análise numérica do caso de estudo que se apresenta no capítulo seguinte. Procurar-se-á também a calibração desse modelo com base nos resultados do ensaio de carga.

4

Ponte sobre o Rio Sorraia Ensaio de Carga

4.1 Introdução

O presente capítulo aborda a monitorização realizada na ponte sobre o rio Sorraia durante a realização do ensaio de carga e, encontra-se dividido em cinco subcapítulos incluindo a presente introdução, sequenciados da seguinte forma:

- Descrição geral da obra de arte;
- Descrição do sistema de medição instalado na ponte;
- Procedimentos da realização do ensaio de carga;
- Resultados experimentais obtidos durante o ensaio de carga.

É de salientar que o autor da presente dissertação não esteve presente na realização do ensaio de carga. Procura-se no entanto descrever de forma abrangente todo o processo de ensaio. Os resultados deste ensaio de carga serão depois tratados e analisados de forma independente pelo autor desta dissertação. Perante a necessidade, foi consultado o relatório técnico do ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia, o relatório de instalação de sensores durante a fase construtiva da obra de arte (Projeto SMARTE), o projeto de estruturas da obra de arte e a respetiva memória descritiva; designadamente:

- Relatório técnico do ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia, LABEST/FEUP, 2005;
- Relatório técnico da instalação dos sensores convencionais e dos sensores de fibra ótica durante a fase construtiva, Projeto SMARTE, 2004;

- Projeto de estruturas da ponte sobre o rio Sorraia e viadutos de acesso, GRID, 2003;
- Memória descritiva e justificativa do projeto de execução da ponte sobre o rio Sorraia, GRID, 2003.

4.2 Descrição da Obra de Arte

A ponte sobre o rio Sorraia insere-se no sublanço Salvaterra de Magos na Auto-Estrada A13 que liga Almeirim à Marateca. Esta encontra-se inserida numa obra de arte com uma extensão total de 1666m. Por sua vez, esta está subdividida em três troços independentes com 487m e 909m, respetivamente, designados por viadutos de acesso norte e sul, e um de 270m na zona do atravessamento do rio Sorraia (ponte sobre o rio Sorraia). A Figura 4.1 ilustra uma vista geral da obra de arte.

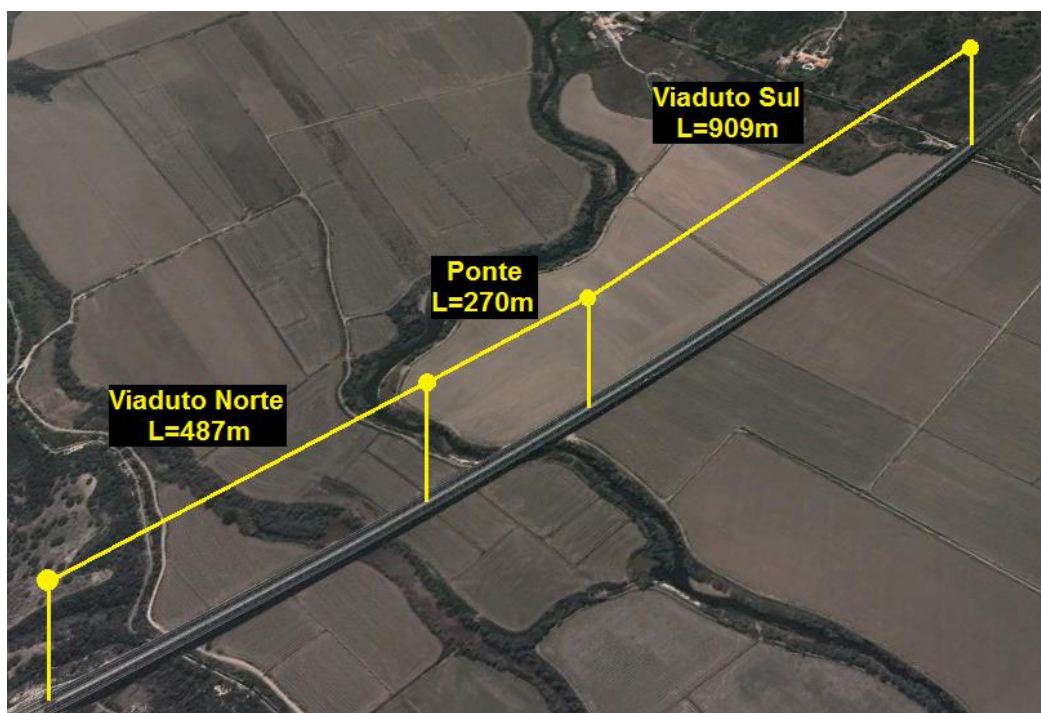


Figura 4.1 - Vista satélite da obra de arte (google earth, 2013)

A ponte sobre o rio Sorraia é constituída por dois tabuleiros independentes de três tramos cada, os das extremidades possuem um vão de 75m e o central de 120m. Cada tabuleiro está apoiado nos pilares (P1 e P2) e nos pilares de transição Norte e Sul (PT-N e PT-S),

que efetuam a ligação entre a ponte e os viadutos de acesso Norte e Sul, como representado na Figura 4.2.

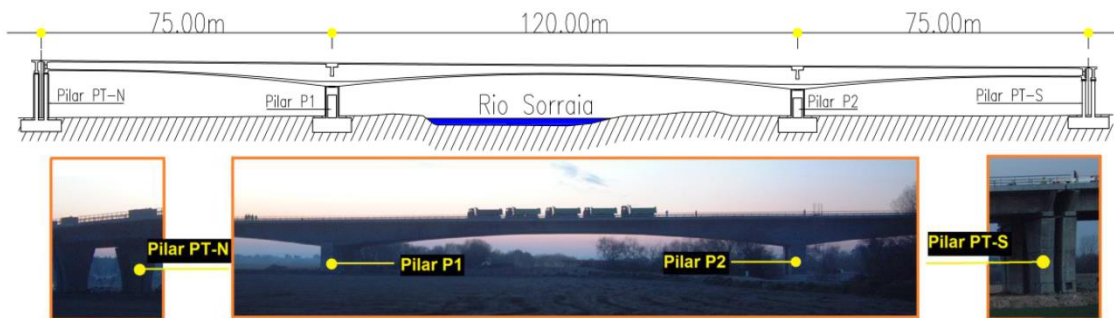


Figura 4.2 - Alçado e vista geral da ponte sobre o rio Sorraia

O tabuleiro da ponte é contínuo em betão armado pré-esforçado, longitudinal e transversalmente. A sua secção transversal é em caixão monocelular de altura variável entre 6.00m sobre os pilares centrais e 2.55m a meio do vão central e nas extremidades dos tramos laterais, como ilustrado na Figura 4.3. As almas possuem uma inclinação constante e a sua espessura varia de 0.60m na zona dos pilares P1 e P2, a 0.40m no vão. A laje do tabuleiro com inclinação constante apresenta uma variação de espessura, com 0.25m no meio vão da laje central, 0.55m junto às almas, e 0.175m e 0.45m, respetivamente nas secções de extremidade e de encastramento das consolas. A espessura do banzo também varia de 1.20m sobre os pilares, reduzindo-se até 0.25m no meio do vão central e extremidades dos tramos laterais.

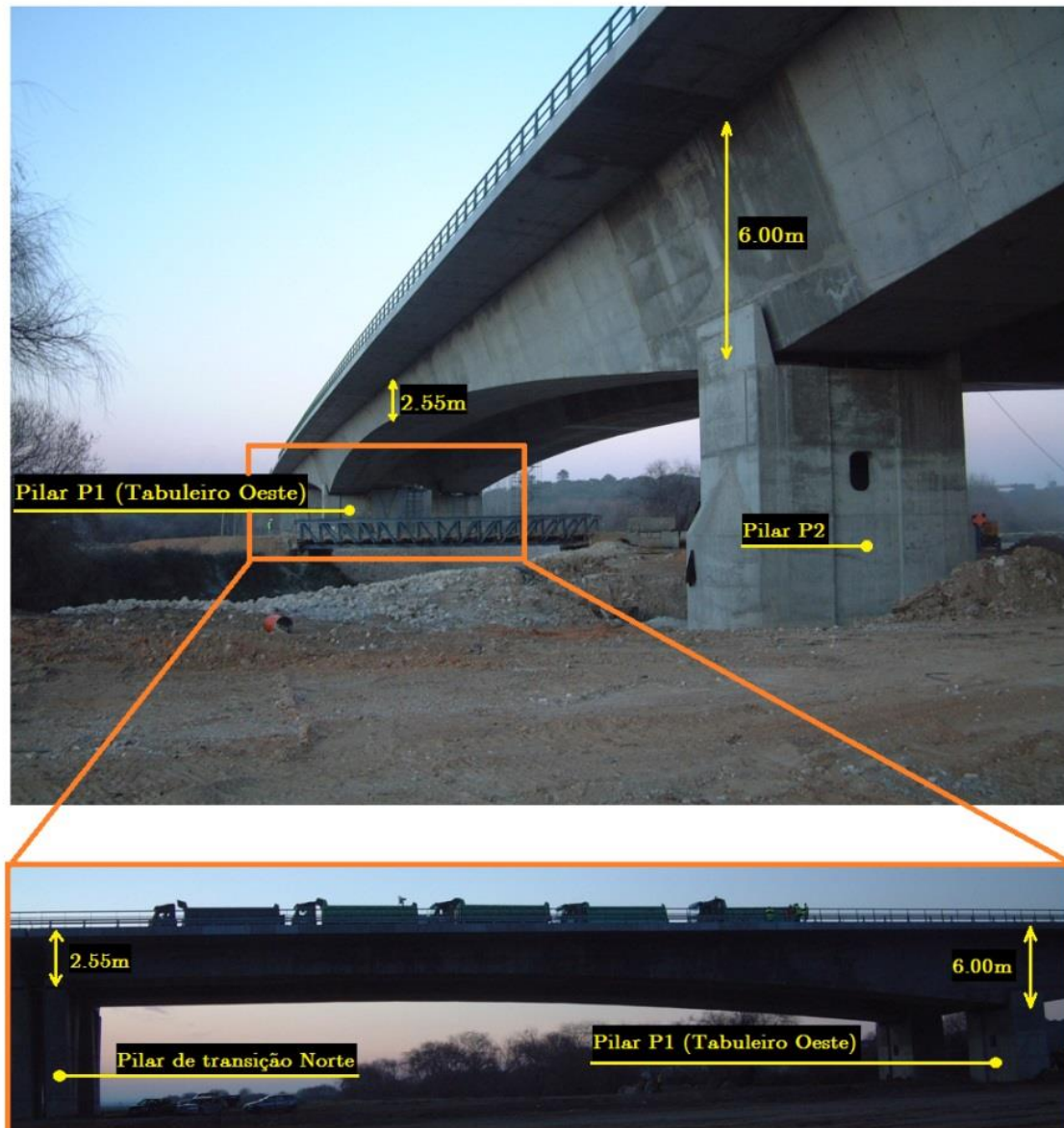


Figura 4.3 - Pormenor do tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia

A ponte possui pré-esforço de consola condicionado pelo processo construtivo por avanços sucessivos, sendo também dotada de cabos de pré-esforço exterior de traçado reto entre celas de desvio. A Figura 4.4 ilustra o pré-esforço consola durante o processo construtivo da ponte e o pré-esforço exterior após conclusão da obra de arte.

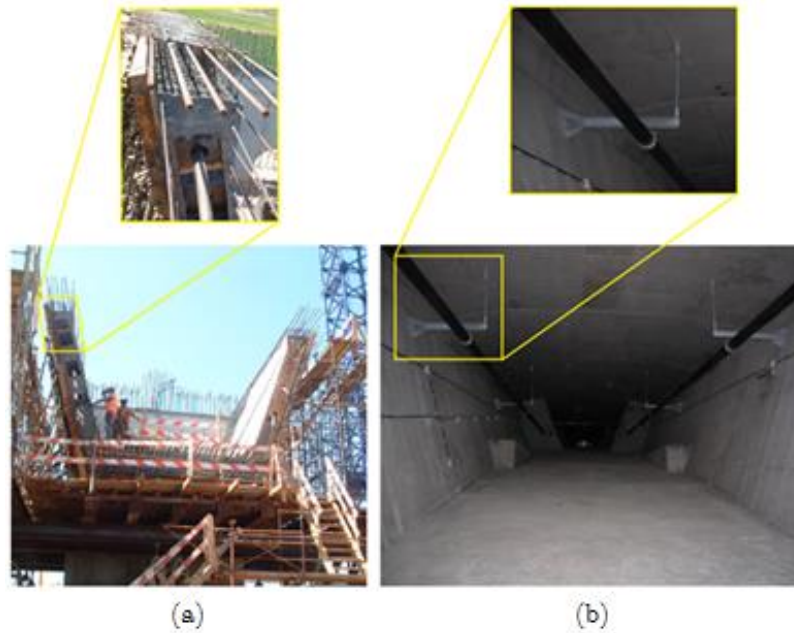


Figura 4.4 - (a) Pormenor de pré-esforço consola; (b) Pormenor de pré-esforço exterior

O tabuleiro é dotado de aparelhos de apoio fixos, em panela, nos pilares centrais (P1 e P2) e aparelhos de apoio em panela de neoprene / teflon deslizantes na direção longitudinal, nos pilares de transição Norte e Sul. A Figura 4.5 apresenta os aparelhos de apoio dos pilares intermédios (a) e dos pilares de transição (b).

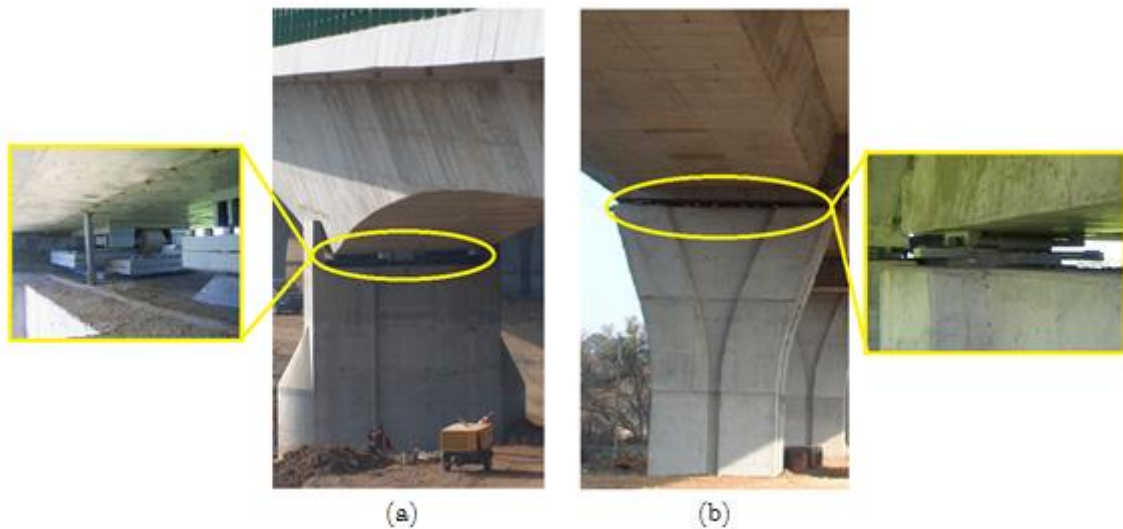


Figura 4.5 - (a) Aparelhos de apoio dos pilares intermédios; (b) Aparelhos de apoio dos pilares de transição.

Nas zonas de transição entre a ponte e os viadutos de acesso localizam-se as juntas de dilatação que integram perfis de neoprene e elementos metálicos como ilustra a Figura 4.6.

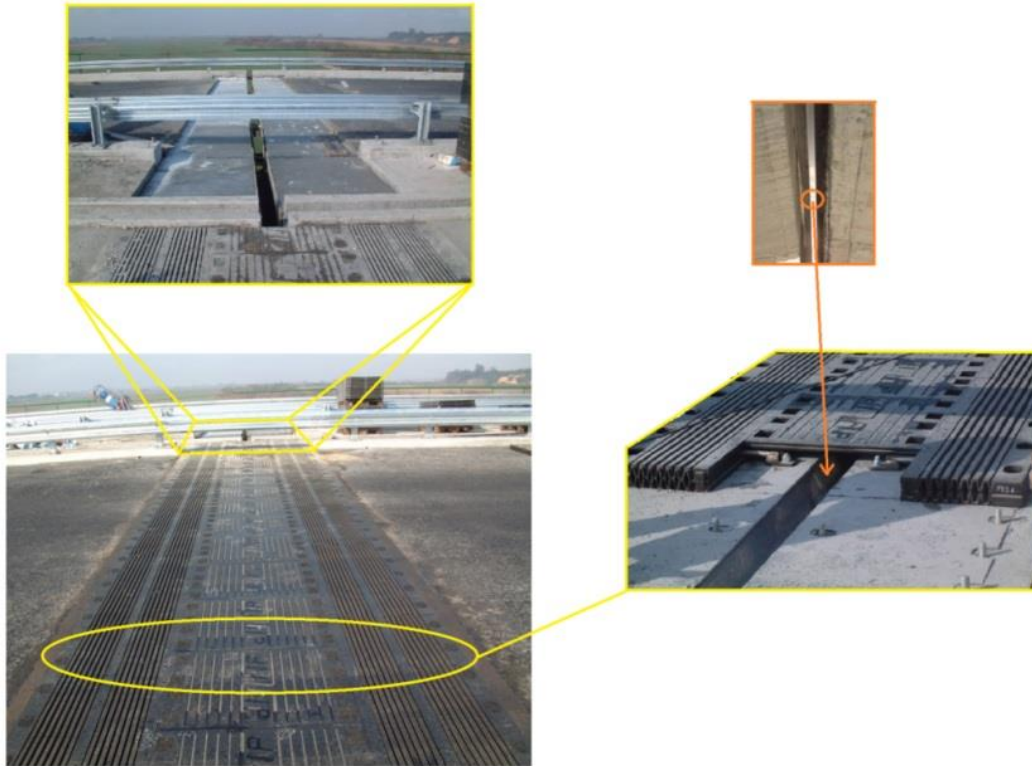


Figura 4.6 - Pormenores de uma junta de dilatação

Os pilares intermédios, P1 e P2, são de forma retangular, com uma secção transversal oca constante até 2m do topo, a partir dessa medida são maciços. Apresentam dimensões, em planta, de 3.5m na direção longitudinal e 6.0m na transversal. A altura destes pilares está compreendida entre os 7m e 8m, sendo a sua fundação indireta, constituída por 4 estacas de 2.0m de diâmetro com 35.7 metros de comprimento. O maciço de encabeçamento da transição das estacas para o pilar apresenta uma forma quadrada em planta com 10m de lado 3.75m de altura. Na Figura 4.7 ilustram-se os pilares intermédios dos dois tabuleiros e suas secções transversais.

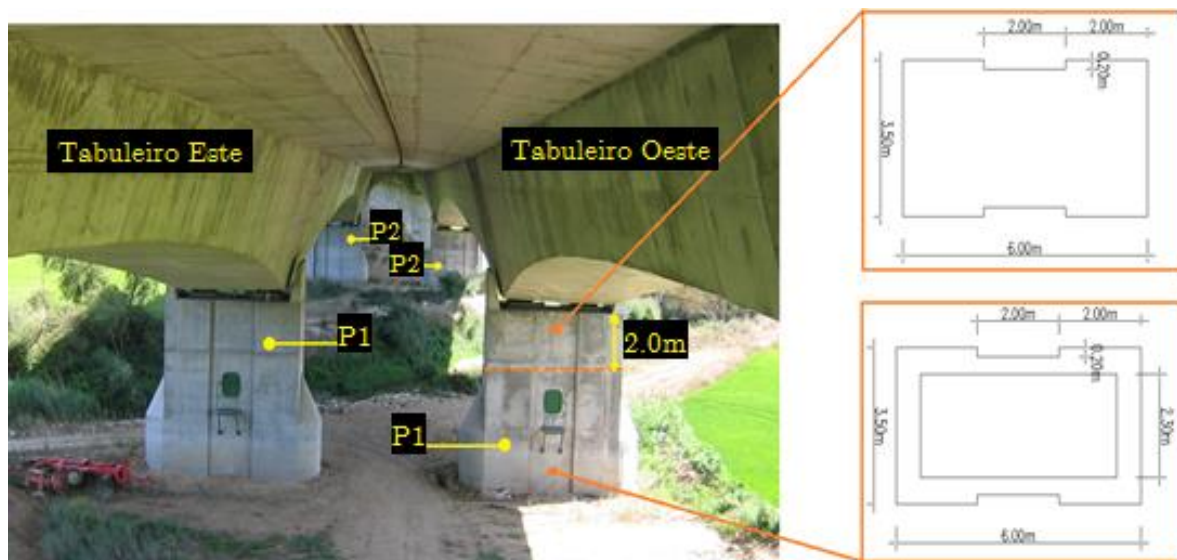


Figura 4.7 - Pilares intermédios (P1 e P2) de ambos tabuleiros e suas secções transversais

Os pilares de transição da ponte para os viadutos de acesso são retangulares com 4.5m na direção transversal e 1.5m na longitudinal, neste caso, a dimensão transversal varia com o aumento da altura do pilar ficando no topo com 8m de comprimento nessa direção. A altura dos pilares de transição está compreendida entre os 9m e 12m. A fundação destes é indireta, sendo constituída por 6 estacas de 1.5m de diâmetro com 35m de comprimento. O maciço de encabeçamento da transição das estacas para o pilar possui as dimensões em planta de 10.5mx7.5m com 3m de altura, e suporta dois fustes, sendo um para o apoio do viaduto e outro para o apoio da ponte. Na Figura 4.8 apresentam-se os pilares de transição Norte (GRID, 2003).

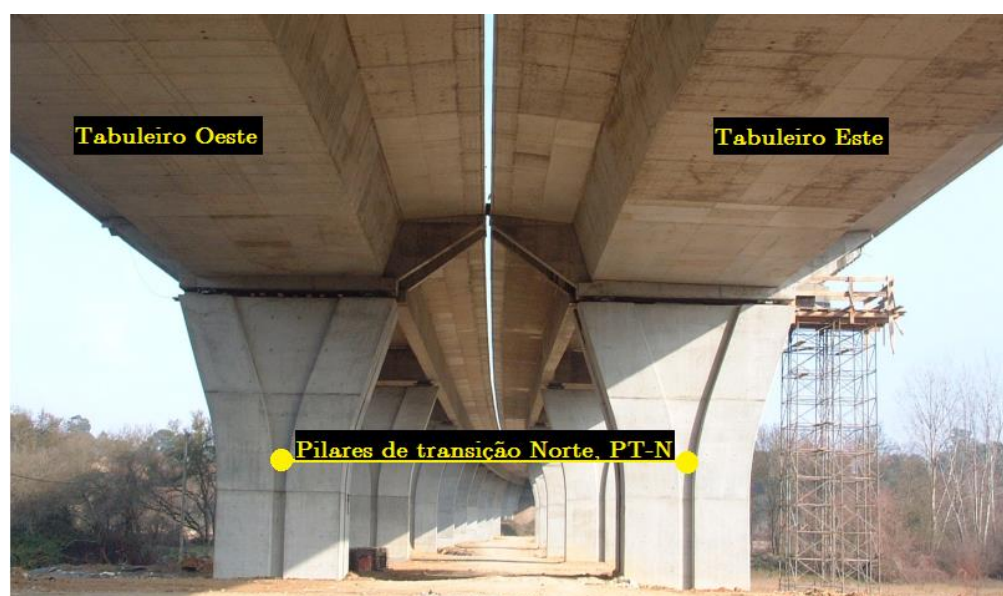


Figura 4.8 - Pilares de transição Norte, PT-N

4.3 Sistema de medição

4.3.1 Introdução

Durante o ensaio de carga, procedeu-se à medição de vários tipos de grandezas tais como, deslocamentos verticais e horizontais, rotações, extensões no betão, temperatura e humidade relativa.

Através de um sistema de monitorização externa, instalado especificamente para o ensaio de carga, foram medidos os deslocamentos verticais e horizontais, e as rotações. Trata-se de um sistema de monitorização automatizada que permite uma aquisição contínua e um registo automático da informação oriunda dos sensores. Já a medição das extensões no betão, temperatura e humidade relativa, foi realizada com recurso a um sistema de monitorização interna, instalado de modo permanente na ponte, resultado de um projeto de investigação com a designação SMARTE. Este sistema de medição permanente é também automatizado, permitindo assim um registo contínuo das medições efetuadas pelos sensores.

A análise do comportamento estrutural, por parte do autor da presente dissertação, será realizada apenas em relação ao tabuleiro Este, devido ao facto do sistema de monitorização interna ter sido apenas aplicado nesse tabuleiro. Posteriormente serão indicados quais os sensores utilizados para a medição de cada grandeza, bem como a sua localização no tabuleiro Este da ponte.

4.3.2 Sistema de monitorização interna

O tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia dispunha de um sistema de monitorização permanente, com sensores de resistência elétrica e sensores de fibra ótica. Os sensores instalados têm como função a medição de deformação do betão, monitorização da variação de temperaturas e humidades relativas. No interior do tabuleiro existiam dois postos de observação dotados com equipamentos de aquisição e leitura de sinal (LABEST/FEUP, 2005).

4.3.2.1 Medição de extensões

A medição de extensões do betão foi realizada em diversos pontos, de várias secções do tabuleiro da ponte, através de sensores de resistência elétrica e sensores de fibra ótica, devidamente encapsulados numa cabeça sensora de geometria e materiais especificamente concebidos (Sousa, 2006). No anexo A são apresentadas as características técnicas dos sensores de deformação. A Figura 4.9 ilustra as secções usadas para a instrumentação permanente no âmbito da medição de extensões do betão no tabuleiro.

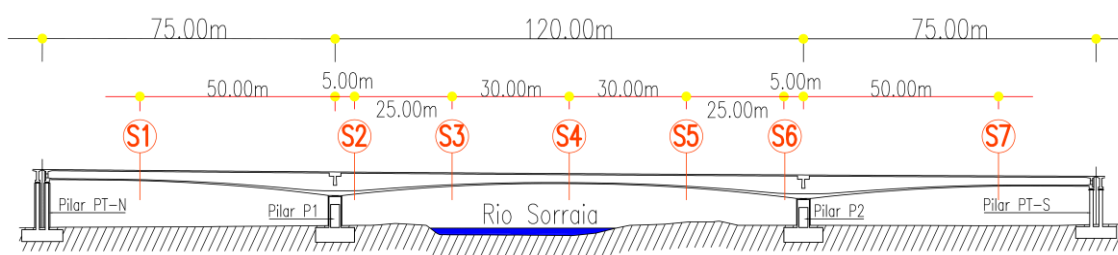


Figura 4.9 - Localização das secções instrumentadas de forma permanente (LABEST/FEUP, 2005).

A identificação das cabeças sensoras instaladas nas várias secções é realizada através da divisão de cada uma das secções em três alinhamentos verticais (alinhamento 1 à esquerda, do lado Oeste; alinhamento 2, central, e alinhamento 3 à direita, do lado Este) e três alinhamentos horizontais (banzo inferior – I, alma – A e banzo superior – S). A Figura 4.10 apresenta uma secção do tabuleiro dividida com os respetivos alinhamentos.

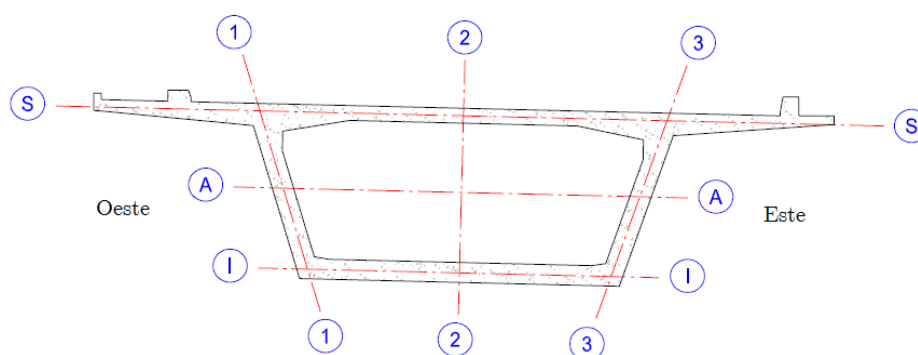


Figura 4.10 – Divisão da secção do tabuleiro em alinhamentos (LABEST/FEUP, 2005).

É de salientar que também foram colocados alguns sensores convencionais de embeber no betão, com o intuito de aferir o comportamento durante o processo construtivo das cabeças sensoras instaladas na ponte. Estes sensores convencionais têm como

nomenclatura inicial “EEB” complementada com a nomenclatura referente à sua localização na secção. De seguida é apresentada a localização das cabeças sensoras nas sete secções de estudo.

A. Instrumentação da secção 1

A secção S1 localiza-se a 25m do pilar de transição Norte (PT-N). Nesta secção foram instaladas quatro cabeças sensoras na intersecção dos alinhamentos superior e inferior com os alinhamentos 1 e 3, conforme ilustra na Figura 4.11.

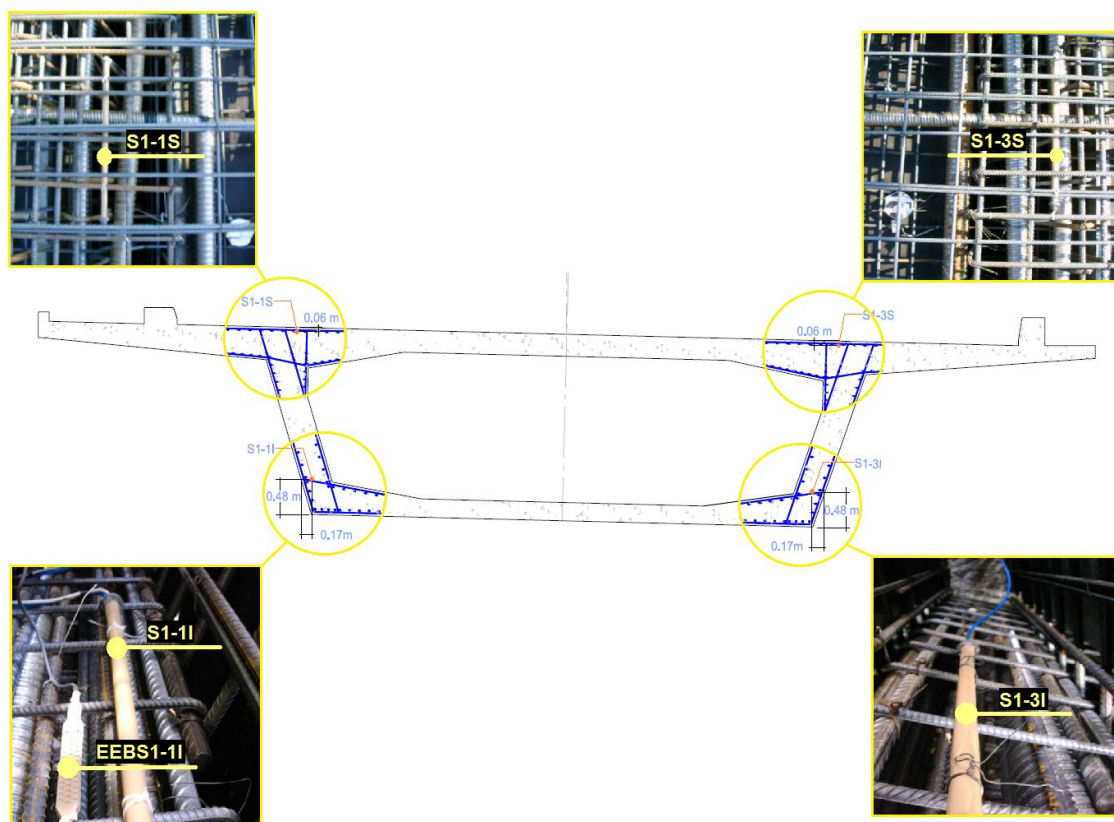


Figura 4.11 - Localização das cabeças sensoras na secção 1 (Projeto SMARTE, 2004).

B. Instrumentação da secção 2

A secção S2 localiza-se no tramo intermédio da ponte a 5m do centro do pilar central P1. No total foram instaladas seis cabeças sensoras na intersecção dos alinhamentos superiores, intermédios e inferiores com os alinhamentos 1 e 3. A Figura 4.12 ilustra a localização dos sensores.

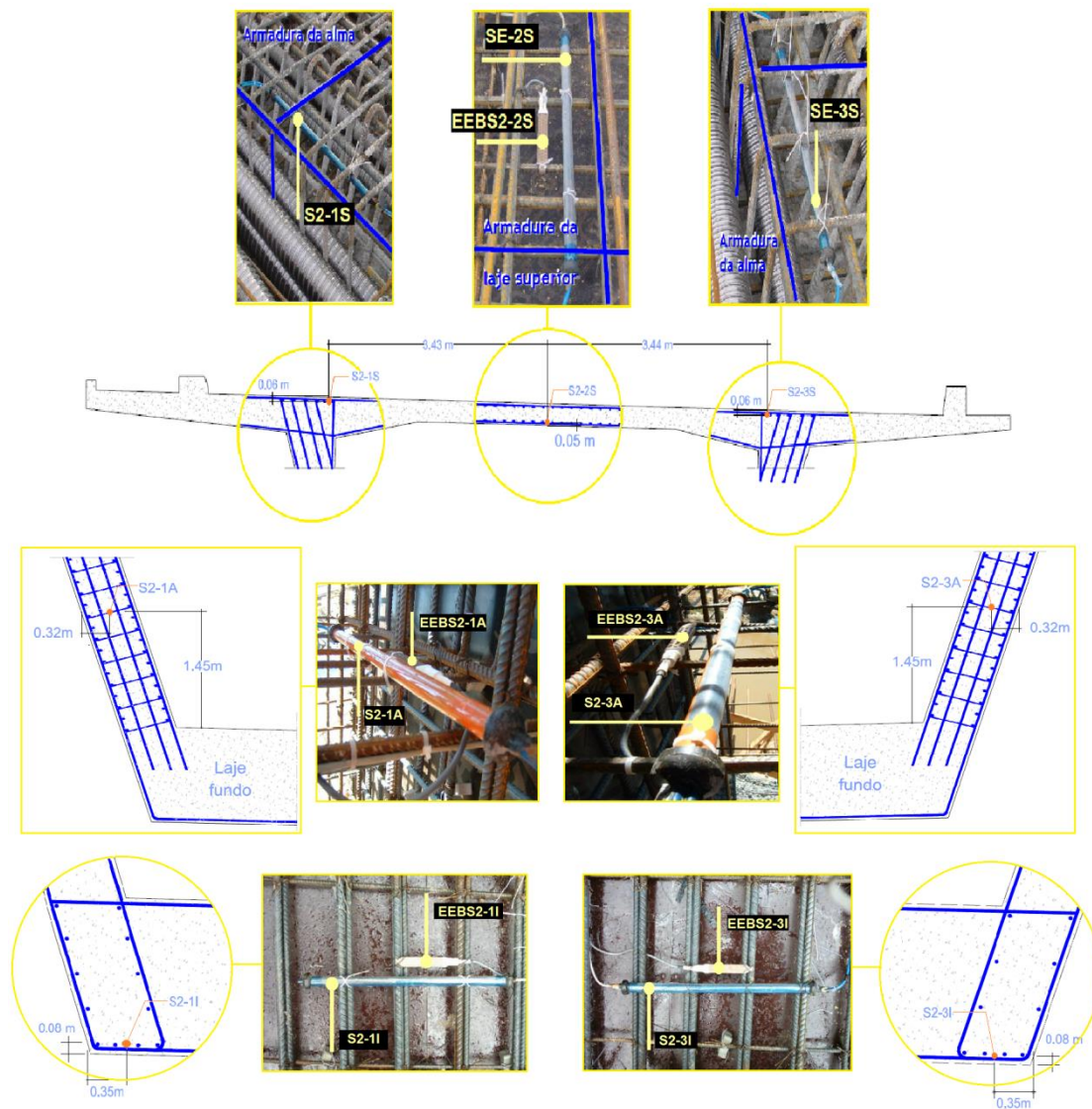


Figura 4.12 - Localização das cabeças sensoras na secção 2 (Projeto SMARTE, 2004).

C. Instrumentação da secção 3

A secção S3 localiza-se no tramo intermédio da ponte a 30m do pilar central P1. Nesta secção foram instaladas duas cabeças sensoras na interceção do alinhamento superior e inferior com o alinhamento 2. A Figura 4.13 apresenta a localização dos dois sensores instalados na secção 3.

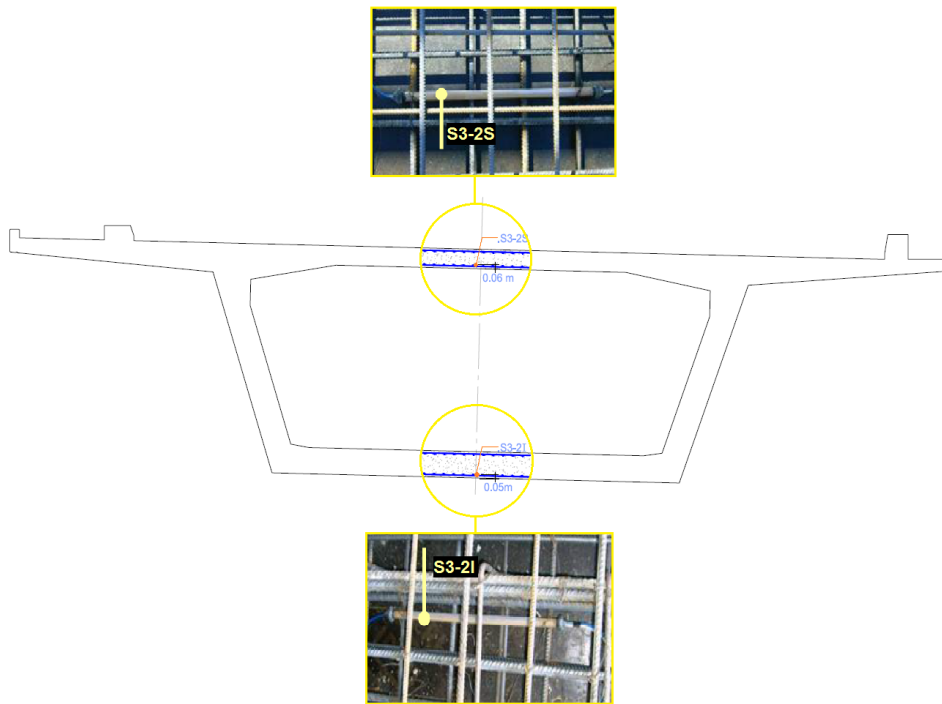


Figura 4.13 - Localização das cabeças sensoras na secção 3 (Projeto SMARTE, 2004).

D. Instrumentação da secção 4

A secção S4 localiza-se no tramo intermédio da ponte a 60m do pilar central P1. Nesta secção foram instaladas no total seis cabeças sensoras na interceção do alinhamento superior e inferior com o alinhamento 1,2 e 3. A Figura 4.14 apresenta a localização das seis cabeças instaladas na secção 4.

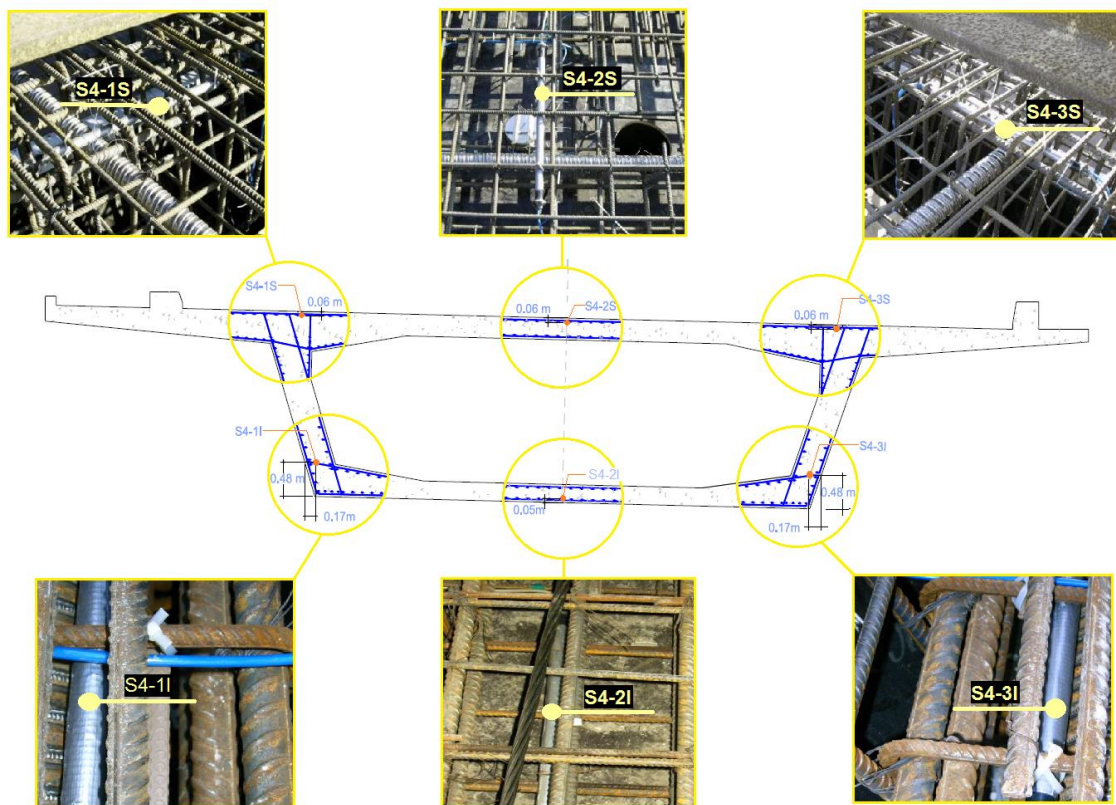


Figura 4.14 - Localização das cabeças sensoras na secção 4 (Projeto SMARTE, 2004).

E. Instrumentação da secção 5

A secção S5 localiza-se no tramo intermédio da ponte a 30m do pilar central P2. Esta secção foi provida de duas cabeças sensoras, colocadas na interceção do alinhamento superior e inferior com o alinhamento 2. A Figura 4.15 apresenta a localização das cabeças sensoras instaladas na secção 5.

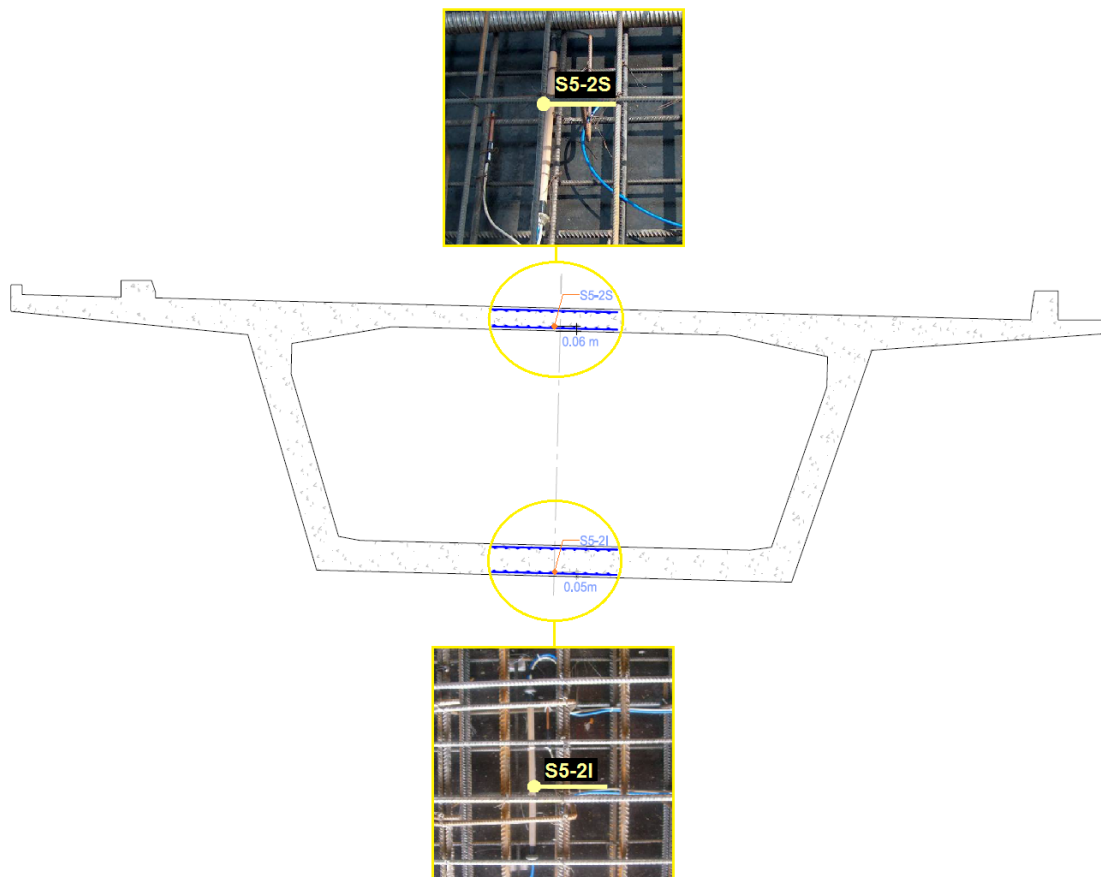


Figura 4.15 - Localização das cabeças sensoras na secção 5 (Projeto SMARTE, 2004).

F. Instrumentação da secção 6

A secção S6 localiza-se no tramo intermédio da ponte a 5m do centro do pilar central P2. No total foram instaladas seis cabeças sensoras na intersecção dos alinhamentos superiores, intermédios e inferiores com os alinhamentos 1 e 3. A Figura 4.16 ilustra a localização das cabeças sensoras.

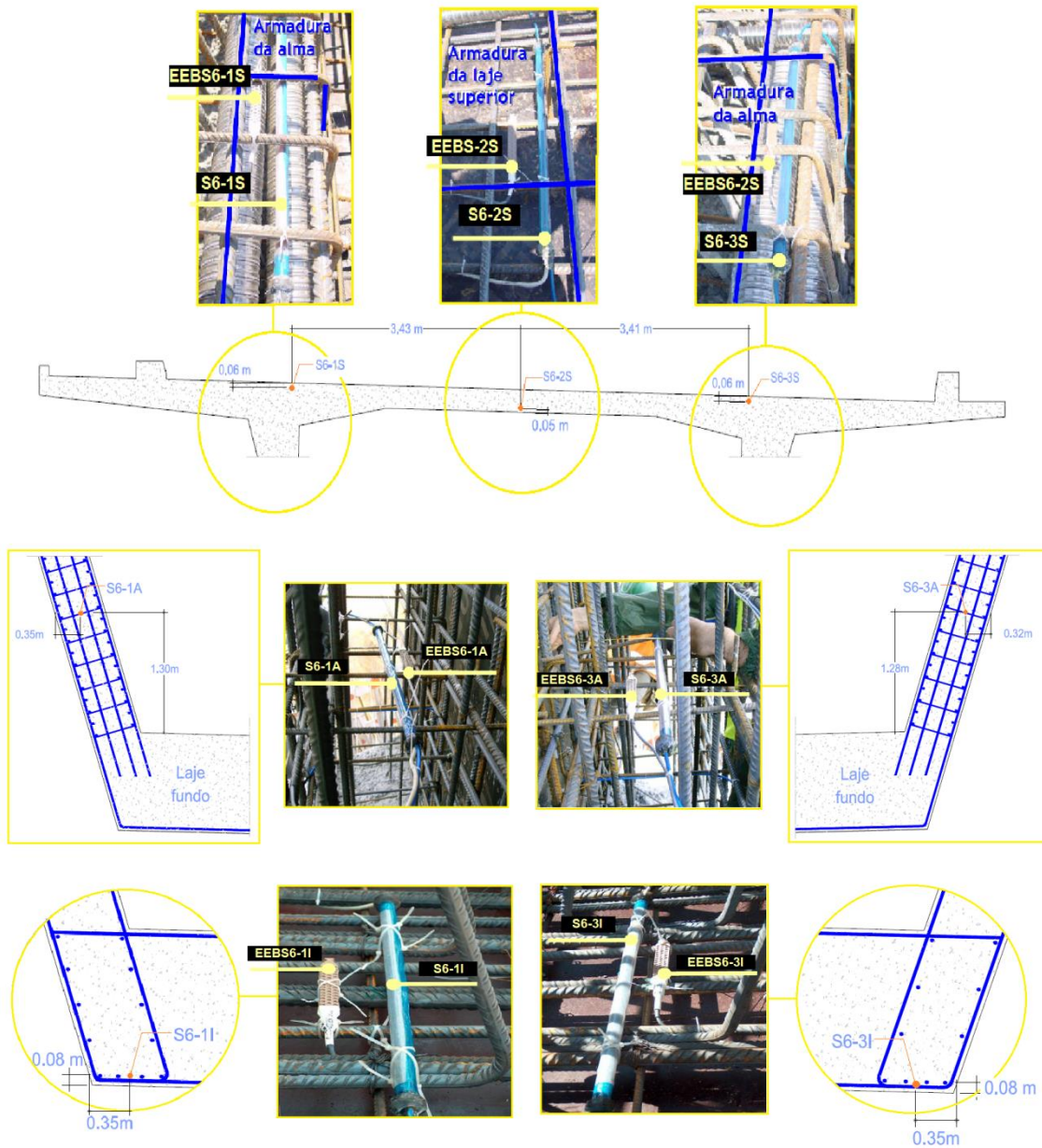


Figura 4.16 - Localização das cabeças sensoras na secção 6 (Projeto SMARTE, 2004).

G. Instrumentação da secção 7

A secção S7 localiza-se a 25m do pilar de transição Sul (PT-S). Nesta secção foram instaladas quatro cabeças sensoras na intersecção dos alinhamentos superior e inferior com os alinhamentos 1 e 3. A Figura 4.17 apresenta a localização das cabeças sensoras instaladas na secção 7.

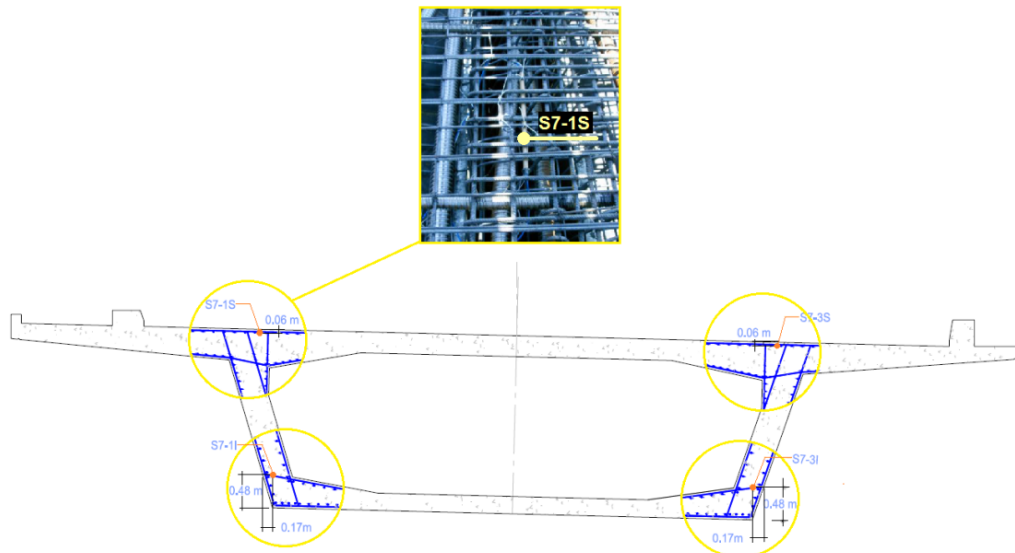


Figura 4.17 - Localização das cabeças sensoras na secção 7 (Projeto SMARTE, 2004).

4.3.2.2 Medição de temperatura e humidade relativa

Durante o ensaio de carga foi medida a temperatura ambiente do betão e ainda humidades relativas, permitindo assim o conhecimento das condições ambientais que envolvem a ponte. Com o intuito de caracterizar o ambiente circundante, foram colocados sensores de temperatura (T) e de humidade relativa (H), interna e externamente em determinadas secções do caixão (secção 5 e 6). Também foram embebidos sensores de temperatura resistivos do tipo PT100.

A Figura 4.18 ilustra os sensores utilizados para a medição da temperatura e humidade relativa.

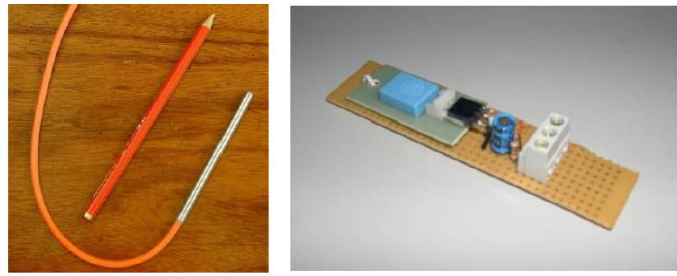


Figura 4.18 - Sensores de temperatura (esq.) e humidade relativa (dir.) existentes na ponte (LABEST/FEUP, 2005).

Ilustra-se na Figura 4.19, a secção 5, devidamente identificada por fotos aquando da aplicação dos sensores de temperatura embebidos no betão. É ainda possível visualizar a caixa de junção que tem como finalidade a proteção da extremidade do cabo do sensor.

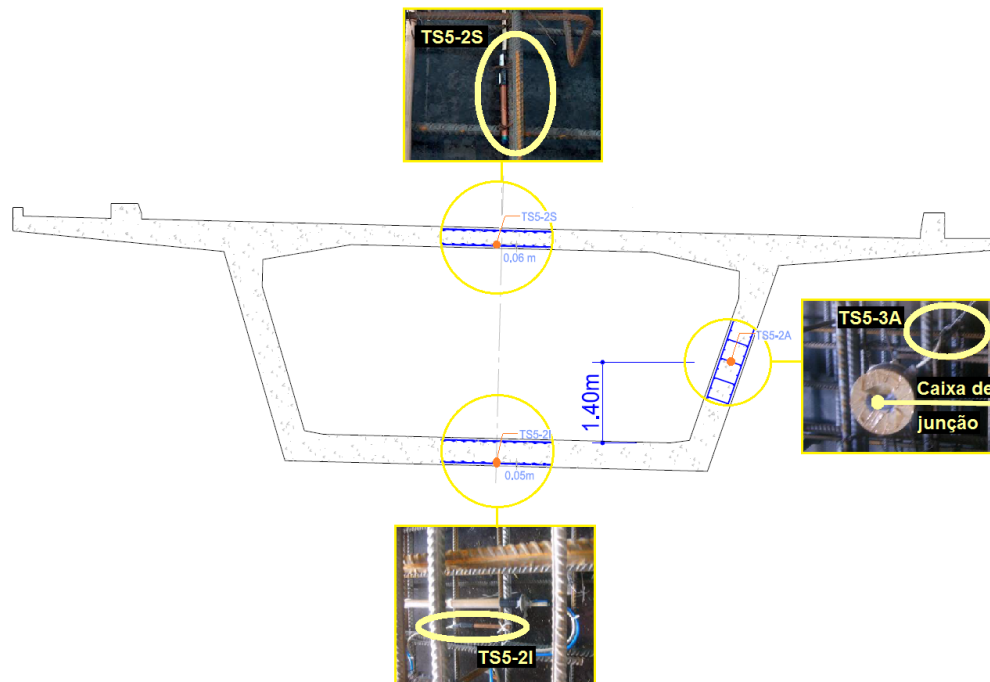


Figura 4.19 - Localização dos sensores de temperatura embebidos na secção 5 (Projeto SMARTE, 2004).

No anexo A são apresentadas as características mais relevantes dos sensores de temperatura e humidade relativa utilizados.

4.3.2.3 Sistema de aquisição

O sistema de aquisição e de armazenamento do sinal, proveniente dos sensores instalados de forma permanente no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia, encontra-se reunido em dois postos de observação. Estes postos são designados de PO1 e PO2, localizando-se respetivamente sobre o pilar P1 e o Pilar P2 como se ilustra na Figura 4.20.

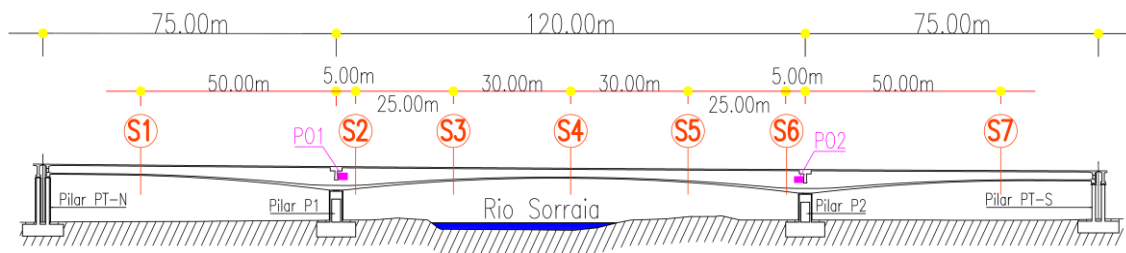


Figura 4.20 - Localização dos postos de observação do sistema de monitorização interna (FEUP/LABEST, 2005).

Ambos os postos de observação são dotados de sistemas de aquisição constituídos cada um por um DT500 e dois módulos de expansão (CEM-AD) permitindo, deste modo, a leitura de 30 sensores elétricos. O posto PO1 diferencia-se do PO2, pelo facto de possuir também um sistema de aquisição e leitura de sinal dos sensores óticos, constituído por um equipamento da Micron Optics, de referência si425 Swept laser Interrogator. Na Figura 4.21 ilustram-se ambos os equipamentos de aquisição elétrico e ótico, sendo no anexo A especificadas as suas características técnicas.

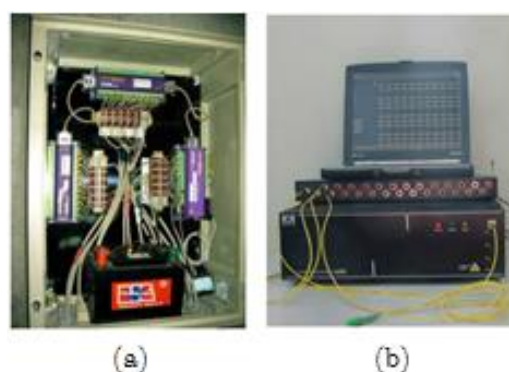


Figura 4.21 - (a) Sistema de aquisição elétrico; (b) Sistema de aquisição ótico (LABEST/FEUP, 2005).

4.3.3 Sistema de monitorização externa

O sistema de monitorização externa (temporário) foi realizado com o intuito de se observar o comportamento da estrutura quando submetida ao ensaio de carga. Com este sistema paralelo foram medidos deslocamentos verticais em sete secções, as rotações dos pilares intermédios P1 e P2, e os deslocamentos horizontais relativos entre os pilares de transição da ponte (PT-N e PT-S) e os viadutos de acesso.

4.3.3.1 Medição de deslocamentos verticais

Com o sentido de se proceder à medição dos deslocamentos verticais em diversas secções do tabuleiro da ponte, foi utilizado um sistema próprio desenvolvido pelo LABEST, que se baseia no nivelamento hidrostático. O princípio de funcionamento deste sistema encontra-se descrito no subcapítulo 2.4.1.3 referente à medição de deslocamentos verticais através da aplicação do método dos níveis líquidos. Na ponte sobre o rio Sorraia foi então aplicado um circuito hidráulico constituído por dois reservatórios, colocados na secção S2 e na secção S6 como exemplificado na Figura 4.22.

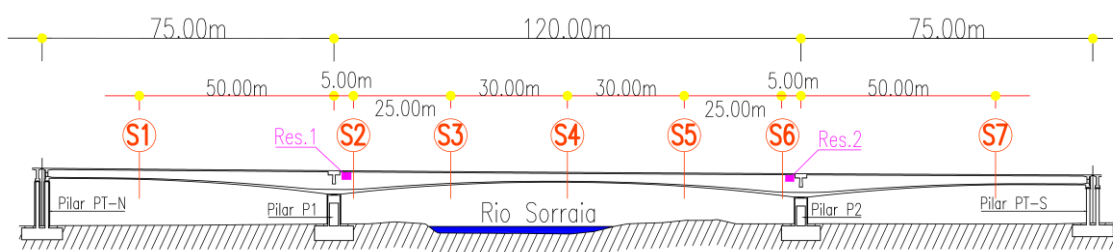


Figura 4.22 - Localização dos reservatórios constituintes circuito hidráulico aplicado no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).

A localização destes dois reservatórios foi escolhida, tendo em conta que nessas secções os deslocamentos verticais sucedidos são desprezáveis relativamente com as secções onde se medem os deslocamentos verticais. Através da Figura 4.23 ilustra-se um dos reservatórios e um dos sensores de pressão utilizados no ensaio de carga.



Figura 4.23 – (a) Reservatório; (b) Sensor de pressão.

Ao longo do circuito hidráulico instalaram-se sete sensores de pressão correspondentes a vários pontos do tabuleiro, nos quais se pretende medir deslocamentos verticais na estrutura e também junto aos reservatórios para servirem de referência. A Figura 4.24 ilustra as secções onde foram medidos os deslocamentos verticais.

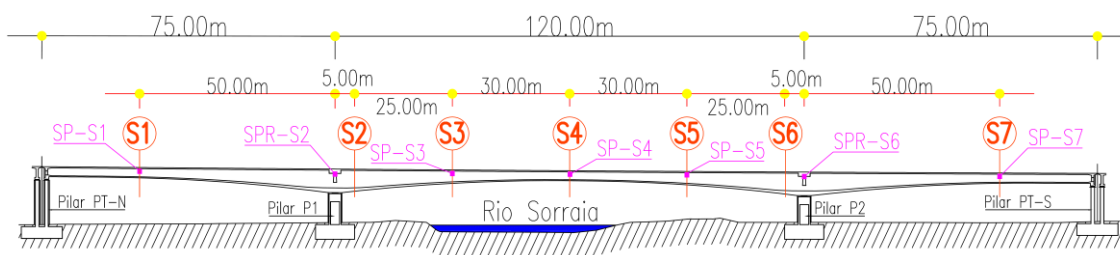


Figura 4.24 - Localização dos sensores de pressão no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).

Através do anexo A são disponibilizadas as especificações técnicas dos sensores de pressão utilizados.

4.3.3.2 Medição de rotações

No ensaio de carga foram medidas as rotações no tabuleiro Este nas secções em que coincidiam com o eixo do pilar P1 e P2, respetivamente. Para a medição das rotações foram utilizados dois métodos. Um dos métodos assenta na medição de rotações em relação ao plano horizontal com recurso a inclinómetros elétricos, o outro permite

determinar as rotações através da medição de deslocamentos verticais relativos. Neste subcapítulo serão descritos os dois métodos utilizados.

A. Medição de rotações com recurso a inclinómetros elétricos

Os inclinómetros elétricos utilizados são dotados de dois eixos de medida, que avaliam a variação angular em relação a um plano de referência fixo horizontal segundo duas direções ortogonais. Foram então medidas as rotações do tabuleiro nas secções coincidentes com o eixo dos pilares P1 e P2, através da instalação de inclinómetros elétricos como se ilustra na Figura 4.25.

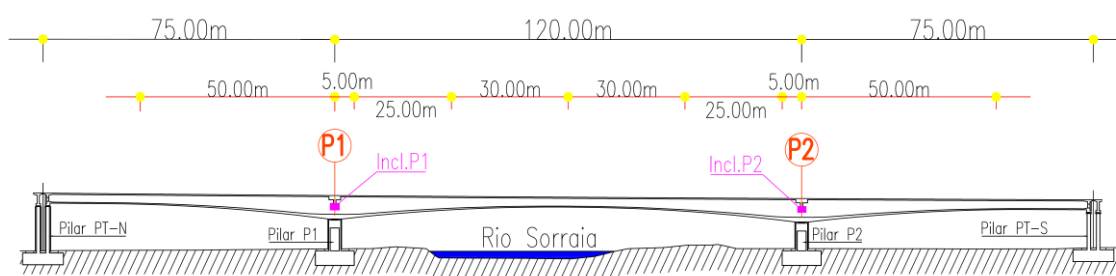


Figura 4.25 - Localização das secções onde se mediram as variações de inclinações com inclinómetros (LABEST/FEUP, 2005).

Os inclinómetros elétricos utilizados são do fabricante Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd. Correspondendo ao modelo KB-1AC. A Figura 4.26 ilustra um dos inclinómetros utilizados durante o ensaio de carga, sendo as suas características técnicas apresentadas no anexo A.

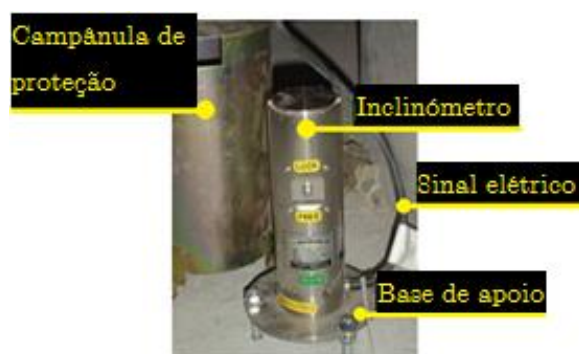


Figura 4.26 - Inclinómetro utilizado durante o ensaio de carga.

B. Medição de rotações através da medição de deslocamentos verticais relativos

A medição dos deslocamentos verticais relativos tem como objetivo a medir as rotações das secções do tabuleiro sobre os pilares intermédios P1 e P2, e estas foram realizadas com o recurso a LVDT's. A localização dos LVDT's ilustra-se na Figura 4.27.

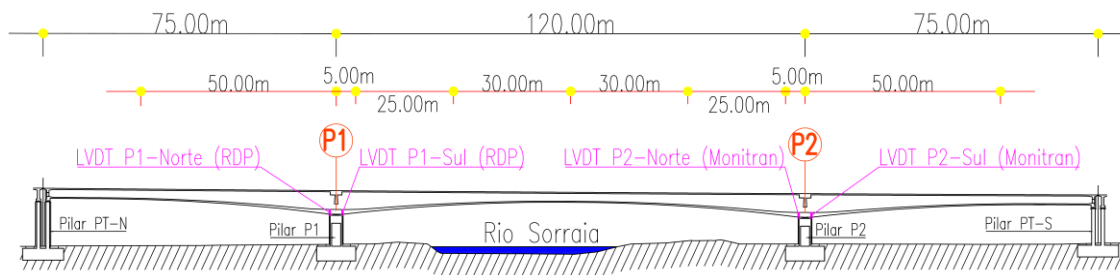


Figura 4.27 - Localização dos LVDT's para a medição dos deslocamentos relativos dos pilares intermédios P1e P2 (LABEST/FEUP, 2005).

Os sensores são fixados com auxílio de elementos metálicos, onde estes, por sua vez, se encontram fixados diretamente sobre o betão. O uso de elementos metálicos permite criar uma fixação rotulada do sensor, impedindo desta forma o seu empenamento. Através da Figura 4.28 representa-se a aplicação dos LVDT's durante o ensaio de carga.



Figura 4.28 - Pormenor da aplicação dos LVDT's nos pilares intermédios P1 (a) e P2 (b) durante o ensaio de carga.

A obtenção das rotações das secções do tabuleiro sobre os pilares é realizada através de uma relação entre a distância entre pontos de medição e a diferença dos deslocamentos verticais obtidos em cada um dos pontos. Esta relação ilustra-se de modo esquemático na Figura 4.29.

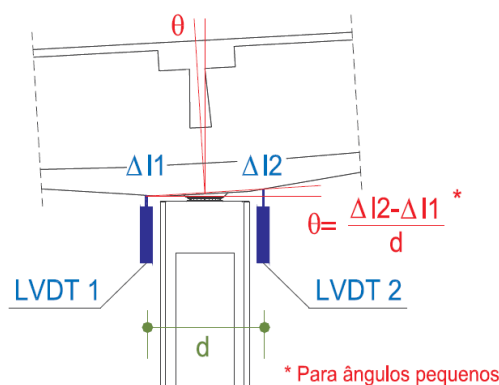


Figura 4.29 - Medição de rotações a partir de deslocamentos verticais relativos (LABEST/FEUP, 2005).

São descritas no anexo A as características técnicas dos dois tipos de LVDT's utilizados.

4.3.3.3 Medição de deslocamentos horizontais relativos

Durante o ensaio de carga foram medidos os deslocamentos horizontais relativos nas extremidades dos tabuleiros da ponte Norte e Sul. Na extremidade Norte do tabuleiro os deslocamentos horizontais relativos foram medidos através da utilização de LVDT's, enquanto na extremidade Sul foram medidos através da aplicação de comparadores analógicos elétricos. A localização dos LVDT's instalados no pilar de transição Norte, e a localização dos comparadores analógicos instalados no pilar de transição Sul, são ilustrados na Figura 4.30.

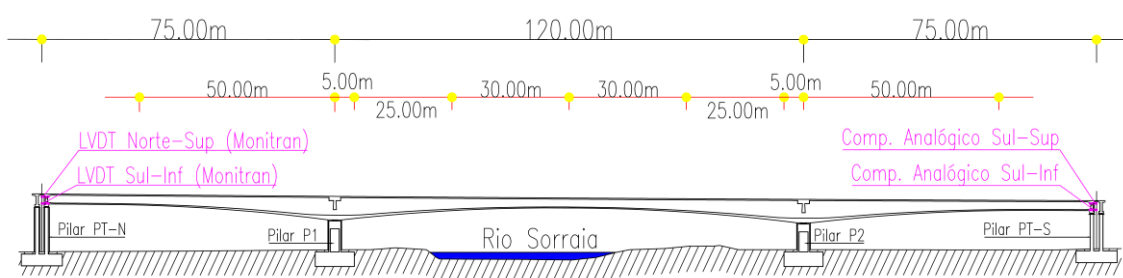


Figura 4.30 - Localização dos LVDT's e comparadores analógicos na ponte sobre o rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005).

A fixação de ambos os instrumentos de medição foi realizada com o auxílio de elementos metálicos fixos à face vertical dos pilares de transição. A Figura 4.31 apresenta os dois tipos de sensores instalados.

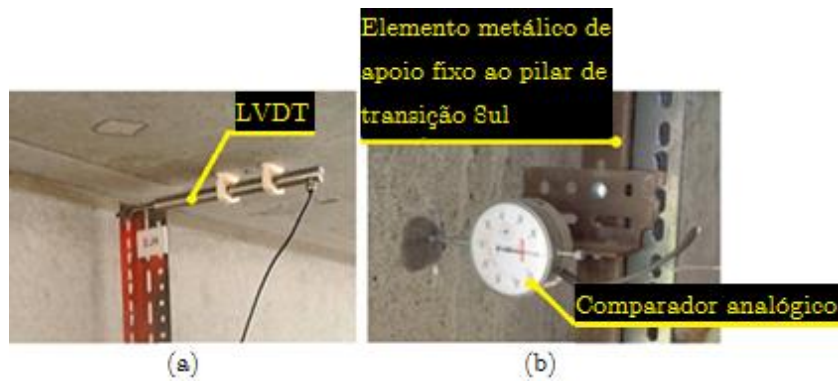


Figura 4.31 - (a) Pormenor de um LVDT instalado no pilar PT-N; (b) Comparador analógico instalado no pilar PT-S (LABEST/FEUP, 2005).

Com a medição dos deslocamentos horizontais relativos pretendeu-se, não só avaliar os deslocamentos horizontais do tabuleiro de extremidade, mas também avaliar a existência de rotações. A Figura 4.32 ilustra de forma esquemática a medição dos deslocamentos horizontais e rotações com recurso aos LVDT's.

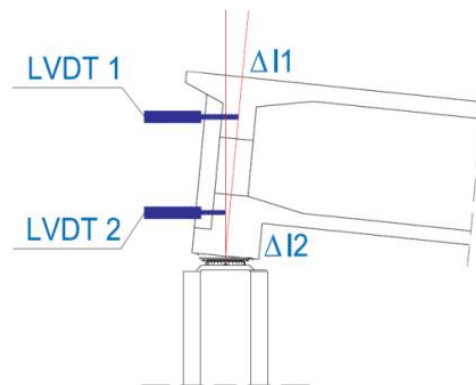


Figura 4.32 - Determinação de deslocamentos horizontais e rotações nos encontros (LABEST/FEUP, 2005).

São resumidas no anexo A as principais características dos aparelhos de medição utilizados na medição de deslocamentos horizontais relativos.

4.3.3.4 Sistema de aquisição

O sistema de aquisição e de armazenamento do sinal proveniente dos sensores que se encontram instalados, de forma temporária (durante o ensaio de carga), foram concentrados em três postos de observação. Estes são designados de POA, POB e POC localizando-se respetivamente no interior do tabuleiro nas secções S2, S4 e S6. Através da

Figura 4.33 ilustra-se a localização de ambos os postos de observação utilizados durante o ensaio de carga.

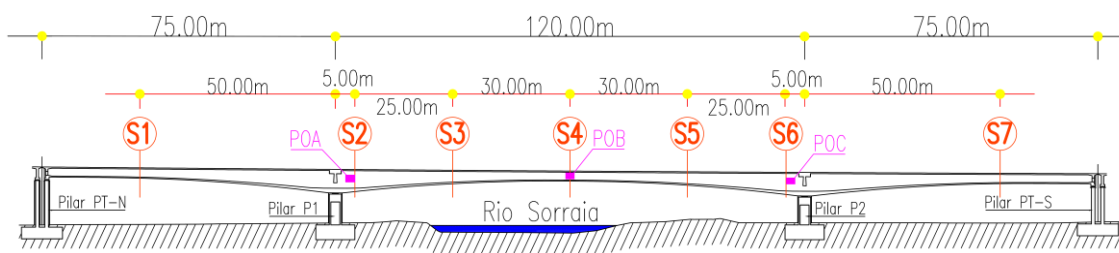


Figura 4.33 - Localização dos postos de observação referente à monitorização externa (LABEST/FEUP, 2005).

Os sistemas de aquisição e leitura referentes aos postos POA e POC são constituídos por um DT800 e por uma fonte de alimentação externa para funcionamento dos sensores alimentados por corrente (LVDT's e sensores de pressão). No posto POB foram utilizados equipamentos da linha SCXI, fabricados pela National Instruments. As suas características são resumidas no anexo A.

4.4 Ensaio de Carga

4.4.1 Introdução

Neste subcapítulo são descritas as características geométricas mais relevantes dos veículos utilizados no ensaio de carga, o seu posicionamento em planta e em perfil, a sequência adotada e os objetivos a atingir com cada um dos casos de carga. A descrição de todos os tópicos referidos anteriormente, serão apenas referentes ao ensaio de carga realizado no tabuleiro Este da ponte sobre o rio Sorraia. O ensaio de carga conduzido na ponte sobre o rio Sorraia decorreu no dia 24 de janeiro de 2005.

4.4.2 Veículos utilizados no ensaio de carga

No ensaio de carga foram utilizados no total dez veículos de quatro eixos com iguais características geométricas, devidamente referenciados por letras de A a J. Estes veículos foram carregados até alcançarem um peso de 25 toneladas aproximadamente. Na Figura

4.34 e na Tabela 4.1 ilustram-se as características geométricas mais relevantes dos veículos utilizados. Antes da realização do ensaio procedeu-se à confirmação das dimensões, peso total e por eixo dos veículos, definidos para a execução do carregamento.

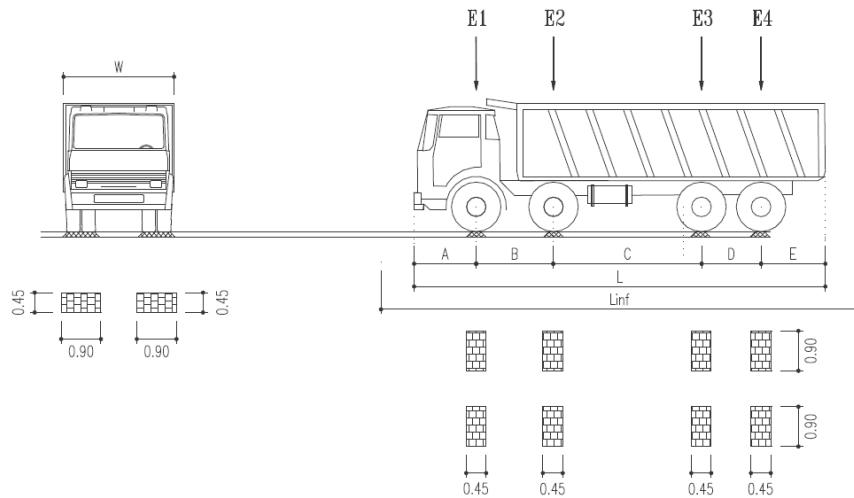


Figura 4.34 – Veículo tipo utilizado no ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia.

Tabela 4.1 - Características geométricas mais relevantes dos veículos utilizados (LABEST/FEUP, 2005).

Nº de eixos	Distâncias (m)						
	Comprimento total (L)	Comprimento de influência Linf	Frente ao 1º eixo (A)	1º Eixo ao 2º Eixo (B)	2º Eixo ao 3º Eixo (C)	3º Eixo ao 4º Eixo (D)	4º Eixo ao 5º Eixo (E)
4	9,7	10,5	1,6	1,8	3,3	1,4	1,6

O peso por eixo e a identificação dos veículos utilizados encontram-se ilustrados na Tabela 4.2. Através da Figura 4.35 é possível visualizar os veículos utilizados durante o ensaio de carga.

Tabela 4.2 - Características dos veículos utilizados (LABEST/FEUP, 2005).

Designação	Peso total (t)	Peso do 1ºEixo (t)	Peso do 2ºEixo (t)	Peso do 3ºEixo (t)	Peso do 4ºEixo (t)
A	24,90	1,46	7,88	7,70	7,86
B	24,90	1,98	8,44	6,92	7,56
C	25,48	1,38	8,60	7,66	7,84
D	25,68	3,30	5,94	12,04	7,70
E	24,98	1,24	8,72	7,26	7,76
F	25,36	1,70	9,30	7,10	7,26
G	25,16	3,36	6,26	7,18	8,36
H	25,40	4,12	7,48	6,78	7,02
I	25,22	3,36	6,26	7,18	8,42
J	25,08	1,64	8,02	7,66	7,76



Figura 4.35 - Veículos utilizados durante o ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia.

4.4.3 Casos de carga

Foram definidas passagens dos veículos com posições estáticas, passagens lentas, passagens rápidas e passagens com ressalto. Estas passagens são referenciadas com maior foco nos seguintes subcapítulos. A Tabela 4.3 descreve sucintamente o procedimento de ensaio para o tabuleiro Este da ponte.

Tabela 4.3 - Procedimentos de ensaio para o tabuleiro Este da ponte.

Designação	Passagens com posições estáticas	Passagens lentas	Passagens rápidas	Passagens com ressalto
Tabuleiro Este	11 posições	2 passagens	2 passagens	4 passagens

4.4.3.1 Passagens com posições estáticas

As passagens com posições estáticas foram definidas com o objetivo de se obterem deformações, rotações e deslocamentos máximos em secções críticas da estrutura. No total, foram realizadas durante o ensaio, passagens com 11 posições estáticas. Contudo no presente subcapítulo, apenas são ilustradas o posicionamento em planta e perfil das 5 primeiras posições estáticas realizadas (ver Figuras 4.36 a 4.40). Estas foram as selecionadas como as mais significativas quanto ao seu enquadramento no estudo a realizar na presente dissertação. As ilustrações das outras posições estáticas encontram-se disponíveis no Relatório técnico do ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia, LABEST/FEUP, 2005.

De modo a otimizar o ensaio de carga foi realizado primeiramente um conjunto de passagens com posições estáticas no sentido Norte-Sul, centradas em relação ao centro do tabuleiro da ponte, seguidas de um com posições excêntricas no sentido Sul-Norte. Na Tabela 4.4 apresenta-se um resumo das cinco posições estáticas no tabuleiro Este, justificando o resultado pretendido para cada uma dessas posições.

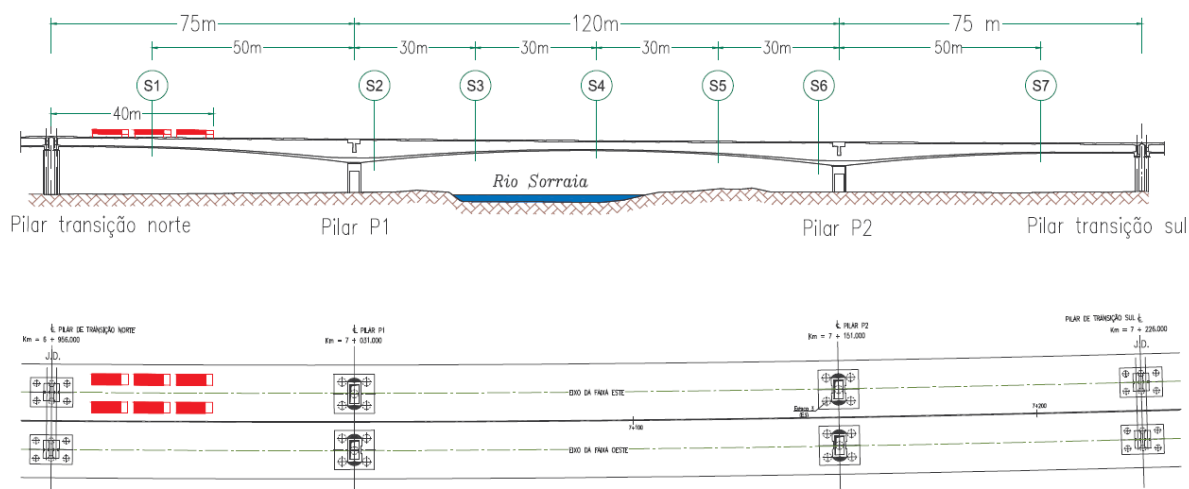


Figura 4.36 – Caso de carga 1 (momento máximo no vão Norte) – (LABEST/FEUP, 2005).

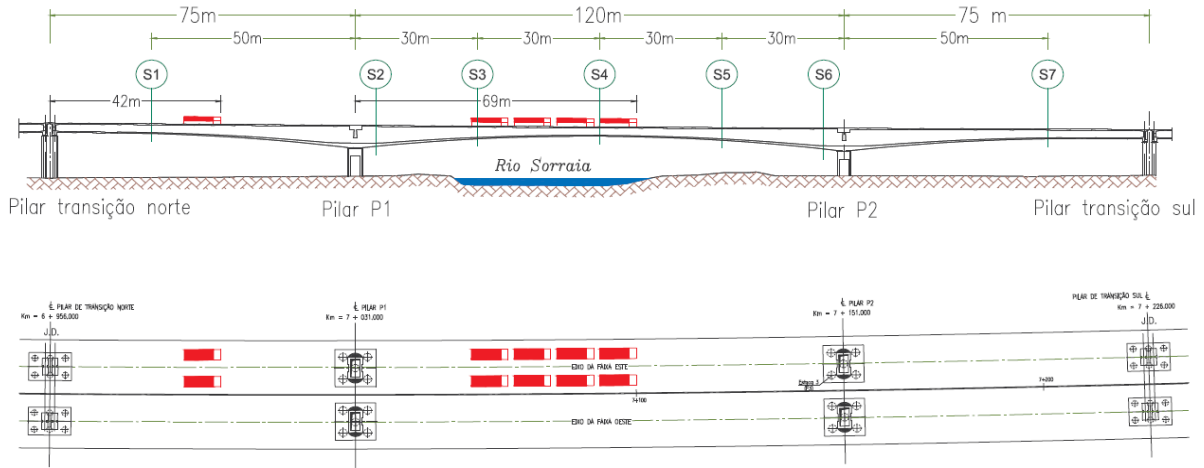


Figura 4.37 – Caso de carga 2 (momento máximo sobre o pilar P1) – (LABEST/FEUP, 2005).

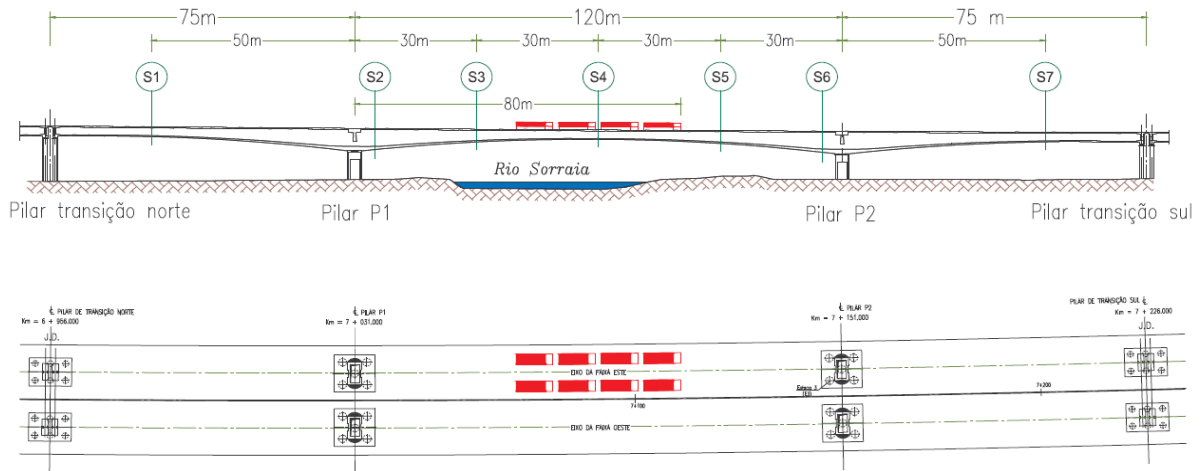


Figura 4.38 – Caso de carga 3 (momento máximo no vão central) – (LABEST/FEUP, 2005).

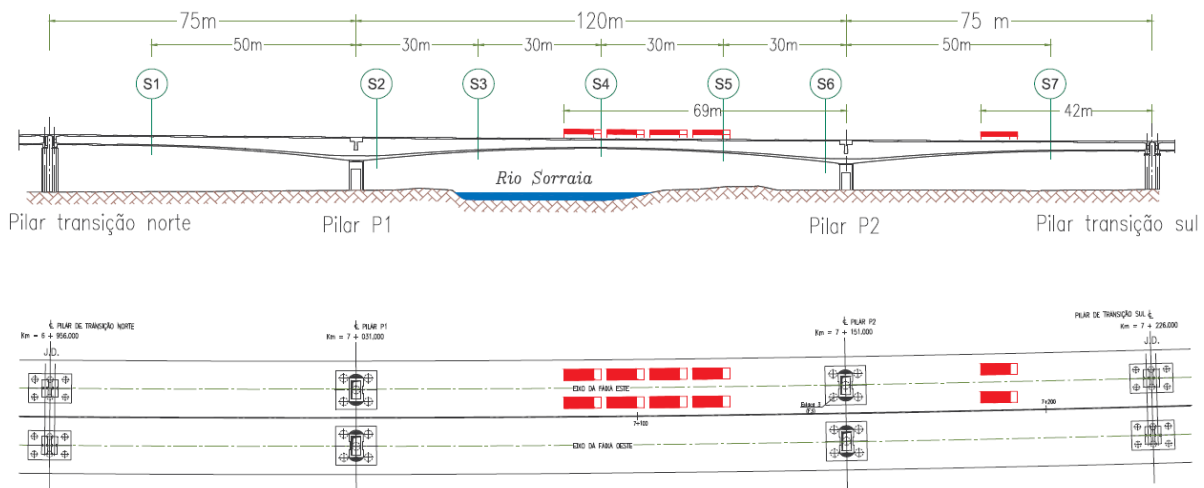


Figura 4.39 – Caso de carga 4 (momento máximo sobre o pilar P2) – (LABEST/FEUP, 2005).

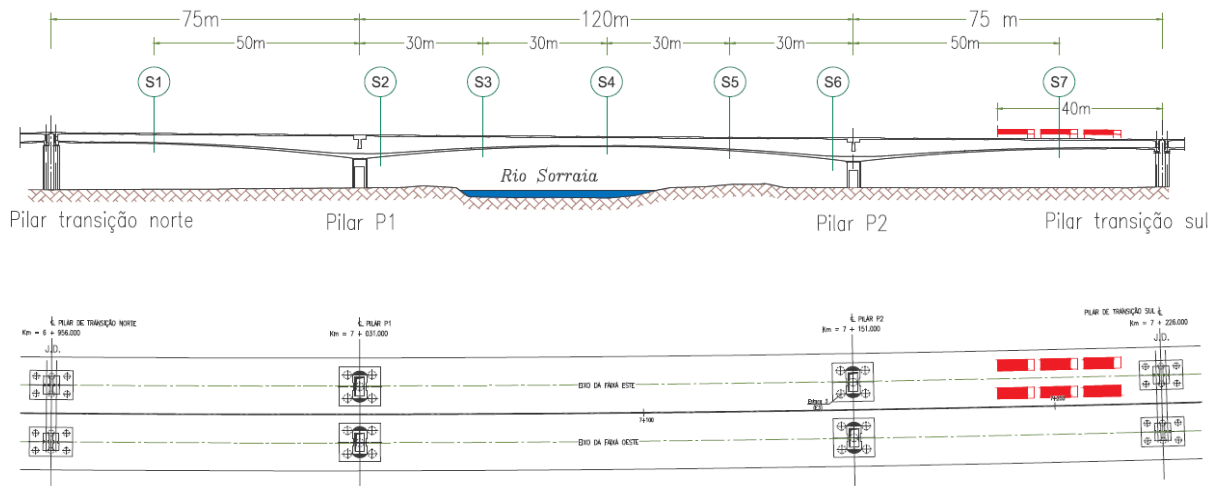


Figura 4.40 – Caso de carga 5 (momento máximo no vão Sul) – (LABEST/FEUP, 2005).

Tabela 4.4 - Posições estáticas.

Posições estáticas	Nº de veículos	Sentido	Resultado pretendido
Caso de carga 1	2x3	Norte → Sul	Deslocamentos e deformações máximas no vão Norte
Caso de carga 2	2x1+2x4	Norte → Sul	Deformações máximas na seção do sobre o pilar P1
Caso de carga 3	2x4	Norte → Sul	Deslocamentos e deformações máximas no vão central
Caso de carga 4	2x4+2x1	Norte → Sul	Deformações máximas na seção sobre o pilar P2
Caso de carga 5	2x3	Norte → Sul	Deslocamentos e deformações máximas no vão Sul

4.4.3.2 Passagens Lentas

Após a concretização das passagens com posições estáticas foram realizadas duas passagens lentas, com o intuito de se obterem as linhas de influência dos pontos monitorizados da estrutura. Estas passagens foram realizadas através de um par de veículos lado a lado e com uma velocidade constante inferior a 10km/h. A Figura 4.41 ilustra o percurso da passagem lenta e a Tabela 4.5 resume as principais características das duas passagens realizadas.

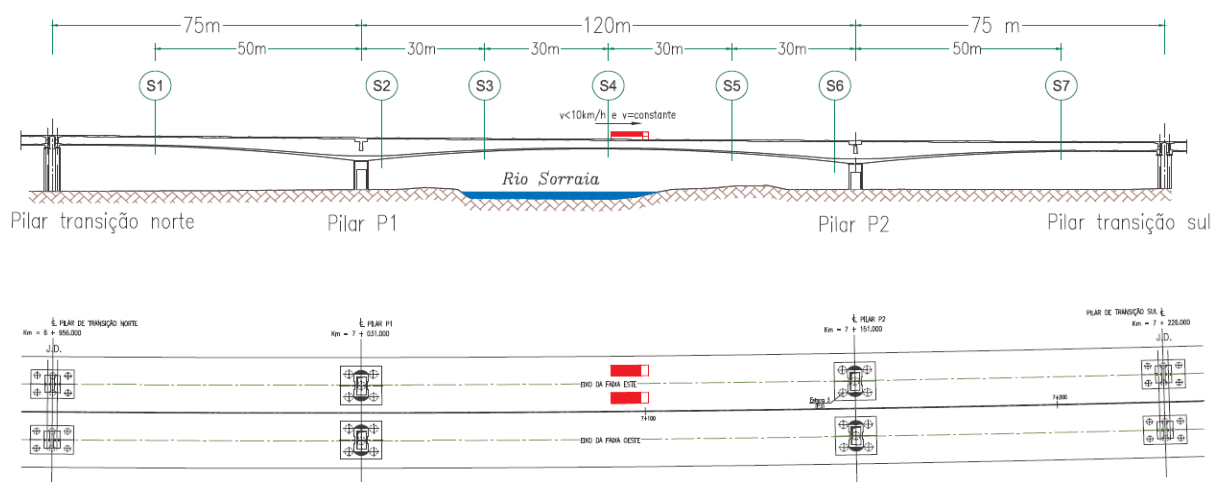


Figura 4.41 - Passagem lenta (LABEST/FEUP, 2005).

Tabela 4.5 - Passagens lentas.

Designação	Nº de veículos	Sentido	Resultado pretendido
Passagem lenta 1	2x1	Norte → Sul	Linhas de influência dos pontos monitorizados
Passagem lenta 2	2x1	Norte → Sul	Linhas de influência dos pontos monitorizados

4.4.3.3 Passagens rápidas

Foram realizadas duas passagens rápidas no tabuleiro Este da ponte, com o objetivo de se avaliar a possível amplificação dos efeitos das ações da passagem dos veículos com elevada velocidade. Também neste tipo de passagens é de relevância a obtenção de linhas de influência. Para se conseguir o resultado pretendido foi realizada uma passagem rápida com um par de veículos lado a lado e uma segunda passagem com dois pares de veículos lado a lado, ambas no sentido Norte-Sul. As Figuras 4.42 e 4.43 ilustram o percurso das duas passagens rápidas.

As duas passagens foram efetuadas com uma velocidade superior a 80 km/h, tornando assim difícil assegurar a distância constante entre os dois pares de veículos a circular à velocidade referida. Através da Tabela 4.6 resumem-se as passagens rápidas.

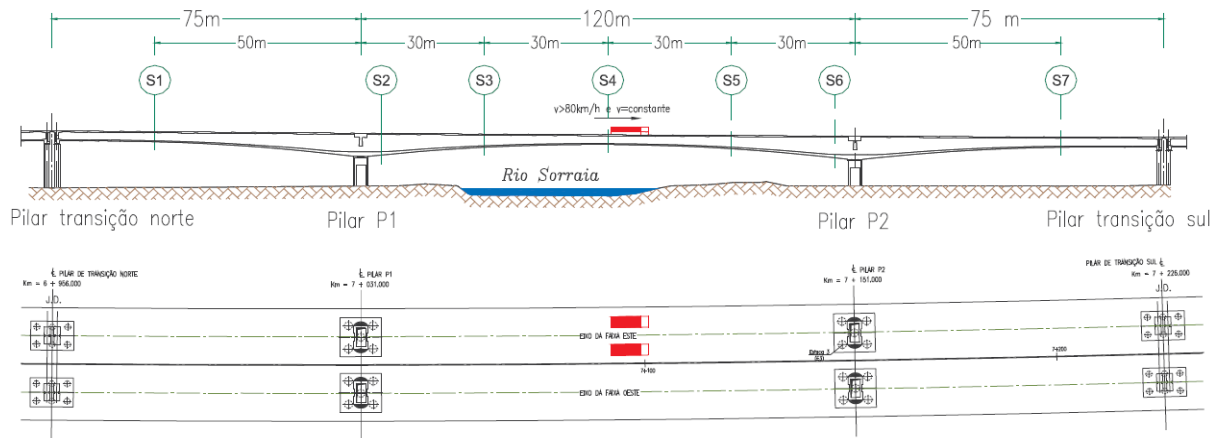


Figura 4.42 - Passagem rápida (um par de veículos) – (LABEST/FEUP, 2005).

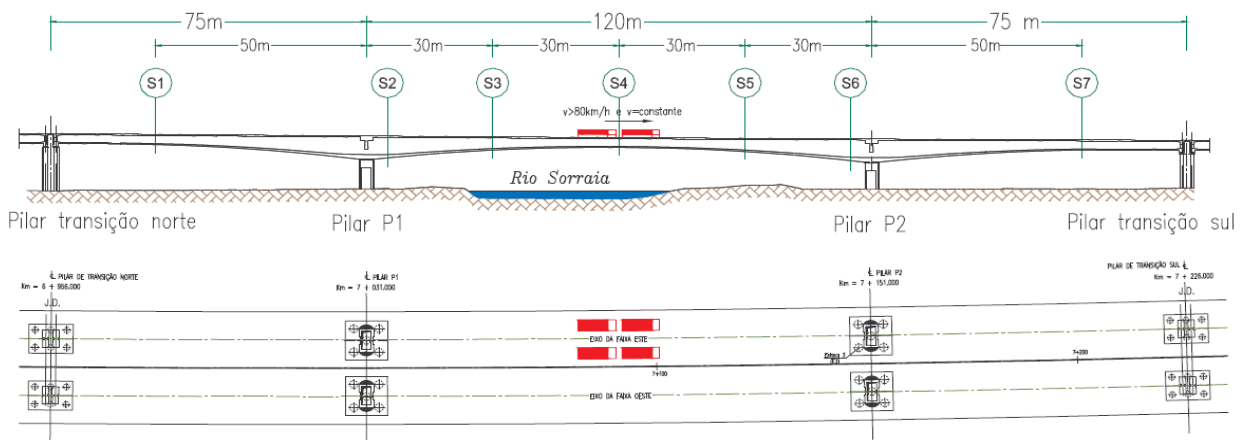


Figura 4.43 - Passagem rápida (dois pares de veículos) – (LABEST/FEUP, 2005).

Tabela 4.6 - Passagens rápidas.

Designação	Nº de veículos	Sentido	Resultado pretendido
Passagem rápida 1	2x1	Norte → Sul	Linhas de influência dos pontos monitorizados
Passagem rápida 2	2x2	Norte → Sul	Linhas de influência dos pontos monitorizados

4.4.3.4 Passagens com ressalto

A finalizar o ensaio de carga na ponte sobre o rio Sorraia, foram conduzidas 4 passagens a uma velocidade moderada inferior a 40 km/h, onde os veículos ultrapassavam um ressalto colocado a meio do vão intermédio da ponte. O ressalto consistia numa régua de madeira com cerca de 4cm de altura e 30 cm de largura como se ilustra na Figura 4.44. Estas passagens tinham como objetivo a avaliação dos efeitos na estrutura, produzidos pela

amplificação da ação dinâmica através da colocação do ressalto. Na Tabela 4.7 resume-se a informação mais relevante das referidas passagens com ressalto.



Figura 4.44 - Passagem com ressalto.

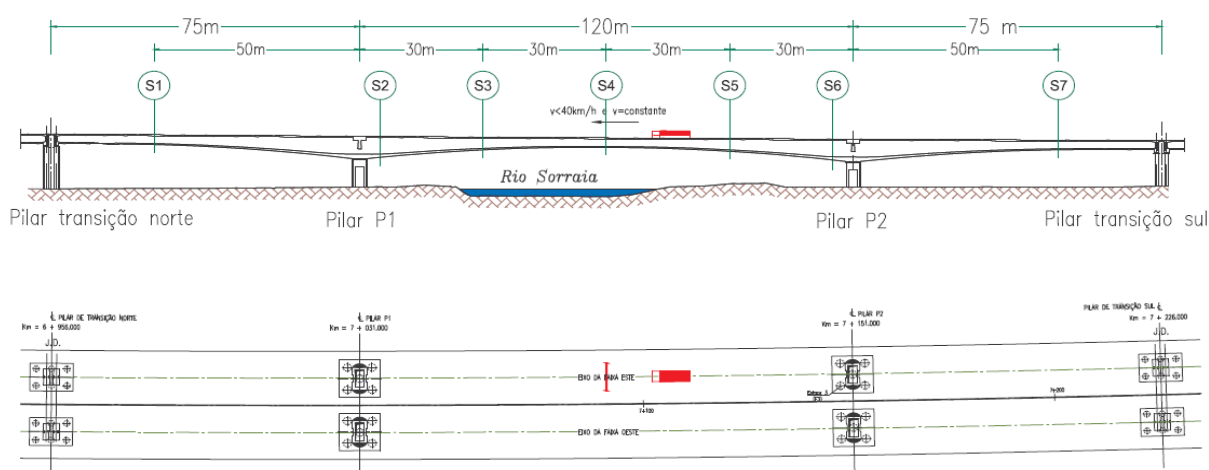


Figura 4.45 - Passagem com ressalto 1 e 2 (LABEST/FEUP, 2005).

Tabela 4.7 - Passagens com ressalto.

Designação	Nº de veículos	Sentido	Resultado pretendido
Posição com ressalto 1	1x1	Sul → Norte	Avaliação da resposta do sistema de monitorização à irregularidade do piso
Posição com ressalto 2	1x1	Sul → Norte	Avaliação da resposta do sistema de monitorização à irregularidade do piso
Posição com ressalto 3	1x3	Sul → Norte	Avaliação da resposta do sistema de monitorização à irregularidade do piso
Posição com ressalto 4	1x3	Sul → Norte	Avaliação da resposta do sistema de monitorização à irregularidade do piso

4.5 Resultados experimentais

Em resposta ao objetivo do trabalho, são apresentados nesta secção os resultados mais significativos das medições efetuadas durante a condução do ensaio de carga. Perante a necessidade de efetuar uma análise aos resultados globais obtidos no ensaio, dever-se-á consultar mais uma vez o relatório técnico da realização do ensaio de carga da ponte sobre o rio Sorraia.

Com o intuito de proceder a uma análise do comportamento estrutural do tabuleiro da ponte foram selecionados os resultados experimentais referentes às primeiras cinco posições das passagens com cargas estáticas e à primeira passagem lenta realizada. Os restantes resultados experimentais não são incluídos neste trabalho.

4.5.1 Passagens com cargas estáticas.

Para as primeiras cinco posições estáticas foram selecionadas, como alvo de análise, os valores experimentais referentes aos deslocamentos verticais, rotações e deformações do betão experimentadas pelo tabuleiro. Nos três seguintes subcapítulos são apresentados gráficos que indicam os valores obtidos para cada uma das cinco situações de carregamento estático, referentes às grandezas mencionadas anteriormente. Também serão apresentadas tabelas com os valores médios experimentais das diversas grandezas analisadas correspondentes à secção de estudo do tabuleiro.

4.5.1.1 Deslocamento vertical

A convenção de sinais adotada para os deslocamentos verticais é a seguinte:

- Deslocamento positivo – deslocamento vertical ascendente do tabuleiro.
- Deslocamento negativo – deslocamento vertical descendente do tabuleiro.

As curvas apresentadas na Figura 4.46 representam a evolução dos registos dos deslocamentos verticais medidos nas sete secções (S1 a S7) do tabuleiro. Os patamares

assinalados das curvas correspondem aos períodos com o tabuleiro descarregado ou aos períodos referentes aos carregamentos estáticos no tabuleiro da ponte (ver Figura 4.36 a 4.40).

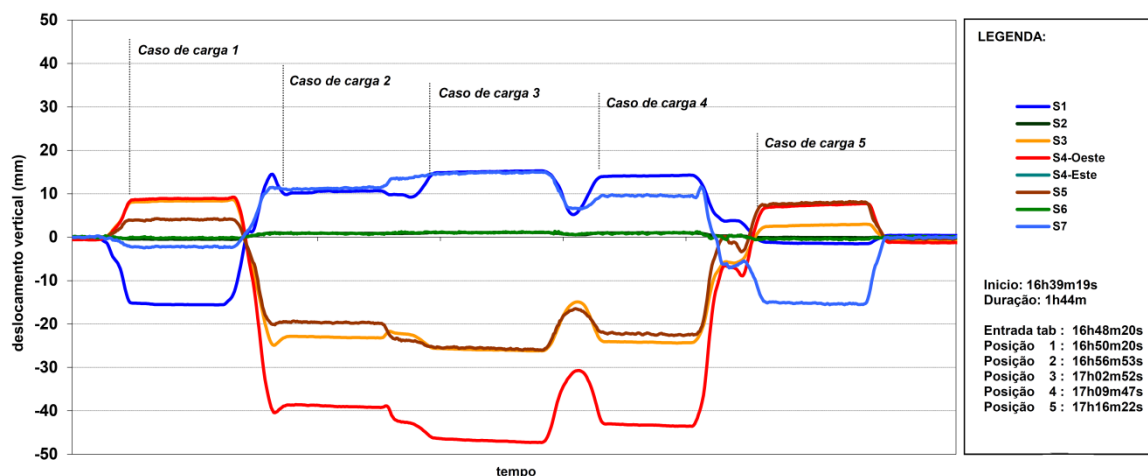


Figura 4.46 - Deslocamentos verticais das secções S1 a S7 do tabuleiro - Posições estáticas.

Através da análise dos patamares referentes às cinco posições estáticas foram calculados os valores médios do deslocamento vertical para cada uma das sete secções de estudo. Com o intuito de efetuar o cálculo dos valores médios, teve-se cuidado com a seleção dos valores dos deslocamentos correspondentes em cada patamar, pois estes tinham picos nos extremos que indicavam a frenagem do veículo aquando da sua chegada à posição definida e o seu arranque quando partiam para a próxima posição. Daí serem selecionados um conjunto de valores correspondentes à estabilização dos deslocamentos verticais sofridos pelo tabuleiro quando carregado. A Tabela 4.8 apresenta os resultados dos deslocamentos verticais médios experimentados pelo tabuleiro quando sujeito aos 5 primeiros casos de carga estáticos.

Tabela 4.8 - Deslocamentos verticais experimentais (Casos de carga estáticos).

Secções	CC1 δv_v (mm)	CC2 δv_v (mm)	CC3 δv_v (mm)	CC4 δv_v (mm)	CC5 δv_v (mm)
S1	-15,5	10,4	15,1	14,1	-1,4
S2	-0,5	0,9	1,1	1,0	-0,1
S3	8,3	-23,0	-25,9	-24,2	2,7
S4	9,2	-39,4	-47,5	-43,9	7,6
S5	4,1	-19,6	-25,6	-22,3	7,9
S6	-0,2	0,9	1,1	0,9	-0,5
S7	-2,2	11,2	14,8	9,5	-15,3

A análise em profundidade destes resultados será feita nos capítulos subsequentes. Aqui destaca-se apenas a verificação de um deslocamento vertical máximo descendente na secção S4 de -47.5mm, quando submetido a um carregamento estático a meio vão do tramo intermédio da ponte, correspondente ao caso de carga 3 (CC3), (ver Figura 4.38).

4.5.1.2 Rotações

Apresentam-se as rotações medidas nas secções do tabuleiro, sobre os pilares P1 e P2. Os valores experimentais que deram origem ao gráfico ilustrado pela Figura 4.47 foram obtidos pela média, realizada entre os valores das rotações obtidas, pelos inclinómetros e LVDT's.

A convenção de sinais adotada para as rotações é a seguinte:

- Rotação longitudinal positiva – rotação do tabuleiro no sentido horário.
- Rotação longitudinal negativa – rotação do tabuleiro no sentido anti-horário.

São ilustradas na Figura 4.47 as curvas da variação da rotação nas secções P1 e P2, correspondentes aos cinco primeiros casos de carga estáticos.

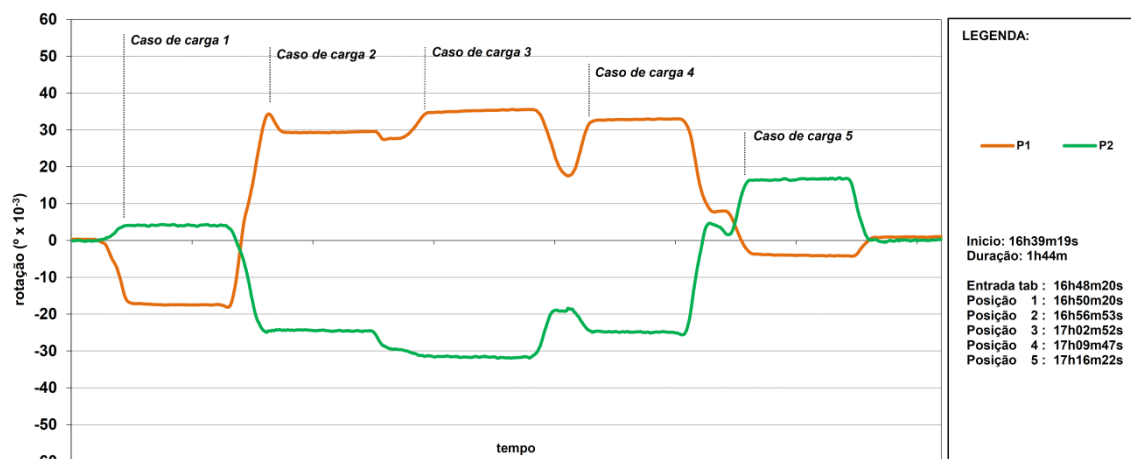


Figura 4.47 - Rotações das secções do tabuleiro sobre os pilares P1 e P2 respetivamente - Posições estáticas.

A seleção dos valores experimentais da rotação do tabuleiro, sobre os pilares P1 e P2, foi realizada com os mesmos critérios citados no subcapítulo 4.5.1.1 referente aos

deslocamentos verticais. Tabela 4.9 apresenta os valores médios das rotações da secção do tabuleiro sobre os pilares P1 e P2.

Tabela 4.9 - Valores das rotações nas secções sobre os pilares P1 e P2 - Casos de carga estáticos.

Secções	CC1 θ_E (°)	CC2 θ_E (°)	CC3 θ_E (°)	CC4 θ_E (°)	CC5 θ_E (°)
P1	-0,017	0,029	0,035	0,033	-0,004
P2	0,004	-0,024	-0,032	-0,025	0,017

Os valores apresentados na Tabela 4.9 demonstram que as rotações medidas na direção longitudinal atingiram valores máximos de cerca de 0.035°. Através dos valores gerados pelos 5 carregamentos estáticos verifica-se também que o comportamento entre a secção do tabuleiro sobre os pilares (P1 e P2) é semelhante ao nível das rotações.

4.5.1.3 Curvatura

Através da análise das extensões no betão, registadas nas secções do tabuleiro devidamente instrumentadas, quando submetidas ao carregamento das cinco posições estáticas, torna-se ainda possível estimar a curvatura da secção para cada caso de carga estático. De forma aproximada, através das extensões médias do betão nas fibras inferiores e superiores da secção será, determinada a curvatura média da mesma para cada posição estática, definida de forma geral pela equação (4.1):

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{med}^I - \varepsilon_{med}^S}{h} \quad (4.1)$$

A convenção de sinais adotada para a curvatura é a seguinte:

- Curvatura positiva – Momento fletor positivo, fibras inferiores tracionadas.
- Curvatura negativa – Momento fletor negativo, fibras inferiores comprimidas.

Através da Figura 4.48 são ilustradas as curvas referentes às extensões no betão, obtidas na secção 4 do tabuleiro. No anexo B são apresentadas as curvas referentes às restantes secções instrumentadas. A seleção dos valores experimentais das extensões do tabuleiro,

foram realizadas com os mesmos critérios citados no subcapítulo 4.5.1.1 referente aos deslocamentos verticais.

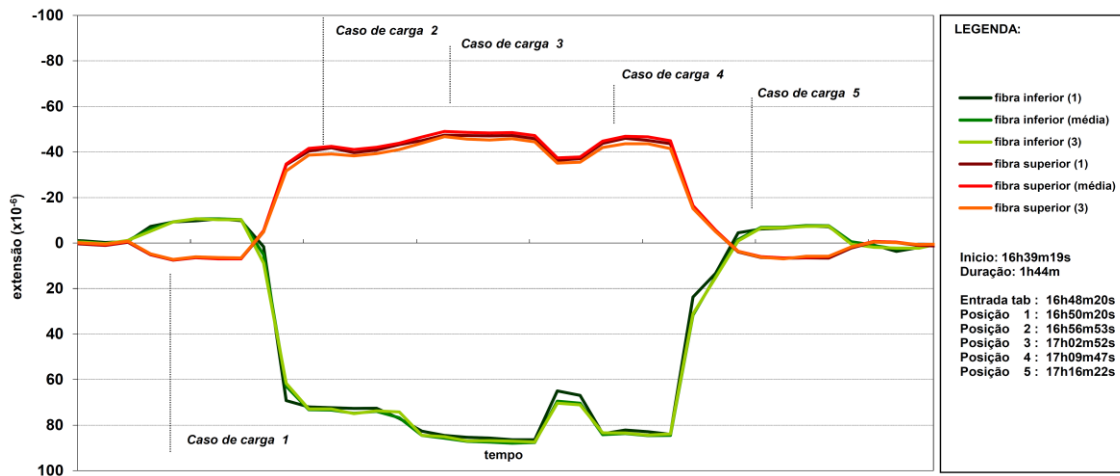


Figura 4.48 – Extensões na fibra inferior e superior da seção S4 do tabuleiro - Posições estáticas.

A Tabela 4.10 apresenta os valores obtidos no cálculo da curvatura para cada secção instrumentada em relação aos primeiros cinco casos de carga estáticos.

Tabela 4.10 - Valores experimentais da curvatura correspondentes às secções S1 a S7 – Casos de carga estáticos.

Secções	CC1	CC2	CC3	CC4	CC5
	ρ_E (m ⁻¹)	ρ_E (m ⁻¹)	ρ_E (m ⁻¹)	ρ_E (m ⁻¹)	ρ_E (m ⁻¹)
S1	0,0000425	-0,0000171	-0,0000272	-0,0000258	0,0000037
S2	-0,0000031	-0,0000095	-0,0000095	-0,0000073	0,0000016
S3	-0,0000078	0,0000015	-0,0000015	-0,0000006	0,0000018
S4	-0,0000080	0,0000537	0,0000629	0,0000604	-0,0000063
S5	0,0000021	-0,0000043	-0,0000019	-0,0000051	-0,0000084
S6	0,0000012	-0,0000068	-0,0000085	-0,0000097	-0,0000036
S7	0,0000032	-0,0000215	-0,0000275	-0,0000152	0,0000421

A secção 4 apresenta uma curvatura máxima de 0.0000629 m⁻¹, quando o tabuleiro é submetido ao carregamento estático 3 (CC3).

4.5.2 Passagem lenta

Como já referido anteriormente, um dos procedimentos executados no ensaio de carga, foi a realização de duas passagens lentas com um par de veículos lado a lado. No âmbito da presente dissertação, foi selecionado como alvo de estudo, apenas a primeira passagem lenta realizada. Contudo, devido à impossibilidade de acesso aos registos experimentais das extensões, apenas foi possível incluir os resultados dos deslocamentos verticais e rotações. Sendo assim, nos dois subcapítulos seguintes serão apresentadas figuras indicadoras das linhas de influência dos deslocamentos verticais e rotações obtidas.

4.5.2.1 Deslocamento vertical

A Figura 4.49 apresenta as linhas de influência dos deslocamentos verticais obtidas no tabuleiro quando os veículos circularam em marcha lenta no sentido Norte-Sul.

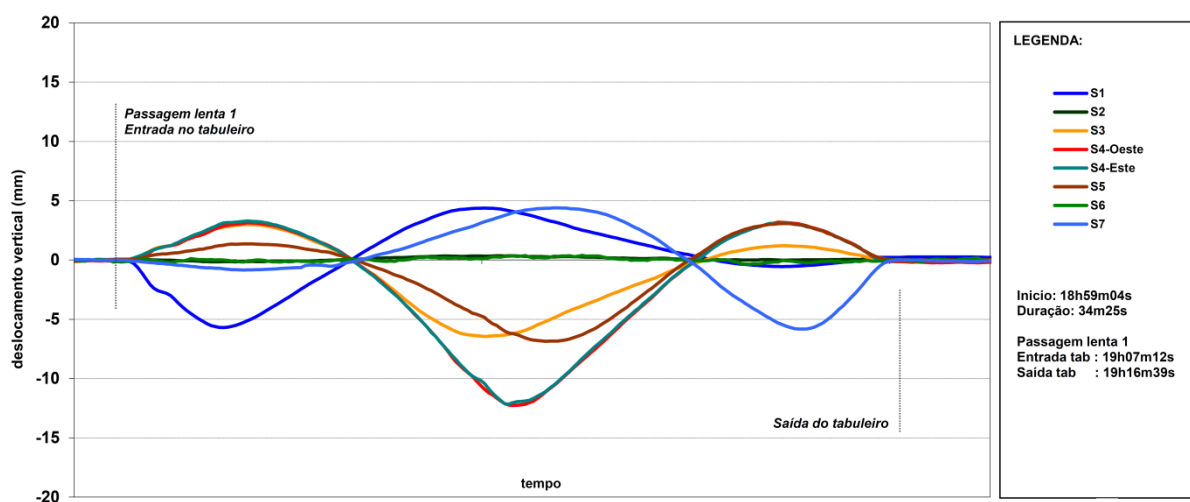


Figura 4.49 - Deslocamentos verticais das secções S1 a S7 do tabuleiro - Passagem lenta.

Pela visualização da linha de influência referente à secção 4, verifica-se que ocorre um deslocamento vertical máximo de -12.8mm aquando da passagem dos dois veículos a par.

4.5.2.2 Rotações

A Figura 4.50 apresenta as linhas de influência das rotações do tabuleiro sobre os pilares P1 e P2, obtidas quando os veículos circularam em marcha lenta no sentido Norte-Sul.

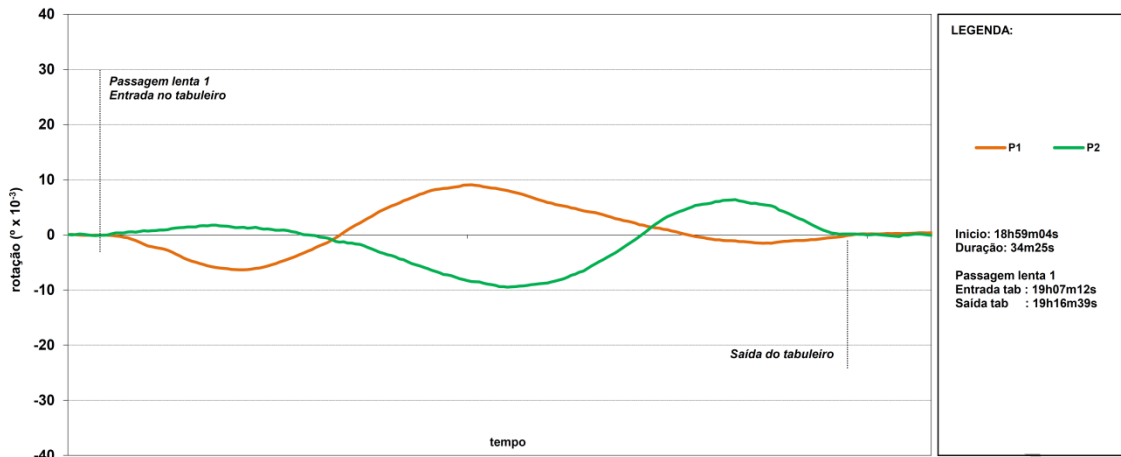


Figura 4.50 - Rotações das secções do tabuleiro sobre os pilares P1 e P2 - Passagens lentas.

Pela visualização da linha de influência referente à secção 4, verifica-se que ocorre uma rotação máxima com cerca de 0.0094 graus na secção sobre o pilar P2 aquando da passagem dos veículos no tramo intermédio da ponte.

4.5.3 Considerações finais

Foi apresentado neste capítulo, de uma forma abrangente, todo o processo inerente à realização de um ensaio de carga.

Adotou-se como caso de estudo o Ensaio de Carga realizado na Ponte sobre o Rio Sorraia (LABEST/FEUP, 2005). Apresentaram-se os casos de carga adotados e os respetivos sistemas de medição. Por fim, procedeu-se ao tratamento dos resultados apresentando-se sobre a forma gráfica e tabelar os principais registos.

Os resultados experimentais aqui expostos serão alvo de uma análise estrutural aprofundada no próximo capítulo, suportada por um modelo numérico da ponte.

5

Ponte sobre o rio Sorraia

Análise Numérica

5.1 Introdução

A construção de modelos numéricos com recurso a programas de cálculo automático é de grande relevância, no âmbito da necessidade de se estudar e compreender o comportamento estrutural de determinada estrutura.

Por vezes, os resultados obtidos por via experimental não permitem, por si só, uma correta análise e compreensão do comportamento estrutural. Sendo assim, os valores obtidos por via numérica servem de comparação com os experimentais, o que permite, não só, a adequabilidade dos modelos numéricos elaborados, mas também a deteção de anomalias no comportamento da estrutura.

Este género de análises, composta pelo estudo dos resultados experimentais e numéricos, possibilita a antevisão da resposta da estrutura quando submetida a determinadas ações e consequente determinação das causas do comportamento observado.

Será discutido no presente capítulo, o comportamento estrutural da ponte sobre o rio Sorraia, quando submetida aos cinco primeiros casos de carga estáticos e à primeira passagem lenta. Esta discussão será baseada na validação dos resultados obtidos por via experimental, através da comparação com os obtidos por via numérica.

Como já referido no capítulo 4, foram selecionados os resultados experimentais, cujas grandezas de medição, se enquadram ao nível dos deslocamentos verticais, rotações e curvaturas, experimentados pelo tabuleiro da ponte em questão.

A criação do modelo numérico base (Modelo numérico 1), foi então realizada através de elementos do tipo barra, recorrendo ao software de cálculo ROBOT 2013. Este tipo de modelação permite a realização de uma análise longitudinal da estrutura, uma vez, que não foram selecionados casos de carga excêntricos para estudo do comportamento estrutural da ponte sobre o rio Sorraia.

Este capítulo está dividido pela seguinte ordem:

- Discretização da estrutura;
- Interpretação dos resultados da análise numérica e comparação com os experimentais;
- Considerações finais.

5.2 Discretização da estrutura

O modelo numérico base assentou na modelação da ponte sobre o rio Sorraia, cujos parâmetros estruturais utilizados, foram os definidos nos desenhos do projeto de execução da ponte correspondentes à versão construída. Perante a necessidade, deverão os mesmos ser alvo de consulta.

5.2.1 Tabuleiro

Sendo a secção transversal do tabuleiro da ponte em caixão monocelular de altura variável, foi necessário proceder à divisão do mesmo em várias secções médias. Na totalidade, o tabuleiro constituinte da ponte (tramos de extremidade + tramo intermédio) foi dividido em 239 secções.

Com o objetivo de implementar as secções no programa de cálculo, foi previamente definido no software de desenho Autocad 2013 a geometria das mesmas, bem como o traçado correspondente ao eixo baricêntrico de cada secção.

É de salientar que as secções definidas no software de desenho, correspondem às utilizadas no projeto de execução. Na Figura 5.1 são ilustrados exemplos de duas secções transversais do tabuleiro utilizadas na modelação, em que a geometria colorida a azul corresponde à secção utilizada na modelação numérica.

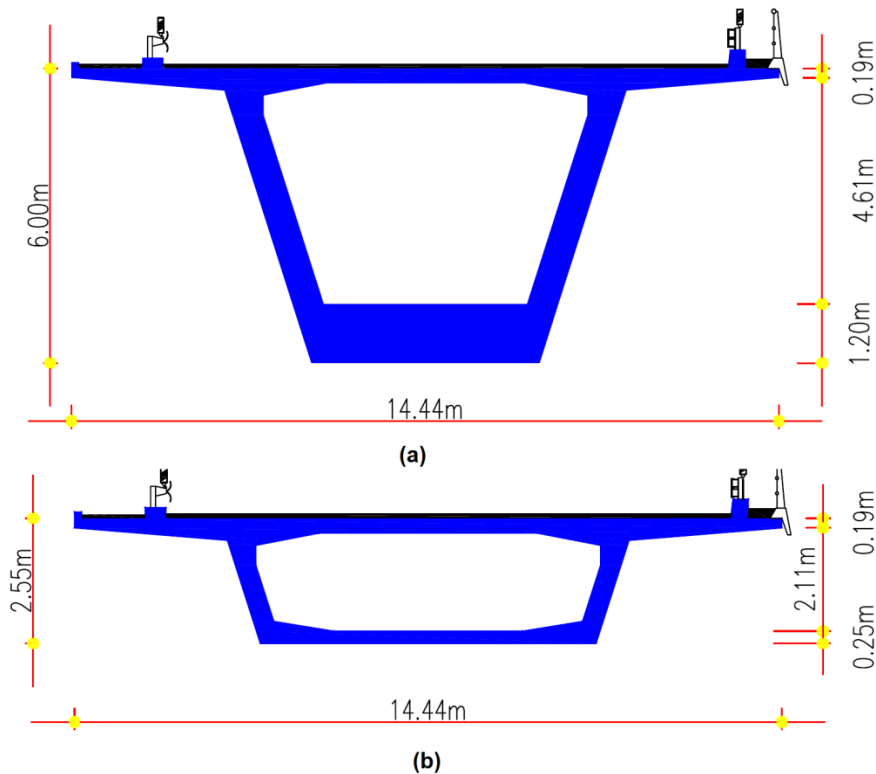


Figura 5.1 – Secções transversais do tabuleiro da ponte: (a) Secção sobre o eixo dos pilares intermédios; (b) Secção intermédia do vão central.

Seguida a abordagem corrente de modelação estrutural, foram desprezados os contributos de rigidez dos elementos secundários, não estruturais. Refere-se a não inclusão dos separadores, passeios, guarda de segurança, viga de bordadura e camada de betuminoso da via. As armaduras internas e cabos de pré-esforço também não foram contabilizados nesta análise inicial.

Após a definição de todas as secções e do traçado correspondente ao eixo do centro de gravidade de cada secção, este último, foi exportado para o software de cálculo, onde foram aplicados elementos barra com distribuição dimensional e continuidade nos nós. A estes elementos barras foram aplicadas as secções transversais médias anteriormente definidas.

O betão utilizado na modelação do tabuleiro foi um C35/40, a partir do qual foi possível estimar um módulo de elasticidade de 34 GPa. Faz-se notar que não foi possível ter acesso a melhores resultados laboratoriais de caracterização dos materiais estruturais. A Figura 5.2 apresenta o tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia, devidamente modelado por elementos barra, onde é possível visualizar-se o contorno geral das secções transversais contabilizadas.



Figura 5.2 – Vista em três perspetivas do tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia modelado com elementos barra.

5.2.2 Pilares

A modelação dos pilares intermédios (P1 e P2) e dos pilares de transição (PT-N e PT-S) foi também realizada através de elementos barra.

Para se proceder à modelação dos pilares intermédios, foi necessário dividir-se em duas secções (2 elementos barra), com propriedades geométricas distintas. Consequência destes pilares serem ocos até 2m do topo, onde aí passam a ser maciços.

Os pilares de transição também foram divididos em vários elementos barra com variação nas propriedades geométricas, devido à sua variação da dimensão transversal em função da altura. Ambos os pilares de transição foram divididos em 8 elementos barra. A Figura 5.3 apresenta os pilares intermédios e de transição, devidamente modelados.

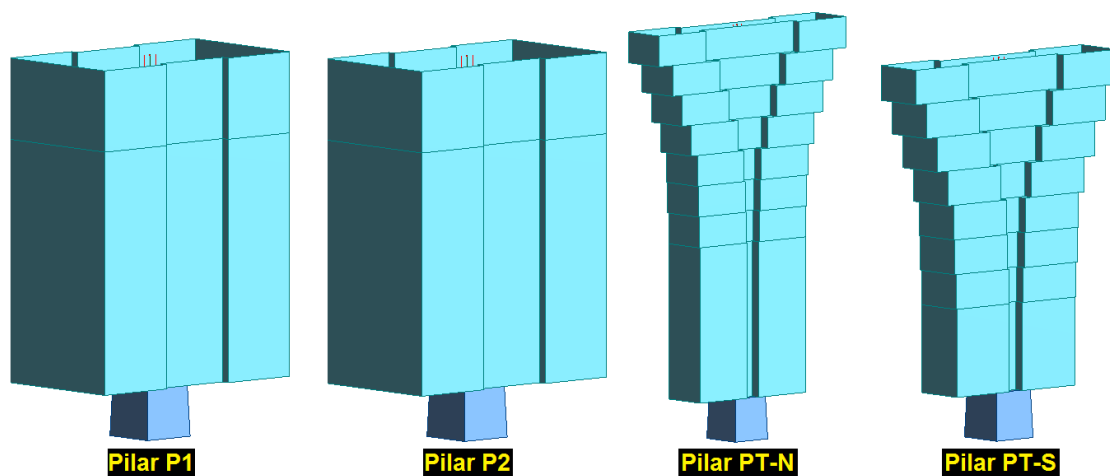


Figura 5.3 - Modelação dos pilares da ponte sobre o rio Sorraia.

O betão utilizado na modelação dos pilares foi um C30/37 com o módulo de elasticidade estimado de 33GPa correspondendo aos elementos fornecidos pelo projeto.

A base dos pilares foi considerada perfeitamente encastrada, através da colocação de apoios de encastramento no modelo.

5.2.3 Aparelhos de apoio

Não houve modelação específica dos aparelhos de apoio. Neste modelo base foram consideradas, no topo dos pilares intermédios, rótulas que permitem a rotação do tabuleiro mas restringem qualquer movimento na direção horizontal e vertical. Já nos topos dos pilares de transição foram colocadas rótulas que permitem ao tabuleiro experimentar

rotações e deslocamentos horizontais restringindo qualquer movimento na direção vertical. A ligação dos pilares ao tabuleiro, atendendo à distância entre o ponto de apoio e o baricentro da secção, foi realizada com recurso a uma barra infinitamente rígida, com densidade desprezável.

Através da Figura 5.4 ilustra-se o modelo numérico base da ponte sobre o rio Sorraia.

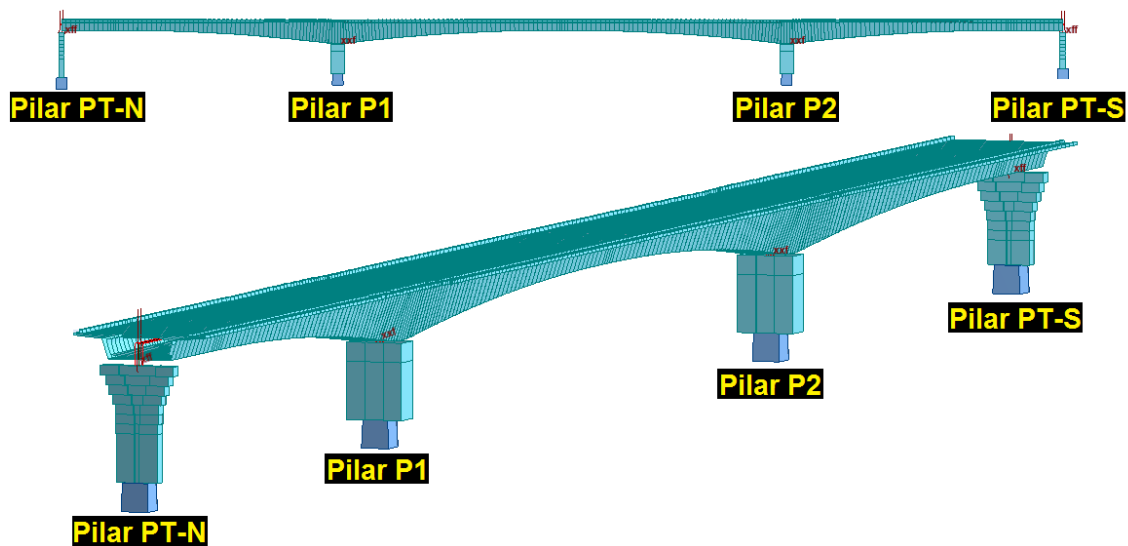


Figura 5.4 - Modelo numérico base da ponte sobre o rio Sorraia.

5.2.4 Cargas

As cargas induzidas pelos casos de carga estáticos foram aplicadas sobre o eixo baricêntrico das secções do tabuleiro. Cada uma das cargas corresponde ao peso por eixo dos camiões, sendo neste caso ao peso por eixo de cada par de camiões. A Figura 5.5 apresenta o emprego no modelo do caso de carga estático CC3 (carregamento no vão intermédio).

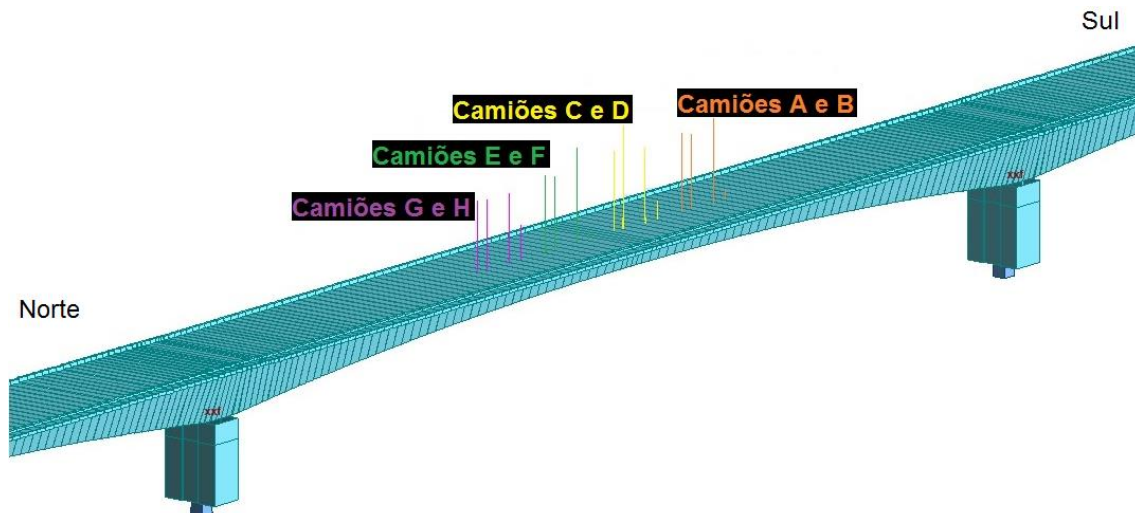


Figura 5.5 - Simulação do carregamento estático 3 (CC3).

A obtenção das linhas de influência através da passagem lenta do par de camións foi simulada, segundo a mesma metodologia utilizada na aplicação dos carregamentos estáticos. A única diferença consistiu no facto da carga aplicada ser uma carga móvel, deslocando-se de Norte a Sul sobre o tabuleiro da ponte.

5.3 Interpretação dos resultados da análise numérica e comparação com os experimentais

Nesta secção da dissertação são comparados os valores das grandezas obtidas experimental e numericamente (Modelo numérico base). A apresentação e comparação dos resultados obtidos são neste sentido, realizados maioritariamente através de gráficos.

Os casos de carga e as grandezas de medição, alvo de estudo foram as mesmas já supracitadas no capítulo 4. Desta forma, cada gráfico diz respeito à comparação entre os valores de cada grandeza de medição experimental e numérica, em relação a cada um dos casos de carga analisados.

Os erros obtidos nas diferentes grandezas de medição analisadas, em cada um dos casos de carga estudados, foram calculados por um método estatístico. De forma a ter em conta o peso relativo do erro, o resultado apresentado consiste, no valor resultante do módulo da

diferença entre o valor experimental e numérico, dividido pelo valor máximo experimental (ver expressão 5.1).

$$Erro_{(secção)} = \frac{|Exp_{secção} - Num_{secção}|}{|Exp_{secção}|_{máx}} \quad (5.1)$$

Em que:

- **$Exp_{secção}$** - Valor experimental obtido numa secção do tabuleiro durante o ensaio de carga referente a determinado caso de carga e grandeza de medição;
- **$Num_{secção}$** - Valor alcançado pelo modelo numérico correspondente ao experimental;
- **$|Exp_{secção}|_{máx}$** - Valor máximo experimental obtido relativamente às secções do tabuleiro, em determinado caso de carga e grandeza de medição.

O erro global do modelo numérico obtém-se a partir do cálculo da média entre os erros obtidos nos casos de carga estáticos e passagens lentas ao nível das grandezas de medição objeto de estudo.

Com o sentido de proceder a uma análise mais facilitada, a convenção de sinais adotada, para as diversas grandezas de medição é a mesma definida no subcapítulo 4.5.

5.3.1 Passagens com cargas estáticas

5.3.1.1 Deslocamentos verticais

As Figuras 5.6 a 5.10 ilustram um gráfico correspondente a cada um dos cinco casos de carga estáticos analisados. Representa-se a deformada do tabuleiro da ponte para os diversos casos de carga obtidos numericamente (linha - CC1 a CC5_Num.), e compara-se com os valores obtidos experimentalmente nas secções instrumentadas (pontos - CC1 a CC5_Exp.).

Nas Tabelas 5.1 à 5.5 apresenta-se o desvio dos valores mais relevantes. Para além disso apresenta-se o erro obtido em cada secção para cada caso de carga, calculado de acordo com o método referenciado no subcapítulo 5.3.

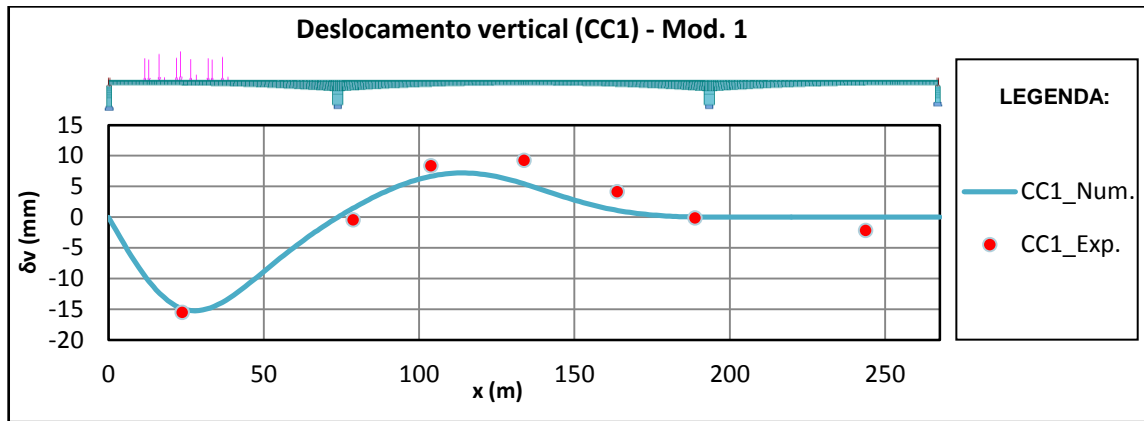


Figura 5.6 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Mod.1).

Tabela 5.1 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (CC1 – Mod.1).

	CC1							Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
δ_{vE} (mm)	10,45	-0,48	8,33	9,20	4,09	-0,19	-2,20	
δ_{vN} (mm)	-14,90	1,48	6,66	5,42	1,10	0,02	0,02	
Desvio	-0,64	-1,95	1,66	3,78	2,98	-0,21	-2,22	1,08
Erro %	4,12%	12,57%	10,70%	24,32%	19,20%	1,32%	14,31%	16,96%

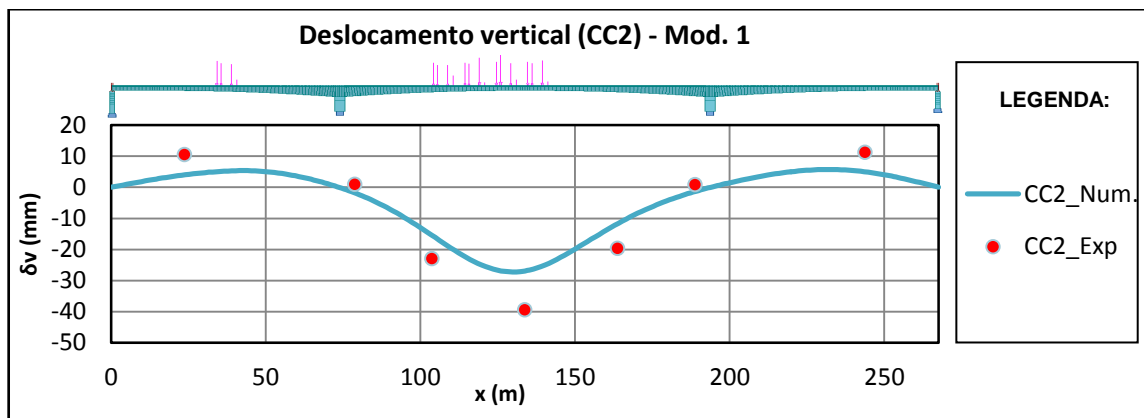


Figura 5.7 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Mod.1).

Tabela 5.2 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Mod.1).

	CC2							Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
δ_{vE} (mm)	10,45	0,89	-23,02	-39,44	-19,63	0,86	11,19	
δ_{vN} (mm)	4,02	-1,81	-15,50	-26,90	-11,69	-1,36	5,00	
Desvio	6,43	2,70	-7,51	-12,54	-7,94	2,21	6,19	6,50
Erro %	16,29%	6,83%	19,05%	31,80%	20,14%	5,61%	15,69%	16,49%

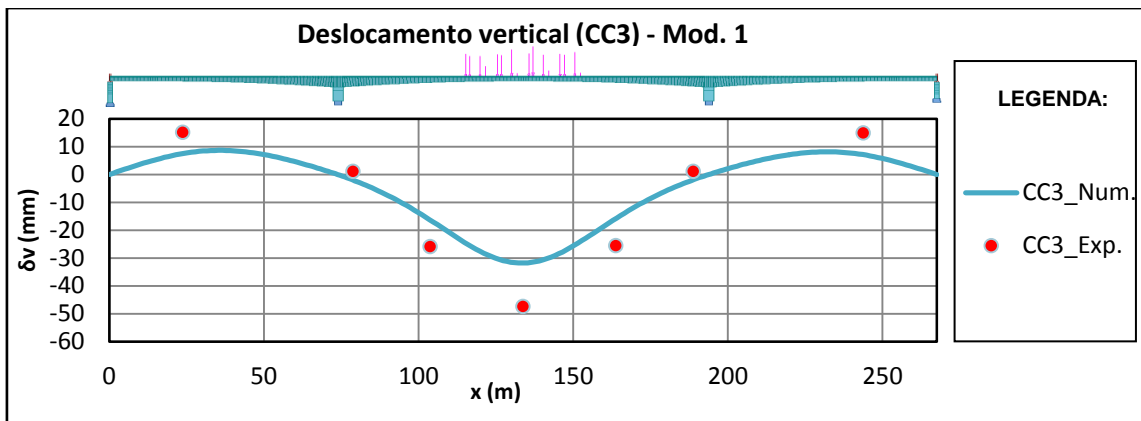


Figura 5.8 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Mod.1).

Tabela 5.3 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.1).

	CC3							Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
δ_{VE} (mm)	15,07	1,07	-25,94	-47,48	-25,61	1,07	14,80	
δ_{VN} (mm)	7,51	-2,02	-16,38	-31,80	-15,81	-1,92	7,10	
Desvio	7,56	3,08	-9,56	-15,68	-9,80	2,99	7,70	8,05
Erro %	15,92%	6,50%	20,14%	33,03%	20,64%	6,30%	16,21%	16,96%

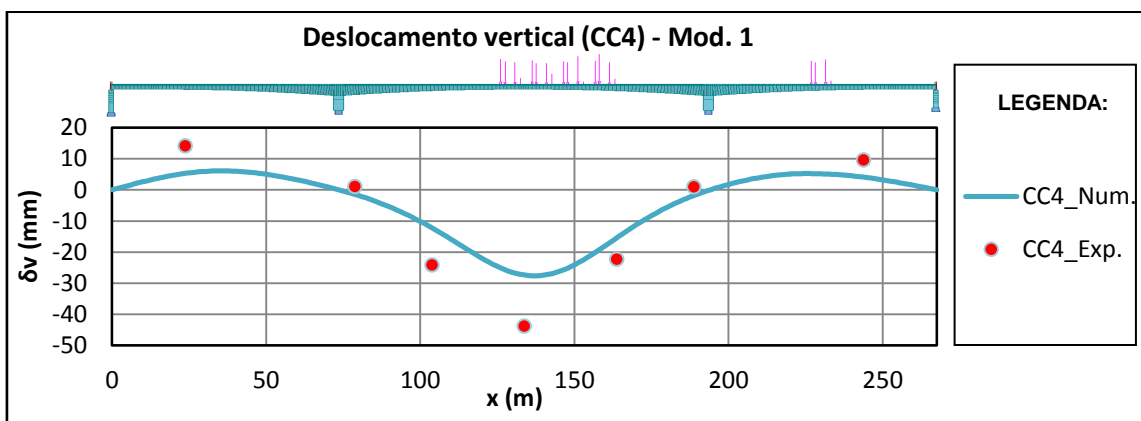


Figura 5.9 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 4 – Mod.1).

Tabela 5.4 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Mod.1).

	CC4							Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
δ_{VE} (mm)	14,12	0,99	-24,22	-43,86	-22,34	0,92	9,54	
δ_{VN} (mm)	5,32	-1,44	-12,22	-27,39	-15,39	-1,77	4,11	
Desvio	8,80	2,43	-12,00	-16,47	-6,94	2,69	5,44	7,82
Erro %	20,06%	5,54%	27,35%	37,55%	15,83%	6,14%	12,39%	17,84%

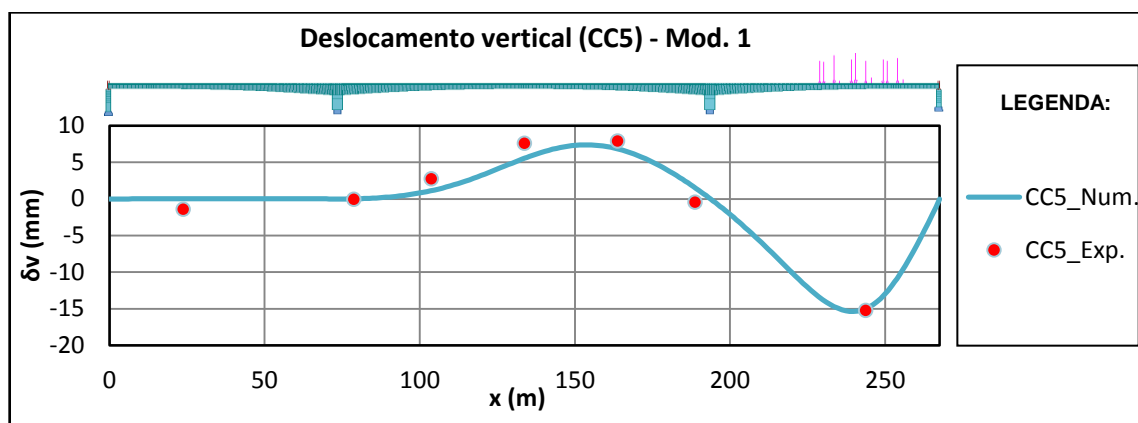


Figura 5.10 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 – Mod.1).

Tabela 5.5 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Mod.1).

	CC5							Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
δ_{VE} (mm)	-1,42	-0,07	2,73	7,56	7,86	-0,45	-15,25	
δ_{VN} (mm)	0,02	0,02	1,13	5,56	6,84	1,52	-14,98	
Desvio	-1,44	-0,09	1,59	1,99	1,02	-1,97	-0,28	1,20
Erro %	9,44%	0,61%	10,45%	13,07%	6,69%	12,90%	1,81%	7,85%

Através da análise dos gráficos e tabelas referentes à resposta do tabuleiro da ponte, quando submetido às cinco passagens com cargas estáticas, constata-se que as flechas máximas obtidas no modelo numérico da ponte situam-se abaixo dos valores obtidos durante o ensaio de carga.

A Figura 5.11 ilustra o erro médio obtido nas secções instrumentadas do tabuleiro em relação aos cinco casos de carga estáticos analisados. Pode-se verificar que a secção S4 é a que apresenta o maior erro médio.

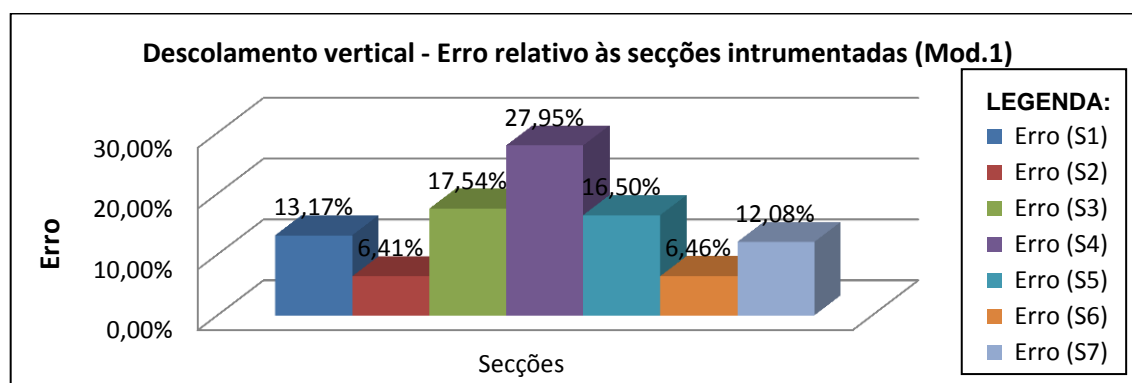


Figura 5.11 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível dos deslocamentos verticais (Mod.1).

Tal como disposto na Figura 5.12, o caso de carga estático 4, é o que revela um maior erro entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica.

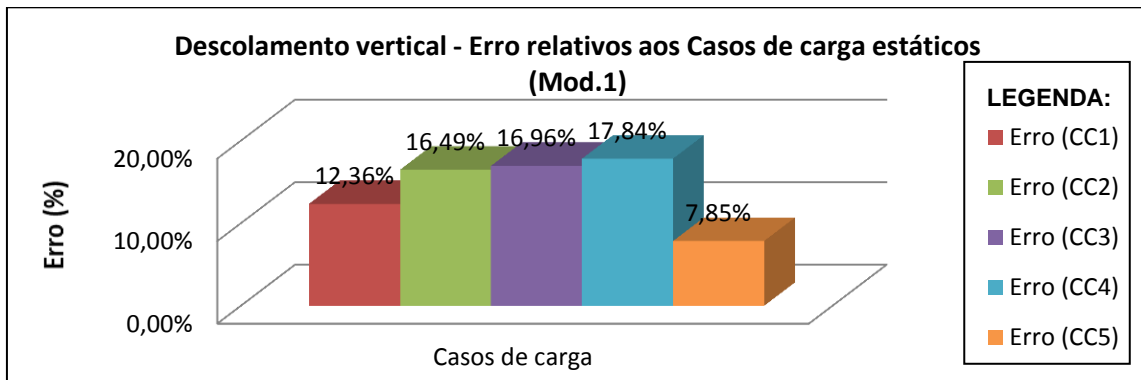


Figura 5.12 - Erro do deslocamento vertical relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.1).

A justificação paramétrica destes desvios será objeto de estudo no próximo capítulo.

5.3.1.2 Rotações

De forma semelhante são apresentadas as Figuras 5.13 a 5.17, que ilustram um gráfico correspondente a cada um dos cinco casos de carga estáticos em análise, sendo assim possível examinar nesses gráficos, a rotação das secções do tabuleiro sobre o eixo dos pilares P1 e P2. Cada uma destas figuras é também complementada por uma tabela (ver Tabelas 5.6 a 5.10), que apresenta os valores das rotações obtidos por via numérica (linha - CC1 a CC5_Num.), e os valores obtidos por via experimental (pontos - CC1 a CC5_Exp.). Através da comparação dos valores, é ainda exposto na tabela o erro resultante.

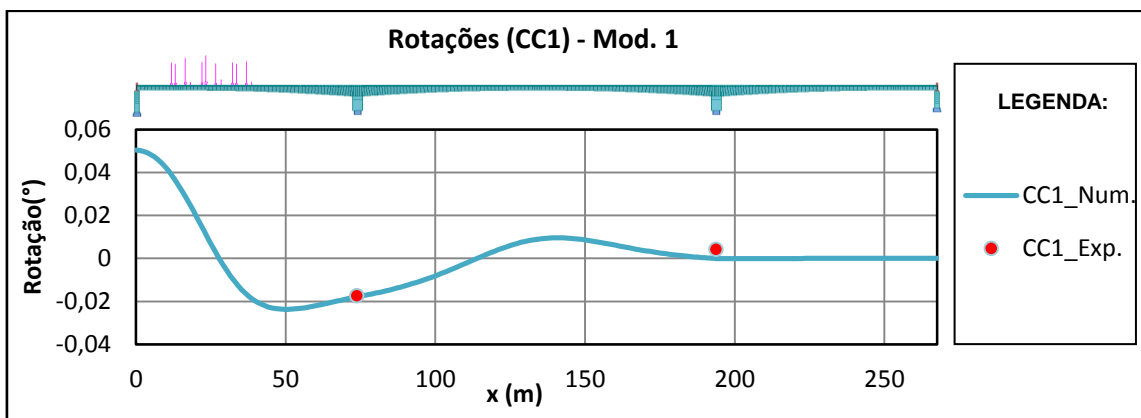


Figura 5.13 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Mod.1).

Tabela 5.6 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 1 – Mod.1).

	CC1		Média
	P1	P2	
θ_E (°)	-0,0175	0,0041	
θ_N (°)	-0,0178	-0,0001	
Desvio	0,0003	0,0042	0,0022
Erro %	1,68%	23,98%	12,83%

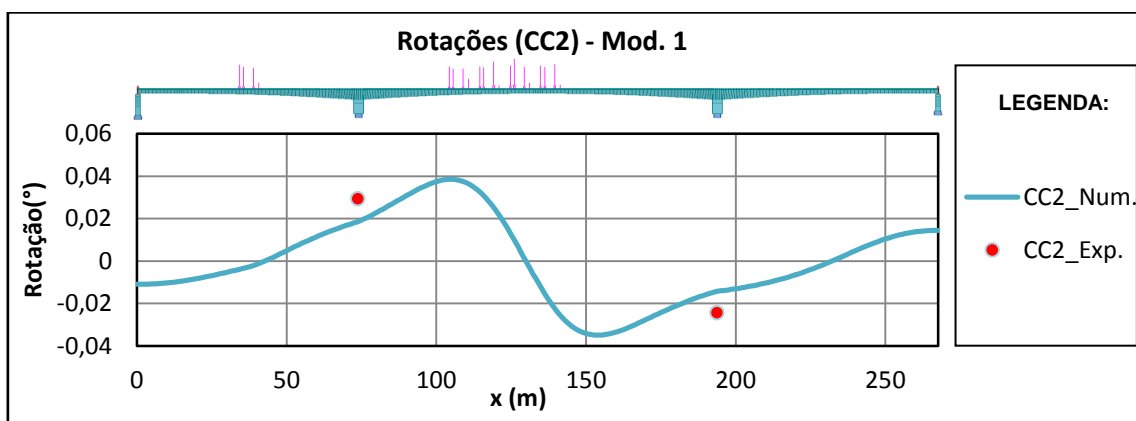


Figura 5.14 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Mod.1).

Tabela 5.7 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 2 – Mod.1).

	CC2		Média
	P1	P2	
θ_E (°)	0,0293	-0,0245	
θ_N (°)	0,0185	-0,0143	
Desvio	0,0108	-0,0102	0,0105
Erro %	36,92%	34,74%	35,83%

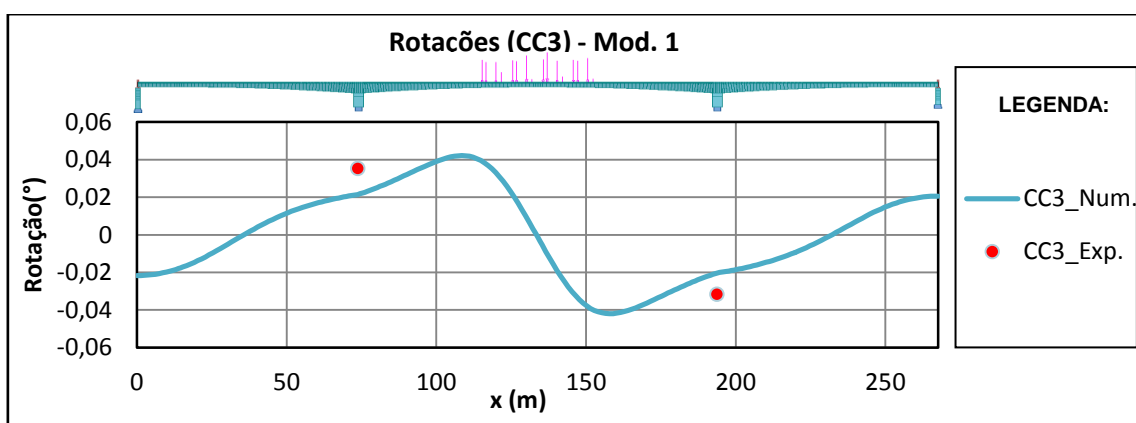


Figura 5.15 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.1).

Tabela 5.8 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 3 – Mod.1).

	CC3		Média
	P1	P2	
θ_E (°)	0,0352	-0,0317	
θ_N (°)	0,0214	-0,0203	
Desvio	0,0138	-0,0114	0,0126
Erro %	39,17%	32,38%	35,78%

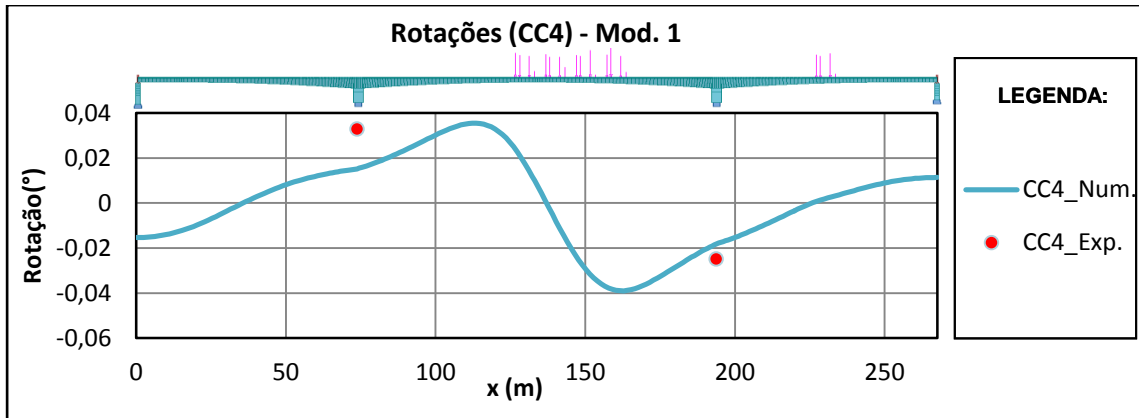


Figura 5.16 - Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 4 – Mod.1).

Tabela 5.9 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 4 – Mod.1).

	CC4		Média
	P1	P2	
θ_E (°)	0,0329	-0,0249	
θ_N (°)	0,0152	-0,0181	
Desvio	0,0177	-0,0068	0,0122
Erro %	53,81%	20,58%	37,19%

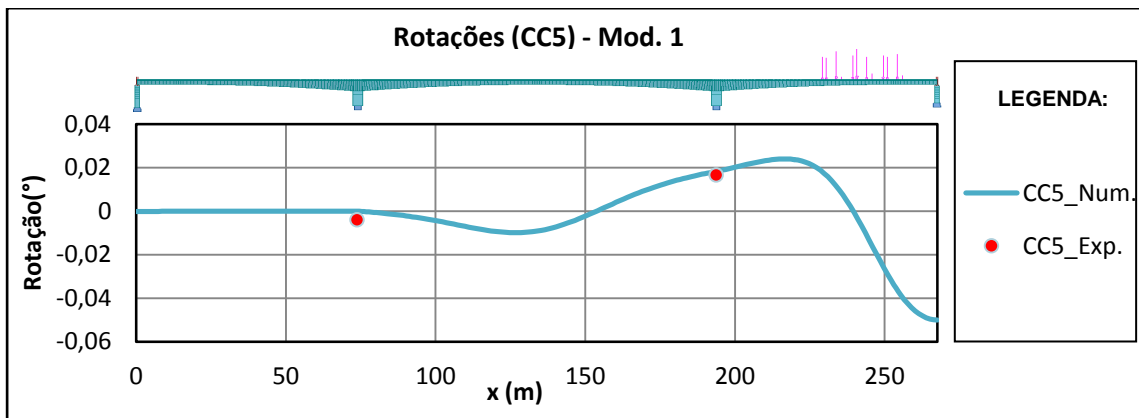


Figura 5.17 - Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 5 – Mod.1).

Tabela 5.10 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Mod.1).

	CC5		Média
	P1	P2	
θ_E (°)	-0,0040	0,0166	
θ_N (°)	0,0001	0,0182	
Desvio	-0,0041	-0,0016	0,0029
Erro %	24,67%	9,84%	17,26%

Através da análise dos gráficos e tabelas referentes à resposta do tabuleiro da ponte, quando este é submetido às cinco passagens com cargas estáticas, constata-se que as rotações obtidas no modelo numérico da ponte se encontram na sua maioria abaixo dos valores obtidos durante o ensaio de carga. Tal facto substantia os resultados obtidos também para as flechas, demonstrando-se que o modelo numérico apresenta uma rigidez global superior à encontrada experimentalmente.

A Figura 5.18 exhibe o erro médio obtido nas secções onde foram medidas as rotações experimentadas pelo tabuleiro aquando da realização dos cinco casos de carga estáticos alvo de estudo. Constata-se que a secção do tabuleiro sobre o eixo do pilar P1 é a que apresenta o maior erro médio de 31,25%.

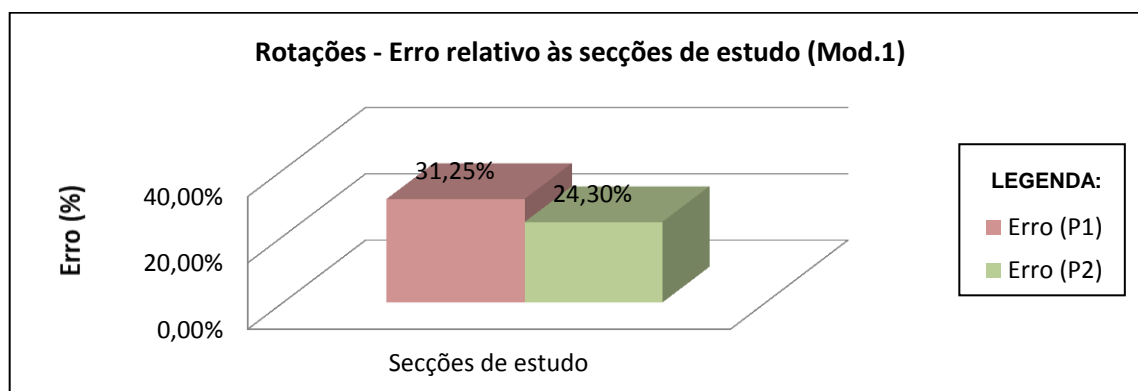


Figura 5.18 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível das rotações (Mod.1).

Tal como conferido no subcapítulo anterior, o caso de carga estático 4, é o que induz um maior erro os valores numéricos e experimentais ao nível das rotações.

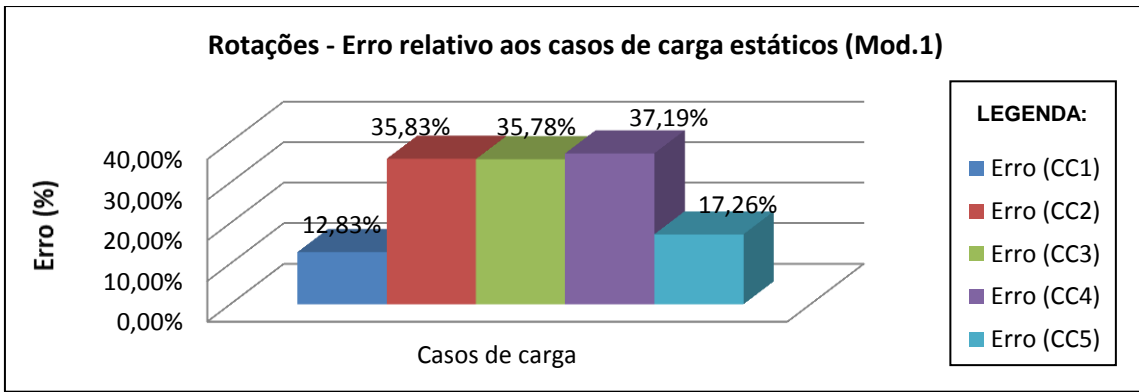


Figura 5.19 - Erro das rotações relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.1).

5.3.1.3 Curvatura

A análise da curvatura do tabuleiro obtida por via experimental comparada com a obtida por via do modelo numérico base (Mod. 1) está exposta nas Figuras 5.20 a 5.24. Estas cinco figuras correspondem à curvatura originada pelos cinco casos de carga estáticos estudados. Como complemento à análise, é possível efetuar a comparação dos valores de curvatura obtidos, através da visualização das Tabelas 5.11 a 5.15. Mais uma vez mostra-se o módulo do erro dos valores obtidos.

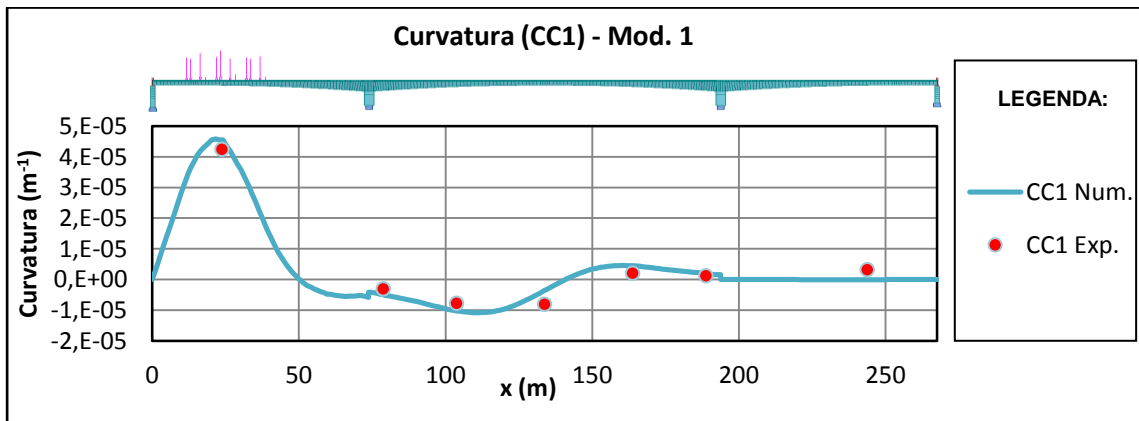


Figura 5.20 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Mod.1).

Tabela 5.11 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Mod.1).

	CC1							Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
$\rho_E(m^{-1})$	0,0000425	-0,0000031	-0,0000078	-0,0000080	0,0000021	0,0000012	0,0000032	
$\rho_N(m^{-1})$	0,0000455	-0,0000050	-0,0000102	-0,0000035	0,0000045	0,0000019	0,0000000	
Desvio	-0,0000031	0,0000019	0,0000024	-0,0000045	-0,0000024	-0,0000007	0,0000033	0,0000026
Erro %	6,74%	4,17%	5,35%	9,85%	5,24%	1,59%	7,22%	5,74%

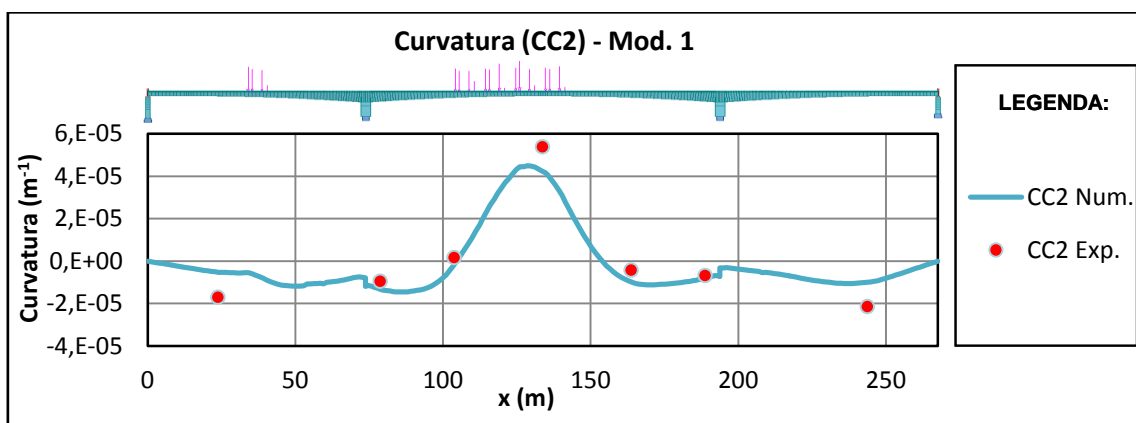


Figura 5.21 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Mod.1).

Tabela 5.12 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Mod.1).

CC2								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
$\rho_E(m^{-1})$	-0,0000171	-0,0000095	0,0000015	0,0000537	-0,0000043	-0,0000068	-0,0000215	
$\rho_N(m^{-1})$	-0,0000052	-0,0000132	-0,0000016	0,0000423	-0,0000098	-0,0000079	-0,0000100	
Desvio	-0,0000119	0,0000037	0,0000031	0,0000114	0,0000055	0,0000011	-0,0000115	0,0000069
Erro %	28,22%	8,69%	7,37%	26,96%	13,07%	2,61%	27,26%	16,31%

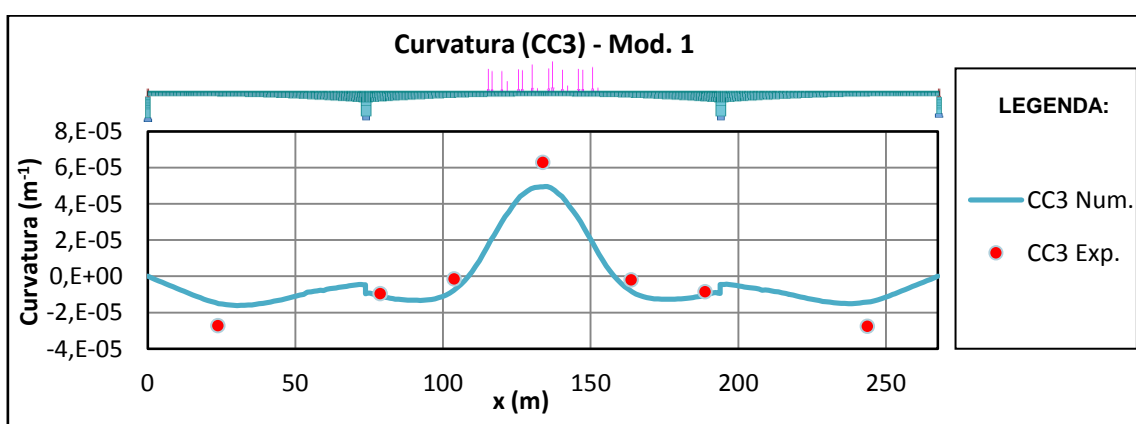


Figura 5.22 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Mod.1).

Tabela 5.13 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Mod.1).

CC3								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
$\rho_E(m^{-1})$	-0,0000272	-0,0000095	-0,0000015	0,0000629	-0,0000019	-0,0000085	-0,0000275	
$\rho_N(m^{-1})$	-0,0000150	-0,0000110	-0,0000075	0,0000494	-0,0000083	-0,0000102	-0,0000142	
Desvio	-0,0000122	0,0000014	0,0000060	0,0000135	0,0000064	0,0000018	-0,0000133	0,0000078
Erro %	24,74%	2,90%	12,19%	27,31%	12,97%	3,56%	26,98%	15,81%

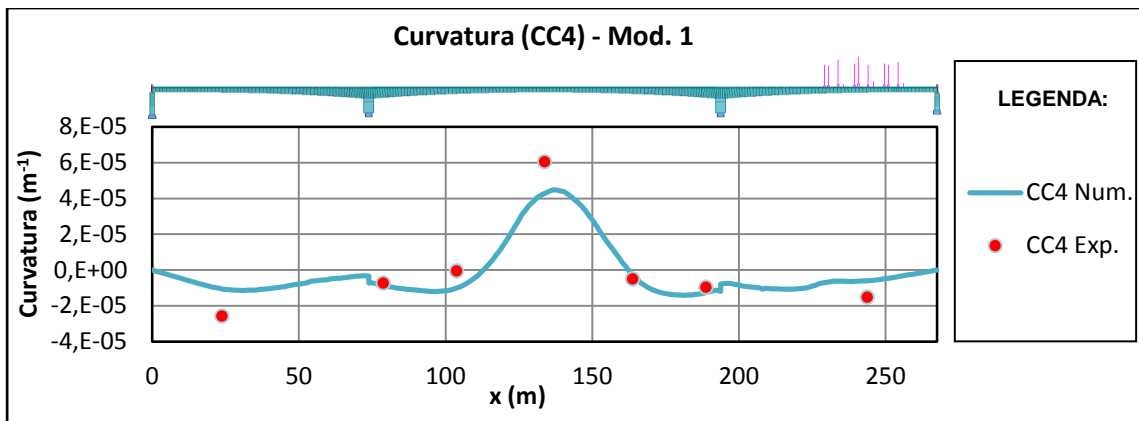


Figura 5.23 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 4 – Mod.1).

Tabela 5.14 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Mod.1).

CC4								Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
$\rho_E(m^{-1})$	-0,0000258	-0,0000073	-0,0000006	0,0000604	-0,0000051	-0,0000097	-0,0000152	
$\rho_N(m^{-1})$	-0,0000106	-0,0000086	-0,0000100	0,0000428	-0,0000028	-0,0000125	-0,0000060	
Desvio	-0,0000152	0,0000013	0,0000094	0,0000176	-0,0000023	0,0000028	-0,0000093	0,0000083
Erro %	35,52%	3,05%	22,00%	41,13%	5,46%	6,55%	21,62%	19,33%

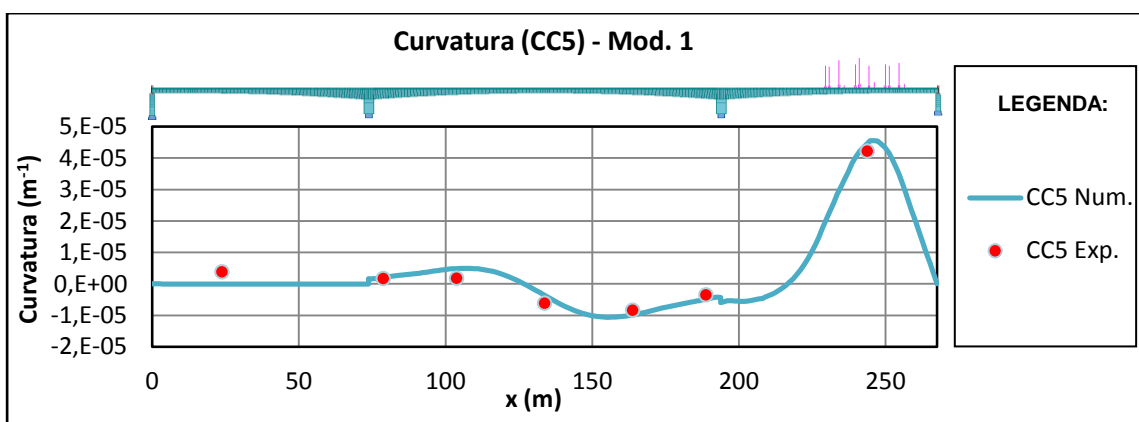


Figura 5.24 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 – Mod.1).

Tabela 5.15 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Mod.1).

CC5								Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
$\rho_E(m^{-1})$	0,0000037	0,0000016	0,0000018	-0,0000063	-0,0000084	-0,0000036	0,0000421	
$\rho_N(m^{-1})$	0,0000000	0,0000021	0,0000049	-0,0000036	-0,0000099	-0,0000048	0,0000447	
Desvio	0,0000038	-0,0000005	-0,0000031	-0,0000026	0,0000014	0,0000012	-0,0000026	0,0000022
Erro %	8,48%	1,05%	6,94%	5,86%	3,19%	2,68%	5,74%	4,85%

A Figura 5.25 resume o erro obtido no modelo base, relativamente às secções do tabuleiro analisadas. Pela observação da figura em causa, verifica-se que a secção S4 do tabuleiro da ponte foi onde houve um maior desfasamento entre o valor da curvatura obtida pelo modelo numérico, podendo-se aferir um erro médio de 22,22%.

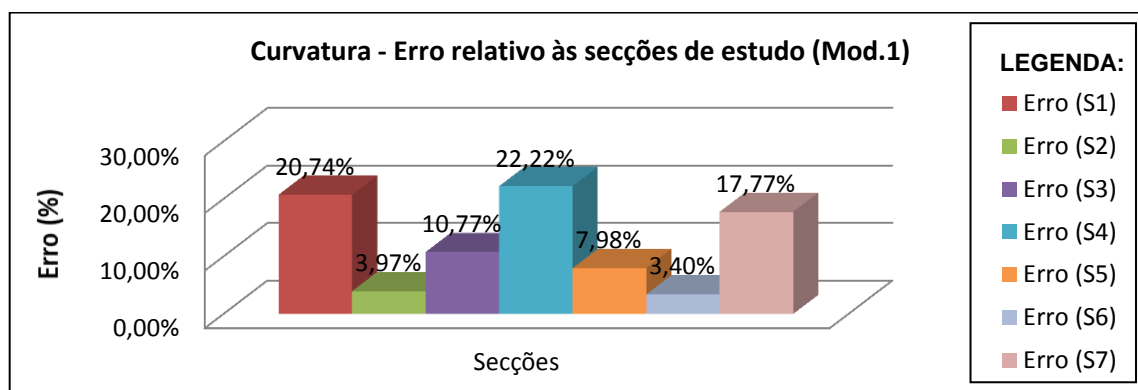


Figura 5.25 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível da curvatura (Mod.1).

Mais uma vez, através da visualização da Figura 5.26, é possível constatar que o caso de carga estático 4 é o que apresenta o maior erro médio, entre os valores de curvatura numéricos e experimentais.

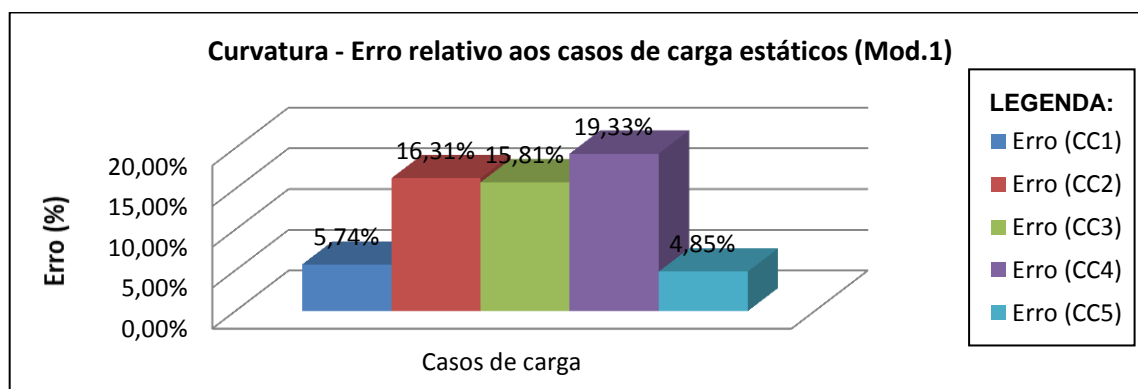


Figura 5.26 - Erro da curvatura relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.1).

5.3.2 Passagem lenta

5.3.2.1 Deslocamentos verticais

Na presente secção, são sobrepostas as linhas de influência ao nível do deslocamento vertical, originadas pela passagem lenta realizada pelos camiões no tabuleiro da ponte. Assim, são ilustradas sete figuras correspondentes às sete secções instrumentadas do

tabuleiro da ponte (ver Figuras 5.27 a 5.33). Cada uma destas figuras é representada por um gráfico, que por sua vez, sobrepõe as linhas de influência obtidas por via experimental e numérica.

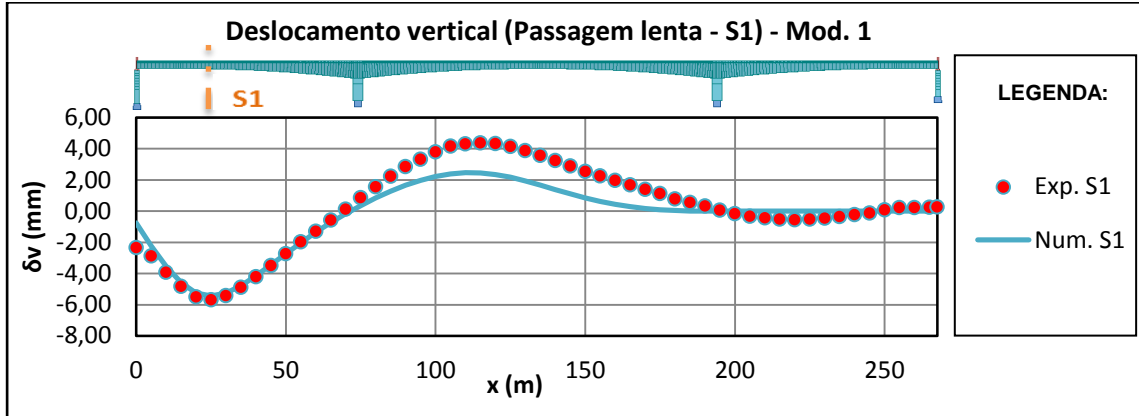


Figura 5.27 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

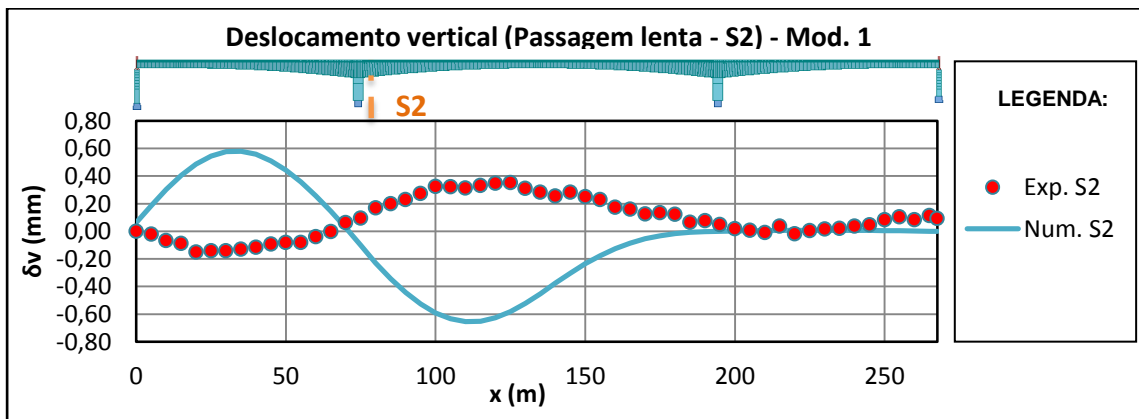


Figura 5.28 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

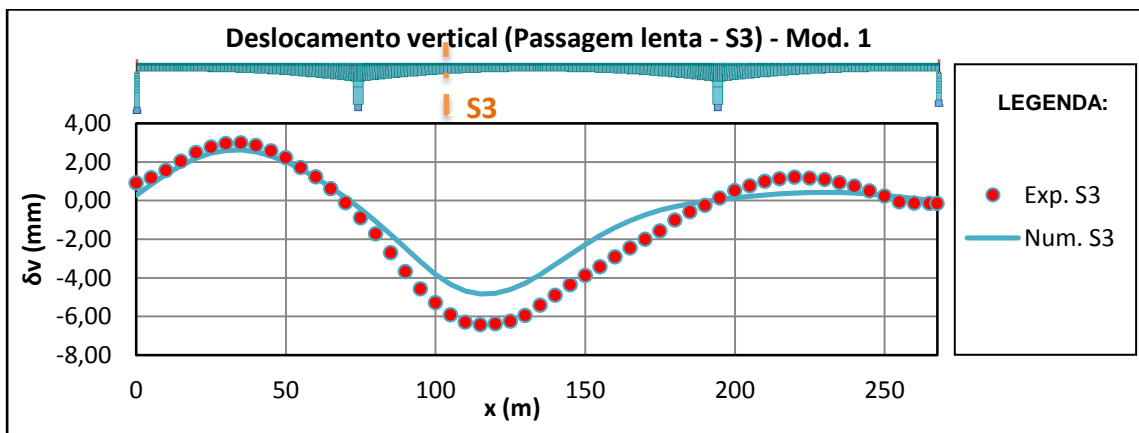


Figura 5.29 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

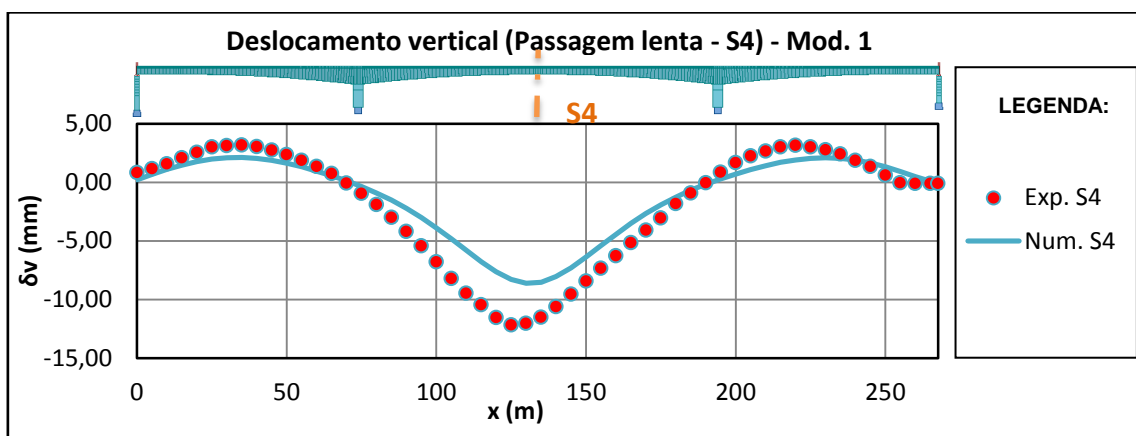


Figura 5.30 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

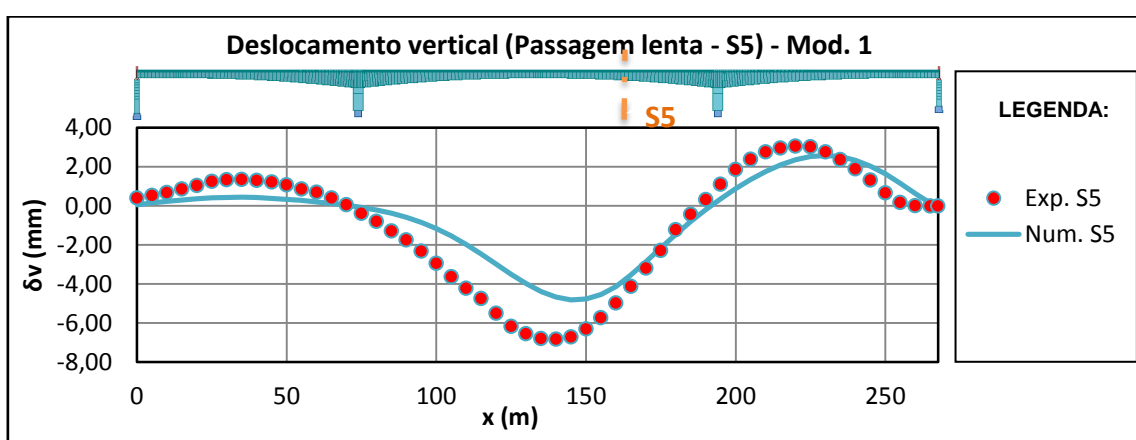


Figura 5.31 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

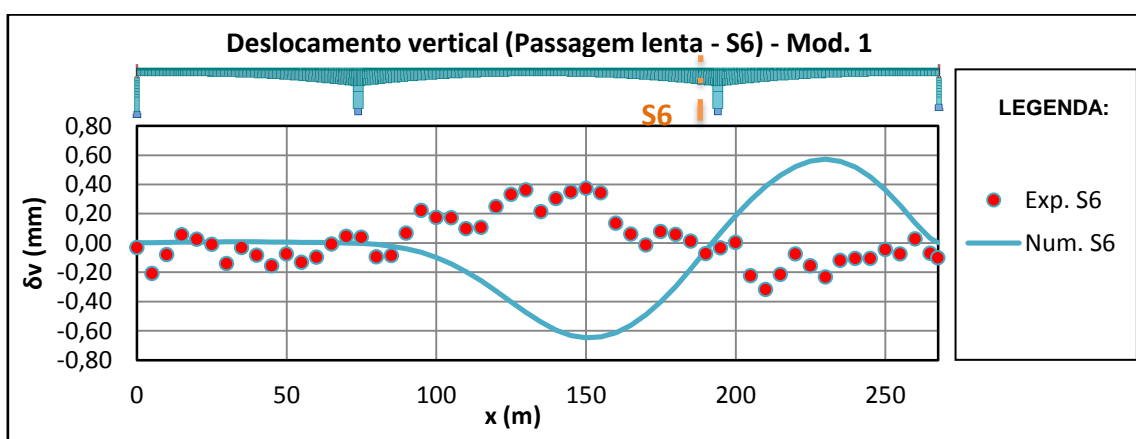


Figura 5.32 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S6 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

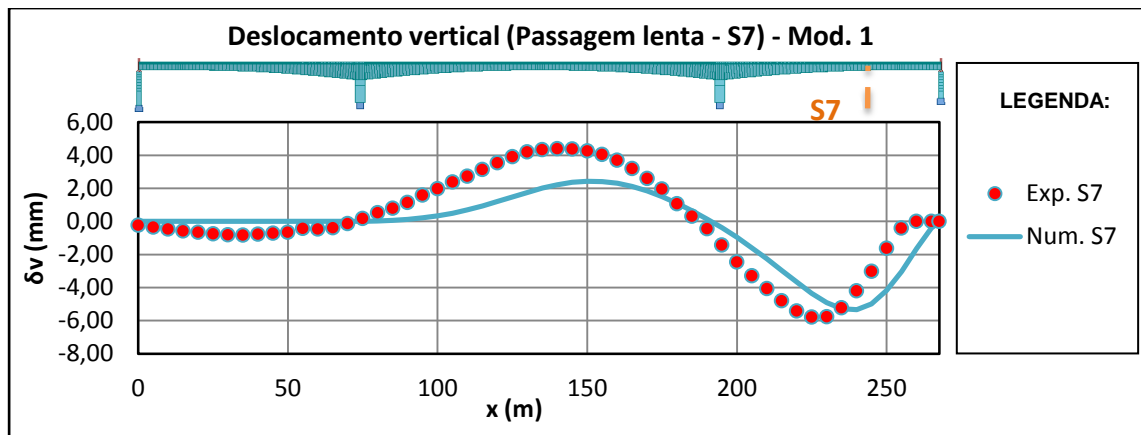


Figura 5.33 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

Analisando as sete figuras atrás ilustradas verifica-se, mais uma vez, que os valores dos deslocamentos verticais obtidos no modelo numérico em análise são inferiores aos valores reais. A secção S4 é naturalmente a que experimenta o maior deslocamento vertical descendente. Tal comportamento é totalmente compatível como evidenciado durante as posições estáticas.

Analisando as figuras 5.26 e 5.30, verifica-se que, para o caso particular das secções S2 e S6, junto aos apoios, não existe concordância entre as linhas de influência dos deslocamentos verticais obtidas pelos valores experimentais e pelos valores numéricos. Tal deve-se ao facto, dos deslocamentos verticais experimentados por essas secções (S2 e S6) serem muito reduzidos. Salienta-se que essas secções situam-se a 5m dos respectivos pilares e deverão ser vistas como secções de referência.

Devido a esta discrepância nas linhas de influência, não serão contabilizados os erros das secções S2 e S6 no cálculo do erro relativo às secções de estudo e do erro global do modelo numérico base (Mod.1).

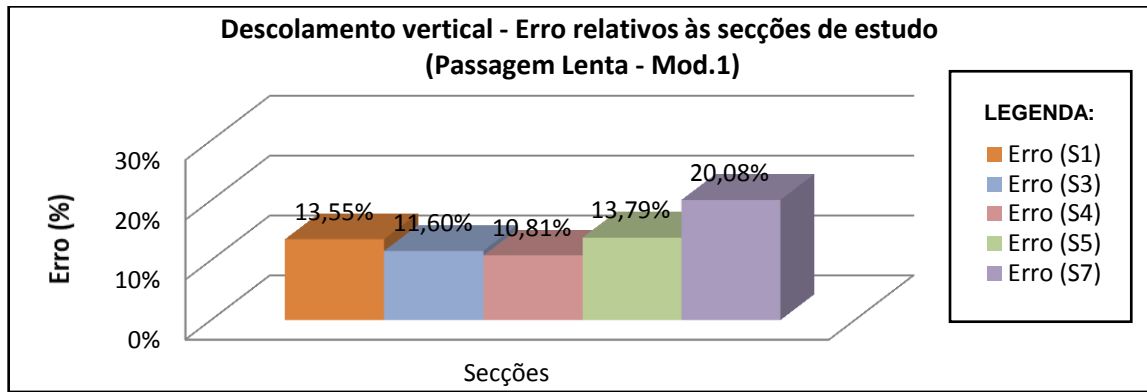


Figura 5.34 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível do deslocamento vertical (Passagem lenta -Mod.1).

Através da análise da Figura 5.34, constata-se que a secção S7 é a portadora do maior erro ao nível do deslocamento vertical. O erro médio observado é superior a 10% para o conjunto das secções.

Para além da constatação numérica do erro de ajuste, destacam-se as diferenças na forma das linhas de influência patente na generalidade das secções analisadas. Os resultados apontam para comportamentos estruturais distintos.

5.3.2.2 Rotações

São agora sobrepostas as linhas de influência numérica e experimental referente às rotações originadas pela passagem lenta. Para tal, ilustram-se duas figuras correspondentes às secções instrumentadas (ver Figuras 5.35 e 5.36).

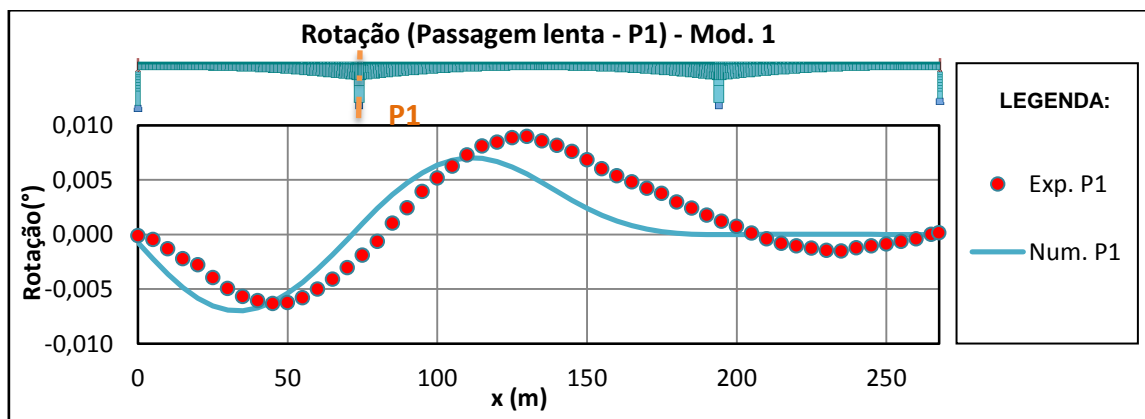


Figura 5.35 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

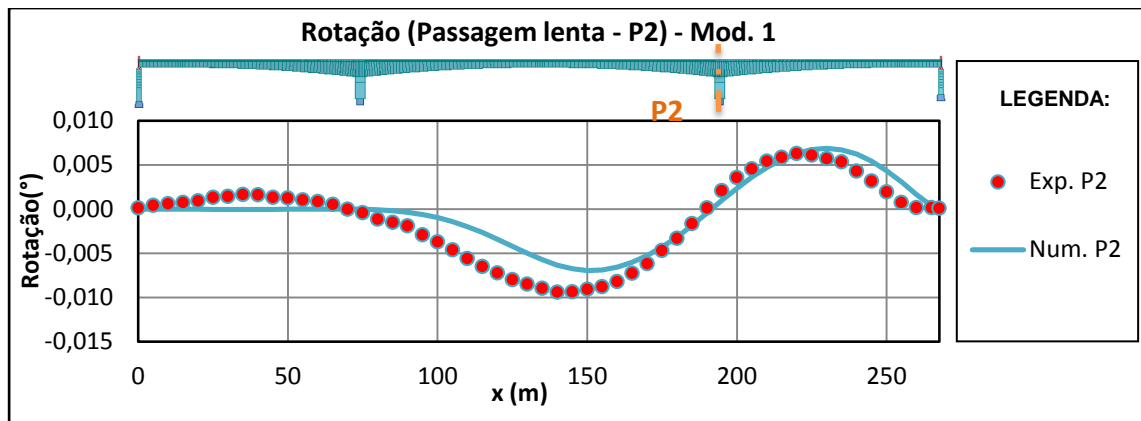


Figura 5.36 - Rotações experimentais e numéricas experimentadas pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.1).

Na simulação da passagem lenta através do modelo numérico base, obteve-se um maior erro na rotação da secção do tabuleiro sobre o eixo do pilar P1. Tal como exposto em baixo na Figura 5.37, esse erro é de 21,52%. Qualitativamente, mais uma vez são notórias as diferenças na forma das respetivas linhas de influência.

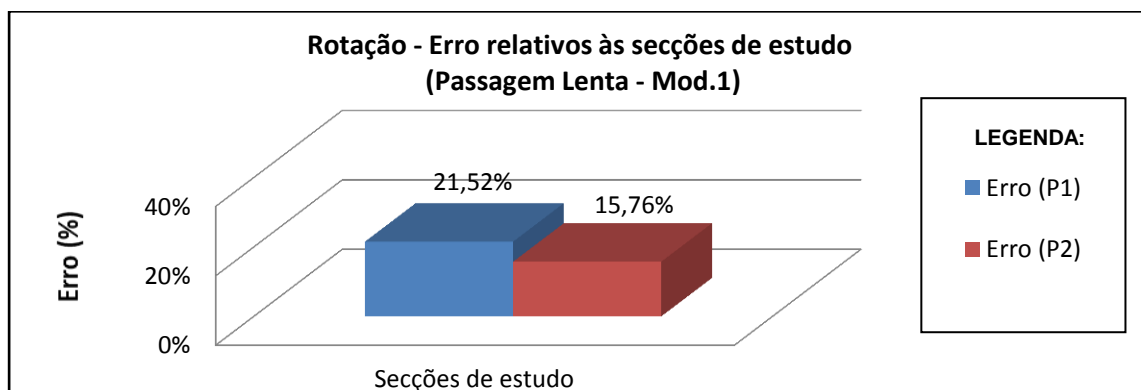


Figura 5.37 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível da rotação (Passagem lenta -Mod.1).

5.4 Considerações finais

Neste capítulo apresentou-se uma estratégia de modelação numérica da ponte sobre o rio Sorraia. Caracterizou-se o modelo desenvolvido e compararam-se os resultados numéricos com os registos experimentais.

Analisando os resultados obtidos na realização do modelo numérico base e expostos nos anteriores subcapítulos, constata-se que o modelo revelou-se como sendo muito rígido. Esta conclusão deve-se ao facto dos valores referentes às várias grandezas de medição

analisadas, serem em média, inferiores aos valores registados durante o ensaio de carga na ponte sobre o rio Sorraia. As diferenças são, em média, superiores a 15% analisando cada grandeza individualmente.

Focando na análise dos resultados obtidos, durante a passagem com posições estáticas, verifica-se que o caso de carga CC4 (carregamento no tramo intermédio e extremo) onde se obtém um maior erro nas três grandezas de medição analisadas. Mantendo o foco nas passagens estáticas, verifica-se que a secção S4 do tabuleiro (meio vão do tramo central) é a detentora do maior erro entre os valores obtidos numérica e experimentalmente ao nível do deslocamento vertical e curvatura.

Analisando agora os resultados referentes à passagem lenta apura-se que a secção do tabuleiro S7 é a que apresenta um maior erro em relação aos valores obtidos na análise do deslocamento vertical. Já referente às rotações, a secção do tabuleiro sobre o eixo do pilar P1 é a que apresenta uma maior diferença entre os valores experimentais e numéricos, tanto na referida passagem lenta como também aquando das passagens com posições estáticas.

De forma a sintetizar esta análise, a Tabela 5.16 apresenta o erro global do modelo numérico base. Passível de observar que no estudo dos casos de carga estáticos, o erro referente aos valores obtidos no modelo são maiores do que os obtidos na análise da passagem lenta. Em ambos casos de carga selecionados como objeto de análise, a grandeza de medição que apresentou um maior desfasamento entre os resultados numéricos e experimentais, foi a rotação. O modelo numérico base apresenta um erro global de 17,13% quando comparado com o comportamento estrutural real do tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia.

Tabela 5.16 - Erro global do modelo numérico base (Modelo 1).

Modelo numérico base - Erro %			
Grandezas de medição	Casos de carga estáticos	Passagem lenta	Erro global
Deslocamento vertical	14,30%	13,97%	17,23%
Rotação	27,78%	18,64%	
Curvatura	12,41%	-	
Média	18,16%	16,30%	

No próximo capítulo far-se-á uma análise paramétrica procurando discutir e enquadrar as causas destes desvios globais.

6

Análise Paramétrica do Comportamento Estrutural

6.1 Introdução

Na tentativa de justificar e analisar os resultados apresentados no capítulo anterior, procurando avaliar de que forma o modelo numérico tem capacidade para se aproximar do real, foram realizadas diversas variações numéricas assentes em vários parâmetros modelares. Esses compreendem a variação isolada do módulo de elasticidade do betão aplicado no tabuleiro; da rigidez dos aparelhos de apoio; da rigidez lateral das fundações e ainda a variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte.

Este capítulo aborda assim, a análise de cada um dos modelos numéricos realizados, bem como o estudo dos efeitos provocados ao nível do comportamento estrutural do tabuleiro, devido às variações dos parâmetros modelares supracitados.

Ainda nesta secção serão estudados outros modelos numéricos resultantes da combinação de alguns dos parâmetros modelares, com o objetivo de obter um modelo numérico de referência, cujo comportamento estrutural seja adequadamente aproximado da realidade.

Este capítulo encontra-se dividido em 7 subcapítulos incluindo a breve introdução, sequenciados do seguinte modo:

- Modelo numérico 2 - Análise da variação do módulo de elasticidade do betão do tabuleiro;
- Modelo numérico 3 - Variação da rigidez dos aparelhos de apoio;
- Modelo numérico 4 - Variação da rigidez lateral das fundações;

- Modelo numérico 5 - Variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte;
- Combinação dos parâmetros da modelação;
- Considerações finais.

Para cada modelo numérico abordado, será apresentada a discretização da estrutura, seguida da apresentação e análise dos resultados obtidos pela comparação entre os valores numéricos e experimentais.

Os erros obtidos nos modelos numéricos estudados no presente capítulo são resultantes da comparação entre os valores numéricos e experimentais, calculados por um método estatístico já indicado no subcapítulo 5.3. Por conseguinte, com recurso à quantificação do erro global do modelo será avaliada a adequação de cada um, face ao comportamento efetivo da estrutura.

Os casos de carga e as grandezas de medição analisadas foram as mesmas já mencionadas no capítulo 4 da presente dissertação. No entanto, devido às razões expostas no subcapítulo 5.3.2.1 não serão analisadas as secções S2 e S6 do tabuleiro, relativos aos deslocamentos verticais experimentados, aquando da passagem lenta dos camiões ao longo do tabuleiro da ponte.

A convenção de sinais adotada para as diversas grandezas de medição é também a mesma delineada no subcapítulo 4.5.

6.2 Modelo numérico 2 - Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro

Perante as incertezas inevitáveis na composição dos materiais usados na modelação da ponte, achou-se necessária a construção de oito variantes do modelo numérico, baseada na variação do módulo de elasticidade do tabuleiro. Aborda-se aqui a análise e comparação dos resultados obtidos nestes oito modelos, visando assim avaliar o efeito da variação do módulo de elasticidade do tabuleiro na modelação numérica.

6.2.1 Discretização da estrutura

A modelação dos oito modelos numéricos da ponte foi realizada de forma idêntica à do modelo numérico base, referido no subcapítulo 5.2. A única diferença entre estes modelos, foi o valor do módulo de elasticidade, atribuído às secções transversais, que constituem o tabuleiro da ponte.

O betão utilizado na modelação base do tabuleiro foi um C35/40 com o módulo de elasticidade estimado de 34 GPa. Na realização dos oito modelos, o valor do módulo de elasticidade variou desde -20% a +20% do valor utilizado no modelo base (Mod. 1). Esta amplitude de variação está expressa na bibliografia com valores admissíveis da variação da previsão do módulo de elasticidade em função da resistência (Eurocódigo2).

A Tabela 6.1 resume os valores atribuídos.

Tabela 6.1 - Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro relativa aos oito modelos numéricos.

Variação do módulo de elasticidade (GPa) - Modelo 2								
(-20%E)	(-15%E)	(-10%E)	(-5%E)	(E)	(+5%E)	(+10%E)	(+15%E)	(+20%E)
27,2	28,9	30,6	32,3	34	35,7	37,4	39,1	40,8

6.2.2 Apresentação de resultados – Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro

A apresentação e comparação dos resultados são realizadas sobretudo através da análise de diversos gráficos. Nestes, são sobrepostos os resultados provenientes dos oito modelos numéricos da variação do módulo de elasticidade, do modelo numérico base (Num.(E)) e dos valores reais obtidos durante a realização do ensaio de carga (Exp).

6.2.2.1 Passagens com cargas estáticas

6.2.2.1.1 Deslocamentos verticais

Neste momento é possível analisar os deslocamentos verticais impostos pelos casos de carga estáticos nas sete secções instrumentadas do tabuleiro da ponte. Apresenta-se para o efeito, resultados obtidos para os sete casos de carga nas Figuras 6.1 a 6.5, representando por cores os diferentes módulos de elasticidade considerados.

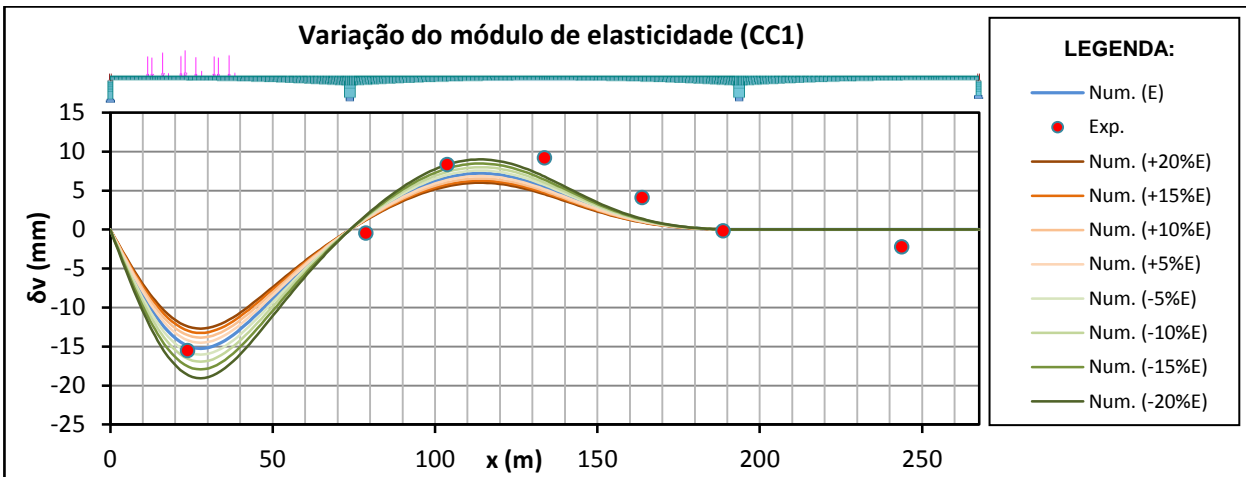


Figura 6.1 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 2).

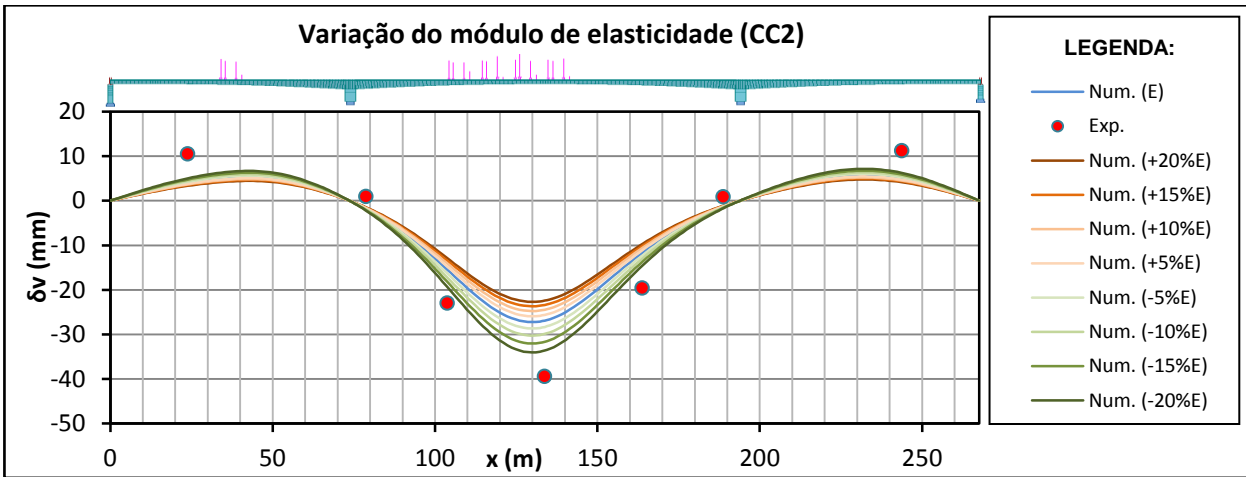


Figura 6.2 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).

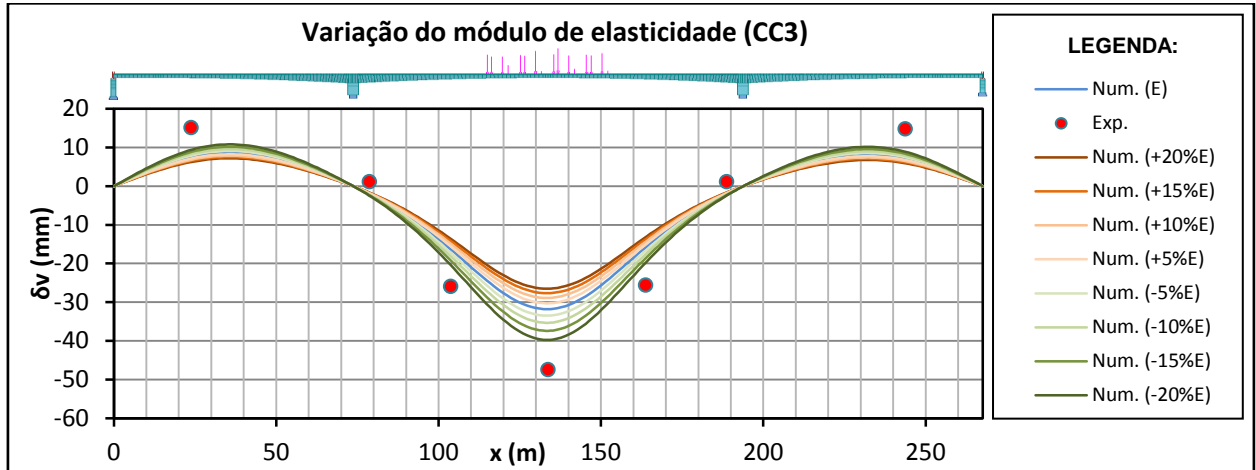


Figura 6.3 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 2).

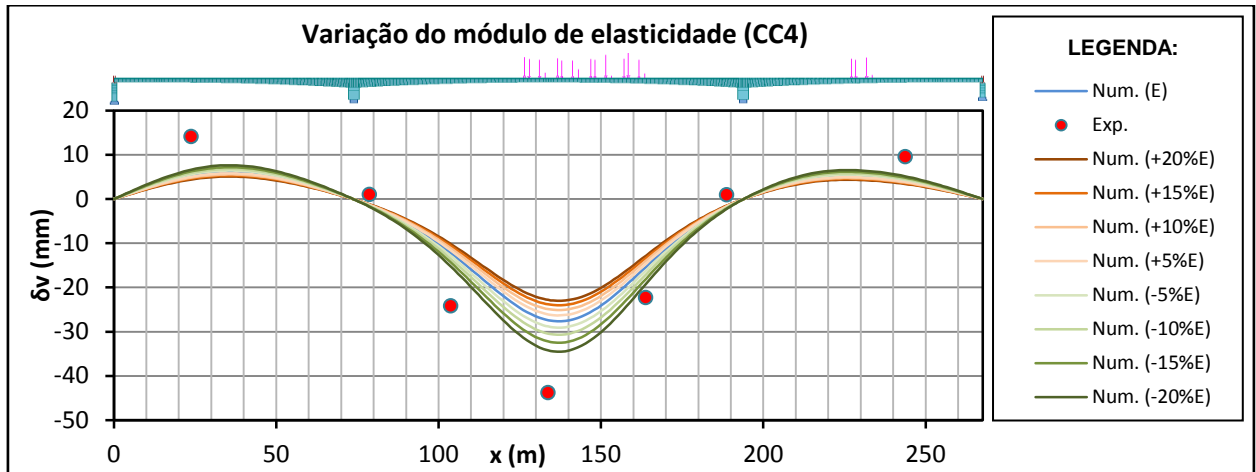


Figura 6.4 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 4 – Modelo numérico 2).

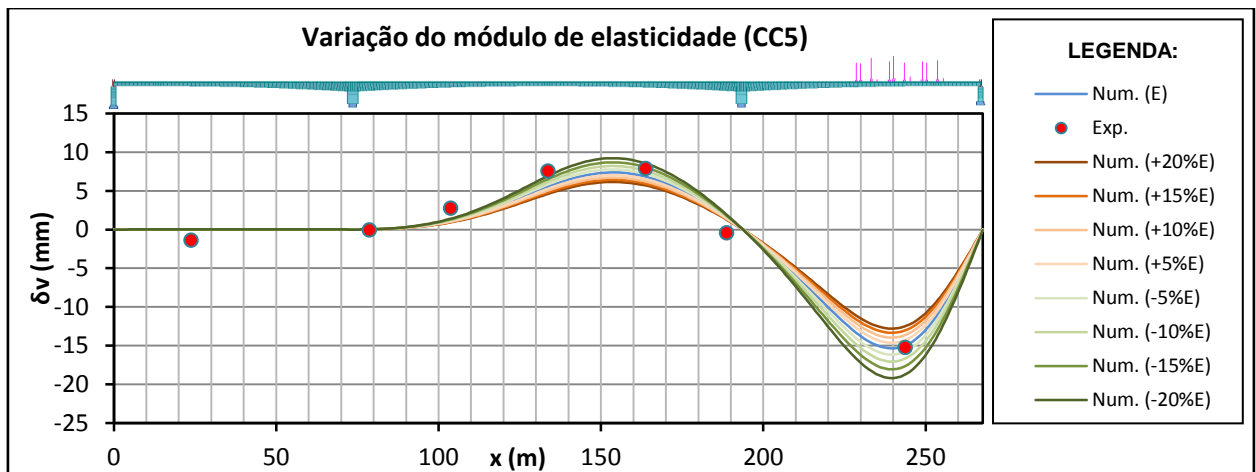


Figura 6.5 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 – Modelo numérico 2).

Tabela 6.2 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga							Erro Global (%)
	Deslocamento vertical							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1	13,17%	6,41%	17,54%	27,95%	16,50%	6,46%	12,08%	14,30%
Modelo 2 - (-20%E)	14,41%	7,50%	9,95%	14,51%	10,81%	7,53%	14,43%	11,30%
Modelo 2 - (-15%E)	13,56%	7,18%	12,18%	18,46%	11,69%	7,22%	13,52%	11,97%
Modelo 2 - (-10%E)	12,80%	6,89%	14,16%	21,98%	13,16%	6,93%	12,72%	12,67%
Modelo 2 - (-5%E)	12,13%	6,64%	15,94%	25,12%	14,92%	6,68%	12,00%	13,35%
Modelo 2 - (+5%E)	14,44%	6,20%	18,99%	30,52%	17,92%	6,25%	13,37%	15,38%
Modelo 2 - (+10%E)	15,60%	6,02%	20,30%	32,84%	19,22%	6,06%	14,54%	16,37%
Modelo 2 - (+15%E)	16,66%	5,84%	21,50%	34,97%	20,41%	5,89%	15,61%	17,27%
Modelo 2 - (+20%E)	17,63%	5,69%	22,60%	36,92%	21,50%	5,74%	16,58%	18,09%

Analisando os gráficos ilustrados e os erros dos vários modelos numéricos apresentados na Tabela 6.2, verifica-se que ao diminuir o módulo de elasticidade do betão do tabuleiro, também diminui o erro entre os valores numéricos e experimentais.

A variação do módulo de elasticidade em -20% conduz ao menor erro, possibilitando desta forma, uma redução de 3% do valor do erro referente ao deslocamento vertical induzido pelos casos de carga estáticos.

6.2.2.1.2 Rotações

Apresentam-se agora resultados análogos para as rotações do tabuleiro sobre o eixo dos pilares intermédios. Através das Figuras 6.6 a 6.10 ilustra-se a influência da variação do módulo de elasticidade no comportamento da estrutura relativamente às rotações.

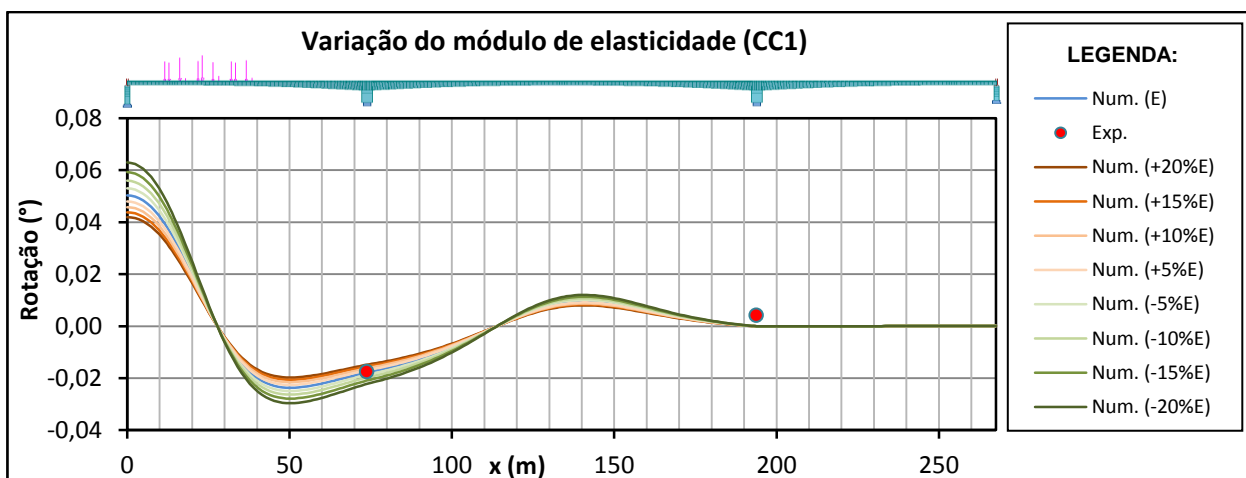


Figura 6.6 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 2).

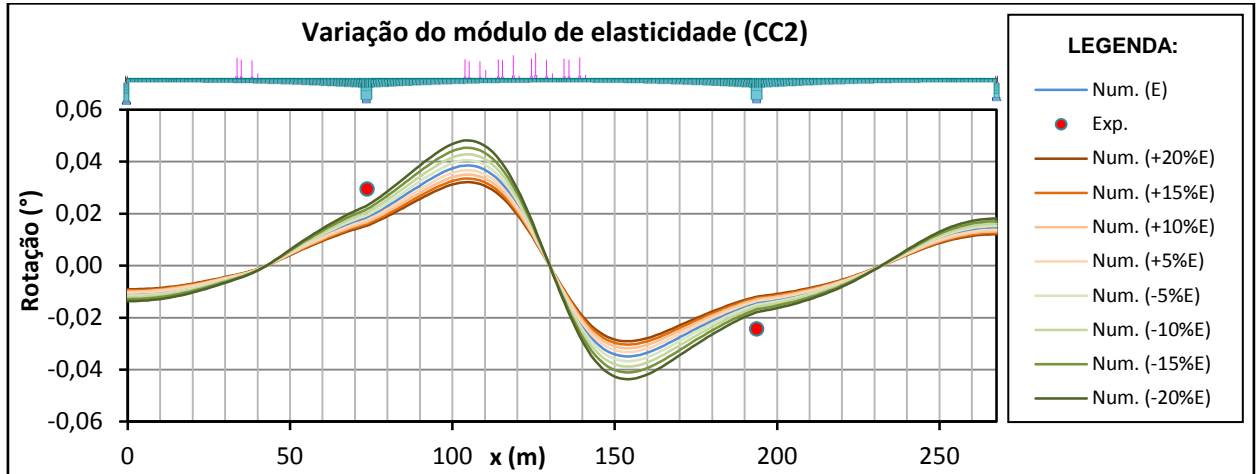


Figura 6.7 - Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).

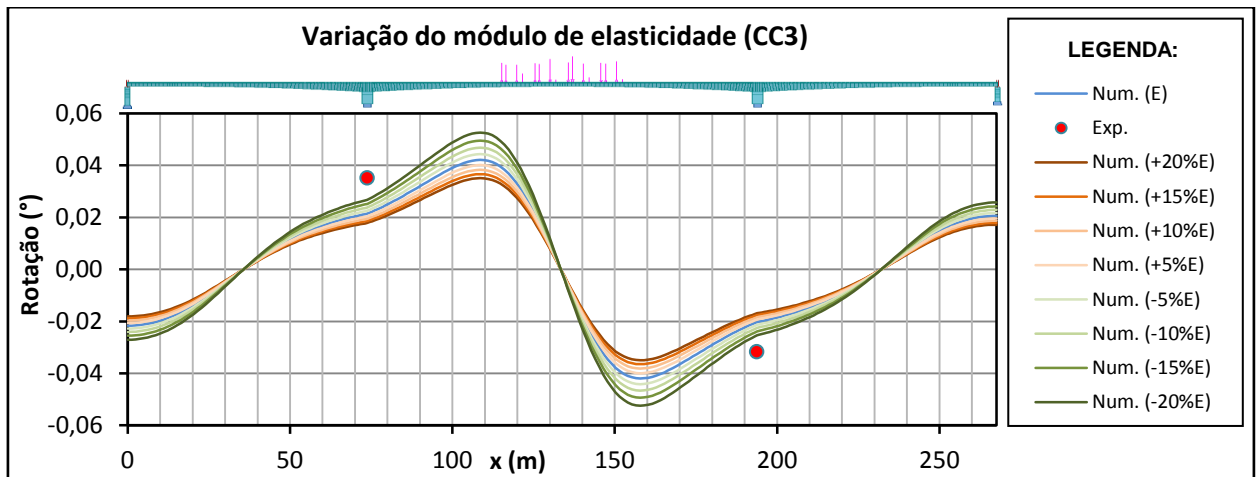


Figura 6.8 - Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 3 – Modelo numérico 2).

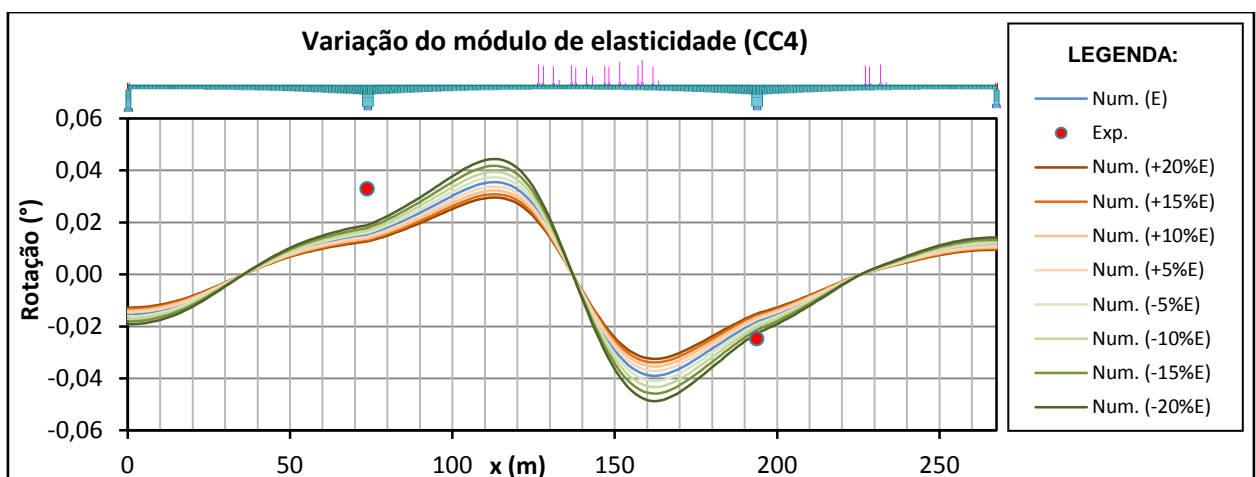


Figura 6.9 - Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 2).

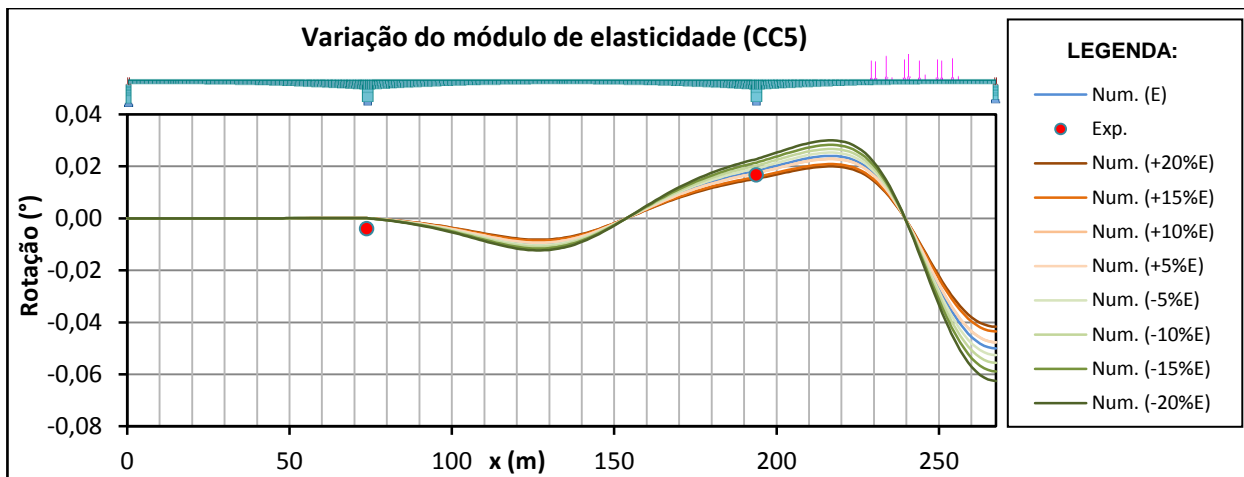


Figura 6.10 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Modelo numérico 2).

Tabela 6.3 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Rotação - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1	31,25%	24,30%	27,78%
Modelo 2 - (-20%E)	27,84%	21,75%	24,80%
Modelo 2 - (-15%E)	28,84%	22,50%	25,67%
Modelo 2 - (-10%E)	29,74%	23,17%	26,45%
Modelo 2 - (-5%E)	30,53%	23,77%	27,15%
Modelo 2 - (+5%E)	33,16%	24,79%	28,98%
Modelo 2 - (+10%E)	35,51%	26,18%	30,85%
Modelo 2 - (+15%E)	37,66%	27,43%	32,54%
Modelo 2 - (+20%E)	39,62%	29,39%	34,51%

Os erros referentes às rotações obtidas nas secções do tabuleiro sobre o eixo dos pilares intermédios diminuem também aquando da redução do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte. Destacam-se as Figuras 5.14, 5.15 e 5.16 pela relação entre a diminuição do módulo de elasticidade e a aproximação entre os valores experimentais e numéricos das rotações.

O modelo em que se reduziu cerca de 20% do módulo de elasticidade, é novamente o que mais se aproxima dos valores experimentais das rotações, conseguindo reduzir o erro em 2,98%.

6.2.2.1.3 Curvatura

Seguidamente são analisadas as curvaturas experimentadas pelo tabuleiro da ponte quando submetido à ação oriunda dos casos de carga estáticos (ver Figuras 6.11 a 6.15 e Tabela 6.4).

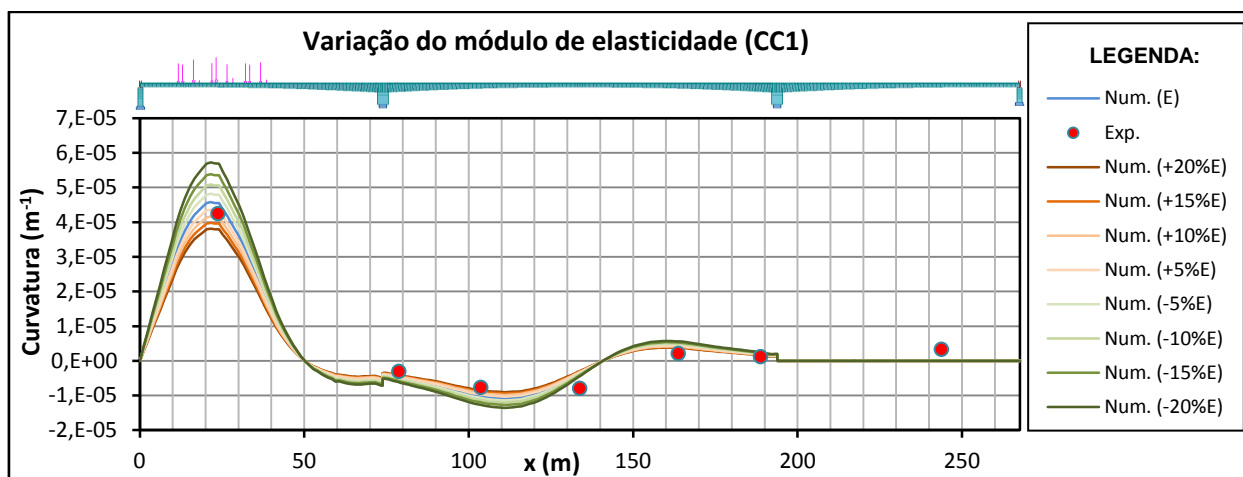


Figura 6.11 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 2).

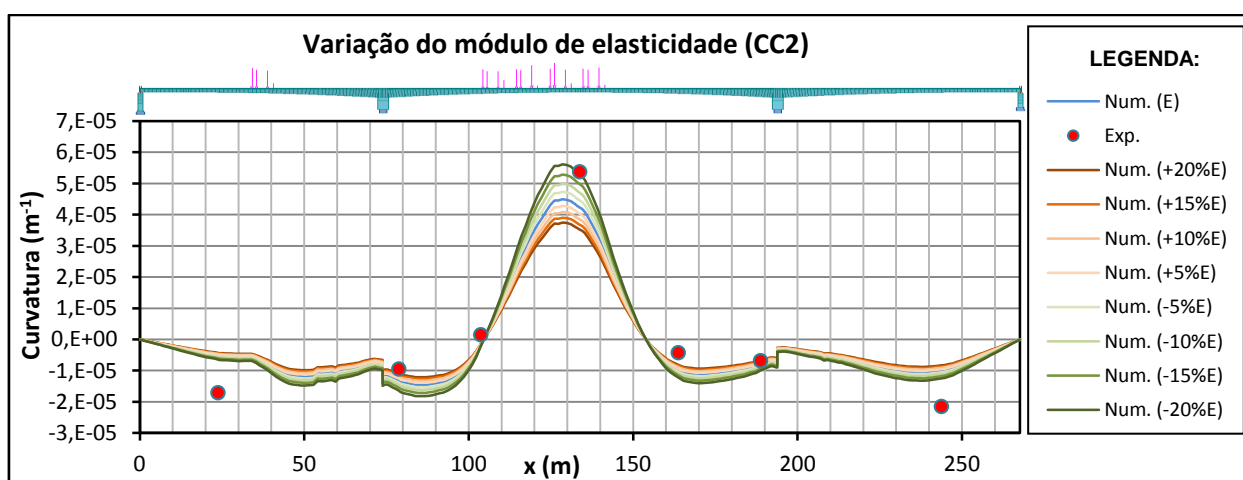


Figura 6.12 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).

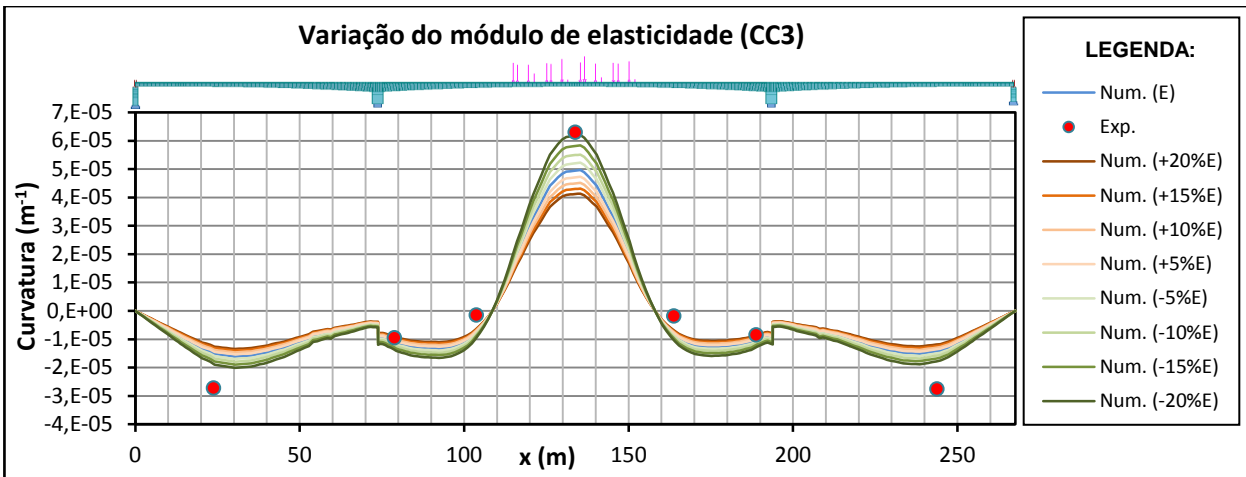


Figura 6.13 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 2).

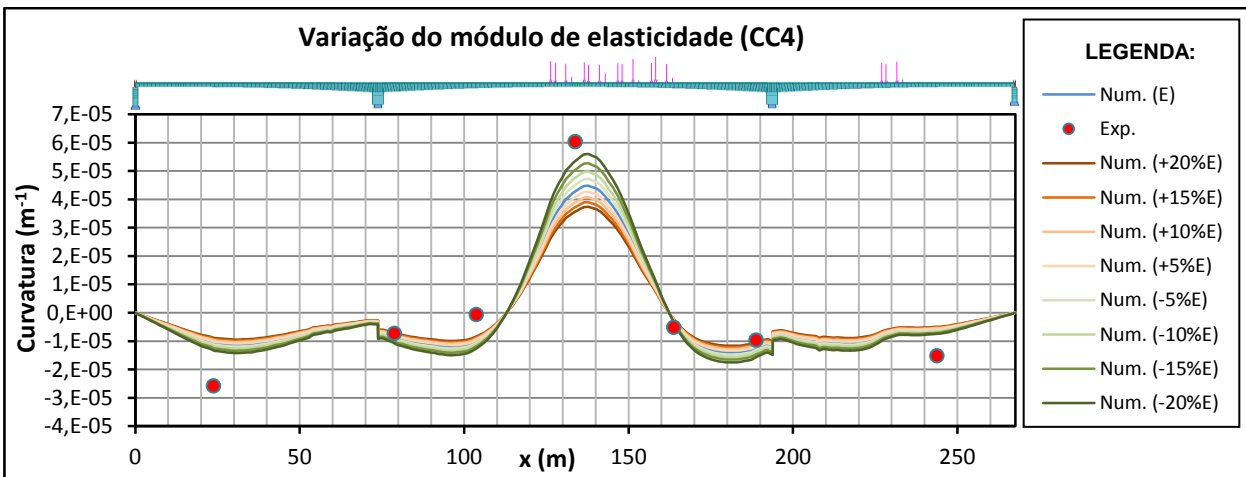


Figura 6.14 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 2 – Modelo numérico 2).

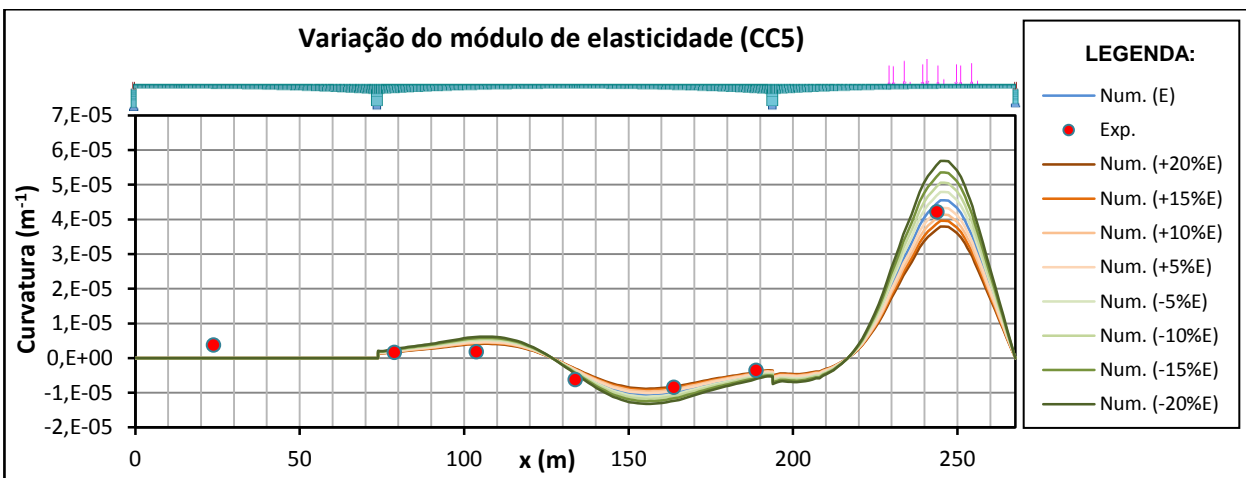


Figura 6.15 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 5 – Modelo numérico 2).

Tabela 6.4 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Curvatura - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos							Erro Global (%)
	Curvatura							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1	20,74%	3,97%	10,77%	22,22%	7,98%	3,40%	17,77%	12,41%
Modelo 2 - (-20%E)	17,90%	6,75%	11,64%	5,14%	9,00%	6,06%	15,56%	10,29%
Modelo 2 - (-15%E)	18,61%	6,05%	11,42%	9,41%	8,75%	5,40%	16,11%	10,82%
Modelo 2 - (-10%E)	19,32%	5,36%	11,21%	13,68%	8,49%	4,73%	16,66%	11,35%
Modelo 2 - (-5%E)	20,03%	4,67%	10,99%	17,95%	8,24%	4,07%	17,21%	11,88%
Modelo 2 - (+5%E)	21,45%	3,28%	10,55%	26,49%	7,73%	2,73%	18,32%	12,94%
Modelo 2 - (+10%E)	23,19%	2,59%	10,33%	30,76%	7,47%	2,07%	20,34%	13,82%
Modelo 2 - (+15%E)	25,77%	1,89%	10,12%	35,03%	7,22%	1,40%	22,78%	14,89%
Modelo 2 - (+20%E)	28,35%	1,73%	9,90%	39,30%	7,20%	0,98%	25,21%	16,10%

Analisando os cinco gráficos ilustrados pelas Figuras 6.11 a 6.15, verifica-se que o modelo que mais se avizinha dos valores reais é o modelo com menor módulo de elasticidade (-20%E) com um erro de 10,29%.

A Tabela 6.4 apresenta os erros médios obtidos nas secções do tabuleiro, relativos à curvatura, a partir da qual se verifica que através da diminuição de 20% do módulo de elasticidade do betão, se consegue diminuir o erro do modelo numérico em 2,12%. Por aferição, o aumento do módulo de elasticidade do modelo, provoca um afastamento entre os valores numéricos e experimentais em cerca de 3,69%.

6.2.2.2 Passagem lenta

6.2.2.2.1 Deslocamentos verticais

Apresentam-se agora, com o auxílio das Figuras 6.16 a 6.20, os resultados comparativos para os valores das linhas de influência em análise.

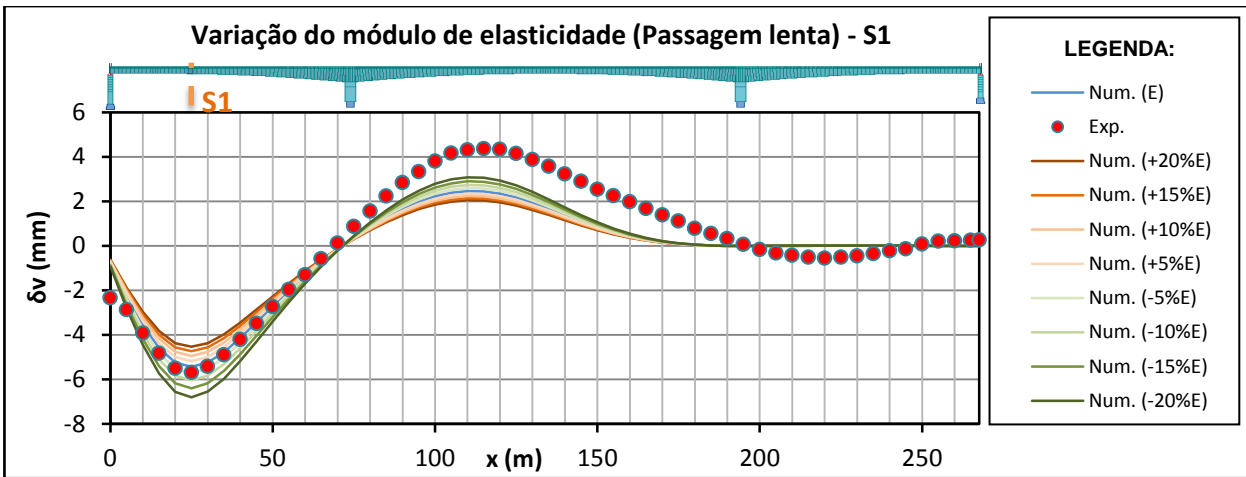


Figura 6.16 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).

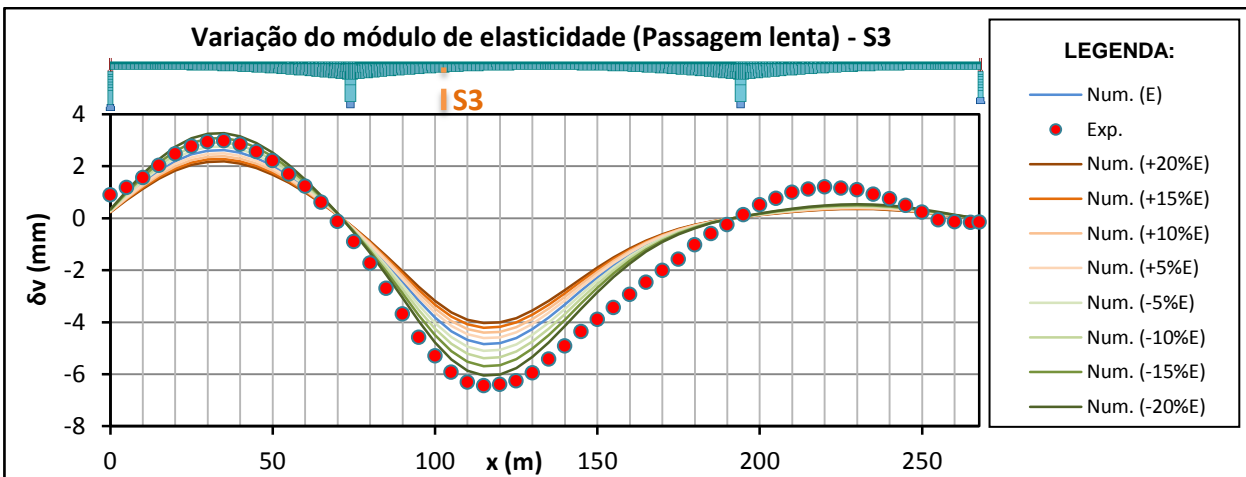


Figura 6.17 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).

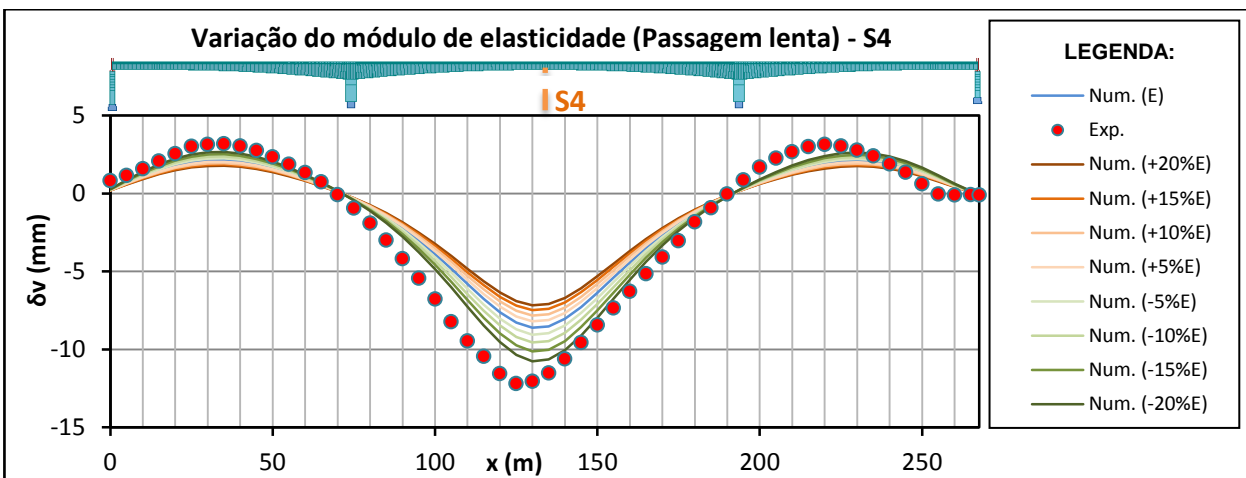


Figura 6.18 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).

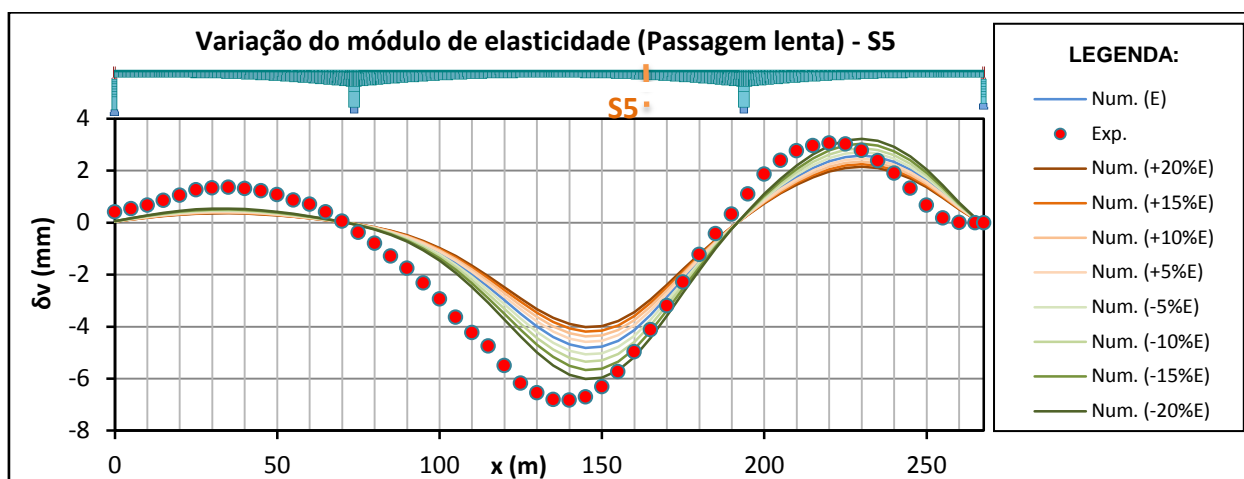


Figura 6.19 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).

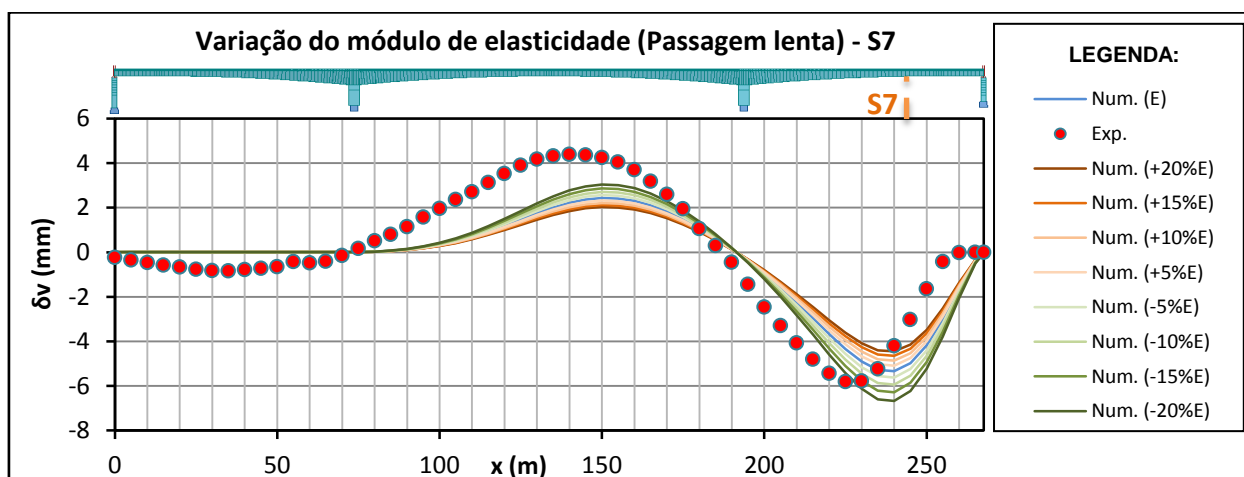


Figura 6.20 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 2).

Tabela 6.5 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical – Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta					Erro Global (%)
	Deslocamento Vertical					
	S1	S3	S4	S5	S7	
Modelo 1	13,55%	11,60%	10,81%	13,79%	20,08%	13,97%
Modelo 2 - (-20%E)	13,51%	7,37%	5,99%	10,74%	18,68%	11,26%
Modelo 2 - (-15%E)	13,23%	8,18%	7,38%	11,32%	18,94%	11,81%
Modelo 2 - (-10%E)	12,99%	9,07%	8,65%	12,10%	19,36%	12,43%
Modelo 2 - (-5%E)	12,89%	10,36%	9,79%	12,93%	19,74%	13,14%
Modelo 2 - (+5%E)	14,60%	12,73%	11,76%	14,55%	20,53%	14,84%
Modelo 2 - (+10%E)	15,62%	13,76%	12,63%	15,30%	20,98%	15,66%
Modelo 2 - (+15%E)	16,54%	14,72%	13,42%	15,99%	21,40%	16,41%
Modelo 2 - (+20%E)	17,39%	15,60%	14,15%	16,64%	21,78%	17,11%

Os resultados alcançados pela variação do módulo de elasticidade, relativamente aos deslocamentos verticais obtidos aquando da passagem lenta dos camiões, são semelhantes aos dos casos de carga estáticos.

Através da simulação, no modelo numérico, da redução do módulo de elasticidade, atinge-se uma diminuição do erro de cerca de 2,71%.

Faz-se, no entanto, notar a persistência de um desajuste na forma das linhas de influência numéricas e experimentais. Salientam-se as secções S1 e S7 com comportamentos distintos nos tramos mais distantes da secção de referência.

6.2.2.2 Rotações

Os resultados obtidos para as rotações estão ilustrados nas Figuras 6.21 e 6.22.

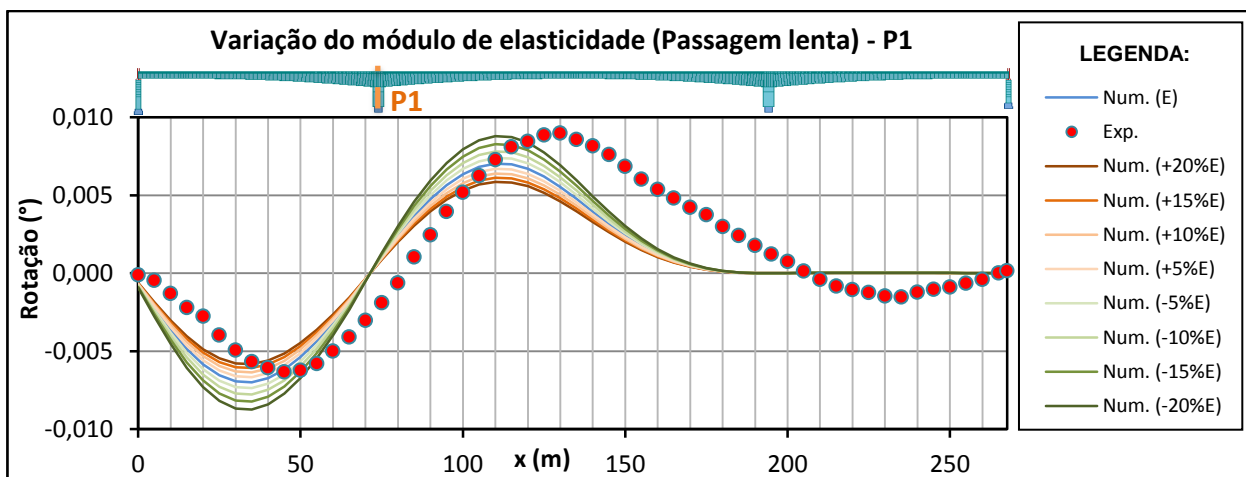


Figura 6.21 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.2).

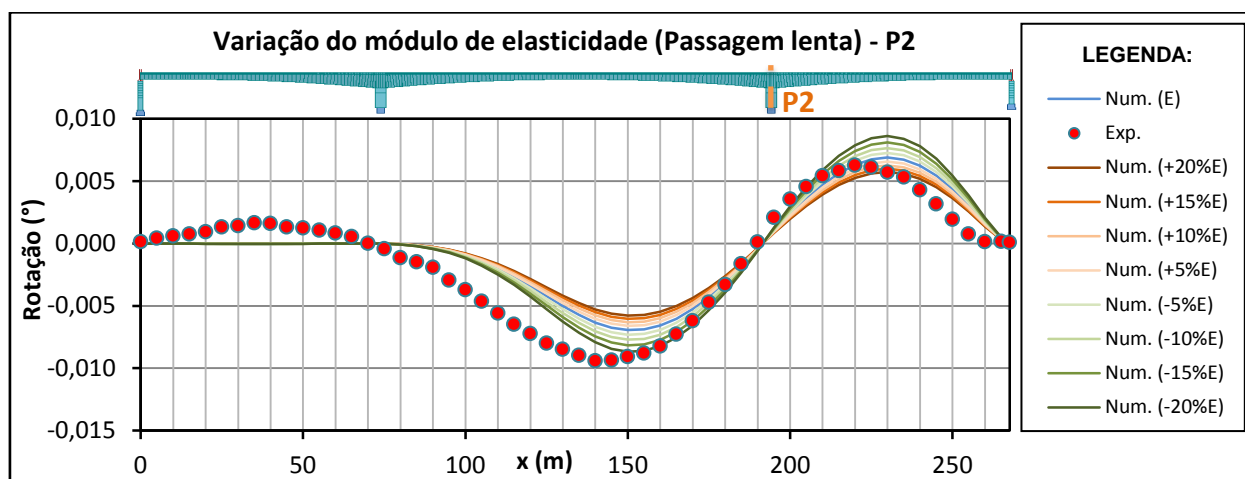


Figura 6.22 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Mod.2).

Tabela 6.6 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte (Rotação – Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1	21,52%	15,76%	18,64%
Modelo 2 - (-20%E)	23,28%	14,90%	19,09%
Modelo 2 - (-15%E)	22,49%	14,80%	18,64%
Modelo 2 - (-10%E)	22,01%	15,00%	18,51%
Modelo 2 - (-5%E)	21,67%	15,31%	18,49%
Modelo 2 - (+5%E)	21,50%	16,28%	18,89%
Modelo 2 - (+10%E)	21,50%	16,77%	19,13%
Modelo 2 - (+15%E)	21,68%	17,32%	19,50%
Modelo 2 - (+20%E)	21,85%	17,85%	19,85%

A variação do módulo de elasticidade provoca diferentes comportamentos das secções do tabuleiro, onde são analisadas as rotações durante as passagens lentas. A análise da

Tabela 6.6 permite constatar, que a diminuição do módulo de elasticidade em 15%, provoca uma diminuição do erro obtido na secção do tabuleiro sobre o eixo do pilar P2 e aumenta o mesmo na secção do tabuleiro sobre o eixo do pilar P1. A disparidade está bem apresentada na confrontação gráfica das curvas nas figuras anteriores.

Por tudo isto, importa concluir que para a amplitude do módulo de variabilidade do módulo de elasticidade analisada, apenas se conseguiu reduzir o erro das rotações obtidas durante passagem lenta, em cerca de 0.15%.

6.2.3 Análise de resultados - Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro

Observando os valores obtidos nos diferentes modelos numéricos caracterizados pela variação do módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte, conclui-se que esta tem uma influência direta nas grandezas de medição estudadas.

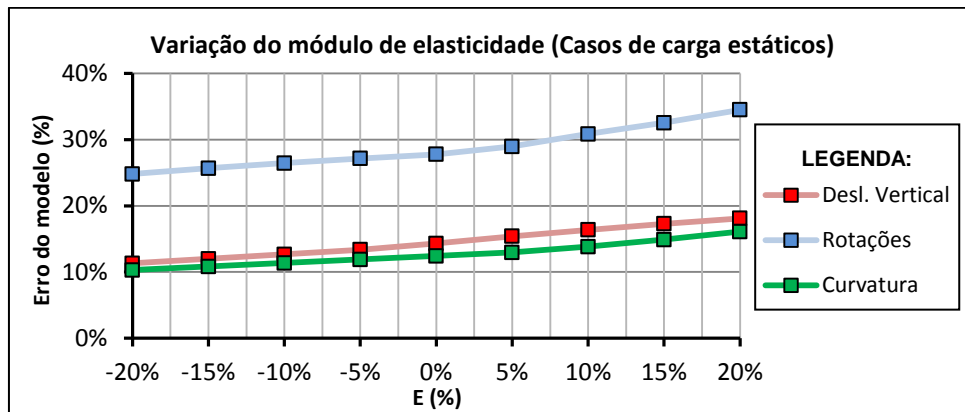


Figura 6.23 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação do módulo de elasticidade do tabuleiro (Casos de carga estáticos).

A Figura 6.23 ilustra a evolução do erro das grandezas de medição, relativas aos modelos numéricos com variações no valor do módulo de elasticidade do betão aplicado no tabuleiro da ponte. Ao visualizar a dita figura, retém-se que, de uma forma geral, perante a diminuição do módulo de elasticidade do tabuleiro, diminui também o erro entre os valores experimentais e numéricos das três grandezas de medição estudadas nos casos de carga estáticos.

Tal como se esperava, constata-se que a redução do módulo de elasticidade do tabuleiro provoca a diminuição da rigidez da estrutura, que conduz assim à obtenção de maiores deslocamentos verticais, rotações e curvaturas. Como o modelo numérico base é caracterizado pela sua elevada rigidez referente à estrutura real, encontra-se uma melhoria nos resultados, ao nível dos casos de carga estáticos, com a diminuição do módulo de elasticidade do tabuleiro.

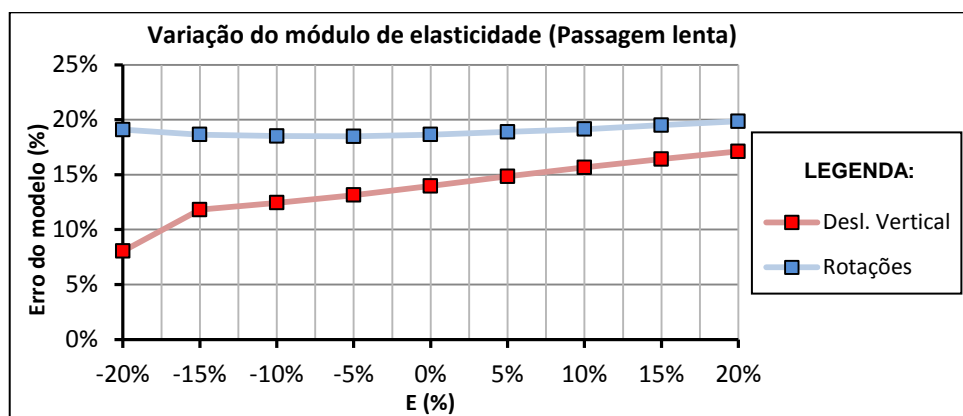


Figura 6.24 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação do módulo de elasticidade do tabuleiro (Passagem lenta).

No que concerne aos resultados obtidos durante a passagem lenta, tem-se uma evolução oposta dos erros das grandezas medidas. Através do gráfico ilustrado pela Figura 6.24, visualiza-se que os erros, referentes ao deslocamento vertical, diminuem aquando do decréscimo do módulo de elasticidade do tabuleiro. Todavia, ao nível das rotações, o mesmo não se verifica, pois o modelo numérico que mais se aproxima dos valores reais é o correspondente à redução de 5% do módulo de elasticidade. Com uma redução superior do referido módulo, conduz-se já a rotações superiores às reais.

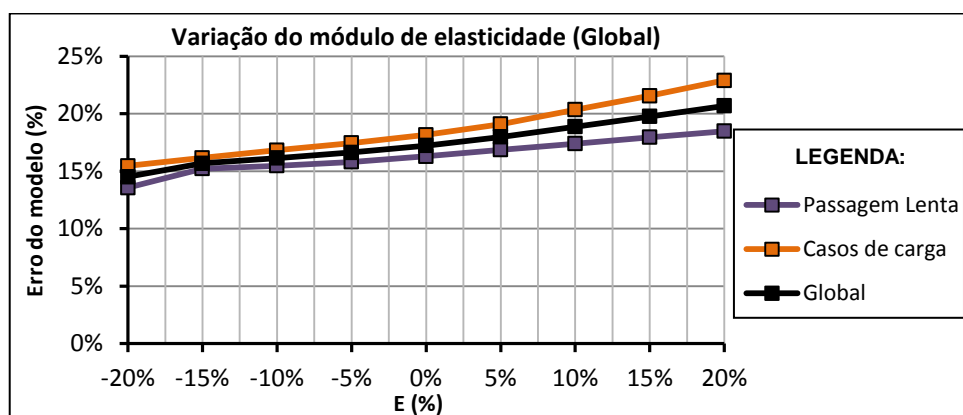


Figura 6.25 - Erro global referente aos modelos de variação do módulo de elasticidade do tabuleiro.

A Figura 6.25 e a Tabela 6.7 sintetizam a relação encontrada entre a variação do erro global do modelo numérico e o módulo de elasticidade do tabuleiro da ponte.

Tabela 6.7 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação do módulo de elasticidade do tabuleiro.

Variação do módulo de elasticidade do tabuleiro – Erro dos modelos numéricos									
Erro (%)	Casos de carga								
	(-20%E)	(-15%E)	(-10%E)	(-5%E)	(E)	(+5%E)	(+10%E)	(+15%E)	(+20%E)
Desl. Vertical	11,30%	11,97%	12,67%	13,35%	14,30%	15,38%	16,37%	17,27%	18,09%
Rotações	24,80%	25,67%	26,45%	27,15%	27,78%	28,98%	30,85%	32,54%	34,51%
Curvatura	10,29%	10,82%	11,35%	11,88%	12,41%	12,94%	13,82%	14,89%	16,10%
Média	15,47%	16,16%	16,82%	17,46%	18,16%	19,10%	20,35%	21,57%	22,90%
Erro (%)	Passagens lentas								
	(-20%E)	(-15%E)	(-10%E)	(-5%E)	(E)	(+5%E)	(+10%E)	(+15%E)	(+20%E)
Desl. Vertical	8,04%	11,81%	12,43%	13,14%	13,97%	14,84%	15,66%	16,41%	17,11%
Rotações	19,09%	18,64%	18,51%	18,49%	18,64%	18,89%	19,13%	19,50%	19,85%
Curvatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	13,57%	15,23%	15,47%	15,82%	16,30%	16,86%	17,40%	17,96%	18,48%
Erro global (%)	14,52%	15,69%	16,15%	16,64%	17,23%	17,98%	18,87%	19,76%	20,69%

Em sùmula, a realizaçã do estudo alusivo à variaçã do mòdulo de elasticidade do betã do tabuleiro da ponte, permite atestar, que com a sua diminuiçã, se consegue aproximar o comportamento estrutural do modelo numérico com o real.

A título de referência, uma diminuiçã de 20% do mòdulo de elasticidade, provoca uma reduçã do erro global do modelo numérico de 2,71%, que relativamente ao obtido pelo modelo base representa uma diferença de 18,66%.

6.3 Modelo numérico 3 - Variaçã da rigidez dos aparelhos de apoio

A base do modelo numérico 3 fundamenta-se no estudo da variaçã da rigidez dos aparelhos de apoio.

Como já referenciado, o modelo numérico base (Mod.1), possui um comportamento estrutural global bastante rìgido quando comparado com o comportamento real da estrutura. Portanto, torna-se previsível, que o aumento da rigidez dos aparelhos de apoio irá consequentemente originar um aumento do erro entre os valores das grandezas de mediçã experimentais e numéricos. Contudo, achou-se interessante verificar a evoluçã qualitativa do erro em relaçã à variaçã da rigidez, nomeadamente no que diz respeito à forma das linhas de influêcia.

No presente subcapítulo, procede-se assim à análise e comparação dos resultados obtidos em nove modelos numéricos, nos quais foi variada a rigidez dos aparelhos de apoio.

6.3.1 Discretização da estrutura

A modelação dos nove modelos numéricos da ponte foi realizada da mesma forma que o modelo numérico base (Mod.1), já exposto no subcapítulo 5.2. A única diferença consistiu na incrementação de rigidez nos aparelhos de apoio.

De modo a realizar os modelos numéricos, capazes de simular a variação da rigidez dos aparelhos de apoio, foram introduzidas no programa de cálculo rótulas elásticas no topo dos pilares. Faz-se notar que os aparelhos de apoio dos pilares intermédios não permitem, por princípio, translações.

Na introdução das rótulas elásticas existe uma opção no programa de cálculo “Robot 2013”, que permite colocar um elemento de ligação descontínuo denominado de “DSC ELEMENTS”. Ao variar os valores dos coeficientes elásticos da rotação (R_y) neste tipo de ligação, irá definir-se uma continuidade ou descontinuidade entre os elementos estruturais ligados pela rótula elástica. Os valores estão compreendidos num campo entre (0,0 e 1,0). Ao colocar o valor 0,0 significa que não existe continuidade entre os elementos ligados pela rótula, enquanto o valor 1,0 dá total continuidade na ligação do pilar ao tabuleiro. Esta variação da continuidade entre elementos irá incrementar uma rigidez parcial do pilar, tornando assim possível simular uma variação de rigidez dos aparelhos de apoio.

6.3.2 Apresentação de resultados – Variação da rigidez dos aparelhos de apoio

A apresentação e comparação dos resultados obtidos são idênticas à do estudo anterior. Mostram-se de seguida os principais resultados. Os valores R_y patentes nos gráficos representam a rigidez evolutiva conferida aos aparelhos de apoio.

Recorde-se que um R_y unitário corresponde à continuidade perfeita entre o pilar e o tabuleiro e o valor nulo a uma rótula perfeita.

6.3.2.1 Passagens com cargas estáticas

De modo a criar uma contenção de espaço no corpo de texto da dissertação, apenas serão ilustrados os gráficos referentes aos casos de carga estáticos CC1 e CC3 capazes de identificar a evolução da proximidade dos valores obtidos numérica e experimentalmente. Sendo necessário, os restantes resultados referentes aos outros casos de carga estáticos podem ser consultados no Anexo C.

6.3.2.1.1 Deslocamentos verticais

Importa analisar os deslocamentos verticais impostos pelos casos de carga estáticos nas sete secções instrumentadas do tabuleiro da ponte (ver Figuras 6.26, 6.27 e Tabela 6.8).

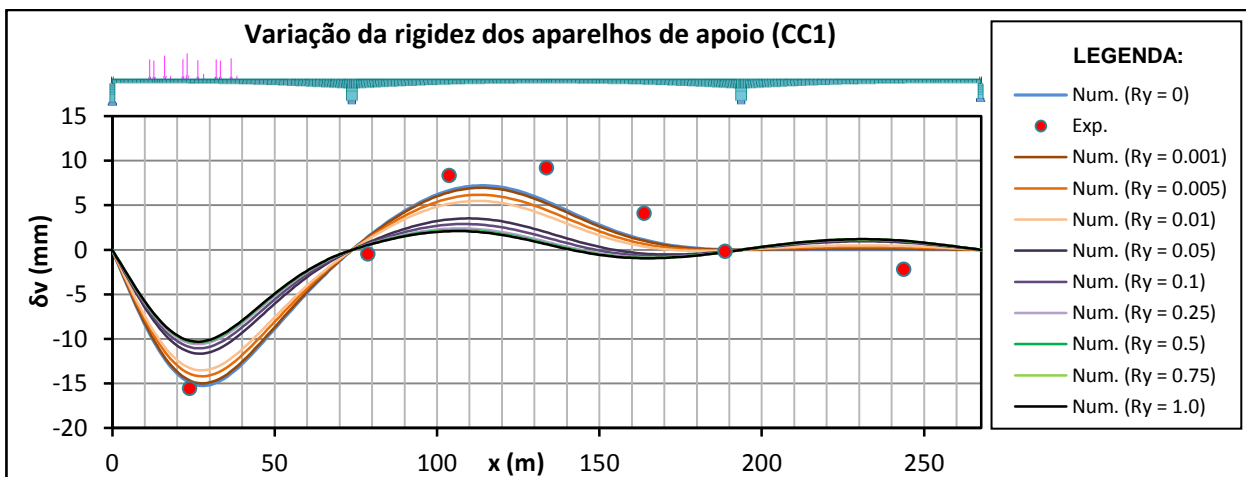


Figura 6.26 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 3).

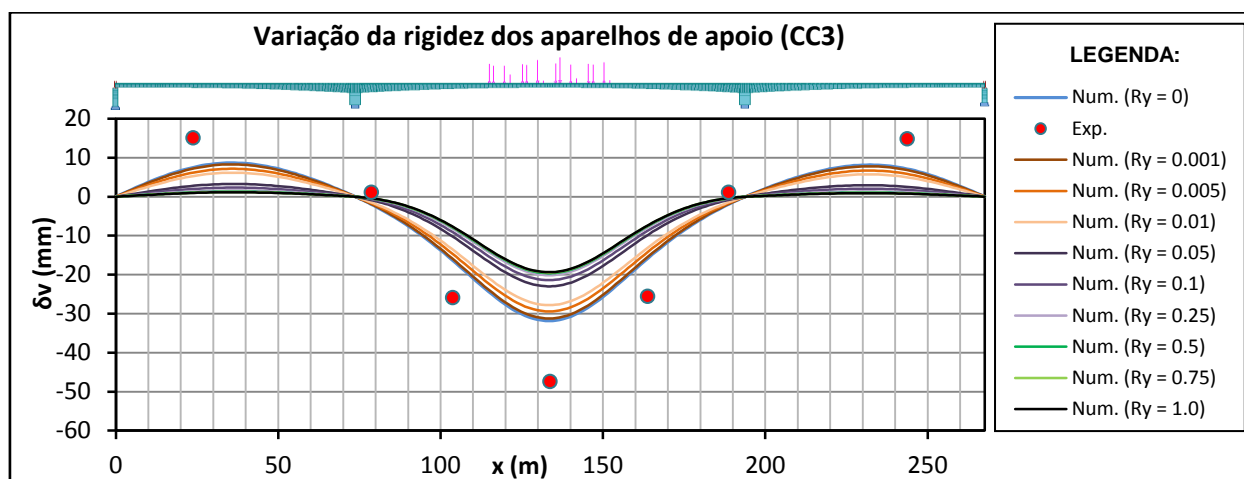


Figura 6.27 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 3).

Tabela 6.8 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação dos aparelhos de apoio da ponte (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos							Erro Global (%)
	Deslocamento vertical							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1 (Ry=0.0)	13,17%	6,41%	17,54%	27,95%	16,50%	6,46%	12,08%	14,30%
Modelo 3 - (Ry=0,001)	13,94%	6,25%	18,43%	29,24%	17,38%	6,29%	12,84%	14,91%
Modelo 3 - (Ry=0,005)	16,36%	5,72%	21,27%	33,34%	20,20%	5,77%	15,25%	16,84%
Modelo 3 - (Ry=0,01)	18,42%	5,31%	23,76%	36,96%	22,68%	5,32%	17,34%	18,54%
Modelo 3 - (Ry=0,05)	24,22%	4,25%	31,08%	47,59%	29,99%	3,99%	23,22%	23,48%
Modelo 3 - (Ry=0,10)	26,03%	3,89%	33,47%	51,05%	32,37%	3,63%	25,05%	25,07%
Modelo 3 - (Ry=0,25)	27,45%	3,60%	35,36%	53,80%	34,26%	3,34%	26,49%	26,33%
Modelo 3 - (Ry=0,50)	28,00%	3,48%	36,10%	54,88%	34,99%	3,22%	27,04%	26,82%
Modelo 3 - (Ry=0,75)	28,19%	3,44%	36,36%	55,26%	35,25%	3,18%	27,24%	26,99%
Modelo 3 - (Ry=1,00)	28,29%	3,42%	36,49%	55,45%	35,39%	3,16%	27,33%	27,08%

Tal como era previsto, o aumento de rigidez dos aparelhos de apoio provoca o aumento do afastamento entre os deslocamentos verticais obtidos numérica e experimentalmente, originando a ampliação do erro dos modelos numéricos.

Nas secções S2 e S6, localizadas junto aos apoios, existe uma relação na diminuição do erro com o aumento da rigidez dos aparelhos de apoio. Isto deve-se ao facto de, no modelo base, os deslocamentos obtidos nessas secções serem na sua maioria superiores aos obtidos na realidade. Por isso, nas referidas secções, o aumento de rigidez provoca uma diminuição dos deslocamentos verticais numéricos, diminuindo assim o erro entre os valores experimentais e numéricos. Este comportamento local não é no entanto representativo da globalidade da estrutura.

6.3.2.1.2 Rotações

Os resultados obtidos para as rotações estão ilustrados nas Figuras 6.28 e 6.29.

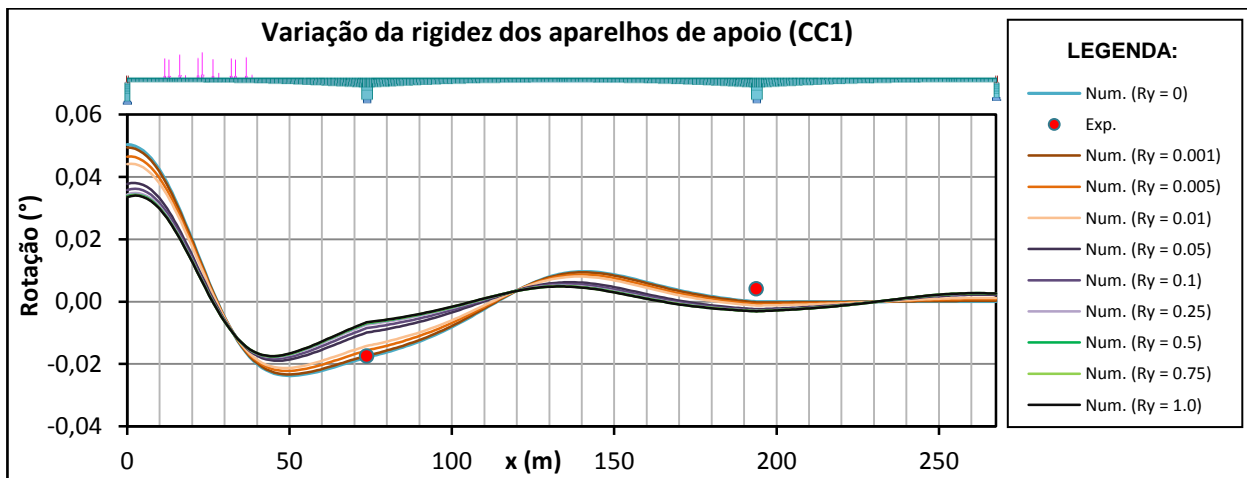


Figura 6.28 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 3).

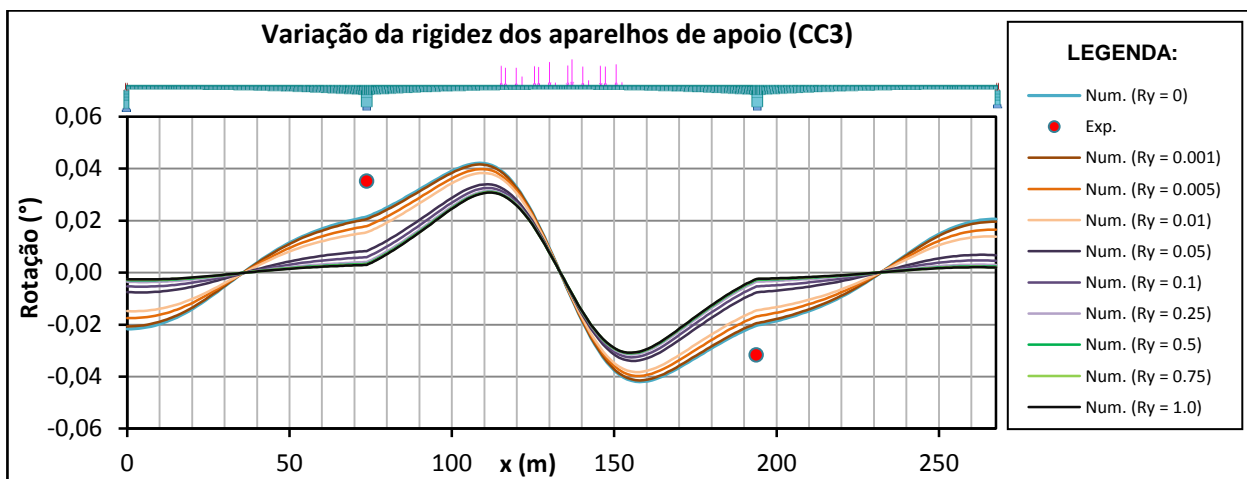


Figura 6.29 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Modelo numérico 3).

Tabela 6.9 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação dos aparelhos de apoio da ponte (Rotação - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1 – (Ry=0.0)	31,25%	24,30%	27,78%
Modelo 3 - (Ry=0,001)	32,72%	25,18%	28,95%
Modelo 3 - (Ry=0,005)	39,61%	29,32%	34,46%
Modelo 3 - (Ry=0,01)	45,66%	35,35%	40,51%
Modelo 3 - (Ry=0,05)	63,47%	53,11%	58,29%
Modelo 3 - (Ry=0,10)	69,28%	58,90%	64,09%
Modelo 3 - (Ry=0,25)	73,90%	63,51%	68,70%
Modelo 3 - (Ry=0,50)	75,70%	65,31%	70,51%
Modelo 3 - (Ry=0,75)	76,34%	65,94%	71,14%
Modelo 3 - (Ry=1,00)	76,67%	66,27%	71,47%

Constata-se que na medida em que é aumentada a rigidez dos aparelhos de apoio no modelo numérico, se obtém um aumento do erro, referente às rotações. A análise dos gráficos ilustrados pelas Figuras 6.28 e 6.29 bem como os remetidos no Anexo C, e a apresentação da Tabela 6.9 permitem corroborar a anterior relação.

É de notar que o aumento em 5% ($R_y=0.05$) da rigidez dos aparelhos de apoio, provoca um desfasamento de 30,51% entre os valores numéricos e reais das rotações. Já com o aumento da rigidez em 10% ($R_y=0.10$) o erro passa para 36,31%. A forma díspar das linhas de influência patente nos gráficos consubstancia esta tendência.

6.3.2.1.3 Curvatura

De seguida analisam-se as curvaturas experimentadas pelo tabuleiro da ponte quando submetido à ação oriunda dos casos de carga estáticos (ver Figuras 6.30.e 6.31).

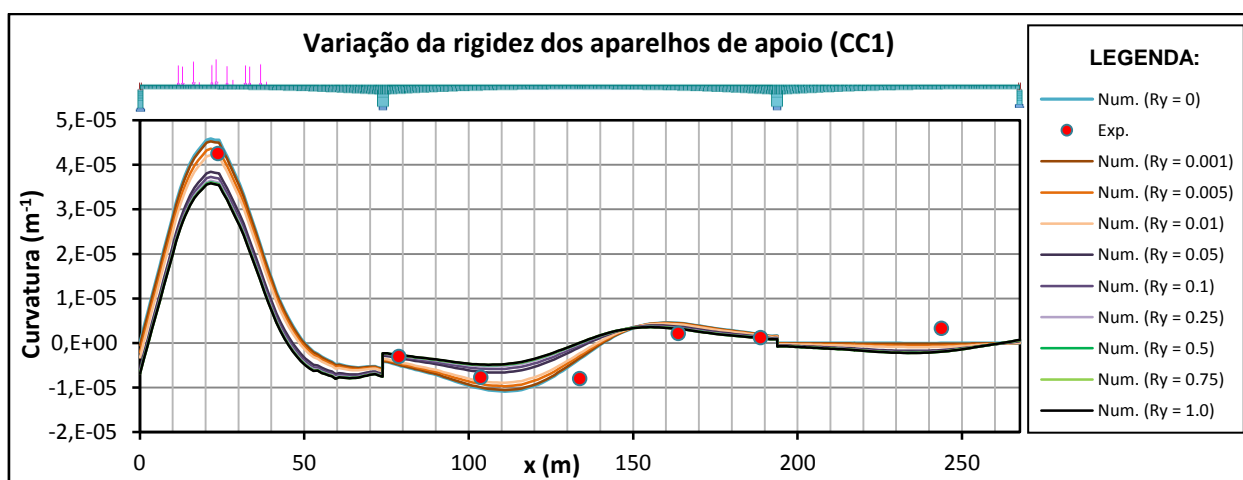


Figura 6.30 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 3).

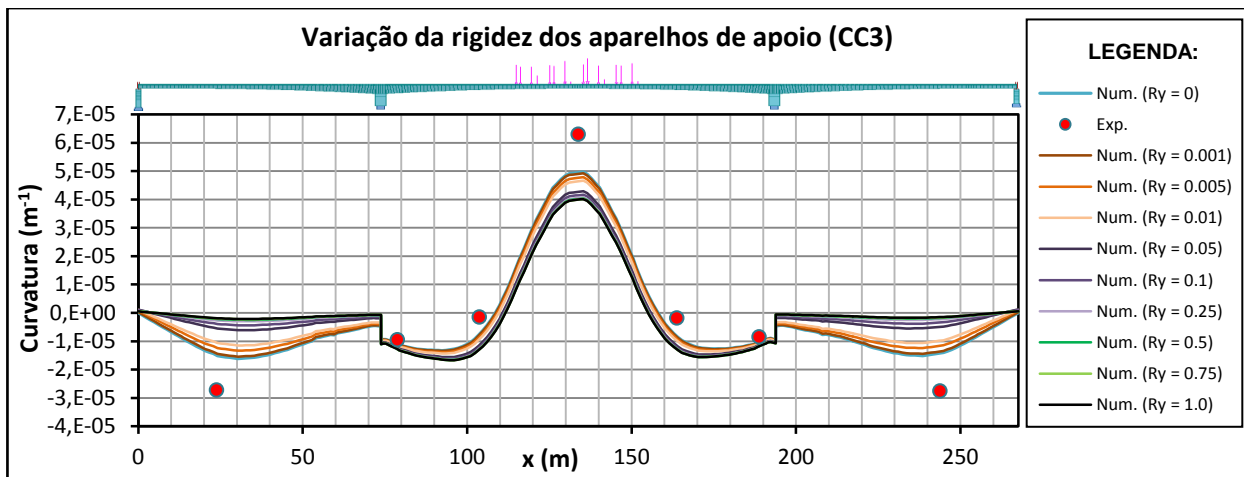


Figura 6.31 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 3).

Tabela 6.10 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação dos aparelhos de apoio da ponte (Curvatura - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos							Erro Global (%)
	Curvatura							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1 – (Ry=0.0)	20,74%	3,97%	10,77%	22,22%	7,98%	3,40%	17,77%	12,41%
Modelo 3 - (Ry=0,001)	21,50%	4,05%	11,03%	23,07%	8,01%	3,46%	18,47%	12,80%
Modelo 3 - (Ry=0,005)	23,97%	4,29%	11,87%	25,93%	8,07%	3,64%	20,76%	14,08%
Modelo 3 - (Ry=0,01)	26,73%	4,51%	12,65%	28,61%	8,29%	3,80%	23,91%	15,50%
Modelo 3 - (Ry=0,05)	38,00%	5,28%	16,47%	37,49%	11,13%	4,64%	34,98%	21,14%
Modelo 3 - (Ry=0,10)	41,98%	5,66%	18,14%	40,76%	12,54%	5,12%	38,88%	23,30%
Modelo 3 - (Ry=0,25)	45,29%	6,24%	19,53%	43,51%	13,72%	5,58%	42,11%	25,14%
Modelo 3 - (Ry=0,50)	46,61%	6,49%	20,10%	44,62%	14,20%	5,79%	43,40%	25,89%
Modelo 3 - (Ry=0,75)	47,08%	6,57%	20,30%	45,02%	14,37%	5,87%	43,86%	26,15%
Modelo 3 - (Ry=1,00)	47,32%	6,62%	20,40%	45,22%	14,46%	5,91%	44,10%	26,29%

Confirma-se uma vez mais, que o aumento da rigidez nos aparelhos de apoio desencadeia uma diminuição dos valores das curvaturas obtidas no tabuleiro da ponte, contribuindo assim para o aumento do erro entre os valores numéricos e experimentais.

6.3.2.2 Passagem lenta

Também devido à necessidade de conter o espaço do corpo de texto, são apenas ilustrados os gráficos correspondentes às linhas de influência dos deslocamentos verticais obtidas nas secções S1 e S3, durante a passagem lenta. Os resultados correspondentes às restantes secções podem ser consultados no Anexo C.

6.3.2.2.1 Deslocamentos verticais

Expõem-se os resultados representados pela sobreposição das linhas de influência ao nível do deslocamento vertical, originadas pela passagem lenta dos camiões (ver Figuras 6.32 e 6.33).

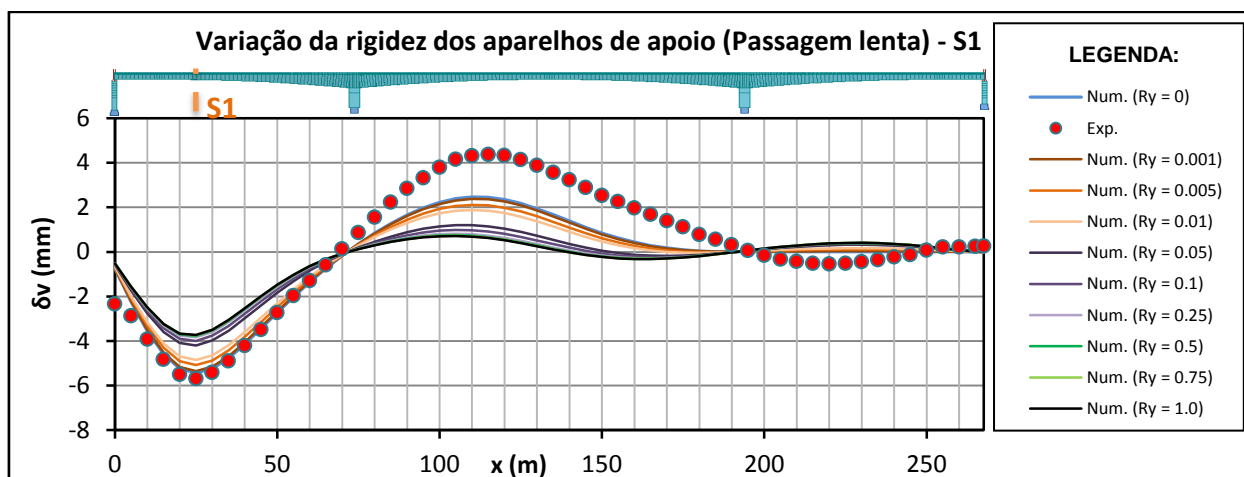


Figura 6.32 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).

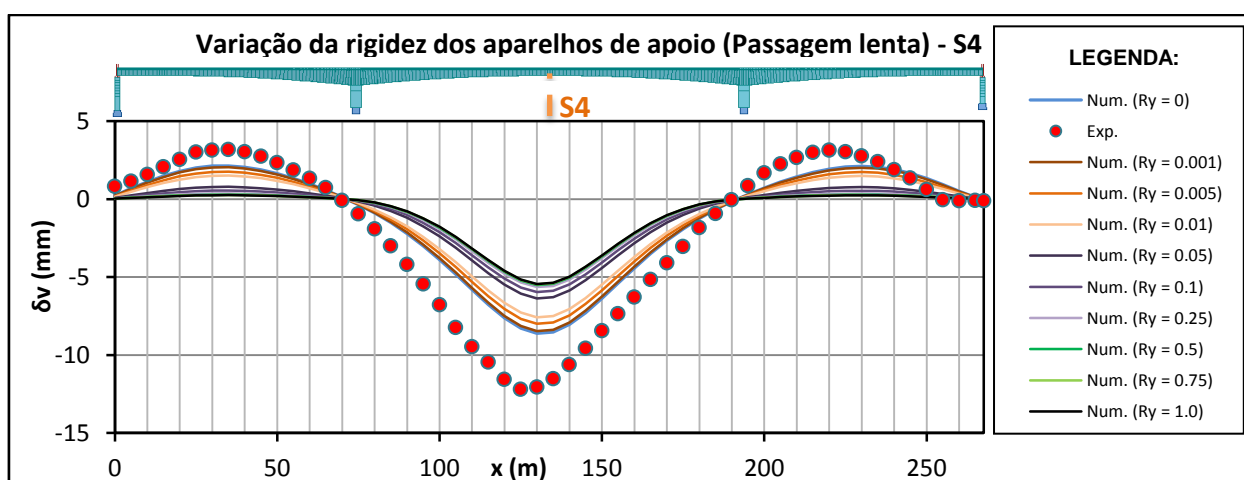


Figura 6.33 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).

Tabela 6.11 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Deslocamento vertical – Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta					Erro Global (%)
	Deslocamento Vertical					
	S1	S3	S4	S5	S7	
Modelo 1 - (Ry=0.0)	13,55%	11,60%	10,81%	13,79%	20,08%	13,97%
Modelo 3 - (Ry=0,001)	14,19%	12,30%	11,32%	14,27%	20,52%	14,52%
Modelo 3 - (Ry=0,005)	16,35%	14,62%	12,96%	15,94%	22,09%	16,39%
Modelo 3 - (Ry=0,01)	18,24%	16,69%	14,47%	17,50%	23,45%	18,07%
Modelo 3 - (Ry=0,05)	23,66%	22,80%	18,98%	22,59%	27,36%	23,08%
Modelo 3 - (Ry=0,10)	25,38%	24,82%	20,48%	24,31%	28,70%	24,74%
Modelo 3 - (Ry=0,25)	26,72%	26,43%	21,68%	25,75%	29,77%	26,07%
Modelo 3 - (Ry=0,50)	27,24%	27,06%	22,16%	26,31%	30,18%	26,59%
Modelo 3 - (Ry=0,75)	27,43%	27,28%	22,32%	26,51%	30,33%	26,77%
Modelo 3 - (Ry=1,00)	27,52%	27,40%	22,41%	26,61%	30,40%	26,87%

Mais uma vez, nota-se que os deslocamentos verticais, obtidos pelos modelos numéricos com maior rigidez dos aparelhos de apoio, são os que mais se afastam dos deslocamentos verticais obtidos durante a passagem lenta.

6.3.2.2.2 Rotações

Apresentam-se agora os resultados referentes à sobreposição das linhas de influência obtidas, relativamente à variação da rigidez dos aparelhos de apoio (ver Figuras 6.34 e 6.35).

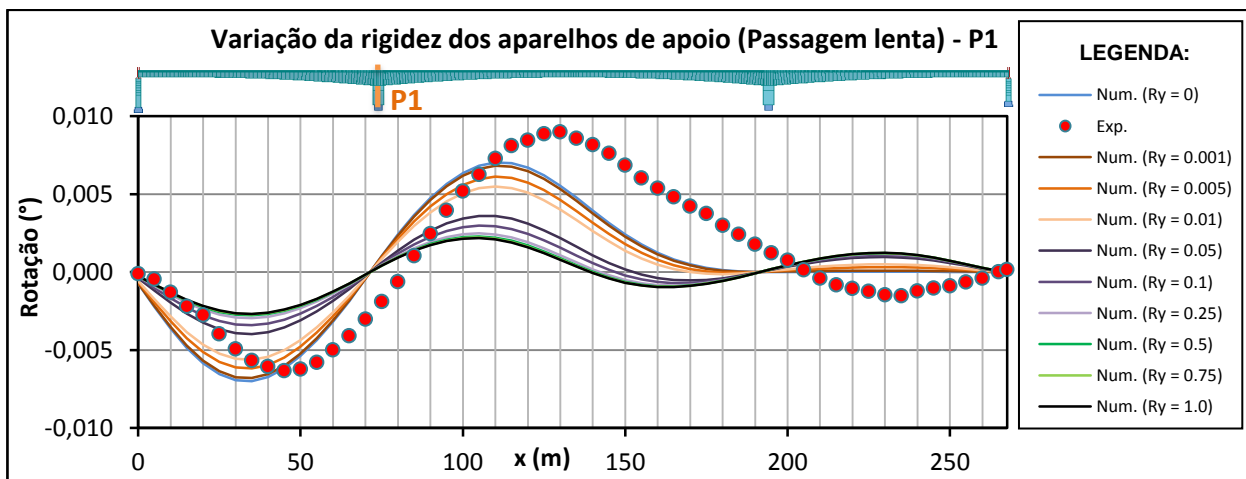


Figura 6.34 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).

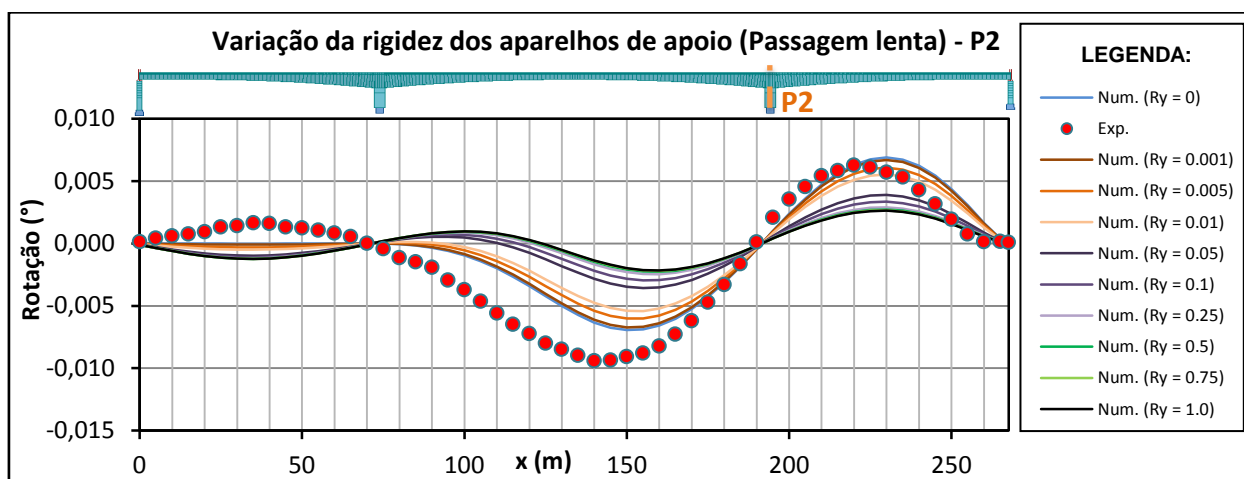


Figura 6.35 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).

Tabela 6.12 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Rotação - Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1 – (Ry=0.0)	21,52%	15,76%	18,64%
Modelo 3 - (Ry=0,001)	21,78%	16,34%	19,06%
Modelo 3 - (Ry=0,005)	22,78%	18,33%	20,55%
Modelo 3 - (Ry=0,01)	24,04%	20,35%	22,20%
Modelo 3 - (Ry=0,05)	29,63%	27,72%	28,68%
Modelo 3 - (Ry=0,10)	31,85%	30,36%	31,11%
Modelo 3 - (Ry=0,25)	33,91%	32,55%	33,23%
Modelo 3 - (Ry=0,50)	34,73%	33,41%	34,07%
Modelo 3 - (Ry=0,75)	35,02%	33,72%	34,37%
Modelo 3 - (Ry=1,00)	35,17%	33,87%	34,52%

Examinando as rotações obtidas durante a realização da passagem lenta, constata-se que através do aumento de rigidez dos aparelhos de apoio, há um comportamento semelhante ao verificado nas outras grandezas de medição já avaliadas.

6.3.3 Análise de resultados - Variação da rigidez dos aparelhos de apoio

Através da interpretação de resultados realizada no subcapítulo 5.4.2 e da ilustração das Figuras 6.36 e 6.37, conclui-se que a variação da rigidez dos aparelhos de apoio influencia diretamente as grandezas de medição caracterizadoras do comportamento estrutural do tabuleiro da ponte.

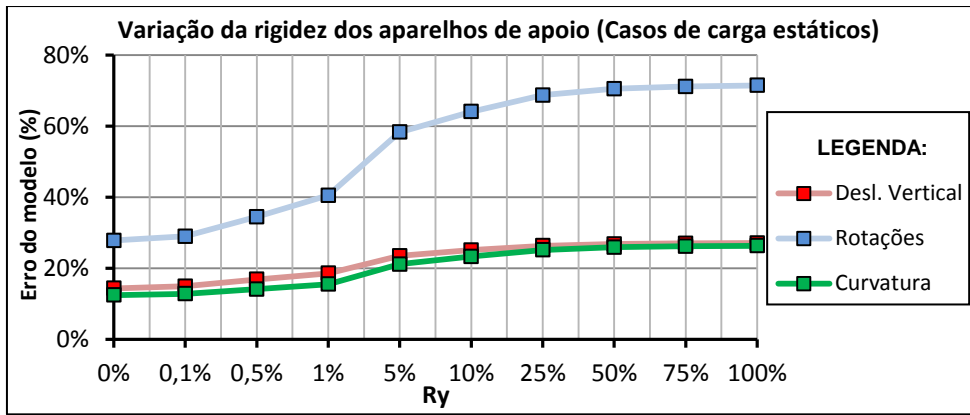


Figura 6.36 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Casos de carga estáticos).

Visualizando a Figura 6.36, detém-se que os valores referentes às várias grandezas de medição, obtidas nos modelos numéricos, se afastam dos valores reais sempre que se aumenta a rigidez dos aparelhos de apoio. Confirma-se também que, a rotação imposta pelos casos de carga estáticos, é a grandeza de medição mais influenciada pelo aumento de rigidez. Isto deve-se ao facto das secções do tabuleiro instrumentadas para a análise das rotações, se situarem sobre o topo dos eixos dos pilares intermédios, onde é aplicado o aumento de rigidez dos aparelhos de apoio.

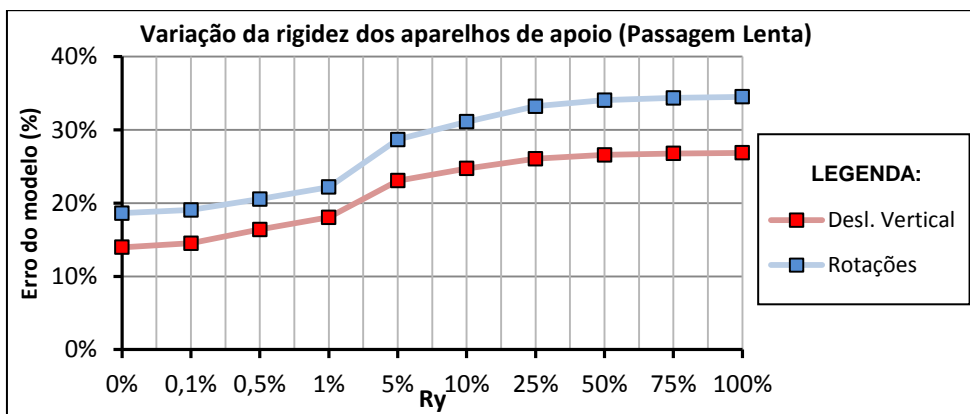


Figura 6.37 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez dos aparelhos de apoio (Passagem lenta).

É de salientar que, também na passagem lenta, o erro entre os valores numéricos e experimentais relativos aos deslocamentos verticais e às rotações, também aumenta aquando do incremento de rigidez aos aparelhos de apoio. A Figura 6.37 é ilustradora desse aumento de erro.

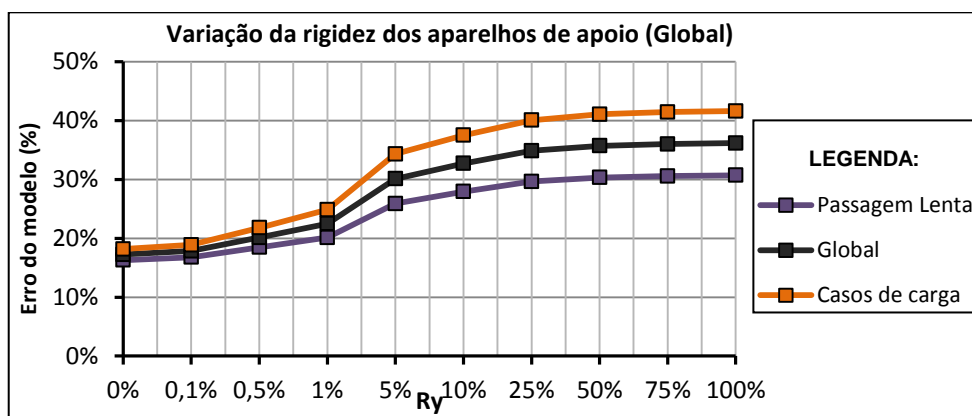


Figura 6.38 - Erro global referente aos modelos de variação da rigidez dos aparelhos de apoio.

O estudo relativo deste parâmetro de modelação permite confirmar que o aumento de rigidez dos aparelhos desencadeia um aumento de rigidez da estrutura. Como o modelo numérico base (Mod.1) já se encontrava bastante rígido, o referido aumento, só veio elevar o erro do modelo numérico, afastando-se assim do comportamento real da estrutura quando submetida ao ensaio de carga.

Consultando a Tabela 6.13 facilmente se comprovam os factos anteriormente afirmados. Pode-se então atestar que, quer nos casos de carga estáticos, quer na passagem lenta, o aumento de rigidez dos aparelhos de apoio resulta num aumento do erro do modelo numérico. É também de evidenciar que o incremento dos primeiros 5% de rigidez nos aparelhos de apoio são os que mais influenciam o aumento do erro global do modelo numérico. Sendo assim, verifica-se que não existe uma proporcionalidade direta entre o aumento da rigidez dos aparelhos e o erro obtido.

Tabela 6.13 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação da rigidez dos aparelhos de apoio.

Variação da rigidez dos aparelhos de apoio - Modelo numérico 3									
Erro (%)	Casos de carga								
	Ry = 0	Ry =0,001	Ry =0,005	Ry =0,01	Ry =0,05	Ry =0,10	Ry =0,25	Ry =0,5	Ry =0,75
Desl. Vertical	14,30%	14,91%	16,84%	18,54%	23,48%	25,07%	26,33%	26,82%	26,99%
Rotações	27,78%	28,95%	34,46%	40,51%	58,29%	64,09%	68,70%	70,51%	71,14%
Curvatura	12,41%	12,80%	14,08%	15,50%	21,14%	23,30%	25,14%	25,89%	26,15%
Média	18,16%	18,89%	21,79%	24,85%	34,30%	37,49%	40,06%	41,07%	41,43%
Erro (%)	Passagens lentas								
	Ry = 0	Ry =0,001	Ry =0,005	Ry =0,01	Ry =0,05	Ry =0,10	Ry =0,25	Ry =0,5	Ry =0,75
Desl. Vertical	13,97%	14,52%	16,39%	18,07%	23,08%	24,74%	26,07%	26,59%	26,77%
Rotações	18,64%	19,06%	20,55%	22,20%	28,68%	31,11%	33,23%	34,07%	34,37%
Curvatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Média	16,30%	16,79%	18,47%	20,13%	25,88%	27,92%	29,65%	30,33%	30,57%
Erro global (%)	17,23%	17,84%	20,13%	22,49%	30,09%	32,70%	34,85%	35,70%	36,00%

6.4 Modelo numérico 4 - Variação da rigidez lateral de fundações

Perante a necessidade de estudar a influência da interação solo/estaca de fundação, relativamente às grandezas de medição em estudo, neste subcapítulo são analisados diversos modelos numéricos da ponte que simulam a dita interação.

A modelação numérica da interação do solo/estaca de fundação baseou-se no modelo de Winkler (1867), como se ilustra na Figura 6.39.

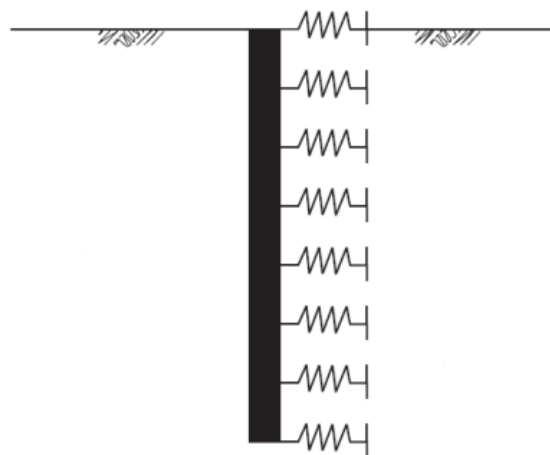


Figura 6.39 - Modelo de Winkler (Santos, 2008).

Este modelo consiste na assimilação do solo a uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear, baseando-se num coeficiente de reação horizontal (K_h). Este coeficiente é caracterizador da rigidez das molas, resultante da proporcionalidade entre a pressão aplicada e deslocamento do solo. A reação do solo na estaca de fundação é definida pelo módulo de reação crescente em profundidade (K), que é dado pela equação (6.1), (Santos, 2008).

$$K = K_h \times \phi_{Estaca} \quad (6.1)$$

Segundo Jaime Santos (2008) os métodos de análise baseados no modelo de Winkler têm a grande vantagem da simplicidade, pelo facto de apenas dependerem do módulo de reação.

Quanto ao tipo de terreno constituinte do solo de fundação da ponte sobre o rio Sorraia, o autor da presente dissertação apenas teve acesso à informação de que esse seria constituído predominantemente por argilas moles. Posto isto, e segundo Reese e Matlock (1956), para

argilas moles normalmente consolidadas, o Módulo de reação do solo é obtido através da expressão (6.2):

$$K_h = n_h \times x \quad (6.2)$$

Em que, (n_h) representa a taxa de variação do coeficiente de reação do solo compreendida entre 160 a 3450 kN/m³ e (x) representa a profundidade.

6.4.1 Discretização da estrutura

Para se estudar a variação da rigidez lateral das fundações, foi necessário proceder à modelação das estacas de fundação dos pilares intermédios da ponte. Os restantes elementos estruturais constituintes da ponte foram modelados de igual modo que o modelo base, já descrito no subcapítulo 5.2.

6.4.1.1 Fundações dos pilares intermédios

O maciço de encabeçamento da transição das estacas para o pilar intermédio, foi modelado através da introdução de quatro barras com quatro secções, que totalizam as dimensões reais de forma quadrada com 10m de cada um dos lados e 3.75m de altura. A ligação do maciço à base do pilar fez-se com recurso a uma barra infinitamente rígida com densidade desprezável. O betão utilizado na modelação do maciço de encabeçamento foi um C25/30 com o módulo de elasticidade estimado de 31 GPa.

Ilustra-se na Figura 6.40 o maciço de encabeçamento devidamente modelado.

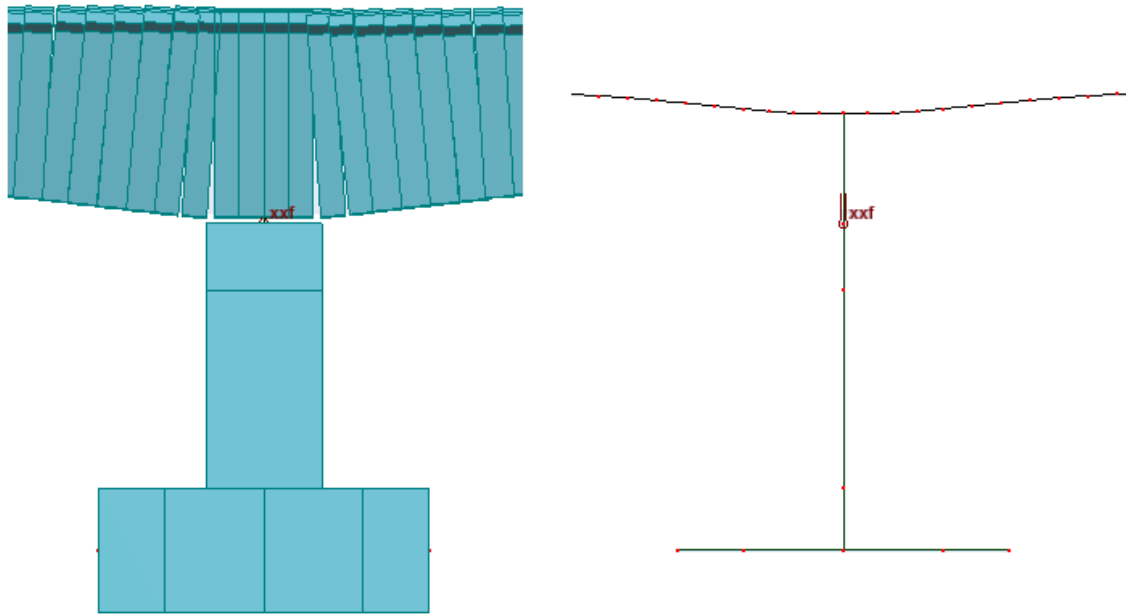


Figura 6.40 - Modelação do maciço de encabeçamento.

Como se trata de um modelo que recorre a elementos de barra bidimensionais, apenas foram modeladas duas estacas em cada pilar intermédio. Todavia, cada uma dessas estacas apresenta a área equivalente a duas, perfazendo assim no total as quatro estacas de fundação de cada um dos pilares intermédios. O betão utilizado na modelação das estacas foi um C25/30 com o módulo de elasticidade estimado de 31GPa.

Com o objetivo de se simular as propriedades do solo através da variação do módulo de reação do solo em profundidade, foram introduzidos no programa de cálculo apoios elásticos do tipo mola, na direção horizontal. Estes apoios foram aplicados ao longo de todo o comprimento da estaca, com espaçamentos de 1m entre eles, como ilustra a Figura 6.41.

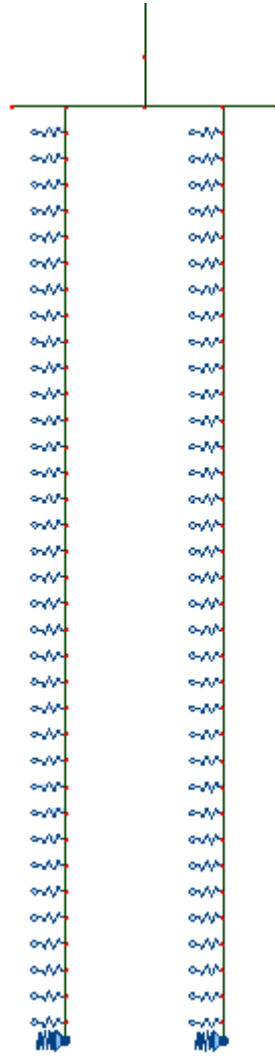


Figura 6.41 - Representação dos apoios elásticos introduzidos no programa de cálculo automático.

Perante o referido anteriormente, a rigidez imposta ao movimento horizontal de cada mola, será o valor resultante da equação (6.3):

$$K_{mola} = K_h \times 2\phi_{Estaca} \times l_{Influência} \quad (6.3)$$

Na base de cada estaca é também introduzido um apoio que restringe qualquer movimento na direção vertical. A Figura 6.42 ilustra a base do modelo numérico 4.

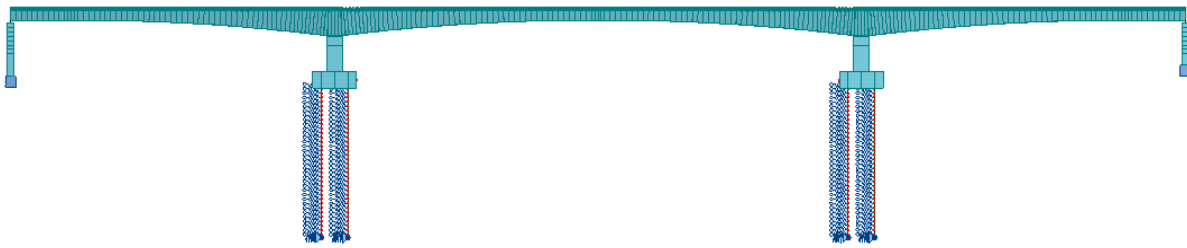


Figura 6.42 - Modelação base do modelo numérico 4 - (Variação da rigidez lateral de fundações).

De forma a estudar a variação da rigidez lateral de fundações, foram criados no total sete modelos numéricos, nos quais se variou, entre eles, o valor da taxa de variação do módulo de reação do solo (n_h). A variação foi realizada de acordo com o intervalo de valores, estabelecido por Reese e Matlock (1956) para argilas moles normalmente consolidadas, já referido no subcapítulo 6.4. A Tabela 6.14 expõe os valores da taxa de variação do módulo de reação do solo (n_h) usados na realização dos sete modelos numéricos.

Tabela 6.14 - Taxa de variação do módulo de reação do solo (argila mole) utilizados em cada um dos modelos numéricos.

Taxa de variação do módulo de reação do solo (n_h) (kN/m^3) – Argila mole						
200	1000	1500	2000	2500	3000	3450

6.4.2 Apresentação de resultados – Variação da rigidez lateral de fundações

Os gráficos caracterizadores da influência da variação da rigidez lateral de fundações, sobre as diversas grandezas de medição alvo de estudo, são realizados através da sobreposição dos resultados obtidos. Sendo assim, são sobrepostos os valores das grandezas obtidas nos: sete modelos numéricos da variação da rigidez lateral de fundações, modelo numérico base (Num.) e pelos valores reais do ensaio de carga (Exp.).

6.4.2.1 Passagens com cargas estáticas

De modo a criar uma contenção de espaço no corpo de texto da dissertação, apenas serão ilustrados os gráficos referentes aos casos de carga estáticos CC1 e CC3, capazes de identificar a evolução da proximidade dos valores obtidos numérica e experimentalmente.

Sendo necessário, os restantes resultados referentes aos outros casos de carga estáticos podem ser consultados no Anexo D.

6.4.2.1.1 Deslocamentos verticais

Na presente secção, são analisados os deslocamentos verticais impostos pelos casos de carga estáticos nas sete secções instrumentadas do tabuleiro da ponte (ver Figuras 6.43 e 6.44).

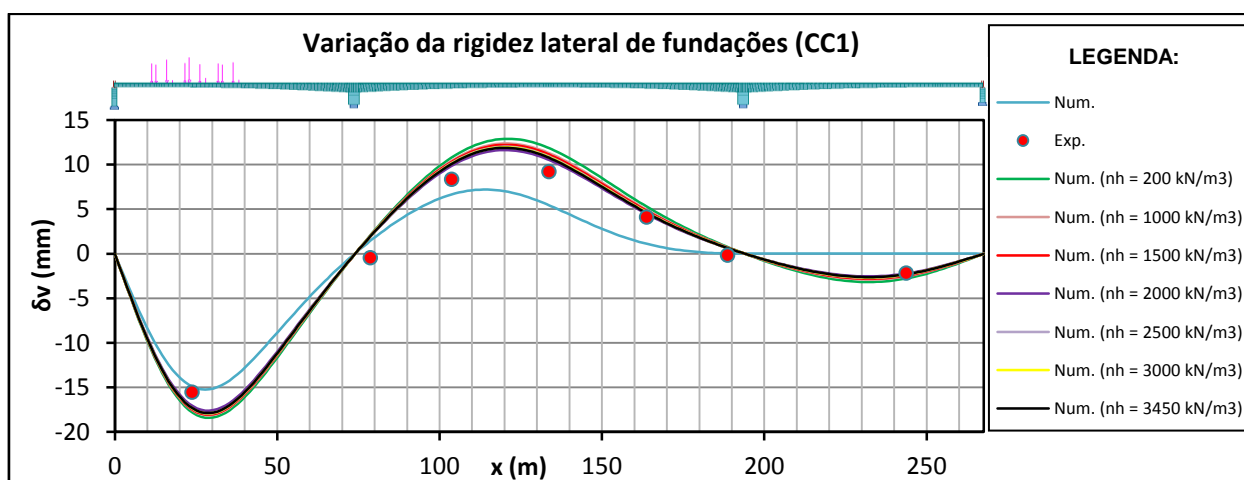


Figura 6.43 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 4).

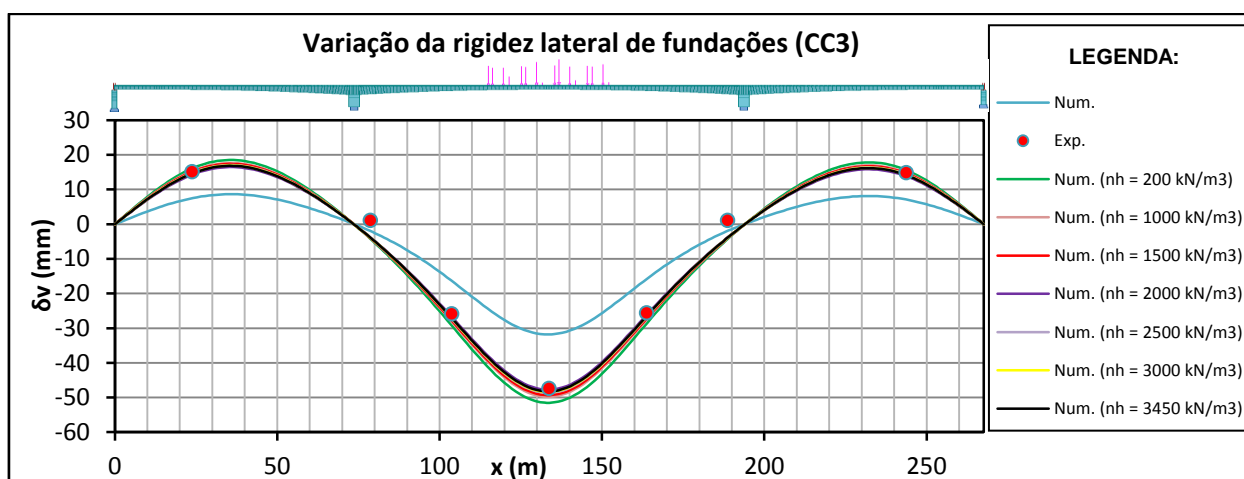


Figura 6.44 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 4).

Tabela 6.15 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos							Erro Global (%)
	Deslocamento vertical							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1	13,17%	6,41%	17,54%	27,95%	16,50%	6,46%	12,08%	14,30%
Modelo 4 - (nh = 200 kN/m³)	6,27%	11,03%	10,34%	12,98%	9,96%	11,01%	5,58%	9,60%
Modelo 4 - (nh = 1000 kN/m³)	5,40%	10,64%	8,86%	10,71%	7,65%	10,61%	4,03%	8,27%
Modelo 4 - (nh = 1500 kN/m³)	5,29%	10,52%	8,42%	10,03%	6,96%	10,50%	3,82%	7,93%
Modelo 4 - (nh = 2000 kN/m³)	5,31%	10,43%	8,10%	9,54%	6,46%	10,41%	3,76%	7,72%
Modelo 4 - (nh = 2500 kN/m³)	5,36%	10,36%	7,84%	9,15%	6,07%	10,35%	3,70%	7,55%
Modelo 4 - (nh = 3000 kN/m³)	5,39%	10,31%	7,64%	8,83%	5,75%	10,29%	3,66%	7,41%
Modelo 4 - (nh = 3450 kN/m³)	5,42%	10,27%	7,48%	8,59%	5,50%	10,25%	3,63%	7,31%

Constata-se que, o modelo numérico, ao qual foi aplicado uma taxa de variação do módulo de reação do solo de 3450kN/m³, é o que mais se aproxima do comportamento real do tabuleiro relativamente aos deslocamentos verticais originados pelos casos de carga estáticos. Consegue-se assim reduzir o erro do modelo numérico base em 6,99% ao nível dos deslocamentos verticais (ver Tabela 6.15).

Agora, comparando os valores obtidos entre os vários modelos, certifica-se que quanto maior for o valor da taxa de variação do módulo de reação do terreno, menor será o erro obtido nos valores dos deslocamentos verticais.

6.4.2.1.2 Rotações

Apresentam-se agora as rotações, impostas pelos casos de carga estáticos, nas secções do tabuleiro. Através das Figuras 6.45 e 6.46 ilustra-se a influência da variação da rigidez lateral de fundações no comportamento da estrutura relativamente às rotações originadas pelos casos de carga estáticos CC1 e CC3. Os resultados referentes aos restantes casos de carga podem ser consultados no Anexo D.

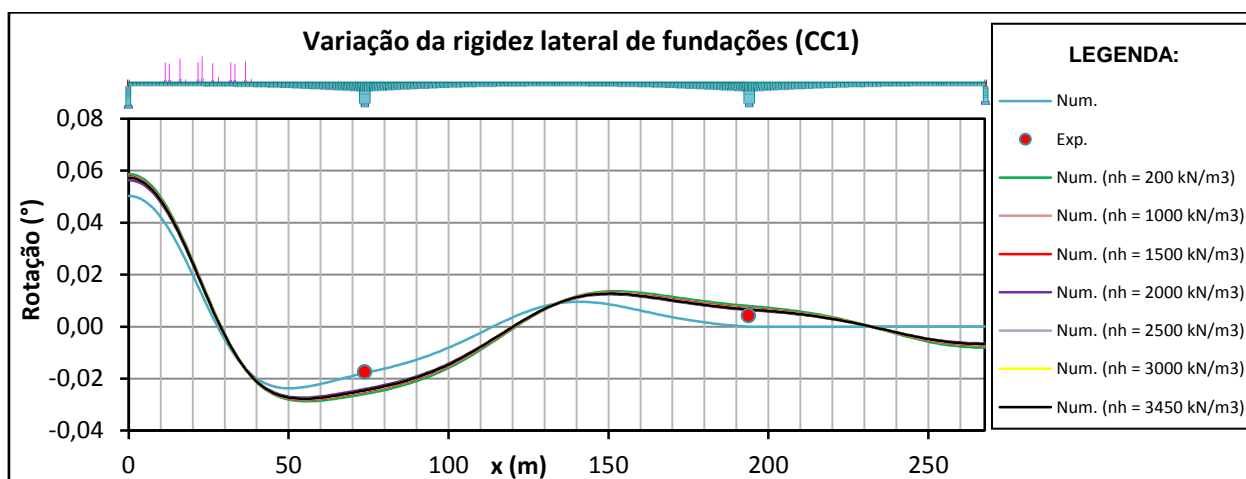


Figura 6.45 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 4).

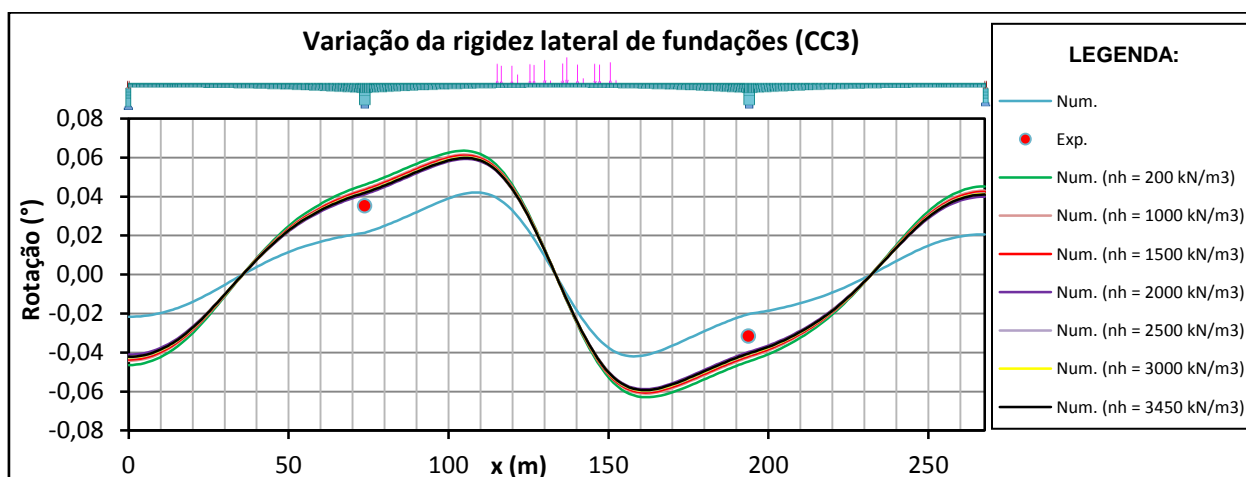


Figura 6.46 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Modelo numérico 4).

Tabela 6.16 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Rotação - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1	31,25%	24,30%	27,78%
Modelo 4 - (nh = 200 kN/m3)	28,79%	38,23%	33,51%
Modelo 4 - (nh = 1000 kN/m3)	23,59%	33,10%	28,35%
Modelo 4 - (nh = 1500 kN/m3)	22,05%	31,58%	26,81%
Modelo 4 - (nh = 2000 kN/m3)	20,92%	30,47%	25,69%
Modelo 4 - (nh = 2500 kN/m3)	20,41%	29,59%	25,00%
Modelo 4 - (nh = 3000 kN/m3)	19,99%	28,88%	24,43%
Modelo 4 - (nh = 3450 kN/m3)	19,66%	28,33%	24,00%

A análise da Tabela 6.16 permite observar que, através da modulação da ponte com a interação solo/estaca de fundação e uma taxa de variação do módulo de reação do terreno

de 200kN/m^3 , obtém-se um erro superior ao obtido no modelo numérico base (Mod.1). Este agravamento do erro deve-se ao facto dos valores das rotações obtidas no modelo numérico 4 ($n_h=200\text{kN/m}^3$), serem superiores às obtidas no modelo numérico base e claramente superior às obtidas por via experimental.

Contudo, e a partir do aumento da referida taxa, provoca-se uma diminuição do erro, conseguindo alcançar um erro inferior ao obtido no modelo numérico base (Mod.1). Sendo assim, através do modelo numérico 4 ($n_h=3450\text{kN/m}^3$) obteve-se um erro ao nível das rotações de 24% quando comparado com os valores reais.

6.4.2.1.3 Curvatura

Seguidamente são analisadas as curvaturas experimentadas pelo tabuleiro da ponte quando submetido à ação oriunda dos casos de carga estáticos (ver Figuras 6.47 e 6.48).

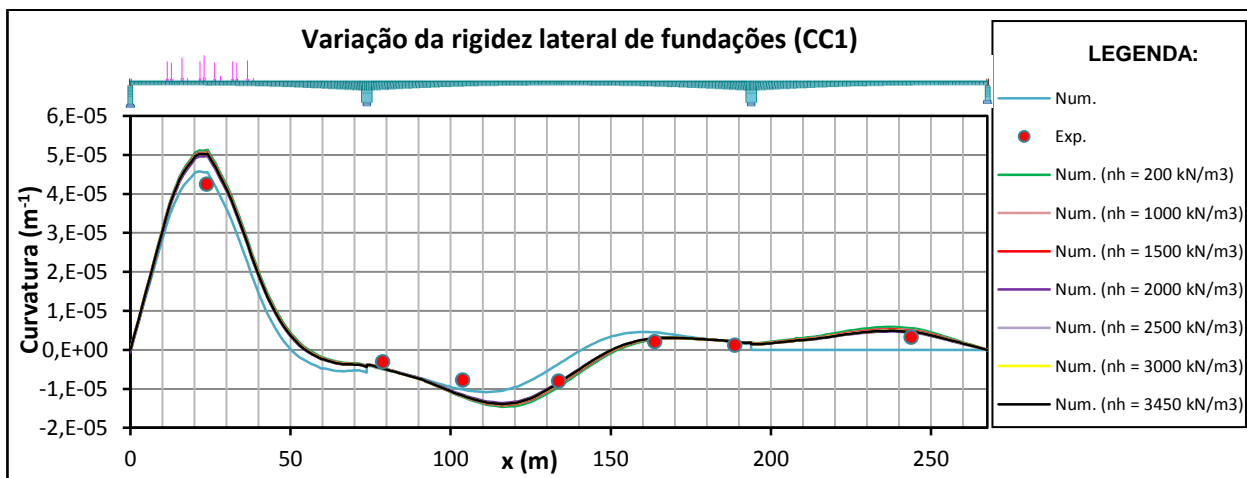


Figura 6.47 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 4).

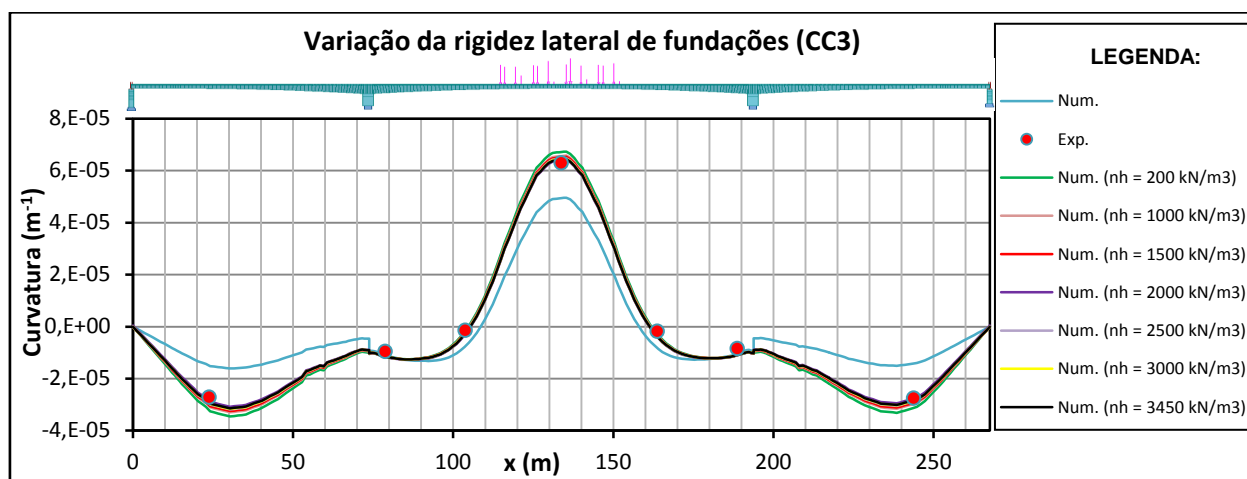


Figura 6.48 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 4).

Tabela 6.17 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Curvatura - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos							Erro Global (%)
	Curvatura							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1	20,74%	3,97%	10,77%	22,22%	7,98%	3,40%	17,77%	12,41%
Modelo 4 - (nh = 200 kN/m³)	6,75%	3,62%	4,34%	5,22%	4,60%	3,24%	7,78%	5,08%
Modelo 4 - (nh = 1000 kN/m³)	5,99%	3,64%	4,58%	4,43%	4,83%	3,25%	6,18%	4,70%
Modelo 4 - (nh = 1500 kN/m³)	5,76%	3,65%	4,65%	4,20%	4,90%	3,25%	5,69%	4,58%
Modelo 4 - (nh = 2000 kN/m³)	5,59%	3,65%	4,70%	4,02%	4,95%	3,25%	5,33%	4,50%
Modelo 4 - (nh = 2500 kN/m³)	5,52%	3,66%	4,74%	3,88%	4,99%	3,25%	5,04%	4,44%
Modelo 4 - (nh = 3000 kN/m³)	5,53%	3,66%	4,78%	3,77%	5,02%	3,26%	4,81%	4,40%
Modelo 4 - (nh = 3450 kN/m³)	5,54%	3,66%	4,80%	3,68%	5,05%	3,26%	4,65%	4,38%

De forma semelhante aos resultados anteriormente obtidos ao nível dos deslocamentos verticais verifica-se que ao nível da curvatura, os modelos simuladores da variação da rigidez lateral de fundações aproximam os valores numéricos dos reais. Destaca-se a clara melhoria do ajuste apresentado para os casos de carga CC2, CC3 e CC4 (ver Figura 6.36 e Anexo D)

O modelo numérico 4 ($nh=3450kN/m^3$) apresenta o menor erro entre as curvaturas obtidas por via numérica e experimental, referentes aos casos de carga estáticos, sendo esse erro de 4,38%. Quando comparado com o erro obtido no modelo numérico base (Mod.1), constata-se uma significativa redução do erro de 8,03%.

6.4.2.2 Passagem lenta

Novamente se alerta para o facto de, pela necessidade de conter o espaço do corpo de texto, se ilustrarem apenas os gráficos correspondentes às linhas de influência dos deslocamentos verticais obtidas nas secções S1 e S3 durante a passagem lenta. Os resultados correspondentes às restantes secções podem ser consultados no Anexo D.

6.4.2.2.1 Deslocamentos verticais

Expõem-se agora através das Figuras 6.49 e 6.50, a sobreposição das linhas de influência obtidas relativamente à variação da rigidez lateral de fundações.

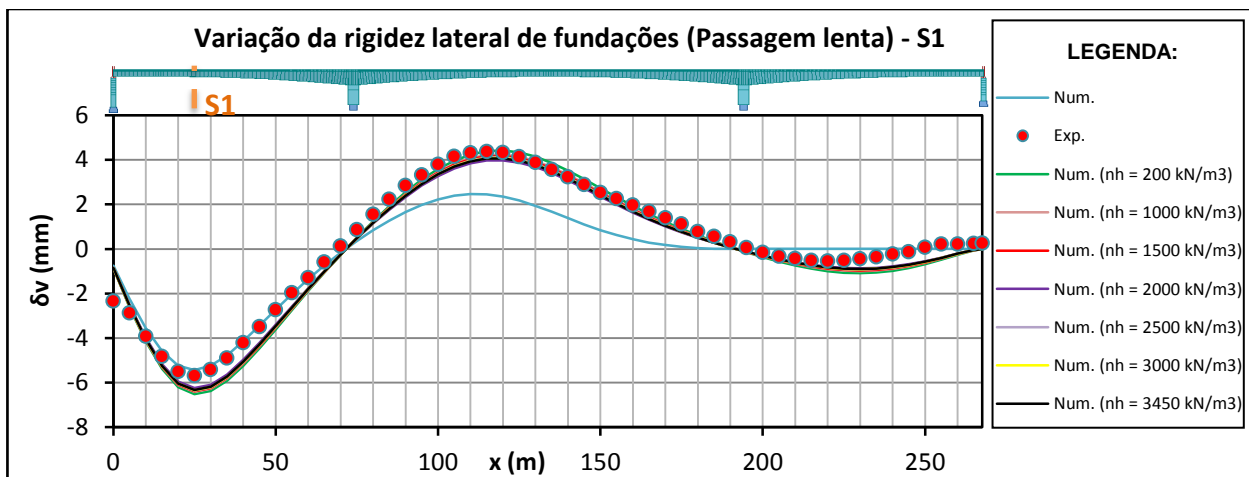


Figura 6.49 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).

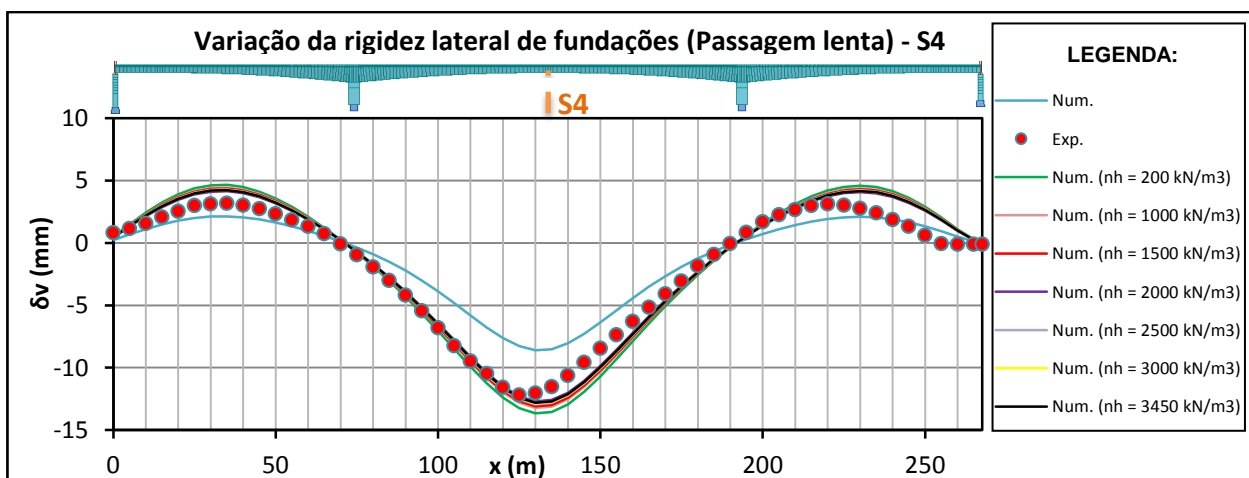


Figura 6.50 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).

Tabela 6.18 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Deslocamento vertical – Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta					Erro Global (%)
	Deslocamento Vertical					
	S1	S3	S4	S5	S7	
Modelo 1	13,55%	11,60%	10,81%	13,79%	20,08%	13,97%
Modelo 4 - (nh = 200 kN/m3)	7,53%	11,77%	8,44%	10,57%	9,16%	9,49%
Modelo 4 - (nh = 1000 kN/m3)	7,04%	9,88%	7,00%	8,87%	9,49%	8,46%
Modelo 4 - (nh = 1500 kN/m3)	6,98%	9,34%	6,66%	8,40%	9,61%	8,20%
Modelo 4 - (nh = 2000 kN/m3)	6,99%	8,96%	6,44%	8,07%	9,71%	8,03%
Modelo 4 - (nh = 2500 kN/m3)	7,04%	8,67%	6,27%	7,84%	9,79%	7,92%
Modelo 4 - (nh = 3000 kN/m3)	7,09%	8,43%	6,13%	7,67%	9,86%	7,84%
Modelo 4 - (nh = 3450 kN/m3)	7,13%	8,26%	6,02%	7,55%	9,91%	7,77%

Prestando agora atenção aos resultados dos deslocamentos verticais experimentados pelo tabuleiro durante a passagem lenta dos camiões, verifica-se que através da simulação da interação do solo sobre as estacas de fundação, obtemos uma aproximação relativamente aos valores reais, por parte do modelo numérico. Esta é caracterizada pela aproximação das curvas representativas das linhas de influência, obtidas por via numérica e experimental, destacam-se as Figuras 6.49 e 6.50. Relativamente ao modelo base, obtém-se uma melhoria pela redução de 6,2% do erro inicial.

6.4.2.2.2 Rotações

Apresenta-se agora a análise das rotações, nas devidas secções instrumentadas do tabuleiro, obtidas durante a passagem lenta dos camiões (Figuras 6.51 e 6.52).

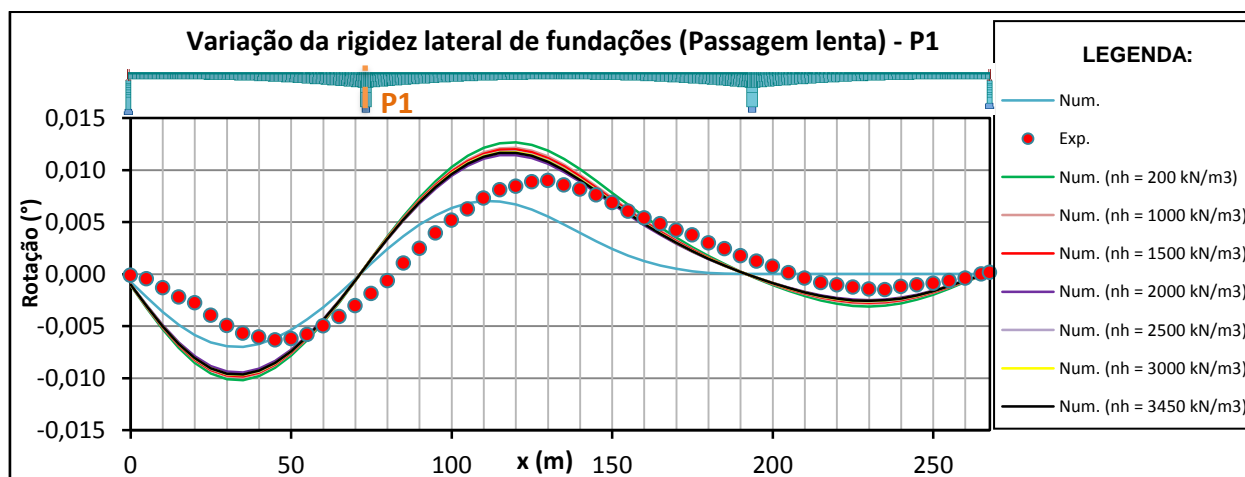


Figura 6.51 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).

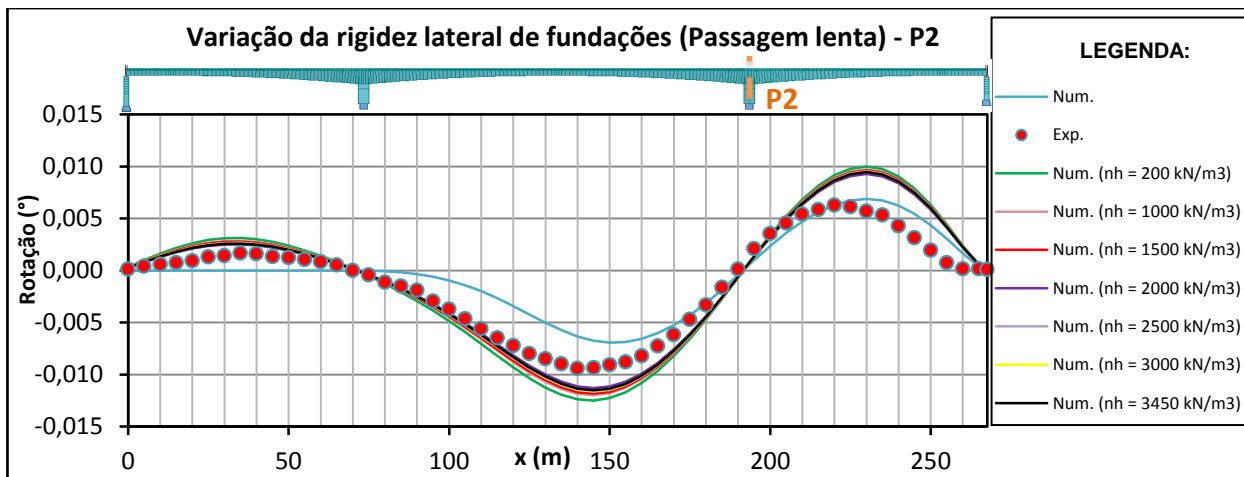


Figura 6.52 - Valores das rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).

Tabela 6.19 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez lateral de fundações (Rotação – Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1	21,52%	15,76%	18,64%
Modelo 4 - (k = 200 kN/m3)	27,08%	19,17%	23,12%
Modelo 4 - (k = 1000 kN/m3)	24,98%	16,69%	20,84%
Modelo 4 - (k = 1500 kN/m3)	24,37%	15,96%	20,17%
Modelo 4 - (k = 2000 kN/m3)	23,94%	15,43%	19,69%
Modelo 4 - (k = 2500 kN/m3)	23,63%	15,02%	19,32%
Modelo 4 - (k = 3000 kN/m3)	23,37%	14,68%	19,02%
Modelo 4 - (k = 3450 kN/m3)	23,17%	14,41%	18,79%

Consultando a Tabela 6.19, e atentando nos valores dos erros obtidos ao nível das rotações apenas referentes aos modelos caracterizadores da variação da rigidez lateral das fundações, verifica-se que estes também diminuem com o aumento da taxa de variação do módulo de reação do terreno. Contudo, através da ilustração das Figuras 6.51 e 6.52, apura-se que as linhas de influência das rotações, obtidas nos modelos numéricos simuladores da variação da rigidez lateral das fundações, se encontram mais afastadas da linha de influência real do que a obtida pelo modelo numérico base.

Pode-se então concluir que a modelação da variação da rigidez lateral do terreno, não foi capaz de diminuir o erro do modelo numérico base, face às rotações experimentadas pelo tabuleiro aquando da passagem lenta dos camiões.

6.4.3 Análise de resultados -Variação da rigidez lateral de fundações

Realizando agora uma análise global à simulação da variação da rigidez lateral de fundações nos modelos numéricos, e observando as Figuras 6.53 e 6.54, podemos concluir que este parâmetro exerce uma grande influência nas grandezas de medição que são alvo de estudo.

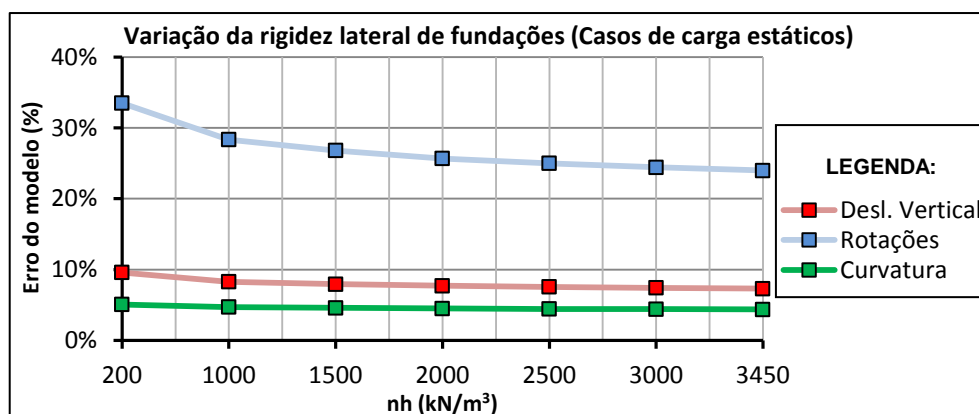


Figura 6.53 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez lateral de fundações (Casos de carga estáticos).

A Figura 6.53 ilustra a evolução do erro das grandezas de medição obtidas nos casos de carga estáticos, relativas à modificação da taxa de variação do módulo de reação do solo. Na figura referida pode-se inferir que o aumento da taxa (nh) provoca uma diminuição do erro das três grandezas de medição analisadas. Para além disso, percebe-se ainda que as rotações são a grandeza de medição mais afetada pelo mencionado aumento da taxa de variação do módulo de reação do terreno.

Avaliando agora a influência da variação da rigidez lateral de fundações, em função das grandezas de medição estudadas, durante a realização da passagem lenta dos camiões, percebe-se uma semelhança com o verificado nos casos de carga estáticos. Isto é, observando a Figura 6.54, torna-se possível concluir que através do aumento da taxa (nh) se consegue aproximar o valor das grandezas numéricas das experimentais.

Torna-se necessário frisar o já exposto no subcapítulo 6.4.2.2.2, onde se conclui que apesar de haver uma diminuição do erro obtido das rotações durante a passagem lenta, este continua superior ao erro obtido no modelo numérico base. Todavia, no cálculo do erro médio resultante da passagem lenta, obtém-se no presente modelo numérico um erro

inferior ao obtido no modelo base. Isto resulta do facto de o erro, ao nível dos deslocamentos verticais, ser muito inferior no modelo numérico 4 ($nh=3450\text{kN/m}^3$), quando comparado com o obtido no modelo numérico base.

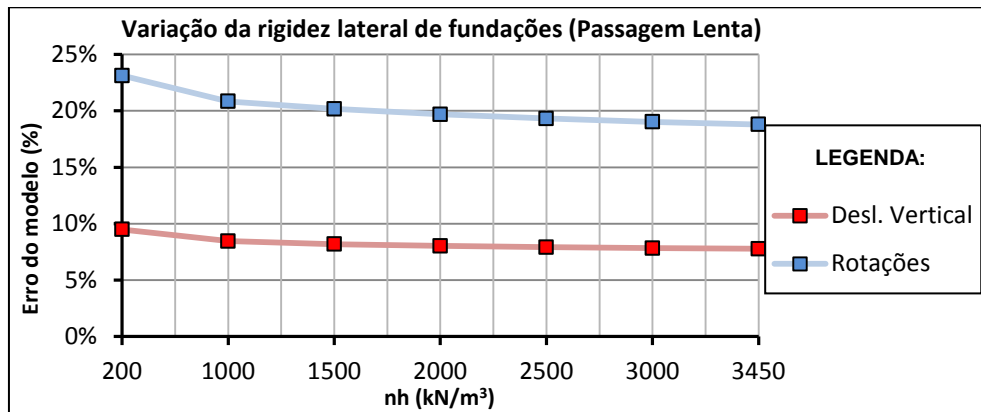


Figura 6.54 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez lateral de fundações (Passagem lenta).

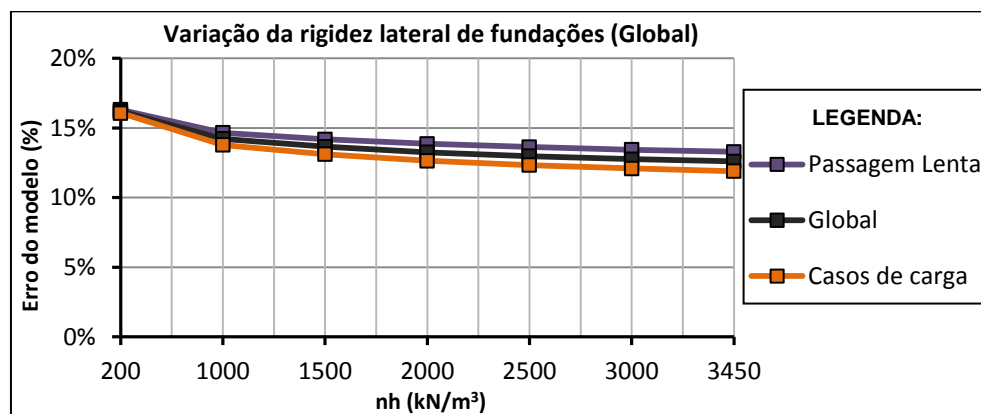


Figura 6.55 - Erro global referente aos modelos de variação da rigidez lateral de fundações.

Com a modelação das estacas de fundação e a introdução de molas com uma rigidez crescente em profundidade, que simulam a interação solo/estaca de fundação, foi então possível aproximar o comportamento real do tabuleiro da ponte.

No modelo numérico 4 em que se introduziu uma taxa de variação do módulo de reação do solo igual a 200kN/m^3 , obtém-se um erro global do modelo de 16,18%. Comparando os valores das grandezas de medição obtidos neste modelo com os alcançados na realidade, verifica-se que os primeiros são superiores aos reais.

Conclui-se assim que com $n_h=200\text{kN/m}^3$, se adquiriu um modelo com um comportamento global menos rígido do que o observado no ensaio de carga, permitindo assim experimentar valores ao nível das grandezas observadas, superiores às obtidas na realidade.

Contudo, através do aumento da taxa de variação do módulo de reação do solo, foi possível aumentar a rigidez das molas que simulam a interação do solo/estaca de fundação, possibilitando um incremento de rigidez no modelo numérico da estrutura. Este incremento contribui para uma aproximação dos valores das grandezas obtidas numérica e experimentalmente. Esta relação pode ser identificada pela diminuição do erro global do modelo aquando do aumento da taxa de variação do módulo de reação do terreno, devidamente ilustrada pela Figura 6.55 e apresentada pela Tabela 6.20.

O modelo numérico 4 ($n_h=3450\text{kN/m}^3$), relativo à variação da rigidez lateral de fundações é o que mais se aproxima do comportamento real do tabuleiro, tendo um erro global de 12,59%.

O estudo da variação da rigidez lateral das fundações revelou-se satisfatório, no sentido em que se conseguiu diminuir o erro do modelo numérico base em 4,64%, o qual representa uma diferença relativa de 36,85%.

Tabela 6.20 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação da rigidez lateral de fundações.

Variação da rigidez lateral de fundações - Modelo numérico 4							
Erro (%)	Casos de carga						
	$n_h = 200 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 1000 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 2000 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 2500 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 3000 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 3450 \text{ kN/m}^3$
Desl. Vertical	9,60%	8,27%	7,93%	7,72%	7,55%	7,41%	7,31%
Rotações	33,51%	28,35%	26,81%	25,69%	25,00%	24,43%	24,00%
Curvatura	5,08%	4,70%	4,58%	4,50%	4,44%	4,40%	4,38%
Média	16,06%	13,77%	13,11%	12,64%	12,33%	12,08%	11,89%
Erro (%)	Passagens lentas						
	$n_h = 200 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 1000 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 1500 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 2000 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 2500 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 3000 \text{ kN/m}^3$	$n_h = 3450 \text{ kN/m}^3$
Desl. Vertical	9,49%	8,46%	8,20%	8,03%	7,92%	7,84%	7,77%
Rotações	23,12%	20,84%	20,17%	19,69%	19,32%	19,02%	18,79%
Curvatura	-	-	-	-	-	-	-
Média	16,31%	14,65%	14,18%	13,86%	13,62%	13,43%	13,28%
Erro global (%)	16,18%	14,21%	13,65%	13,25%	12,98%	12,76%	12,59%

6.5 Modelo numérico 5 - Variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte

A base do modelo numérico 5 consiste na introdução de elementos adicionais constituintes do tabuleiro. Tais elementos englobam a introdução da armadura ordinária longitudinal, pré-esforço longitudinal, guardas de segurança, camada de betuminoso e as vigas de bordadura. É previsto que a introdução destes elementos irá provocar um aumento de rigidez do tabuleiro e consequentemente do modelo numérico. A presente secção da dissertação foca-se assim no estudo da variação da rigidez do tabuleiro da ponte, através da variação da rigidez dos elementos adicionais introduzidos na modelação numérica. Para tal foi necessário realizar cinco modelos numéricos da ponte, onde a rigidez dos elementos já referidos foi variada. Esta variação está compreendida num intervalo de -20% a 20% da rigidez base dos elementos adicionais.

6.5.1 Discretização da estrutura

A modelação dos cinco modelos foi executada da mesma forma que a do modelo numérico base, mencionada no subcapítulo 5.2. Apenas a introdução dos elementos adicionais foi realizada de uma forma simplificada que será explicitada no seguinte subcapítulo.

6.5.1.1 Elementos adicionais do tabuleiro da ponte

Inicialmente e recorrendo aos desenhos do projeto de execução da ponte, foram contabilizadas as áreas dos diversos elementos adicionais referidos anteriormente. De maneira a conseguir introduzir apenas um elemento na modelação, que conseguisse simular a introdução dos elementos adicionais, optou-se por homogeneizar todas as áreas dos elementos em aço. A Tabela 6.21 apresenta a área dos elementos adicionais já homogeneizada em aço.

Tabela 6.21 - Homogeneização da área em aço dos elementos adicionais do tabuleiro da ponte.

	Armadura ordinária	Pré-Esforço	Guardas de segurança	Betuminoso	Viga de bordadura	Área Homogeneizada em aço (m ²)
Área (m ²)	0,024730617	0,0145320	0,001345112	0,92	0,08705	0,076462933
E (kPa)	200000000	190300000	210000000	5000000	31000000	

Com o intuito de introduzir a área homogeneizada em aço dos elementos adicionais, foi necessário criar no programa de cálculo, uma barra ao longo de todo o comprimento longitudinal da ponte. Esta barra possui o valor da área homogeneizada em aço, o módulo de elasticidade correspondente ao aço e densidade desprezável. A ligação da referida barra às secções do tabuleiro já modeladas foi realizada, com recurso a várias barras infinitamente rígidas e com densidade desprezável, como ilustra a Figura 6.56.

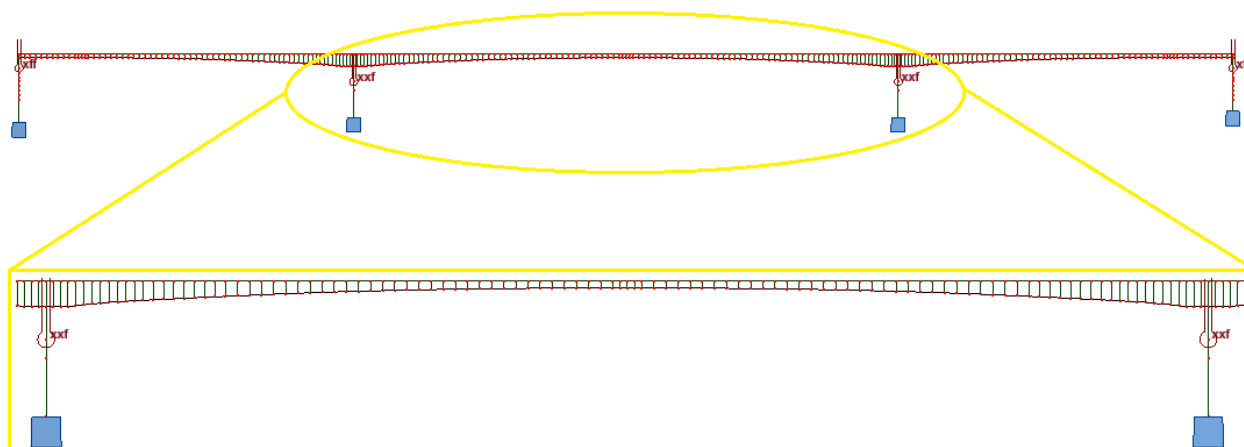


Figura 6.56 - Pormenor da ligação entre a barra simuladora dos elementos adicionais do tabuleiro e as secções do mesmo (Modelo 5).

Como se apresenta na Tabela 6.22, através da variação da área dos elementos adicionais ao tabuleiro, tem-se consequentemente uma variação da rigidez do tabuleiro da ponte. Posto isto, foram realizados cinco modelos numéricos que caracterizam a variação da rigidez dos elementos adicionais.

Tabela 6.22 - Variação da área dos elementos adicionais ao tabuleiro.

Variação da área dos elementos adicionais ao tabuleiro (cm ²) - Modelo 5				
(-20%A)	(-10%A)	(A)	(+10%A)	(+20%A)
611,70	688,17	764,63	841,09	917,56
K = -20%	K = -10%	K	K = +10%	K = +20%

6.5.2 Apresentação de resultados – Variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte

O presente subcapítulo segue-se pelos critérios adotados nas análises dos outros parâmetros de modelação realizadas anteriormente. Posto isto, são sobrepostos os valores das grandezas obtidas nos cinco modelos numéricos da variação da rigidez dos elementos adicionais, modelo numérico base (Num.) e pelos valores reais do ensaio de carga (Exp.).

6.5.2.1 Passagens com cargas estáticas

Devido à necessidade de contenção de espaço na dissertação, apenas se ilustram os gráficos referentes aos casos de carga estáticos CC1 e CC3 capazes de identificar a evolução da proximidade dos valores obtidos numérica e experimentalmente. Caso necessário, os restantes resultados referentes aos outros casos de carga estáticos podem ser consultados no Anexo E.

6.5.2.1.1 Deslocamentos verticais

Apresentam-se agora os resultados comparativos referentes à influência da variação da rigidez dos elementos adicionais no tabuleiro (Figuras 6.57 e 6.58).

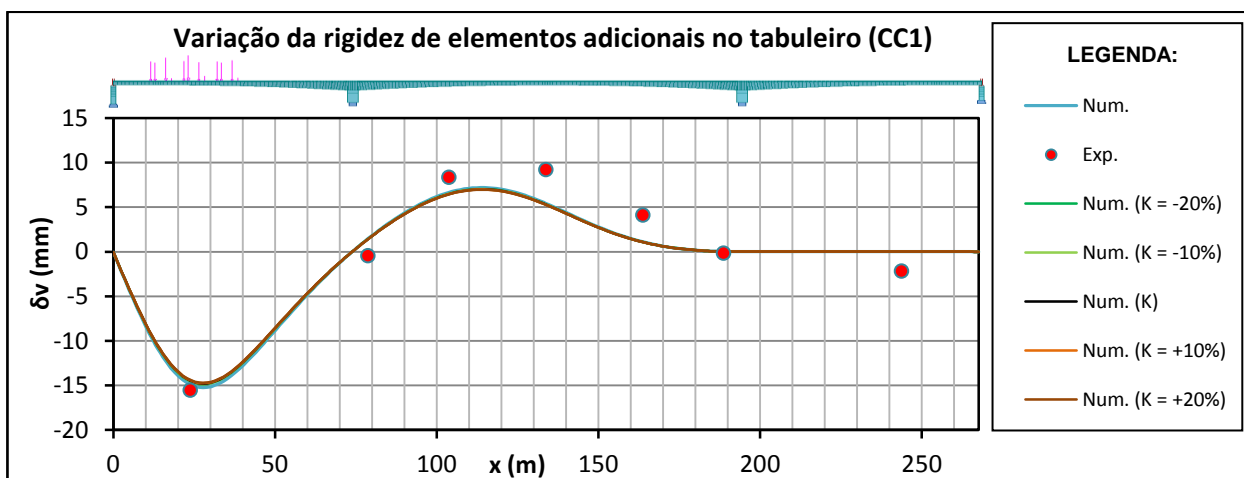


Figura 6.57 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 5).

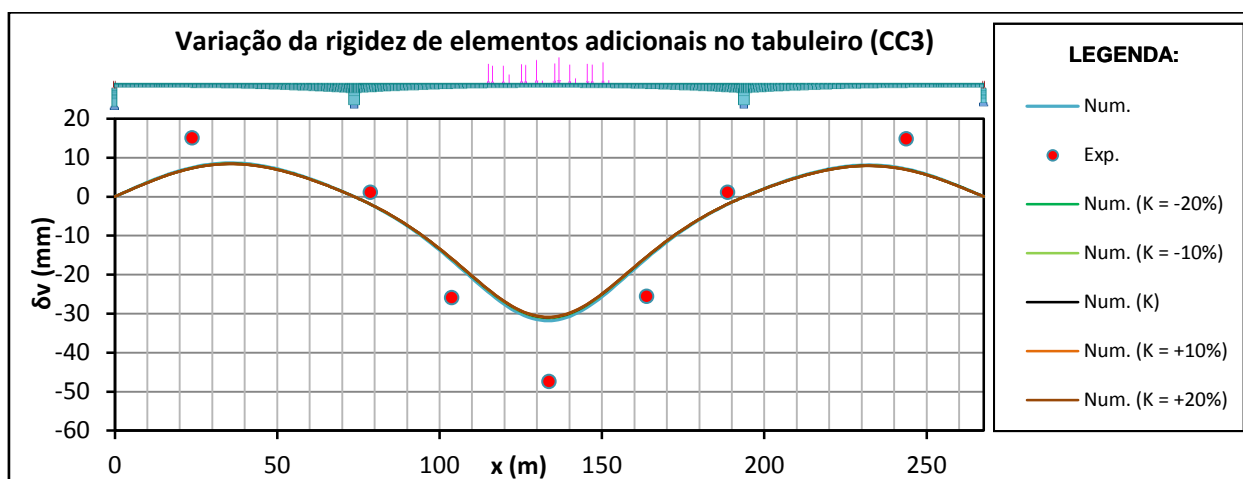


Figura 6.58 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 5).

Tabela 6.23 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos							Erro Global (%)
	Deslocamento vertical							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1 (Num.)	13,17%	6,41%	17,54%	27,95%	16,50%	6,46%	12,08%	14,30%
Modelo 5 - (k = -20%)	13,77%	6,31%	18,20%	29,07%	17,14%	6,36%	12,68%	14,79%
Modelo 5 - (k = -10%)	13,84%	6,30%	18,27%	29,20%	17,21%	6,35%	12,75%	14,85%
Modelo 5 - (k)	13,91%	6,29%	18,35%	29,33%	17,29%	6,34%	12,82%	14,90%
Modelo 5 - (k = +10%)	13,98%	6,28%	18,42%	29,46%	17,36%	6,33%	12,89%	14,96%
Modelo 5 - (k = +20%)	14,04%	6,27%	18,50%	29,59%	17,44%	6,32%	12,96%	15,02%

Analisando os deslocamentos verticais experimentados pelo tabuleiro aquando da realização dos casos de carga estáticos, averigua-se que através da introdução dos elementos adicionais se aumenta o erro do modelo. Este aumento deve-se à diminuição dos valores obtidos no modelo quando comparados aos valores reais.

Verifica-se também que a variação da rigidez dos elementos provoca uma reduzida, quase desprezável, variação do erro entre cada modelo. Por esse motivo, as curvas que caracterizam os deslocamentos verticais obtidos em cada modelação, correspondentes a cada caso de carga, mal se conseguem diferenciar (ver Figuras 6.57, 6.58 e restante no Anexo C).

6.5.2.1.2 Rotações

Na presente secção são analisadas as rotações impostas pelos casos de carga estáticos nas secções do tabuleiro sobre o eixo dos pilares intermédios (Figuras 6.59 e 6.60).

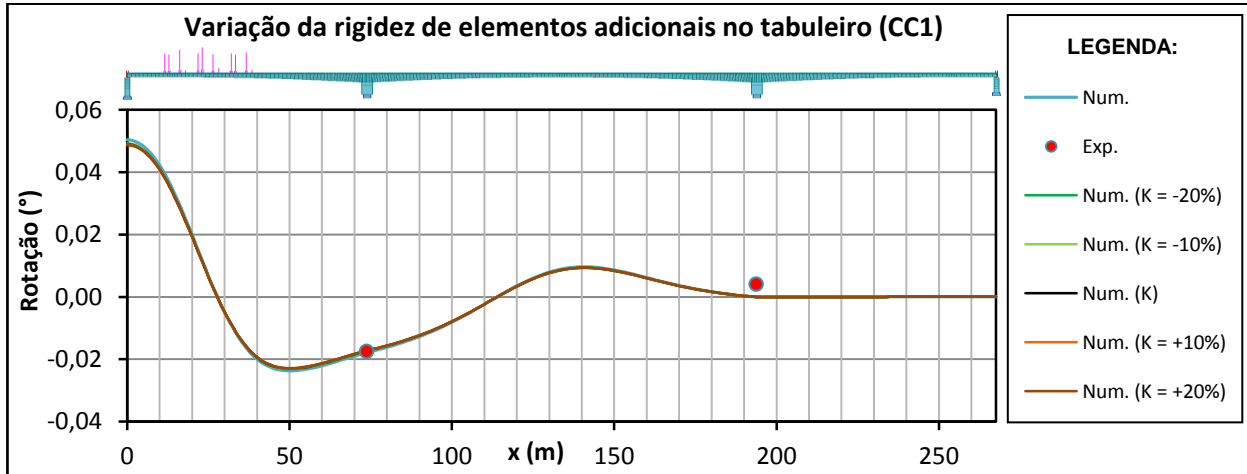


Figura 6.59 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico 5).

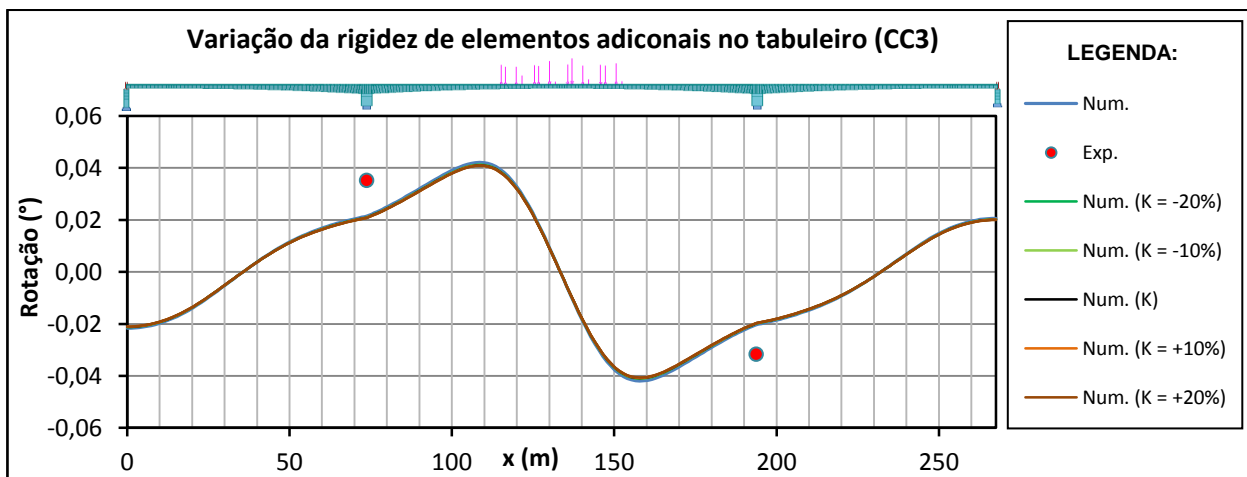


Figura 6.60 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 3 – Modelo numérico 5).

Tabela 6.24 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte (Rotação - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga estáticos		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1 (Num.)	31,25%	24,30%	27,78%
Modelo 5 - (k = -20%)	31,79%	24,44%	28,11%
Modelo 5 - (k = -10%)	31,93%	24,45%	28,19%
Modelo 5 - (k)	32,07%	24,47%	28,27%
Modelo 5 - (k = +10%)	32,21%	24,49%	28,35%
Modelo 5 - (k = +20%)	32,35%	24,50%	28,42%

Confirma-se tal como na análise do deslocamento vertical, que quer a introdução dos elementos adicionais do tabuleiro, quer a variação da rigidez desses elementos, pouco variam ao nível das rotações experimentadas pelo tabuleiro aquando da realização dos casos de carga estáticos.

6.5.2.1.3 Curvatura

Segue-se a análise das curvaturas experimentadas pelo tabuleiro da ponte quando submetido à ação oriunda dos casos de carga estáticos (Figuras 6.61 e 6.62).

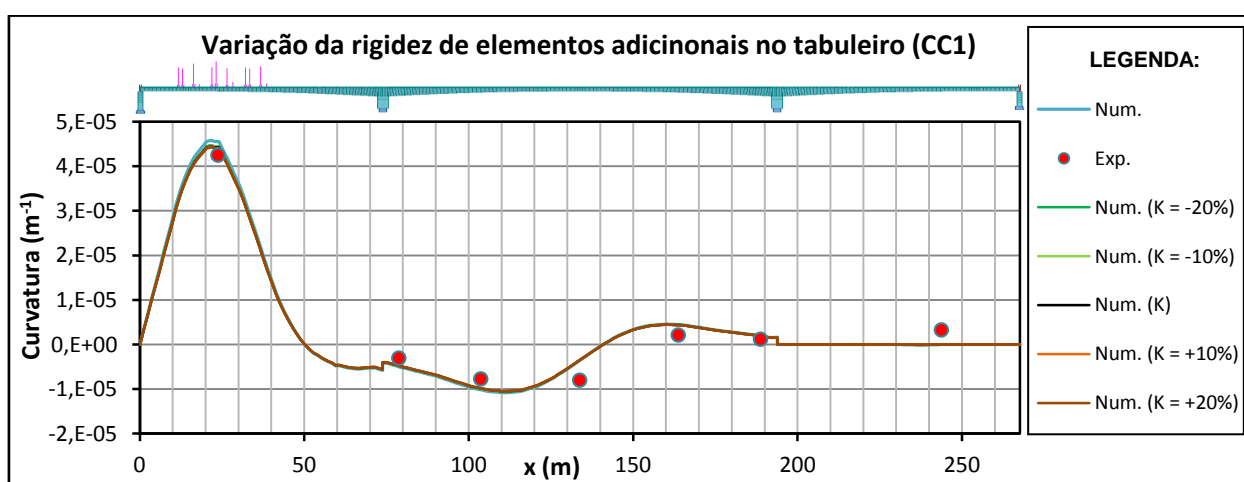


Figura 6.61 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 1 – Modelo numérico 5).

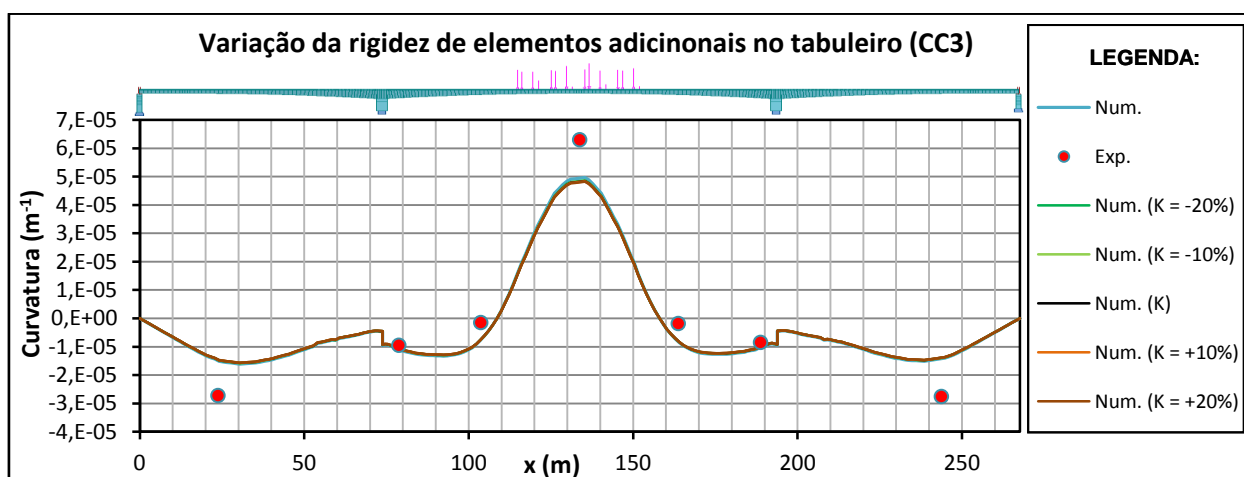


Figura 6.62 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga 3 – Modelo numérico 5).

Tabela 6.25 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte (Curvatura - Casos de carga estáticos).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Casos de carga							Erro Global (%)
	Curvatura							
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
Modelo 1 (Num.)	20,74%	3,97%	10,77%	22,22%	7,98%	3,40%	17,77%	12,41%
Modelo 5 - (k = -20%)	20,95%	3,63%	10,73%	23,97%	7,84%	3,07%	17,90%	12,59%
Modelo 5 - (k = -10%)	20,98%	3,59%	10,73%	24,18%	7,83%	3,03%	17,92%	12,61%
Modelo 5 - (k)	21,00%	3,55%	10,73%	24,39%	7,81%	2,99%	17,94%	12,63%
Modelo 5 - (k = +10%)	21,03%	3,51%	10,72%	24,60%	7,80%	2,95%	17,95%	12,65%
Modelo 5 - (k = +20%)	21,05%	3,47%	10,72%	24,80%	7,78%	2,91%	17,97%	12,67%

Através da análise da forma das curvas correspondentes à curvatura do tabuleiro (ver Figuras 6.61 e 6.62, Anexo E), constata-se mais uma vez que a variação da rigidez dos elementos adicionais no tabuleiro tem uma influência desprezável no comportamento estrutural da ponte.

6.5.2.2 Passagem lenta

Novamente devido à necessidade de limitar o espaço do corpo de texto, são apenas ilustrados os gráficos correspondentes às linhas de influência dos deslocamentos verticais obtidas nas secções S1, S3 e S4, durante a passagem lenta. Os restantes resultados podem ser consultados no Anexo E.

6.5.2.2.1 Deslocamentos verticais

Apresentam-se agora resultados comparativos para as várias linhas de influência em análise (ver Figuras 6.63 e 6.64).

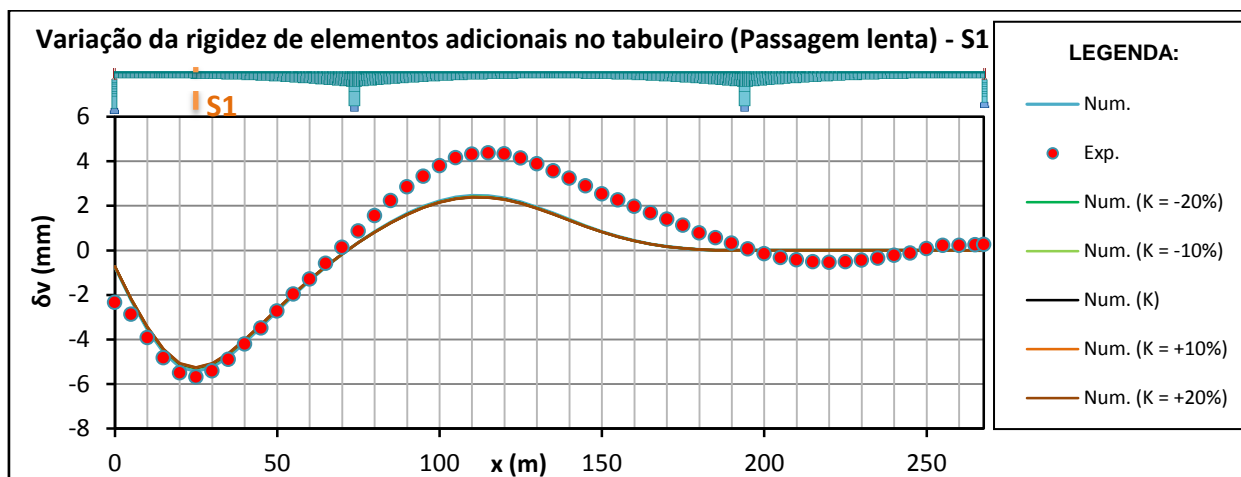


Figura 6.63 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).

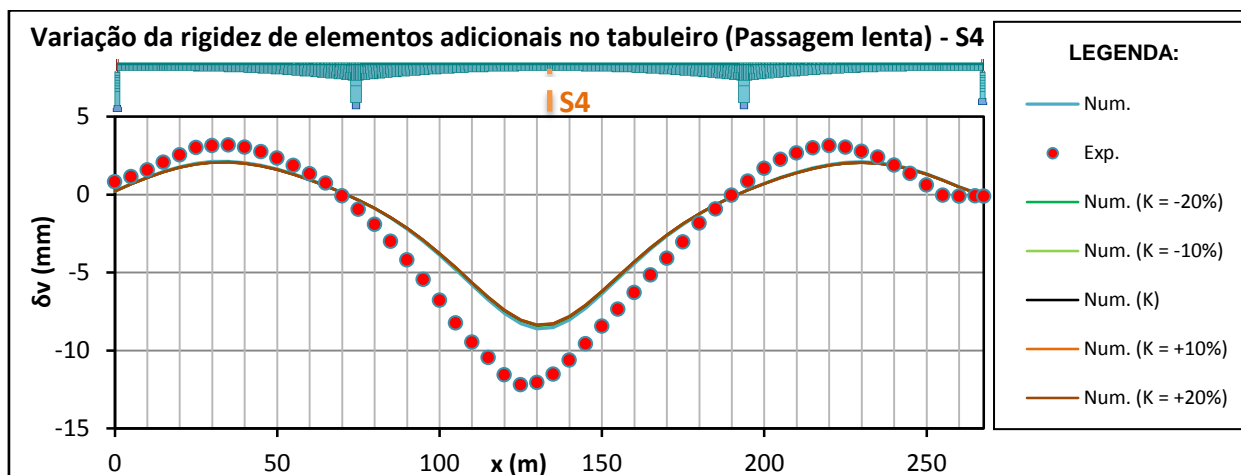


Figura 6.64 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).

Tabela 6.26 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais ao tabuleiro da ponte (Deslocamento vertical – Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta					Erro Global (%)
	Deslocamento Vertical					
	S1	S3	S4	S5	S7	
Modelo 1 (Num.)	13,55%	11,60%	10,81%	13,79%	20,08%	13,97%
Modelo 5 - (k = -20%)	14,04%	12,12%	11,23%	14,13%	20,26%	14,36%
Modelo 5 - (k = -10%)	14,10%	12,18%	11,28%	14,17%	20,28%	14,40%
Modelo 5 - (k)	14,16%	12,24%	11,33%	14,21%	20,31%	14,45%
Modelo 5 - (k = +10%)	14,22%	12,30%	11,37%	14,25%	20,33%	14,50%
Modelo 5 - (k = +20%)	14,27%	12,36%	11,42%	14,29%	20,36%	14,54%

Examinando agora as Figuras 6.63, 6.64 e as restantes no Anexo E, nota-se que as curvas caracterizadoras dos deslocamentos verticais obtidos em cada modelo numérico são bastante próximas, dificultando a sua diferenciação. Esta proximidade indica que a

introdução e variação de rigidez dos elementos adicionais do tabuleiro são de influência desprezável relativamente ao comportamento global da estrutura.

6.5.2.2.2 Rotações

Apresentam-se agora os resultados referentes às rotações do tabuleiro sobre o eixo dos pilares intermédios induzidas pela passagem lenta (ver Figuras 6.65 e 6.66).

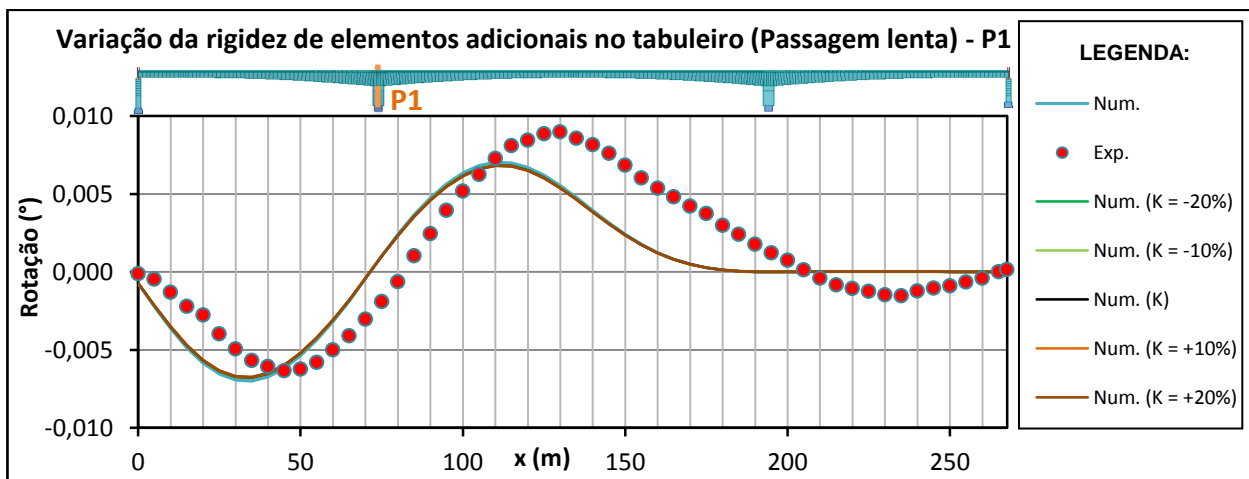


Figura 6.65 - Rotações experimentais e numéricas experimentadas pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).

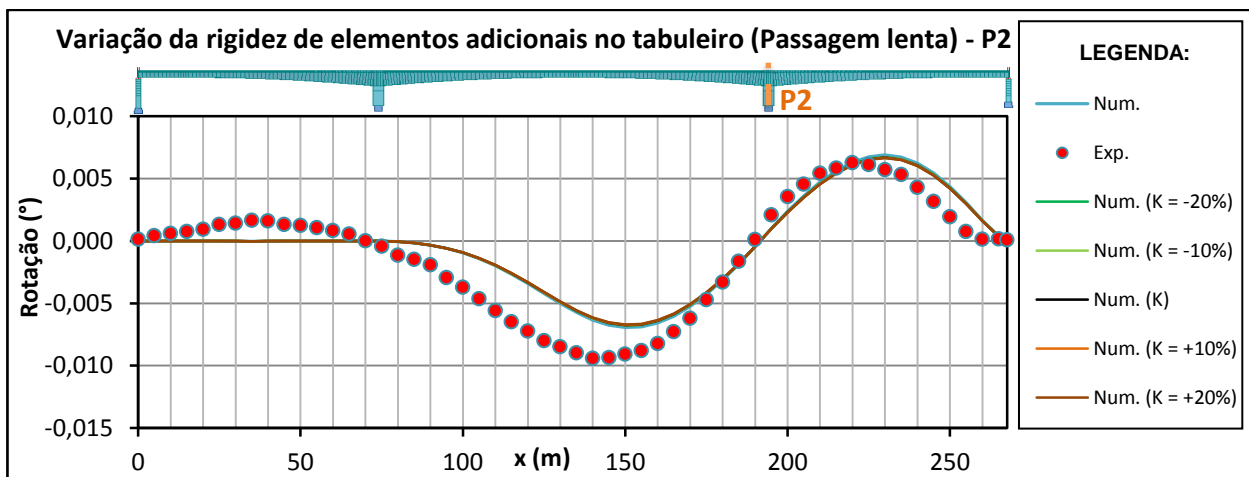


Figura 6.66 - Rotações experimentais e numéricas experimentadas pela secção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).

Tabela 6.27 - Erro dos modelos numéricos referentes à variação da rigidez de elementos adicionais ao tabuleiro da ponte (Rotação – Passagem lenta).

Modelos Numéricos	Erros (%) - Passagem lenta		Erro Global (%)
	Rotações		
	P1	P2	
Modelo 1	21,52%	15,76%	18,64%
Modelo 5 - (k = -20%)	21,48%	15,98%	18,73%
Modelo 5 - (k = -10%)	21,48%	16,01%	18,74%
Modelo 5 - (k)	21,47%	16,03%	18,75%
Modelo 5 - (k = +10%)	21,47%	16,06%	18,76%
Modelo 5 - (k = +20%)	21,46%	16,09%	18,78%

Os resultados, referentes ao parâmetro de modelação em estudo, revela mais uma vez, a sua insignificância face à influência desprezável que exerce sobre o comportamento estrutural do tabuleiro da ponte.

6.5.3 Análise de resultados - Variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte

Como citado anteriormente e, através da ilustração das Figuras 6.67 e 6.68, comprova-se que a influência da variação da rigidez dos elementos adicionais no tabuleiro da ponte é muito reduzida, sendo mesmo desprezável.

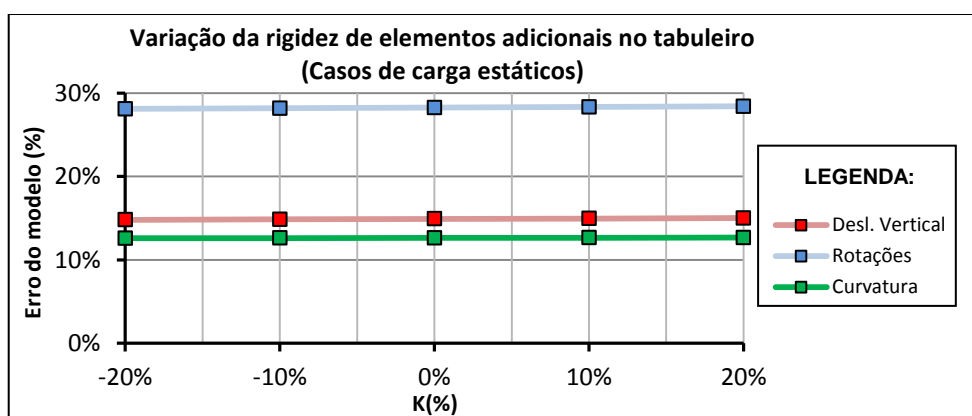


Figura 6.67 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro (Casos de carga estáticos).

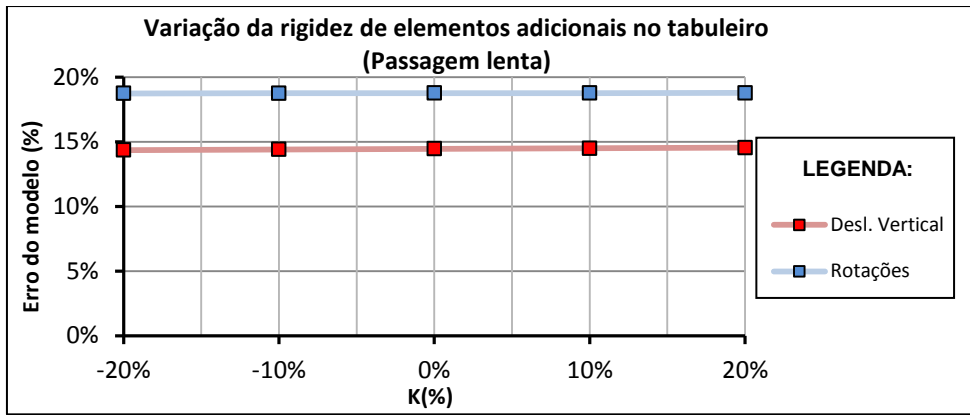


Figura 6.68 - Erro das grandezas de medição relativas aos modelos de variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro (Passagem lenta).

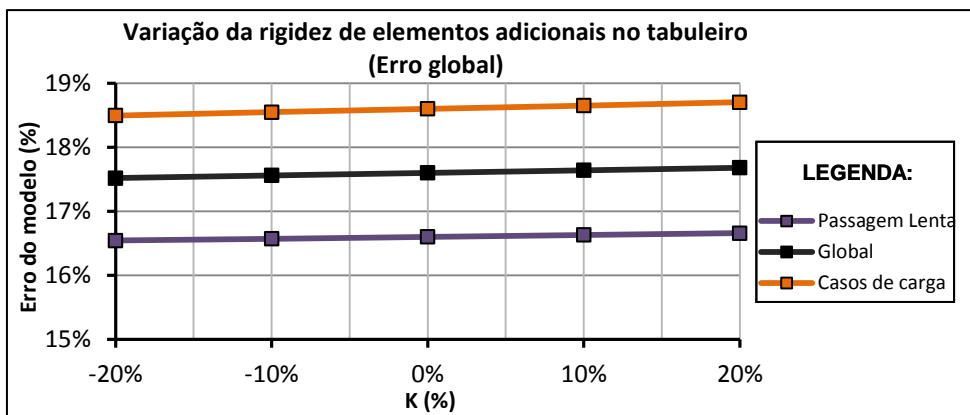


Figura 6.69 - Erro global referente aos modelos de variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro da ponte.

O erro global caracterizador de cada modelo numérico, apresentado pela Tabela 6.28 e ilustrado na Figura 6.69, revela que a variação de $\pm 20\%$ da rigidez dos elementos adicionais no tabuleiro, contribui para uma variação muito reduzida do erro do modelo numérico. A variação do erro global é de apenas $\pm 0,08\%$, considerando-se desprezável.

Assim se conclui que a introdução e variação da rigidez dos elementos adicionais no tabuleiro, não aproxima o modelo numérico do comportamento estrutural real da ponte.

A Tabela 6.28 serve de resumo, ao erro obtido no modelo numérico 5 relativo ao estudo da introdução e variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro.

Tabela 6.28 - Erro dos modelos numéricos relativos à variação da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro.

Varição da rigidez de elementos adicionais no tabuleiro - Modelo numérico 5					
Erro (%)	Casos de carga estáticos				
	K = -20%	K = -10%	K	K = +10%	K = +20%
Desl. Vertical	14,79%	14,85%	14,90%	14,96%	15,02%
Rotações	28,11%	28,19%	28,27%	28,35%	28,42%
Curvatura	12,59%	12,61%	12,63%	12,65%	12,67%
Média	18,50%	18,55%	18,60%	18,65%	18,70%
Erro (%)	Passagens lentas				
	K = -20%	K = -10%	K	K = +10%	K = +20%
Desl. Vertical	14,36%	14,40%	14,45%	14,50%	14,54%
Rotações	18,73%	18,74%	18,75%	18,76%	18,78%
Curvatura	-	-	-	-	-
Média	16,54%	16,57%	16,60%	16,63%	16,66%
Erro global (%)	17,52%	17,56%	17,60%	17,64%	17,68%

6.6 Combinação dos parâmetros da modelação

Através das análises efetuadas nos subcapítulos anteriores, relativos à variação de quatro parâmetros modelares, foi possível verificar a sua influência no comportamento estrutural do tabuleiro da ponte. Contudo, esses parâmetros foram estudados separadamente.

Perante os factos citados, este subcapítulo desenvolve-se em torno da realização de vários modelos, nos quais os parâmetros de modelação são variados em conjunto. Foca-se a realização de vários modelos numéricos, com o objetivo de se encontrar o que melhor caracteriza o comportamento estrutural do tabuleiro, durante a execução do ensaio de carga.

Dos quatro parâmetros de modelação analisados, apenas três são variados em conjunto no presente capítulo, sendo eles, a variação do módulo de elasticidade do betão constituinte do tabuleiro, a variação da rigidez dos aparelhos de apoio e a variação da rigidez lateral de fundações. O parâmetro correspondente à introdução e variação da rigidez de elementos adicionais ao tabuleiro da ponte foi excluído, devido à sua influência no comportamento estrutural do tabuleiro ser desprezável.

6.6.1 Apresentação de resultados – Combinação dos parâmetros modelares

De maneira a encontrar o modelo numérico que mais se aproxima do comportamento estrutural da ponte em serviço, foram executados 57 modelos numéricos, nos quais se combinaram e variaram criteriosamente os três parâmetros modelares referidos anteriormente.

Nesses 57 modelos realizados, o que mais se aproximou do comportamento real do tabuleiro, foi o modelo numérico “C55”, em que a sigla significa “Combinação nº55”. Os valores dos parâmetros modelares utilizados nesta combinação são apresentados pela Tabela 6.29.

Tabela 6.29 - Valores dos parâmetros modelares utilizados no modelo numérico C55

Modelo numérico C55		
E	Ry	nh
-5%E	0,017	200 kN/m ³

Este subcapítulo irá então focar-se apenas no modelo numérico C55, onde será praticada uma análise referente aos valores obtidos ao nível das grandezas de medição estudadas. Esta análise é complementada por uma comparação gráfica entre os valores alcançados pelo modelo (Num.C55), modelo base (Num.Base) e pelos valores reais do ensaio de carga (Exp.). Deste modo, torna-se possível verificar a evolução da aproximação dos valores numéricos com os experimentais.

6.6.1.1 Passagens com cargas estáticas

De modo a não estender em demasia a dissertação, apenas serão ilustrados os gráficos referentes aos casos de carga estáticos CC1, CC3 e CC4, capazes de identificar a evolução da proximidade dos valores obtidos numérica e experimentalmente. Quando necessário, os restantes resultados referentes aos outros casos de carga estáticos podem ser consultados no Anexo F.

6.6.1.1.1 Deslocamentos verticais

As Figuras 6.70, 6.71 e 6.72 ilustram um gráfico correspondente à deformada do tabuleiro imposta pelos casos de carga estáticos CC1, CC3 e CC4. As Tabelas 6.30, 6.31 e 6.32 servem de apoio aos gráficos, através do resumo dos valores mais relevantes e da apresentação do erro obtido em cada secção para cada caso de carga.

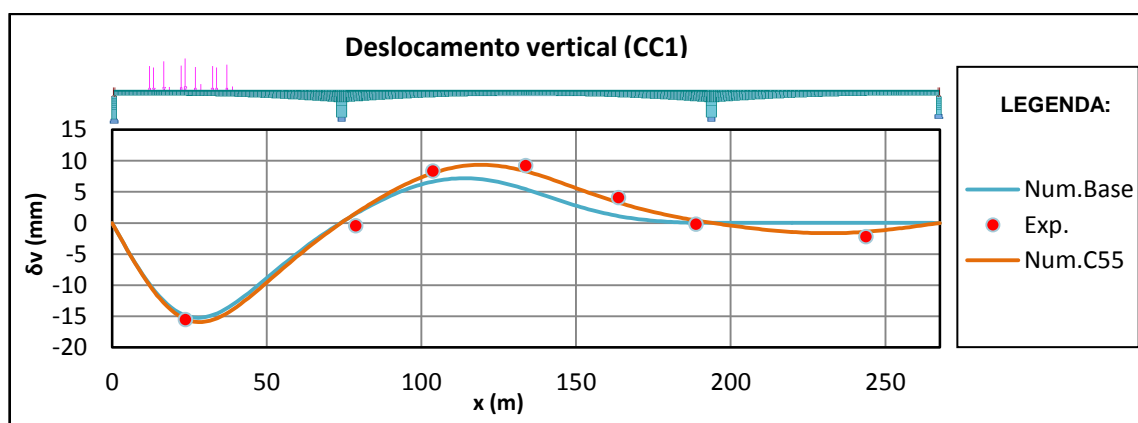


Figura 6.70 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.30 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).

CC1 – Modelo numérico C55								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
δ_{VE} (mm)	-15,54	-0,48	8,33	9,20	4,09	-0,19	-2,20	
δ_{VN} (mm)	-15,48	1,58	8,04	8,31	3,27	0,41	-1,41	
Desvio	-0,07	-2,06	0,29	0,89	0,81	-0,59	-0,79	0,79
Erro %	0,44%	13,26%	1,87%	5,72%	5,24%	3,82%	5,07%	5,06%

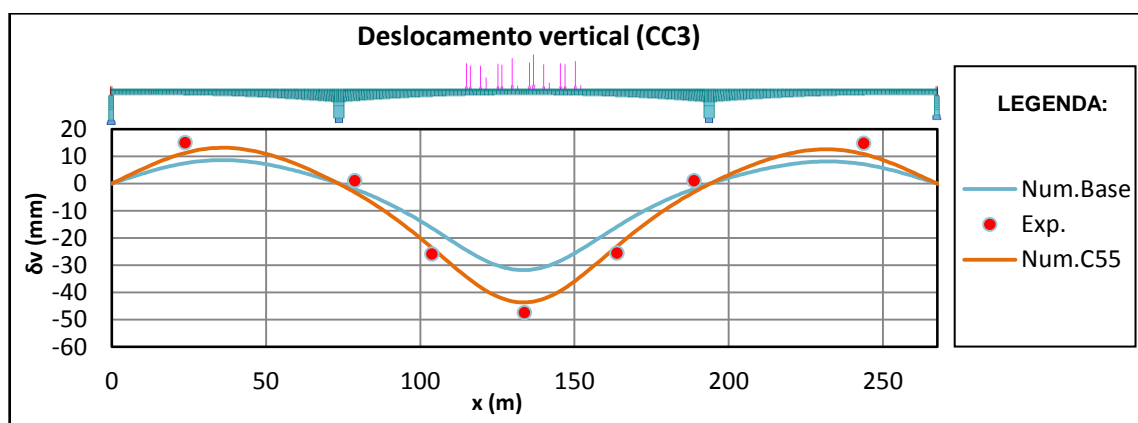


Figura 6.71 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.31 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).

CC3 – Modelo numérico C55								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
δ_{vE} (mm)	15,07	1,07	-25,94	-47,48	-25,61	1,07	14,80	
δ_{vN} (mm)	11,30	-3,23	-23,63	-43,68	-23,03	-3,12	10,85	
Desvio	3,77	4,29	-2,31	-3,80	-2,58	4,19	3,94	3,56
Erro %	7,94%	9,04%	4,87%	8,00%	5,43%	8,83%	8,30%	7,49%

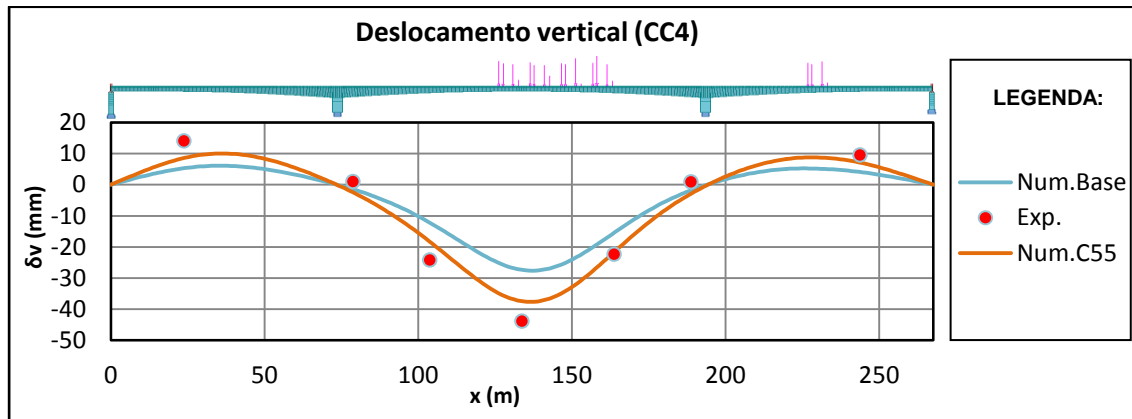


Figura 6.72 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.32 - Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).

CC4 – Modelo numérico C55								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
δ_{vE} (mm)	14,12	0,99	-24,22	-43,86	-22,34	0,92	9,54	
δ_{vN} (mm)	8,62	-2,46	-18,34	-37,48	-21,60	-2,86	7,14	
Desvio	5,50	3,45	-5,88	-6,38	-0,74	3,78	2,40	4,02
Erro %	12,54%	7,85%	13,40%	14,55%	1,68%	8,62%	5,48%	9,16%

Com a ilustração das Figuras 6.70, 6.71 e 6.72, e dos resultados apresentados pelas Tabelas 6.30, 6.31 e 6.32, verifica-se que o modelo numérico C55 conseguiu aproximar-se da resposta real do tabuleiro da ponte quando submetido às passagens com cargas estáticas. Contudo, constata-se que os deslocamentos verticais obtidos possuem, na sua maioria, valores inferiores aos reais, apesar de reduzidos.

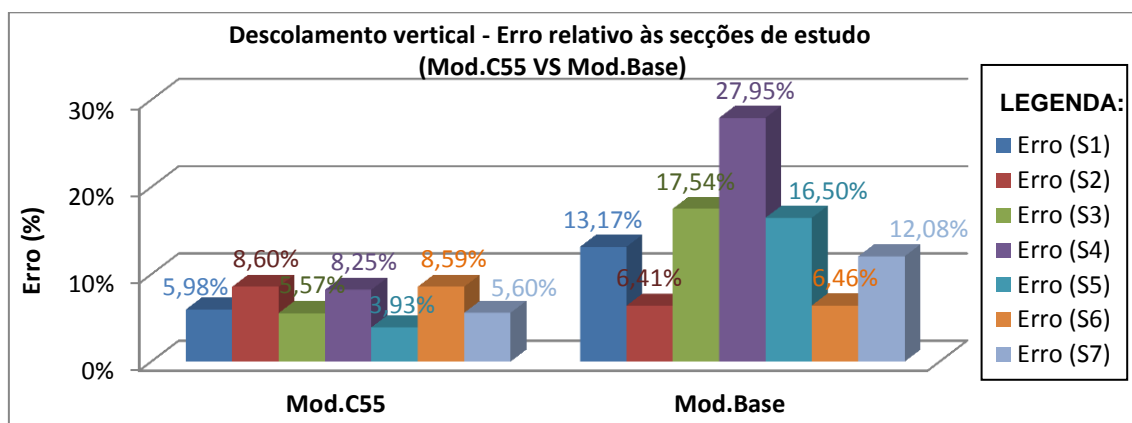


Figura 6.73 - Erro médio das seções instrumentadas ao nível dos deslocamentos verticais (Mod.C55 vs Mod.Base – Casos de carga estáticos).

Avaliando agora ao nível da otimização do modelo concretizada através da combinação dos parâmetros modelares, averigua-se que estes tiveram uma grande influência na redução do erro ao nível dos deslocamentos verticais. Tal redução pode ser observada pela ilustração da Figura 6.73. A mesma é caracterizada pela comparação entre o erro médio obtido, pelo modelo numérico C55 e o modelo base, nas seções instrumentadas do tabuleiro relativamente aos cinco casos de carga estáticos.

O dito modelo alcançou um erro ao nível dos deslocamentos verticais de 6,08%, conseguindo assim uma redução de 8,22% relativamente ao obtido no modelo base.

Se for observada em detalhe a Figura 6.73, verifica-se que o erro referente às seções S2 e S6, obtidas no modelo C55, aumentou quando comparado com o obtido no modelo base. Este aumento de erro deve-se ao parâmetro que simula a rigidez lateral de fundações. Isto porque, se forem analisados os valores dos erros obtidos na análise individual realizada a cada um dos parâmetros modelares, na simulação da rigidez lateral de fundações e com um valor de $n_h=200\text{kN/m}^3$, obtemos o maior erro nas seções S2 e S6 do tabuleiro, relativos aos deslocamentos verticais causados pelos casos de carga estáticos.

Tal como disposto na Figura 6.74, o caso de carga estático CC4, é o que revela um maior erro entre os deslocamentos verticais obtidos, tanto no modelo C55 como no base.

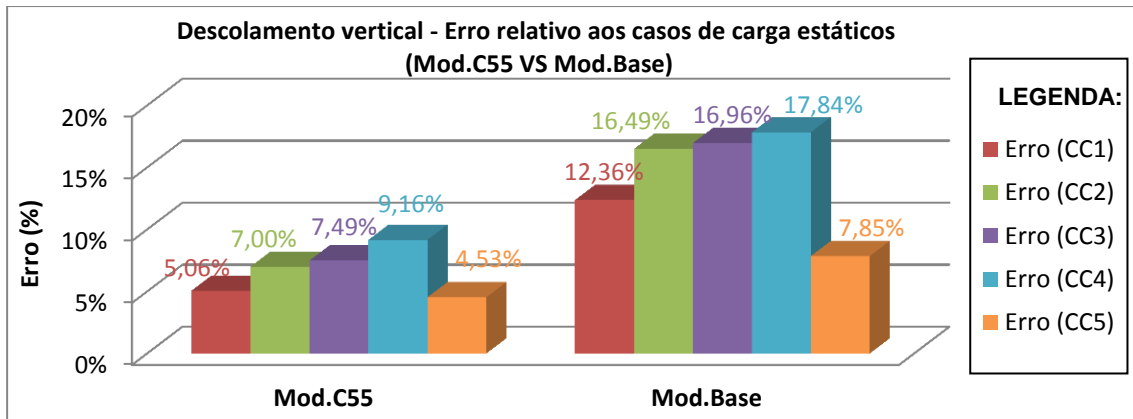


Figura 6.74 - Erro do deslocamento vertical relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.C55 vs Mod.Base).

6.6.1.1.2 Rotações

De forma semelhante apresenta-se a comparação entre as rotações do tabuleiro obtidas por via experimental e pelo modelo numérico C55 (ver Figuras 6.75, 6.76, 6.77). Os resultados correspondentes aos restantes casos de carga podem ser consultados no Anexo F.

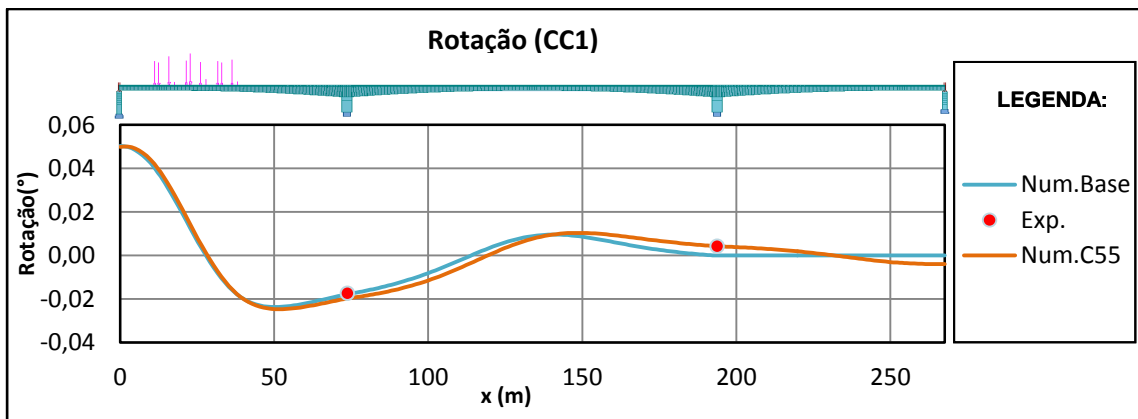


Figura 6.75 - Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.33 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).

CC1 – Modelo numérico C55			
	P1	P2	
θ_E (°)	-0,0175	0,0041	Média
θ_N (°)	-0,0197	0,0042	
Desvio	0,0022	-0,0001	0,0012
Erro %	12,81%	0,42%	6,61%

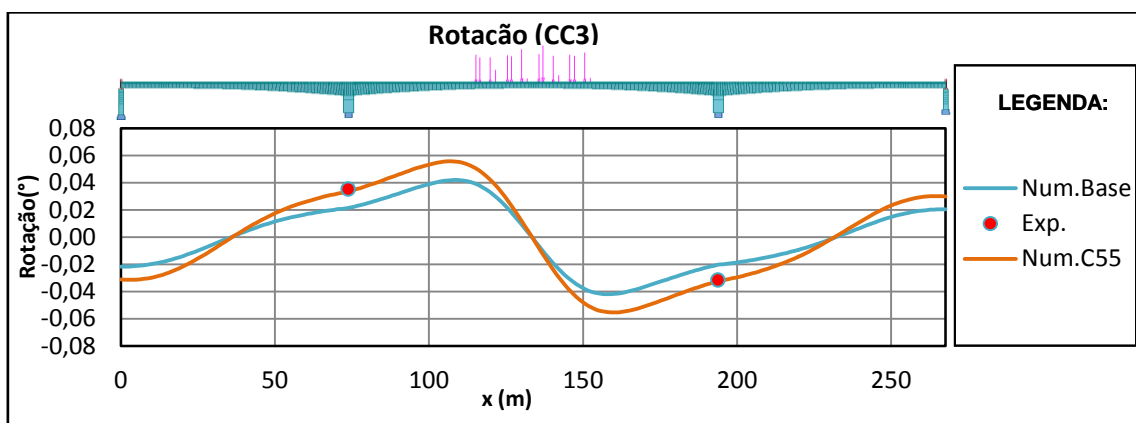


Figura 6.76 - Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga estático 3 – Mod.C55).

Tabela 6.34 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).

CC3 – Modelo numérico C55			
	P1	P2	Média
θ_E (°)	0,0352	-0,0317	
θ_N (°)	0,0335	-0,0323	
Desvio	0,0017	0,0006	0,0012
Erro %	4,82%	1,82%	3,32%

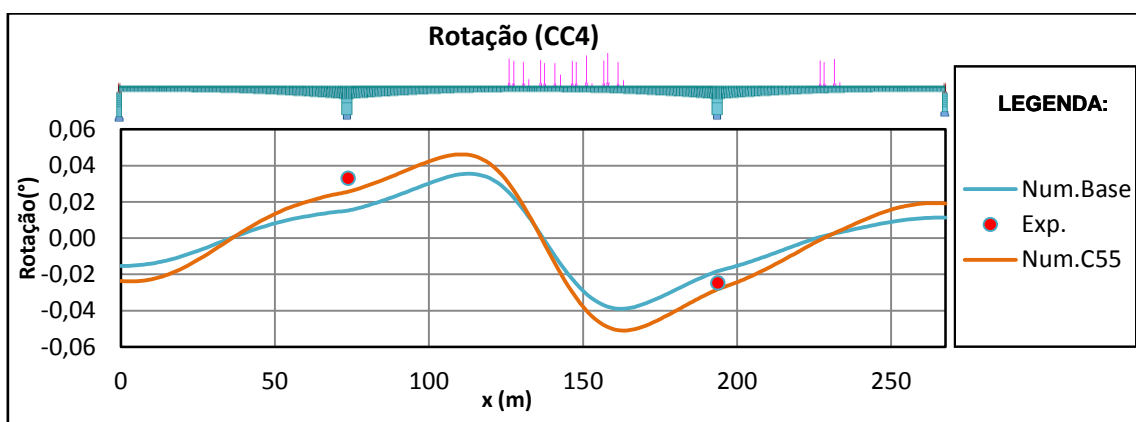


Figura 6.77 - Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.35 - Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).

CC4 – Modelo numérico C55			
	P1	P2	Média
θ_E (°)	0,0329	-0,0249	
θ_N (°)	0,0256	-0,0281	
Desvio	0,0073	0,0033	0,0053
Erro %	22,23%	9,91%	16,07%

Focando agora a análise sobre as rotações obtidas no tabuleiro da ponte, quando este é submetido às cinco passagens com cargas estáticas, verifica-se também que houve uma grande aproximação do comportamento do modelo numérico C55 com o observado durante o ensaio de carga. Esta aproximação é ilustrada pela Figura 6.78, através da comparação do erro médio obtido pelo modelo numérico C55 e pelo modelo base nas seções instrumentadas do tabuleiro.

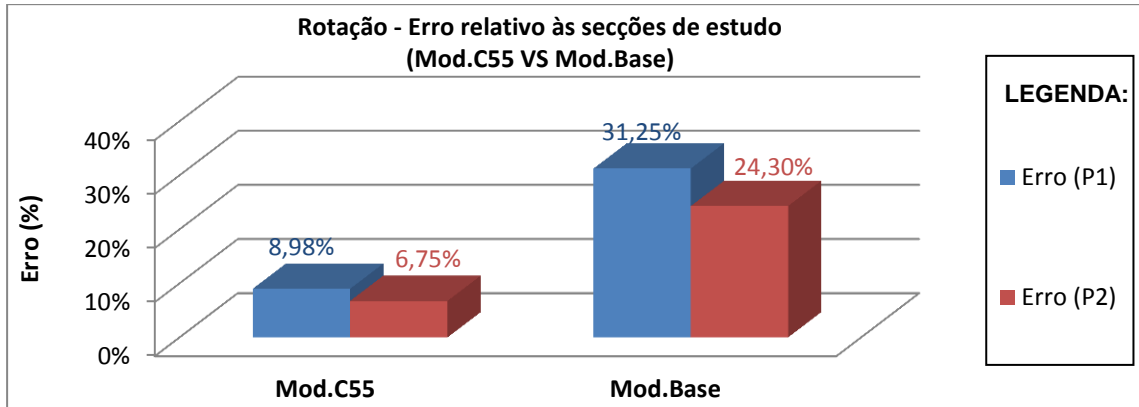


Figura 6.78 - Erro médio das seções instrumentadas ao nível das rotações (Mod.C55 vs Mod.Base – Casos de carga estáticos).

Através da realização deste modelo que combina os três parâmetros de modelação, consegue-se alcançar uma grande redução do erro entre os valores das rotações numéricas e experimentais. Comparativamente com os resultados obtidos no modelo numérico base diminuiu-se o erro de 27,78% para 7,87% ao nível das rotações.

Constata-se novamente que o caso de carga estático 4 continua a ser o detentor de maior erro ao nível das rotações. A Figura 6.79 ilustra a relação do erro das rotações com os casos de carga estáticos.

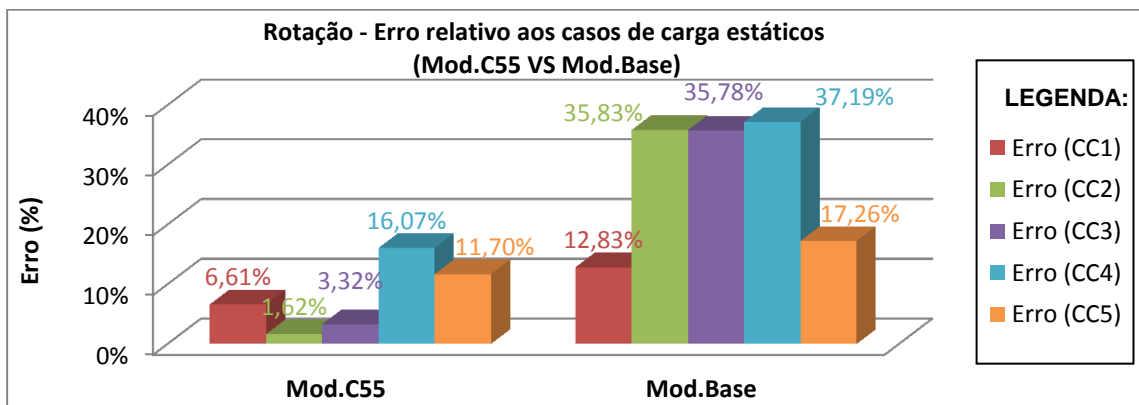


Figura 6.79 - Erro da rotação relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.C55 vs Mod.Base).

6.6.1.1.3 Curvatura

As Figuras 6.80 a 6.82 tal como as Tabelas 6.36 a 6.38 correspondem aos valores numéricos e experimentais da curvatura referentes aos casos de carga estático CC1, CC3 e CC4.

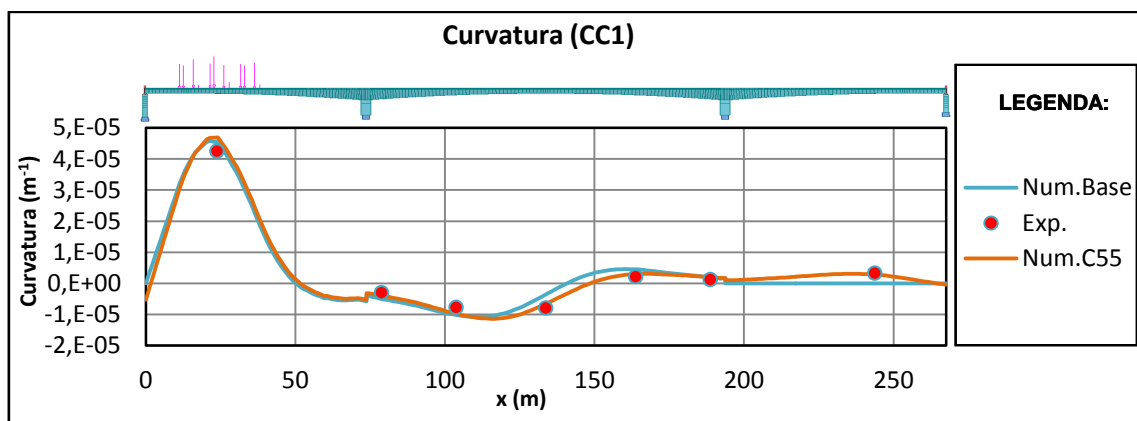


Figura 6.80 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 1 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.36 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica (Caso de carga 1 – Modelo numérico C55).

CC1 – Modelo numérico C55								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
$\rho_E(m^{-1})$	0,0000425	-0,0000031	-0,0000078	-0,0000080	0,0000021	0,0000012	0,0000032	
$\rho_N(m^{-1})$	0,0000469	-0,0000040	-0,0000097	-0,0000066	0,0000030	0,0000020	0,0000028	
Desvio	-0,0000045	0,0000009	0,0000020	-0,0000015	-0,0000009	-0,0000008	0,0000005	0,0000016
Erro %	9,53%	1,88%	4,25%	3,15%	1,91%	1,68%	0,96%	3,34%

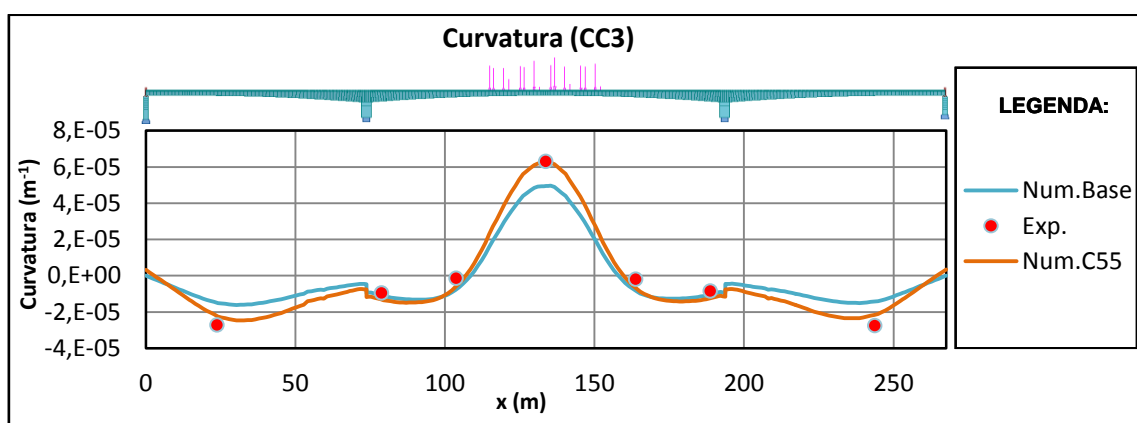


Figura 6.81 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 3 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.37 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica
(Caso de carga 3 – Mod.C55).

CC3 – Modelo numérico C55								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
$\rho_E(m-1)$	-0,0000272	-0,0000095	-0,0000015	0,0000629	-0,0000019	-0,0000085	-0,0000275	
$\rho_N(m-1)$	-0,0000223	-0,0000132	-0,0000058	0,0000622	-0,0000068	-0,0000123	-0,0000215	
Desvio	-0,0000049	0,0000037	0,0000043	0,0000007	0,0000049	0,0000039	-0,0000061	0,0000041
Erro %	7,89%	5,90%	6,94%	1,10%	7,81%	6,21%	9,74%	6,51%

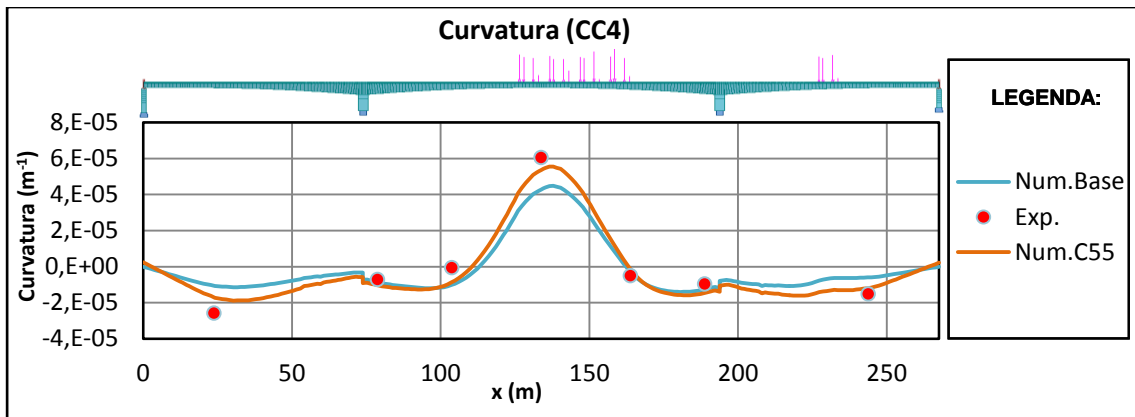


Figura 6.82 - Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 4 – Modelo numérico C55).

Tabela 6.38 - Comparação entre a curvatura obtida por via experimental e numérica
(Caso de carga 4 – Modelo numérico C55).

CC4 – Modelo numérico C55								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Média
$\rho_E(m-1)$	-0,0000258	-0,0000073	-0,0000006	0,0000604	-0,0000051	-0,0000097	-0,0000152	
$\rho_N(m-1)$	-0,0000170	-0,0000103	-0,0000086	0,0000536	-0,0000014	-0,0000145	-0,0000118	
Desvio	-0,0000088	0,0000030	0,0000080	0,0000068	-0,0000037	0,0000048	-0,0000034	0,0000055
Erro %	16,42%	5,64%	14,84%	12,63%	6,95%	8,98%	6,31%	10,26%

Visualizando as curvas dos gráficos (ver Figuras 6.80 a 6.82) relativos aos valores experimentais e numéricos da curvatura, confirma-se mais uma vez, a aproximação por parte do modelo numérico C55, ao comportamento real do tabuleiro.

A combinação e variação dos três parâmetros de modelação torna a revelar-se como sendo satisfatória, uma vez que se obteve, um erro médio da curvatura de 5,76%.

A Figura 6.83 ilustra a diminuição do erro conseguida pelo modelo, quando comparada com o obtido inicialmente pelo modelo base.

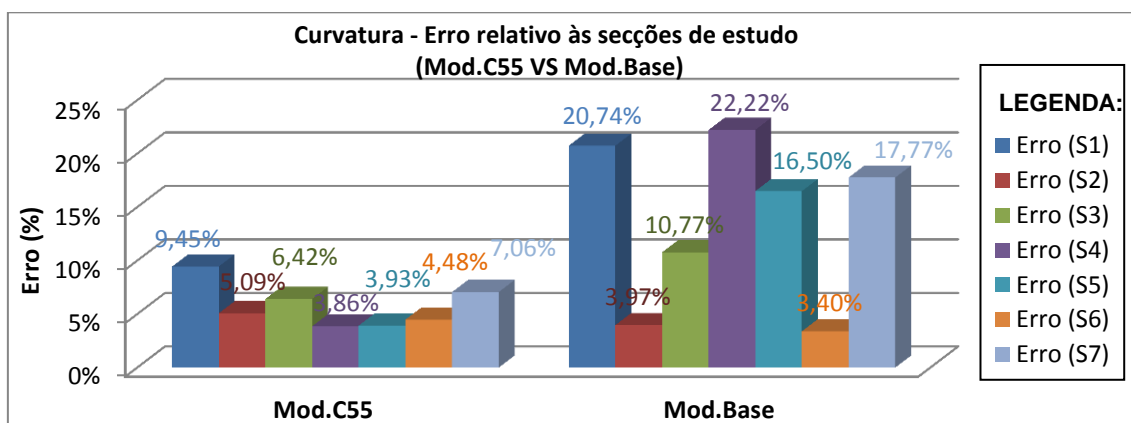


Figura 6.83 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível da curvatura (Mod.C55 vs Mod.Base – Casos de carga estáticos).

Tal como na análise dos deslocamentos verticais experimentados pelo tabuleiro da ponte, quando submetida aos casos de carga estáticos, verifica-se também ao nível da curvatura que o erro nas secções S2 e S6 sofreu um ligeiro aumento quando comparado com o obtido no modelo Base. Este aumento de erro deve-se à redução de 5% do módulo de elasticidade do betão constituinte do tabuleiro da ponte e à variação da rigidez dos aparelhos de apoio em +1,7%. Porém, tal como já se referiu, globalmente o modelo numérico C55 conseguiu aproximar os valores numéricos dos experimentais relativos à curvatura.

Novamente, o caso de carga estático 4 foi o que registou uma maior discrepância entre os valores experimentais e numéricos., sendo que a Figura 6.84 ilustra o referido.

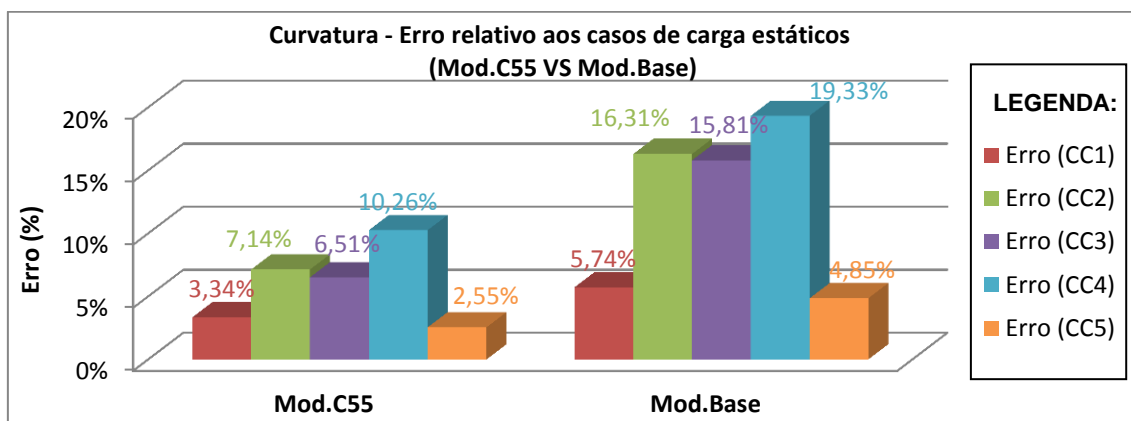


Figura 6.84 - Erro da curvatura relativo aos 5 casos de carga estáticos (Mod.C55 vs Mod.Base).

6.6.1.2 Passagem lenta

Como tem vindo a ser hábito, devido às limitações do espaço, são apenas ilustrados os gráficos correspondentes às linhas de influência dos deslocamentos verticais obtidas nas secções S1, S3 e S4, durante a passagem lenta. Para consultar outros resultados correspondentes às restantes secções visualizar Anexo F.

6.6.1.2.1 Deslocamentos verticais

Através das Figuras 6.85 a 6.87, sobrepõem-se as linhas de influência numéricas e experimentais, referentes aos deslocamentos verticais obtidas nas secções S1, S3 e S4 do tabuleiro da ponte.

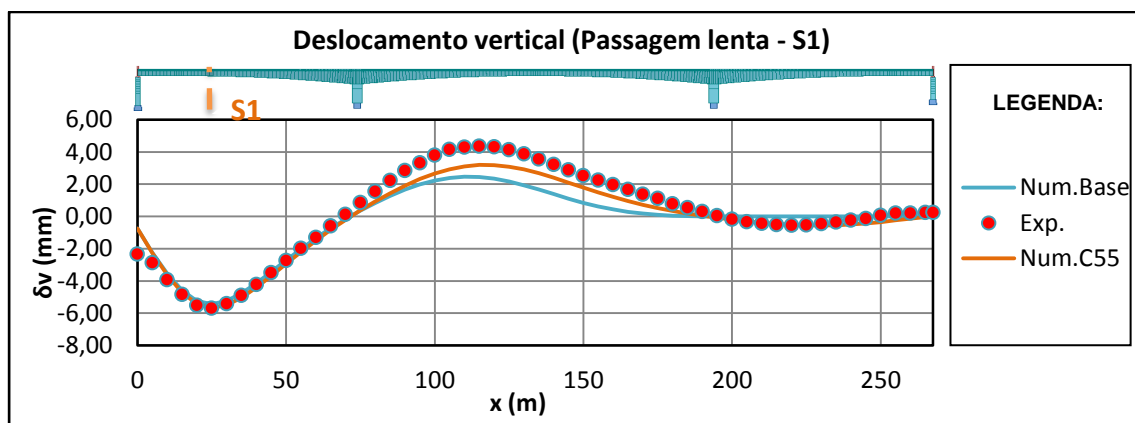


Figura 6.85 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).

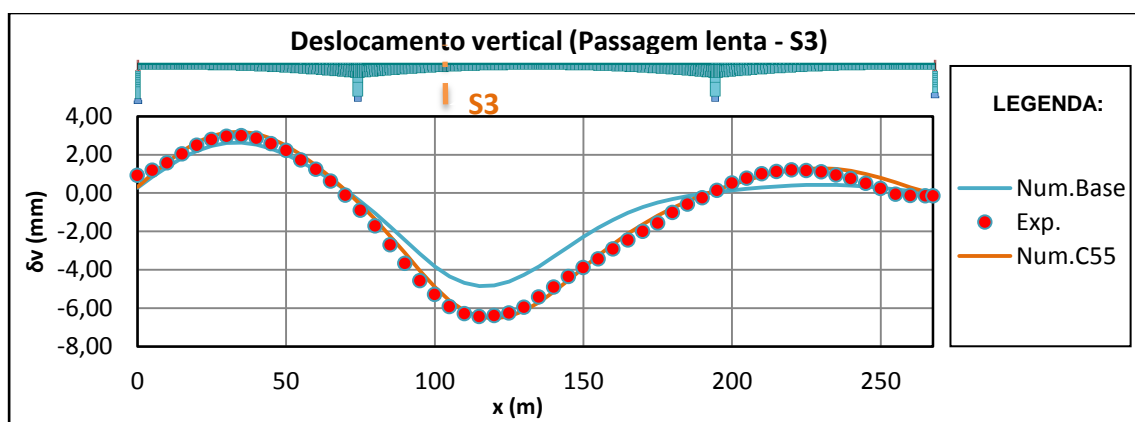


Figura 6.86 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).

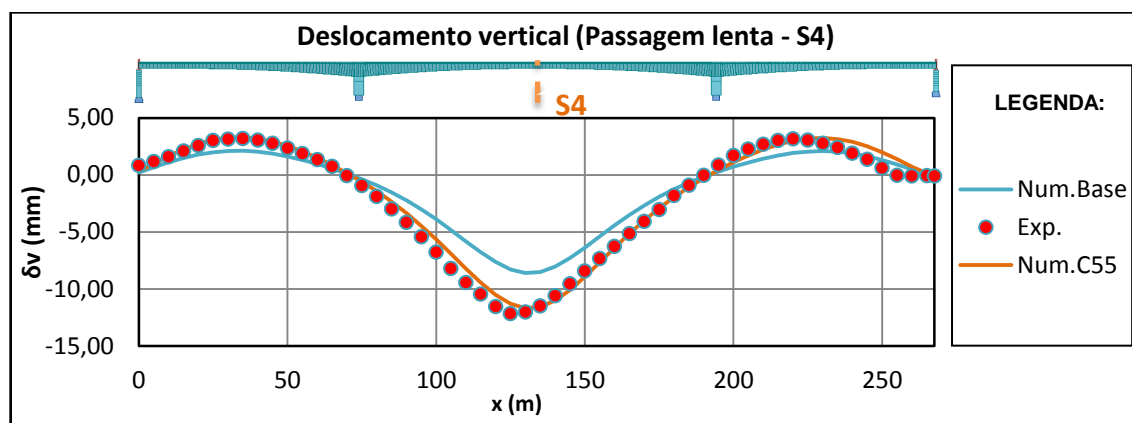


Figura 6.87 - Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S4 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).

Os resultados apresentados pelas Figuras 6.85 a 6.87, bem como as referentes às outras secções do tabuleiro ilustradas no Anexo F, permitem atestar, a aproximação das linhas de influência dos deslocamentos verticais obtidas pelo modelo numérico C55, com as obtidas durante a passagem lenta dos camiões. Destacam-se os resultados obtidos nas secções S3 e S4, pela sobreposição das linhas de influência numérica e experimental (ver Figuras 6.86 e 6.87).

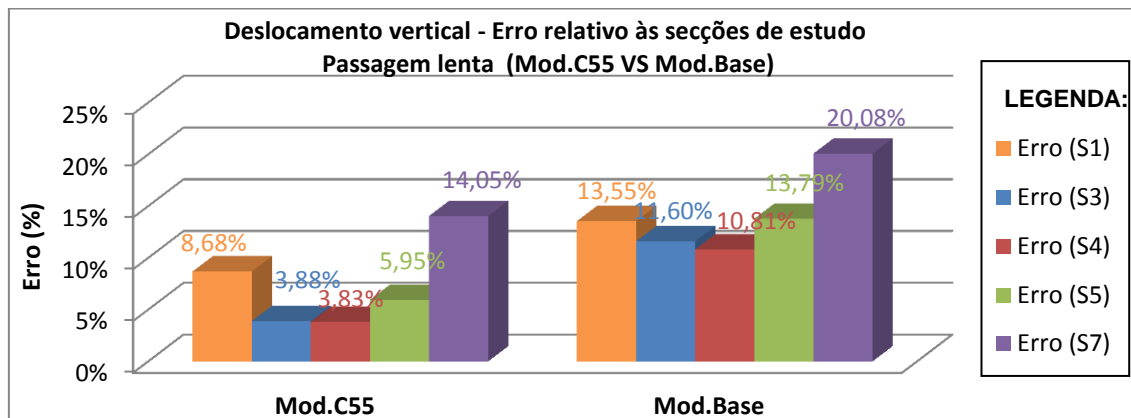


Figura 6.88 - Erro médio das secções instrumentadas ao nível dos deslocamentos verticais (Mod.C55 vs Mod.Base – Passagem lenta)

A Figura 6.88 resume a comparação entre o erro obtido nas secções de estudo do tabuleiro pelo modelo numérico C55 e pelo modelo base. Verifica-se outra vez, que através da combinação dos parâmetros modelares (modelo C55), obtemos um modelo com um comportamento do tabuleiro mais próximo do real, quando sujeito à passagem lenta dos camiões. É de realçar a redução de 6,69% do erro médio relativamente ao modelo base.

A secção S7 é a detentora do maior erro entre as linhas de influência numéricas e experimentais dos deslocamentos verticais. Consultando-se no Anexo F, a forma das curvas das linhas de influência referentes à secção S7, verifica-se que no final da passagem do camião no tabuleiro da ponte, existe um desfasamento dos resultados experimentais e numéricos. Nas outras secções, também é visível uma pequena discrepância dos valores experimentais, nos últimos metros do tabuleiro junto ao pilar de transição Sul. Isto poderá ter sido originado pela dificuldade de garantir que o grupo de camiões, na realização da passagem lenta, se desloque a uma velocidade constante ao longo de todo o trajeto, ou mesmo pela possibilidade da existência de bloqueio por parte do aparelho de apoio.

6.6.1.2.2 Rotações

Os resultados obtidos para as rotações durante a passagem lenta dos camiões estão ilustrados nas Figuras 6.89 e 6.90.

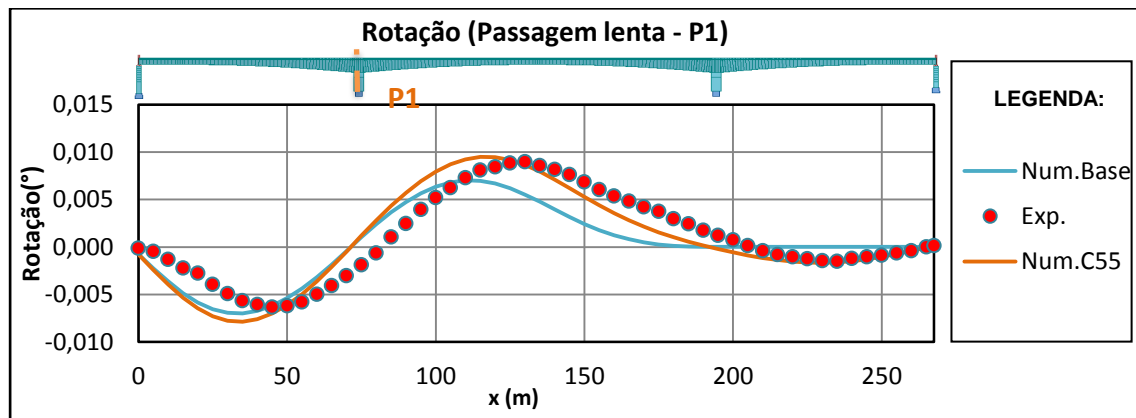


Figura 6.89 - Rotações experimentais e numéricos experimentados pela secção P1 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).

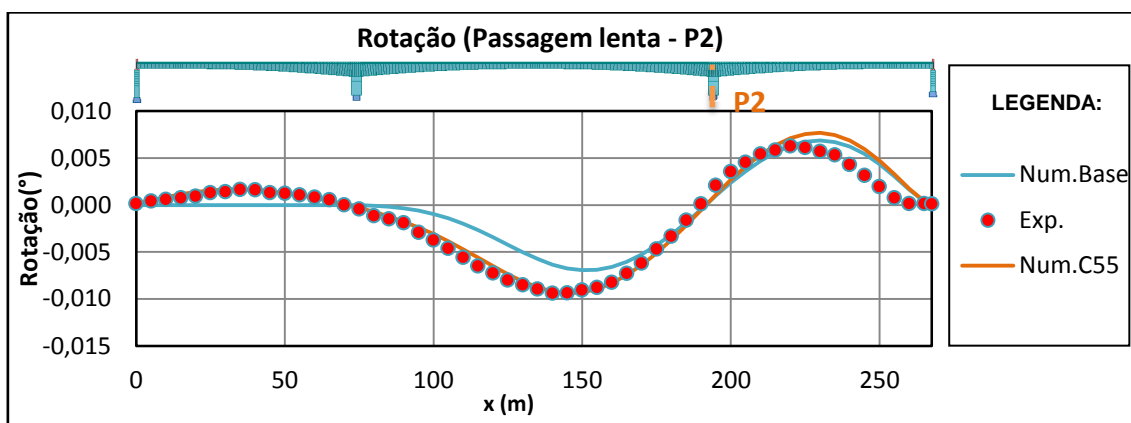


Figura 6.90 - Rotações experimentais e numéricas experimentadas pela seção P2 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).

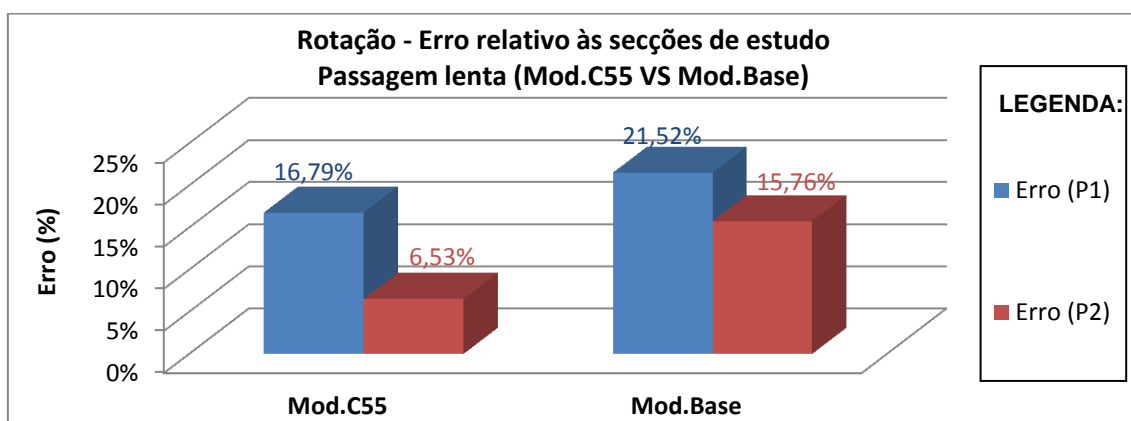


Figura 6.91 - Erro médio das seções instrumentadas ao nível das rotações (Mod.C55 vs Mod.Base – Passagem lenta)

As Figuras 6.89 e 6.90 evidenciam uma aproximação das rotações obtidas no modelo numérico C55 relativamente aos valores reais.

Ainda tecendo uma comparação entre os erros obtidos no modelo numérico C55 e no modelo base, através da ilustração da Figura 6.91, conclui-se que, os valores das rotações, nas seções do tabuleiro (P1 e P2) obtidas pelo modelo C55, são os que mais se aproximam da realidade. Perante o referido, a combinação dos três parâmetros modelares, revela-se como o modelo que melhor representa o comportamento estrutural do tabuleiro da ponte ao nível das rotações, aquando da realização da passagem lenta.

6.6.2 Análise de resultados - Combinação dos parâmetros de modelação

O modelo numérico C55 revelou-se como sendo o modelo cujo comportamento do tabuleiro da ponte mais se aproxima do observado durante o ensaio de carga. A partir da combinação dos três parâmetros de modelação foi possível diminuir a rigidez caracterizadora do modelo numérico base, aproximando os valores numéricos dos reais, relativamente a todas as grandezas de medição analisadas.

O parâmetro referente à taxa de variação do módulo de reação do terreno ($n_h=200\text{kn/m}^3$) permite o tabuleiro experimentar valores ao nível dos deslocamentos verticais, curvaturas e rotações, superiores aos reais. A simulação do módulo de elasticidade do betão que constitui o tabuleiro, com a sua redução em 5% do valor estimado, permitiu reduzir o erro das rotações ao nível da passagem lenta. Por fim, com a simulação da rigidez dos aparelhos de apoio, com um incremento parcial de 1,7% de rigidez, provocou uma redução dos valores obtidos ao nível de todas as grandezas de medição, permitindo assim uma aproximação relativamente aos valores obtidos por via experimental.

Conclui-se deste modo, que a otimização do modelo numérico, através da combinação dos parâmetros de modelação estudados nos anteriores subcapítulos, permitiu a redução do erro numérico ao nível de todas as grandezas de medição analisadas, principalmente ao nível das rotações. Comparativamente com o modelo numérico base conseguiu-se assim a redução do erro global do modelo inicial de 17,23% para 8,15%, correspondente a uma diferença relativa de 111,41%.

A Tabela 6.39 apresenta os erros obtidos no modelo numérico (C55).

Tabela 6.39 - Erro global do modelo numérico C55.

Modelo numérico C55 ($n_h = 200 \text{ kN/m}^3$; $R_y=0,017$; $-5\%E$) - Erro %			
Grandezas de medição	Casos de carga estáticos	Passagem lenta	Erro global
Desl. Verticais	6,65%	7,28%	8,15%
Rotações	7,87%	11,66%	
Curvatura	5,96%	-	
Média	6,82%	9,47%	

6.7 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas diferentes análises a nível do comportamento estrutural do tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia. Essas foram realizadas através da criação de vários modelos numéricos com elementos de barra, diferenciados entre si pela simulação e variação de quatro parâmetros de modelação estrutural.

O primeiro parâmetro estudado foi a variação do módulo de elasticidade do betão aplicado nas secções do tabuleiro. O betão utilizado na modelação base do tabuleiro foi um C35/40 com o módulo de elasticidade estimado de 34 GPa, sendo este último variado em $\pm 20\%$. Neste estudo, verificou-se que, a redução do módulo de elasticidade estimado do betão, provoca uma diminuição da rigidez do tabuleiro, tornando possível, este experimentar valores superiores ao nível de todas as grandezas analisadas. Concluiu-se que, em relação ao erro global do modelo numérico base, através da redução do módulo de elasticidade em -20% , se obtém um erro global inferior, com valor de $14,52\%$.

O segundo parâmetro de modelação estudado foi a simulação da variação de rigidez dos aparelhos de apoio, tendo-se modificado as propriedades do mesmo, ao nível das rotações. Através do incremento de rigidez dos aparelhos, verificou-se um aumento de rigidez da estrutura. Como o modelo numérico base, já se encontrava com um comportamento bastante rígido relativamente ao real, este incremento de rigidez veio aumentar ainda mais o erro do modelo numérico. Contudo, foi interessante verificar que, o incremento dos primeiros 5% de rigidez nos aparelhos de apoio foram os que mais influenciaram o aumento do erro global do modelo numérico da ponte.

O terceiro parâmetro a ser analisado foi a variação da rigidez lateral de fundações. Esta foi concretizada através da modelação das estacas de fundação dos pilares intermédios e da simulação da reação do solo nas mesmas. Para tal, foi variada a taxa de variação do coeficiente de reação do solo de fundação $n_h = [200 \text{ a } 3450 \text{ kN/m}^3]$.

Com $n_h = 200 \text{ kN/m}^3$ obtivemos, ao nível de todas as grandezas de medição analisadas, valores superiores aos obtidos durante o ensaio de carga. Com o aumento da taxa de variação do coeficiente de reação do solo provocamos um ligeiro incremento de rigidez ao

modelo, que por sua vez, diminuiu os valores numéricos das grandezas de medição aproximando-os dos obtidos por via experimental.

Graças ao estudo da variação do referido parâmetro, obteve-se um modelo cujo comportamento por parte do tabuleiro, se aproximou mais do observado na realidade, com um erro de 12,59%.

O quarto parâmetro de modulação, considerado objeto de estudo, foi a introdução de elementos adicionais ao tabuleiro da ponte onde se variou a sua rigidez. Com este fim, foram introduzidos no modelo numérico a armadura ordinária longitudinal, pré-esforço longitudinal, guardas de segurança, camada de betuminoso e as vigas de bordadura. Todavia, a introdução destes elementos e a variação da sua rigidez revelou-se desprezável, na influência sobre o comportamento estrutural do tabuleiro ao nível das grandezas de medição e dos casos de carga analisados.

Esta análise paramétrica serviu de apoio na otimização do modelo numérico da ponte, de modo a permitir obter um comportamento ao nível do tabuleiro, o mais próximo possível do observado durante a realização do ensaio de carga. Isto porque, através da referida análise, conseguimos verificar separadamente, quais dos parâmetros modelares, exercem uma maior influência sobre as grandezas de medição analisadas.

Posto isto, neste capítulo, foi então efetuada uma abordagem à realização de várias combinações, onde são variados em conjunto, os parâmetros modelares de maior influência, sendo esses, os três primeiros referidos anteriormente.

Através da combinação dos três parâmetros modelares, obteve-se um modelo numérico da ponte, mais próximo do real. Esse modelo foi alvo de análise sendo designado por modelo numérico C55, tendo obtido um erro global de 8,15%.

Esta otimização, realizada através da combinação dos três parâmetros modelares, foi de grande relevância, visto que, permitiu-nos reduzir o valor de erro do modelo numérico base em cerca de 111%.

7

Considerações Finais

7.1 Conclusões

A combinação da realização de ensaios de carga, juntamente com a aplicação de sistemas de medição e auxílio de um modelo numérico devidamente calibrado, constitui uma ferramenta poderosa na compreensão e avaliação do comportamento de estruturas.

A presente dissertação desenvolveu-se no sentido alcançar uma melhor compreensão de cada um dos princípios necessários. Procedeu-se à análise estrutural de uma ponte, com recurso à realização de um ensaio de carga, tendo-se como principal suporte a conceção de um modelo numérico capaz de simular a resposta efetiva da estrutura.

O **Capítulo 1** serve de introdução ao tema da presente dissertação através da realização de um enquadramento geral. A referida secção serviu ainda para a fixação dos objetivos, bem como para a descrição do corpo da presente dissertação.

No **Capítulo 2** foram abordadas as temáticas por detrás da realização de ensaios de carga e dos sistemas de medição aplicados durante a sua realização em pontes e viadutos. Aqui, foram estudados os tipos de ensaio de carga, cujos objetivos os dividem em ensaios de receção e de avaliação estrutural, podendo ambos ser no âmbito da execução de uma análise estática e/ou dinâmica. São ainda abordados os procedimentos usualmente utilizados para a sua execução. Este capítulo serviu ainda para descrever os tipos de instrumentos que constituem um sistema de medição, sendo, *a posteriori*, expostas as suas características, potencialidades e modo de funcionamento. Neste sentido, o referido capítulo permitiu compreender a importância e necessidade da realização de ensaios de carga em conjunto com a medição de grandezas de grande relevância, tais como, deslocamentos, deformações e rotações, entre outras grandezas relevantes.

O **Capítulo 3** foi desenvolvido com o intuito de fornecer uma base de conhecimento para a criação de modelos numéricos de pontes, servindo assim de apoio na concretização do principal objetivo desta dissertação. Neste capítulo, são referidos os objetivos da conceção de modelos aplicados em diferentes fases de obra, tal como as diferentes utilidades possíveis relativamente ao espaço temporal da realização de ensaios de carga. Foram ainda introduzidos os elementos de modelação básicos, utilizados por grande parte dos programas de cálculo automático existentes, bem como a sua aplicação na execução de modelos numéricos aplicados a diferentes tipologias estruturais de pontes. Nesta secção, disponibilizou-se um momento de reflexão e espaço para descrever os processos necessários para a atualização/calibração dos modelos. Este terceiro capítulo serviu então para enaltecer a importância da execução de uma boa modelação, com vista ao máximo realismo dos resultados numéricos finais.

O caso de estudo é apresentado no **Capítulo 4**. Aqui debruçamo-nos sobre a realização de um ensaio de carga na ponte sobre o rio Sorraia. Neste capítulo foi realizada uma descrição e caracterização da ponte, o sistema de medição instalado, bem como os procedimentos realizados na execução do ensaio. Ainda no mesmo, é realizado um tratamento dos dados obtidos ao nível das diferentes grandezas de medição. Sendo assim, nesta dissertação o comportamento do tabuleiro da ponte foi alvo de estudo relativamente às grandezas de medição obtidas, devido aos 5 primeiros casos de carga estáticos e à 1ª passagem lenta dos camiões, designadamente:

- Casos de carga estáticos:
 - Deslocamento vertical;
 - Rotação;
 - Curvatura;
- Passagem lenta:
 - Deslocamento vertical;
 - Rotação;

O **Capítulo 5** engloba a conceção do modelo numérico base da ponte sobre o rio Sorraia, tendo como apoio os conhecimentos adquiridos no terceiro capítulo. A modelação da ponte

foi realizada em elementos de barra recorrendo ao software de cálculo da Autodesk “ROBOT 2013”. Estes elementos foram escolhidos por permitirem uma análise longitudinal, uma vez que, não foram selecionados casos de carga excêntricos para estudo do comportamento estrutural da ponte sobre o rio Sorraia.

Através da análise dos resultados obtidos pelo modelo numérico base, verificou-se que esta primeira estratégia de modelação revelou rigidez excessiva. Isto porque, ao nível de todas as grandezas de medição analisadas, os valores numéricos são maioritariamente inferiores aos experimentais. Através da análise dos casos de carga estudados, verificou-se ainda que a grandeza de medição, que apresentou um maior desfasamento entre os resultados numéricos e experimentais, foi a rotação. O modelo numérico base apresentou um erro global de 17,13% quando comparado com o comportamento estrutural real do tabuleiro da ponte sobre o rio Sorraia.

No **Capítulo 6** foram postos em prática os processos estudados no terceiro capítulo referentes à atualização de modelos numéricos. Neste capítulo, foram analisados diferentes parâmetros estruturais incertos, através da realização de vários modelos numéricos com elementos de barra, diferenciados entre si, pela simulação e variação de quatro parâmetros de modelação.

O primeiro parâmetro estudado foi a variação do módulo de elasticidade do betão aplicado nas secções do tabuleiro. O betão utilizado na modelação base do tabuleiro foi um C35/40 com o módulo de elasticidade estimado de 34 GPa, sendo este último variado em $\pm 20\%$. A realização deste estudo permitiu concluir que, através da redução do módulo de elasticidade em -20% , se obtém um erro global inferior por parte do modelo numérico, com o valor de 14,52%.

A simulação da variação da rigidez dos aparelhos de apoio foi o segundo critério de modelação a ser analisado. Após o incremento de rigidez dos aparelhos, a reação observada é um aumento da rigidez da estrutura, o que resulta num aumento do erro global do modelo numérico em relação ao modelo base. Além disso, constata-se que este é um parâmetro portador de grande sensibilidade no que concerne ao comportamento estrutural da ponte.

O terceiro parâmetro examina a variação da rigidez lateral das fundações, possível através da modelação das estacas de fundação dos pilares intermédios e da simulação da reação do solo nas mesmas. Para observar tal comportamento procedeu-se à variação da taxa de variação do coeficiente de reação do solo de fundação $n_h=[200 \text{ a } 3450\text{kN/m}^3]$.

Esta simulação revelou-se como sendo de grande influência no comportamento estrutural da ponte, tendo grande peso em todas as grandezas de medição alvo de análise. Alcançou-se uma aproximação ao comportamento da estrutura real, devido ao estudo do efeito da variação no parâmetro mencionado. O erro global fruto dessa variação diminuiu para 12,59%.

O quarto parâmetro de modulação considerado objeto de estudo foi a introdução de elementos adicionais ao tabuleiro da ponte onde se variou a sua rigidez. Com este fim, foram simulados no modelo numérico a armadura ordinária longitudinal, pré-esforço longitudinal, guardas de segurança, camada de betuminoso e as vigas de bordadura. Contudo, a simulação destes elementos e a variação da sua rigidez revelou-se desprezável relativamente ao comportamento estrutural da ponte observado durante o ensaio de carga.

A realização desta análise de sensibilidade, a cada um dos parâmetros atrás mencionados, serviu de apoio na identificação e seleção dos que exercem grande influência no comportamento estrutural da ponte. Perante o referido, os primeiros três parâmetros foram selecionados para atualização do modelo numérico, enquanto o quarto foi alvo de exclusão.

Ainda neste capítulo, foi então efetuada uma abordagem à realização de várias combinações, onde são variados, em conjunto, os parâmetros selecionados para atualização.

A combinação dos três parâmetros modelares permitiu alcançar um modelo numérico da ponte mais próximo do real. Apresentando um erro global de 8,15%, esse modelo foi alvo de análise e obteve a designação de modelo numérico C55.

A correta seleção dos parâmetros de atualização revelou-se crucial, pois através destes, obteve-se um modelo numérico calibrado capaz de reduzir o valor do erro global do modelo base em cerca de 111%.

A Figura 7.1 ilustra a referida redução ao nível das grandezas de medição analisadas.

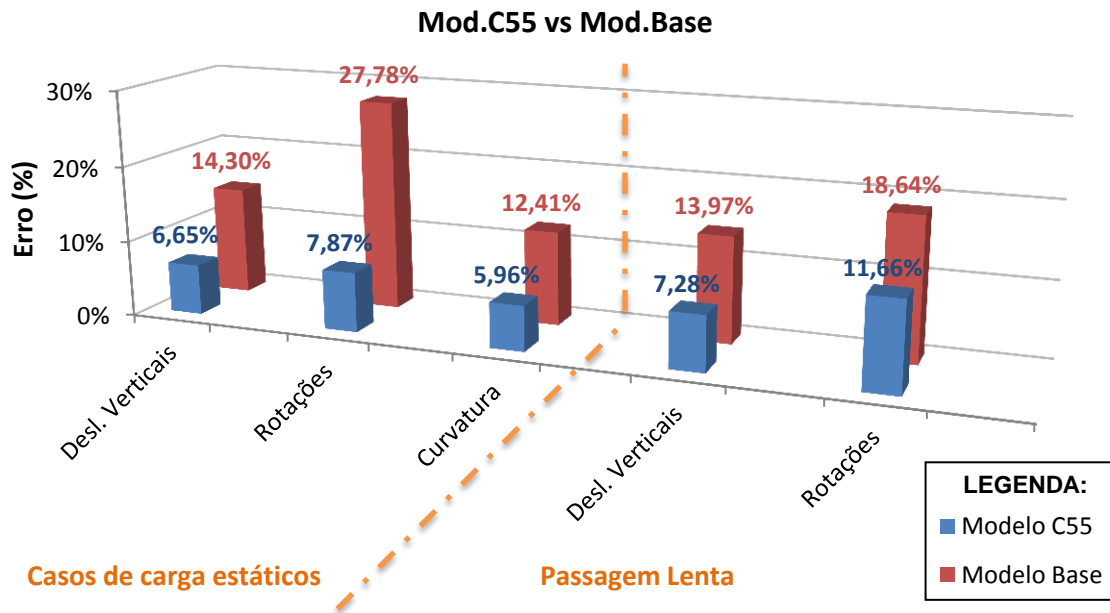


Figura 7.1 - Comparação do erro obtido pelo modelo numérico Base e pelo modelo otimizado (C55).

O encadeamento da presente dissertação mostrou-se pertinente e fulcral no alcance dos objetivos inicialmente definidos. Em suma, o estudo e compreensão da execução dos ensaios de carga, aliados à aplicação de sistemas de medição em pontes, permitem analisar o comportamento estrutural, através da medição de grandezas relevantes, como os deslocamentos, rotações e deformações. Os resultados experimentais obtidos são de grande importância na calibração de modelos numéricos.

Os referidos modelos são de grande relevância, pois possibilitam: a antevisão da capacidade de segurança das estruturas; a previsão do comportamento das mesmas aquando situações de difícil reprodução em obra; a averiguação da estrutura executada face aos pressupostos definidos pelo projetista além de que, ainda permitem, o estabelecimento de estados de referência do comportamento estrutural.

O sucesso da realização de uma análise do comportamento de estruturas, através de ensaios de carga, depende assim fundamentalmente, da correta execução do ensaio, da

correta conceção e atualização do modelo numérico e da interligação entre os resultados experimentais e numéricos.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Em sequência do estudo efetuado na presente dissertação, são destacadas nos seguintes parágrafos, três vias para desenvolvimentos futuros. A verificar, duas debruçam-se sobre a modelação numérica do caso de estudo apresentado e a outra sobre a realização generalizada dos ensaios de carga.

Como referido, os regulamentos para a realização dos ensaios de receção em pontes são inexistentes em muitos países, incluindo em Portugal. Todavia, e porque se considera que este tipo de ensaio é de grande relevância para a observação do comportamento estrutural, propõe-se para desenvolvimento futuro, um documento normativo, capaz de auxiliar a execução dos referidos ensaios. É de interesse que o referido documento seja capaz de estabelecer os procedimentos necessários para a sua realização tendo em conta as diferentes tipologias estruturais de pontes.

A segunda proposta de desenvolvimento aponta para a modelação da ponte sobre o rio Sorraia através de elementos de casca, possibilitando desta maneira o estudo do comportamento do tabuleiro, relativamente aos casos de carga excêntricos. Através desta modelação seria também interessante comparar os resultados deste com os apresentados na presente dissertação, verificando, assim se a modelação com elementos de casca seria mais precisa que a modelação realizada com elementos de barra.

A terceira sugestão baseia-se na atualização automática do modelo numérico da ponte sobre o rio Sorraia, ou seja, a partir dos três parâmetros seleccionados para a atualização do modelo numérico da presente dissertação. É assim de interesse, a criação de um algoritmo genético, que através da introdução de um intervalo de valores de cada um dos três parâmetros, seja capaz de, por meio de sucessivas iterações, facultar a obtenção de um valor referente a cada um dos parâmetros, que conduza a um erro global do modelo inferior ao obtido nesta dissertação.

Bibliografia

- Antunes C., 1995. Apontamentos de Topografia – Levantamentos Topográficos. Engenharia Geográfica. Faculdade de ciências Universidade de lisboa. 130 pp.
- Azevedo A.F.M., 2003. Método dos Elementos Finitos - 1ª Edição. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 258 pp.
- Branco F., 2011. Apontamentos da disciplina “Patologia e Inspeção de Construções” - Cap. XXIV Monitorização e Ensaios de Pontes. Instituto Superior Técnico de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil. 35 pp.
- Brownjohn J.M.W., Xia P.Q., Hao H., Xia Y., 2001. Civil structure condition assessment by FE model updating: methodology and case studies. *Finite Elements in Analysis and Design* 37. 761-775 pp.
- Brownjohn J.M.W., Xia, P-Q., 2000. Dynamic Assessment of Curved Cable-Stayed Bridge by Model Updating. *Journal of Structural Engineering* 9 pp.
- Casas J.R., 2009. Soft Diagnostic and Proof Load Testing in Routine Bridge Assessment. In: *Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures*. Technical University of Catalunya, Barcelona. 32 pp.
- Cavadas F., 2008. Monitorização e Análise do Comportamento de Pontes Metálicas Antigas – A Ponte Eiffel. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 248 pp. (Dissertação de Mestrado).
- Cavadas F., Rodrigues C., Félix C., Figueiras J., 2008. Relatório dos ensaios de recepção da Ponte Eiffel em Viana do Castelo. LABEST/FEUP. 315 pp.
- Cavadas F., Rodrigues C., Félix., Figueiras., 2013. Post.rehabilitation assessment of a centenary steel bridge through numerical and experimental analysis. *Journal of Constructional Steel Research* 80, pp. 264-277.
- Costa C., 2002. Análise do comportamento da ponte da Lagoncinha sob a Acção do tráfego rodoviário. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 219 pp. (Dissertação de Mestrado).

Dimande A., 2010. Análise Experimental de Pontes durante a Construção e em Serviço. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 344 pp. (Dissertação de Doutoramento).

Faria A. 2010. Avaliação do Desempenho de Sistemas de Monitorização de Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 210 pp. (Dissertação de Mestrado).

Faria R. 2008. Procedimentos com vista à Monitorização de Estruturas – Teste do Sonar e Ensaio da Ponte do Pinhão. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 163 pp. (Dissertação de Mestrado).

Felippa C.A., 2004. Introduction to Finite Element Methods. Department of Aerospace Engineering Sciences and Center for Aerospace Structures. University of Colorado.

Félix C. 2002. Monitorização do Comportamento de Estruturas de Betão. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 150 pp.

Félix C., 2004. Monitorização e Análise do Comportamento de Obras de Arte. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 364 pp. (Dissertação de Doutoramento).

Félix C., Rodrigues C., Faria C., Figueiras J., Afonso L., Barata V., 2012. Conceção e Implementação do Sistema de Monitorização Estrutural do Viaduto do Corgo. In: Encontro Nacional Betão Estrutural, Porto. 10 pp.

Figueiredo E., 2006. Monitorização e Avaliação do Comportamento de Obras de Arte. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 217 pp. (Dissertação de Mestrado).

Figueiredo L.J., Gafaniz A.R., Lopes G.S., Pereira R., 2007. Aplicação de Acelerómetros. Engenharia Biomédica, Instituto superior técnico de Lisboa. In: Instrumentação e Aquisição de Sinais. 12 pp.

GRID, 2003. Memória Descritiva e Justificativa do Projeto de Execução da Ponte Sobre o Rio Sorraia. A13 – Auto Estrada Almeirim/Marateca; Sublanços Savaterra de Magos/A10/Santo Estêvão.

GRID, 2003. Projeto de Estruturas da Ponte Sobre o Rio Sorraia e Viadutos de Acesso.

Hag-Elsafi O., Kunin J., 2006. Load Testing For Bridge Rating: Dean's Mill Road Over Hannacrois Creek. Special Report 147. New York State Department of Transportation. 71 pp.

He X.H., Yu Z.W., Chen Z.Q., 2008. Finite element model updating of existing steel bridge based on structural health monitoring. *J. Cent. South Univ. Technol.* 15. 399-403 pp.

Hutton D.V., 2004. *Fundamentals of Finite Element Analysis*. McGraw-Hill Companies. 505 pp.

Merce R., 2007. *Metodologia para Atualização de Modelos Numéricos de Pontes com Base em Dados Experimentais*. Universidade de Brasília. 269 pp. (Dissertação de Doutorado).

Montenegro M., 2011. *Ensaios de Carga em Pontes – Sistemas de Medição e Análise de Resultados*. Faculdade de engenharia da universidade do Porto. 172 pp. (Dissertação de Mestrado).

NP EN 1992-1-1, 2010, Eurocódigo 2, "Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios". Instituto Português da Qualidade. 259 pp.

Pedro J., 2007. *Apontamentos da disciplina "Pontes"*. Instituto Superior Técnico de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil. 18 pp.

Ren W., Harik I., Blandford G., Lenett M., Baseheart T., 2003. *Structural Evaluation of The Historic John A. Roebling Suspension Bridge*. University of Kentucky. 124 pp.

Rodrigues C., 2011. *Monitorização de Estruturas de Engenharia Civil Apoiada em Soluções de Fibra Óptica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 367 pp. (Dissertação de Doutorado).

Rodrigues C., 2012. *Apontamentos da disciplina "Inspeção e Reforço de Estruturas"*. Instituto Superior de Engenharia do Porto, Departamento de Engenharia Civil.

Rodrigues C., Félix C., Lage A., Figueiras J., 2011. Monitorização Estrutural com Base em Fibra Óptica: o Exemplo da Ponte da Lezíria. In: 6º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia. 17 pp.

Rodrigues C., Sousa H., Félix C., Figueiras J., 2007. Relatório técnico dos ensaios de carga estáticos da Travessia do Tejo no Carregados, no Sublanço A1 / Benavente, da A10 – Auto Estrada Bucelas. LABEST/FEUP. 115 pp.

Rouxinol G., 2007. Modelação e Avaliação Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria. Universidade de Coimbra. 308 pp. (Dissertação de Doutoramento).

Santos J., 2008. Apontamentos da disciplina “Obras Geotécnicas”, Fundações por Estacas – Acções Horizontais. Instituto Superior Técnico de Lisboa, Departamento de Engenharia Civil. 20 pp.

Santos L., 2008. Avaliação do Desempenho Estrutural de Pontes. LNEC. In: Seminário de Gestão da Segurança e da Operação e Manutenção de Redes Rodoviárias e Aeroportuárias, Lisboa. 36 pp.

Santos N., 1997. Conservação e Reabilitação de Pontes Metálicas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 239 pp. (Dissertação de Mestrado).

Schlune H., Plos M., Gylltoft K., 2009. Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements. *Engineering Structures* 31, pp. 1477-1485.

Schwarz B.J., Richardson M.H., 1997. Structural Modifications Using Higher Order Elements. In: 15th IMAC Conference February. 6 pp.

Sousa H., Matos J., Assis W., Félix C., Figueiras J., 2004. Relatório Técnico da Instalação dos Sensores Convencionais e dos Sensores de Fibra Óptica Durante a Fase Construtiva. Projeto SMARTE. LABEST/FEUP.

Sousa H., Matos J., Assis W., Félix C., Figueiras J., 2005. Relatório Técnico do Ensaio de carga da Ponte Sobre o Rio Sorraia. LABEST/FEUP. 1-65 pp.

Sousa H., Matos J., Figueiras J., 2006. Development of na Embedded Sensor Holder for Concrete Structures Monitoring. In: The Second Congress fib, Naples, Italy. 10 pp.

Wendy E.D., Macdonald J.H.G., 2006. Improved finite element modelling of a cable-stayed bridge through systematic manual tuning. *Engineering Structures* 29. 358-371 pp.

<http://www.colorado.edu/engineering/cas/courses.d/IFEM.d/> - 07/2013

http://www.pcb.com/TechSupport/Tech_Accel#.UbiojZwa6o0 - 04/2013

http://www-ext.lnec.pt/LNEC/museuvirtual/observacao_pensaios.html - 08/2013

<http://www.ponte25deabril.com/curiosidades-ponte-25-de-abril.html> - 08/2013

Anexos

Anexo A: Características técnicas dos aparelhos de medição instalados na ponte sobre o rio Sorraia.

Anexo B: Curvas referentes às extensões no betão, sofridas nas sete secções instrumentadas do tabuleiro – Casos de carga estáticos.

Anexo C: Apresentação dos resultados obtidos no estudo do Modelo numérico 3 – Variação da rigidez dos aparelhos de apoio.

Anexo D: Apresentação dos resultados obtidos no estudo do Modelo numérico 4 – Variação da rigidez lateral de fundações.

Anexo E: Apresentação dos resultados obtidos no estudo do Modelo numérico 5 – Variação da rigidez dos elementos adicionais no tabuleiro da ponte.

Anexo F: Apresentação dos restantes resultados obtidos no estudo do Modelo numérico C55 – Combinação dos parâmetros de modelação.

Anexo A

**Caraterísticas técnicas dos aparelhos de medição
instalados na ponte sobre o rio Sorraia**

1 - Sensores de deformação.

Caraterística	Sensores	
	Resistência elétrica	Fibra ótica
Gama de medição	±0,5%	0,05%
Gama de temperatura de funcionamento	-45 a +55°C	-10 a +70°C
Resistência elétrica (a 24°C)	350,0±0,8%Ω	~
Comprimento de onda	~	1520 ~ 1570 (definido pelo equipamento de aquisição)

2 - Sensores de temperatura e humidade relativa.

Caraterística	Sensores	
	Temperatura	Humidade relativa
Gama de medição	-50 a +500°C	10 a 100%RH
Gama de temperatura de funcionamento	-50 a +500°C	-40 a +85°C
Resistência elétrica (a 24°C)	100±0,06% Ω	~
Tensão de funcionamento (V)	-	5±0,2Vd.c.

3 – Equipamento de aquisição do sistema de monitorização interna.

Caraterística	Especificação	
	DT500	Micron Optics - si425
Alimentação	12V	220V
Nº de canais para leitura de sensores	10 expansível a 30	1 (cada canal lê 32 sensores)
Tipo de aquisição	Tempo real, automática e remota	Tempo real, automática e remota
Frequência de aquisição	1Hz (1canal)	50kHz (1canal)

4 - Sensores de pressão.

Caraterística	Sensores	
	"Modelo TS 01"	"Modelo SN"
Gama de medição	0-100mbar	0-20cmH ₂ O
Linearidade	0,35%FS	0,04%FS
Sensibilidade	0,6%FS/10°C	0,8mA/cmH ₂ O
Tensão de excitação	12 - 30 Vd.c.	8 - 28 Vd.c.
Gama de temperatura de funcionamento	-10°C ----- +50°C	0°C ----- +50°C

5 - Inclínómetros elétricos.

Caraterística	Parâmetro medido
N.º de eixos de medida	2 eixos (bi-axial)
Campo de medida	$\pm 1^\circ$
Ampliação	1mV/V
Não linearidade	0,10%
Sensibilidade transversal	2%
Gama de temperatura de funcionamento	-20°C a +60°C
Resistência	350 Ω
Tensão de excitação recomendada	Inferior a 2V
Tensão máxima admissível	5V

6 - LVDT's.

Caraterística	Sensores	
	LVDT (Monitran)	LVDT (RDP)
Gama de medição	$\pm 20\text{mm}$	$\pm 25\text{mm}$
Linearidade	0,5%FS	0,21%FS
Sensibilidade	0,795mA/mm	89,04mV/mm
Tensão de excitação	12 Vd.c.	12 Vd.c.
Gama de temperatura de	-20°C a +95°C	-50°C a +70°C

7 - LVDT/Comparador analógico (Deslocamentos horizontais relativos).

Caraterística	Sensores	
	LVDT (Monitran)	Comparador Analógico
Gama de medição	$\pm 50\text{mm}$	$\pm 30\text{mm}$
Linearidade	0,5%FS	0,2%FS
Sensibilidade	0,32mA/mm	100 μe /mm
Tensão de excitação	12 - 30 Vd.c.	5V
Gama de temperatura de funcionamento	-20°C a +95°C	0°C a +60°C

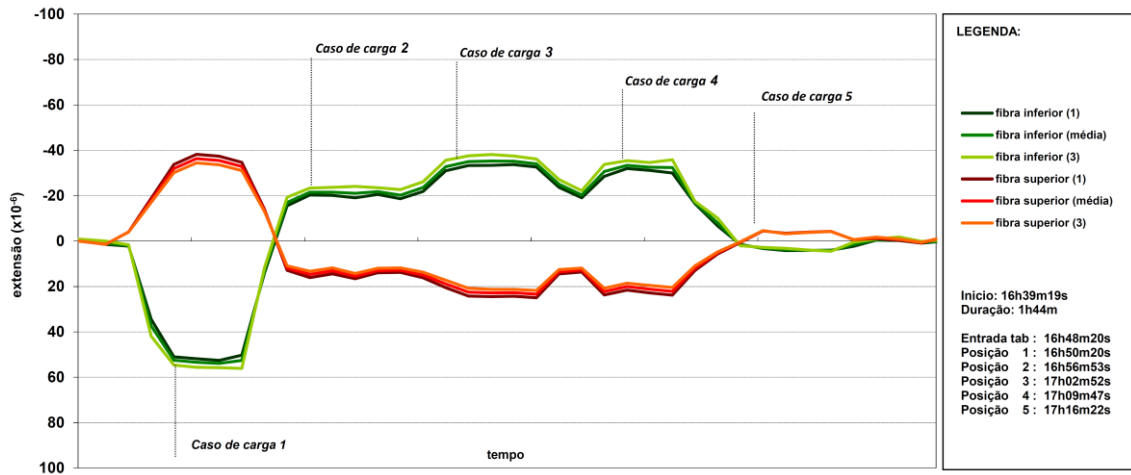
8 - Equipamento de aquisição do sistema de monitorização externa.

Caraterística	Especificação	
	DT800	NI-SCXI
Alimentação	12V	220V
Nº de canais para leitura de sensores	12 expansível	8
Tipo de aquisição	Tempo real, automática e remota	Tempo real, automática e remota
Frequência de aquisição	10Hz (1canal)	10kHz

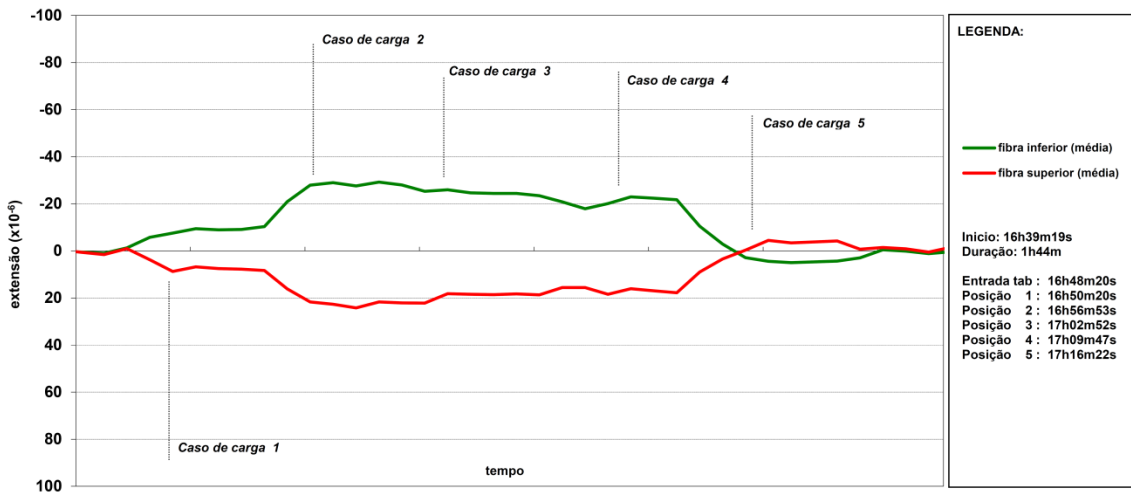
Anexo B

Curvas referentes às extensões no betão, sofridas nas sete secções instrumentadas do tabuleiro –
(Casos de carga estáticos).

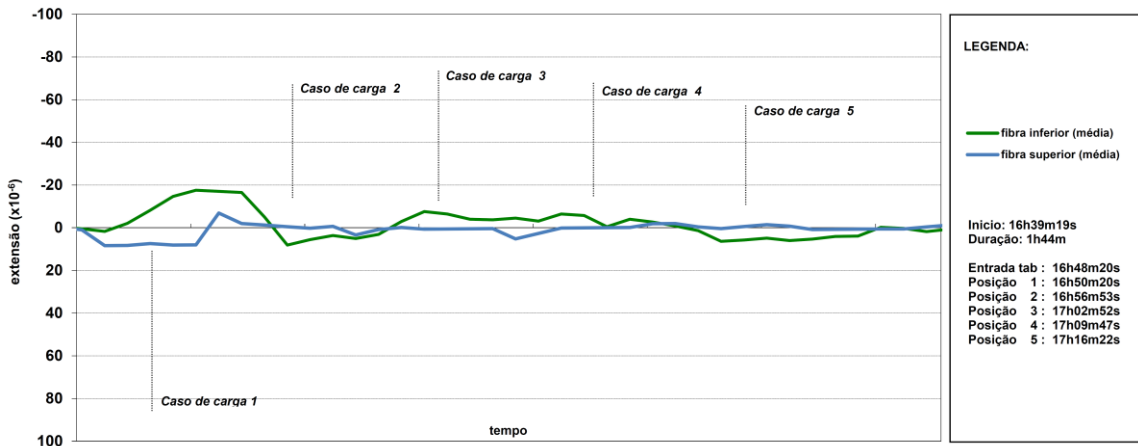
1 - Extensões na fibra inferior e superior da secção S1 do tabuleiro - Posições estáticas.



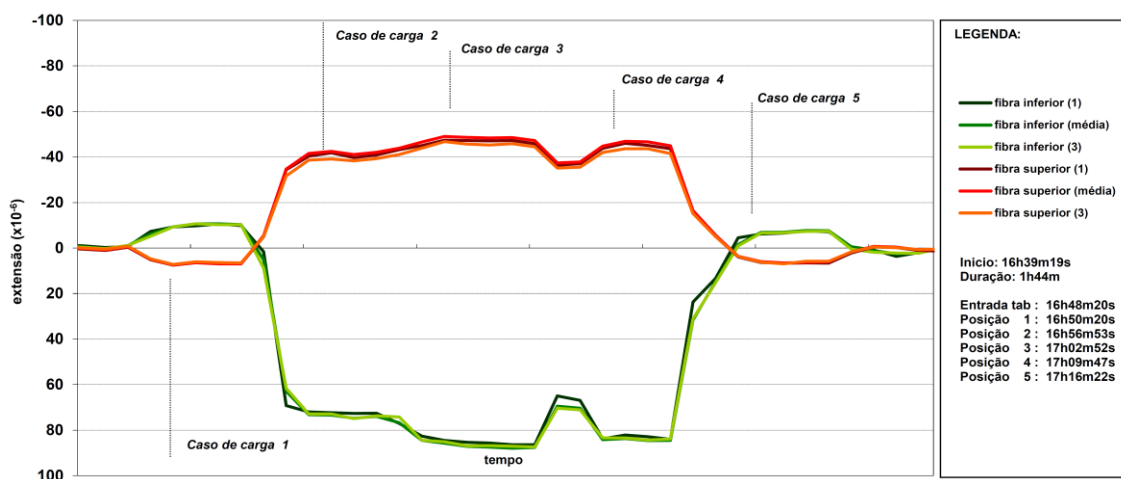
2- Extensões na fibra inferior e superior da secção S2 do tabuleiro - Posições estáticas.



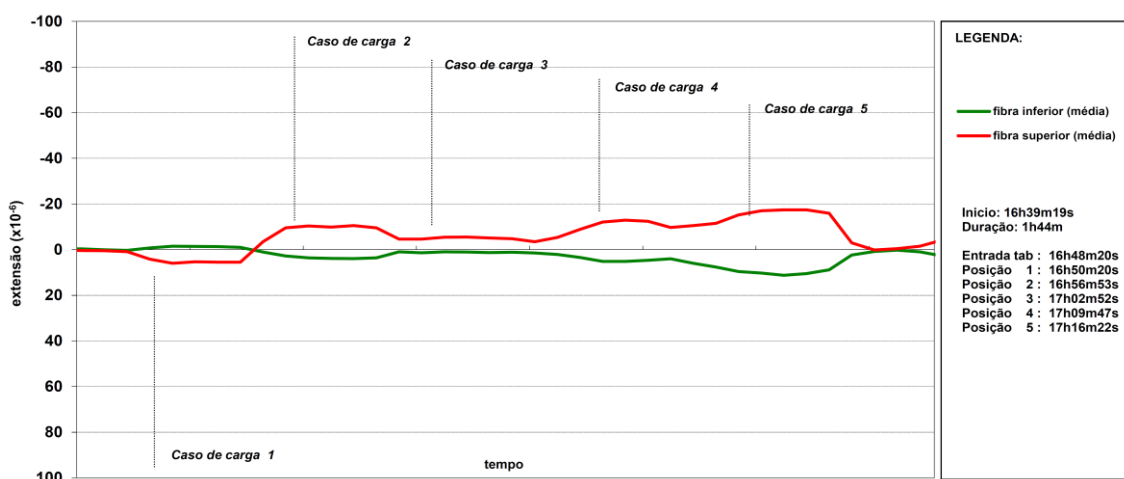
3 - Extensões na fibra inferior e superior da secção S3 do tabuleiro - Posições estáticas.



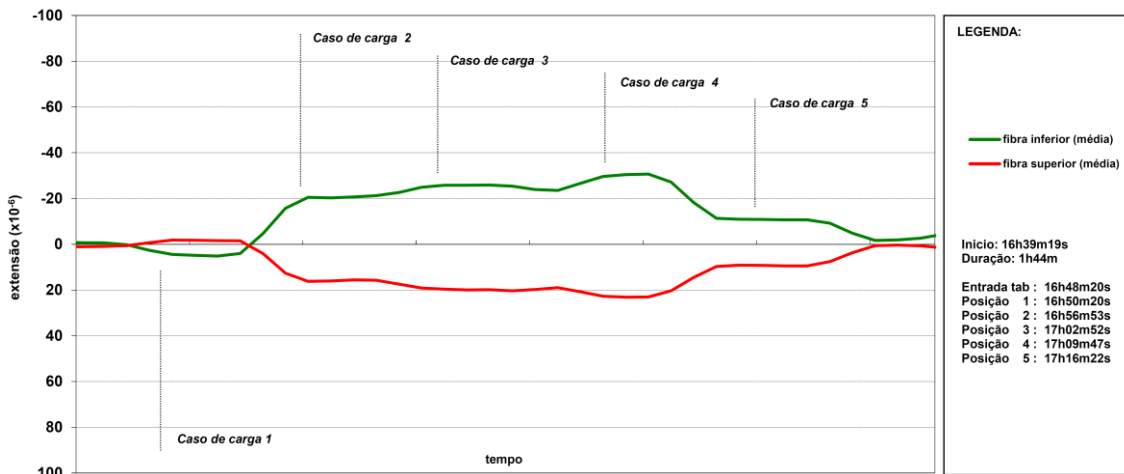
4 - Extensões na fibra inferior e superior da secção S4 do tabuleiro - Posições estáticas.



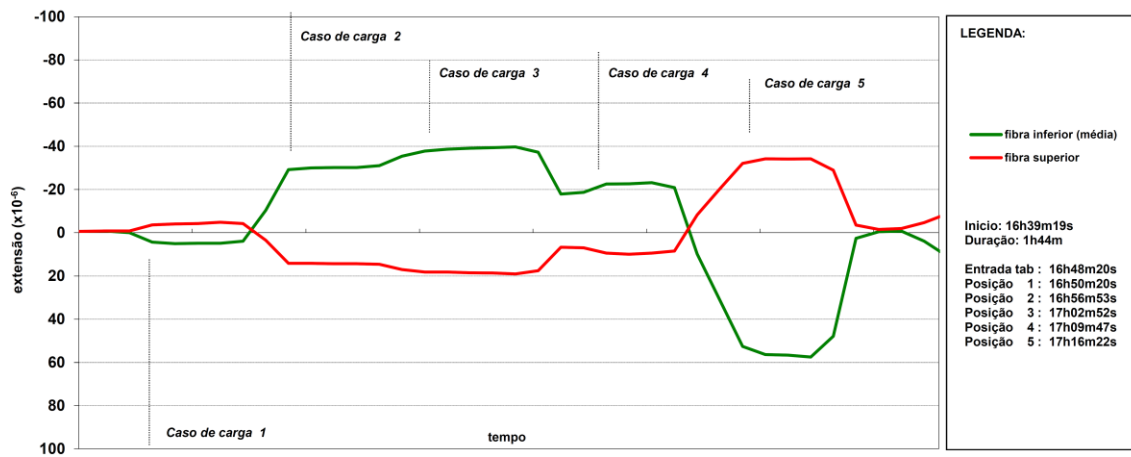
5 - Extensões na fibra inferior e superior da secção S5 do tabuleiro - Posições estáticas.



6 - Extensões na fibra inferior e superior da secção S6 do tabuleiro - Posições estáticas.



7 - Extensões na fibra inferior e superior da secção S7 do tabuleiro - Posições estáticas.

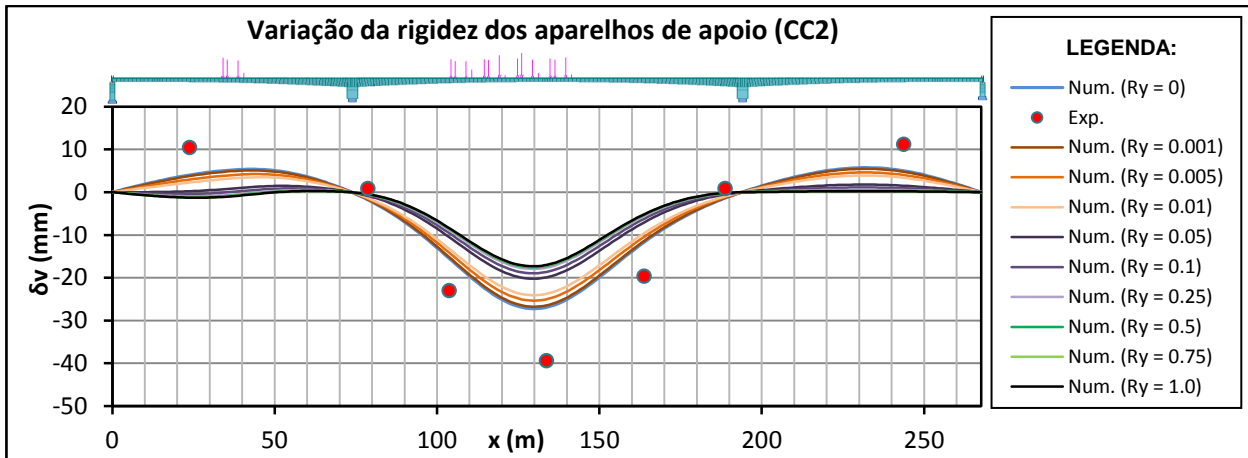


Anexo C

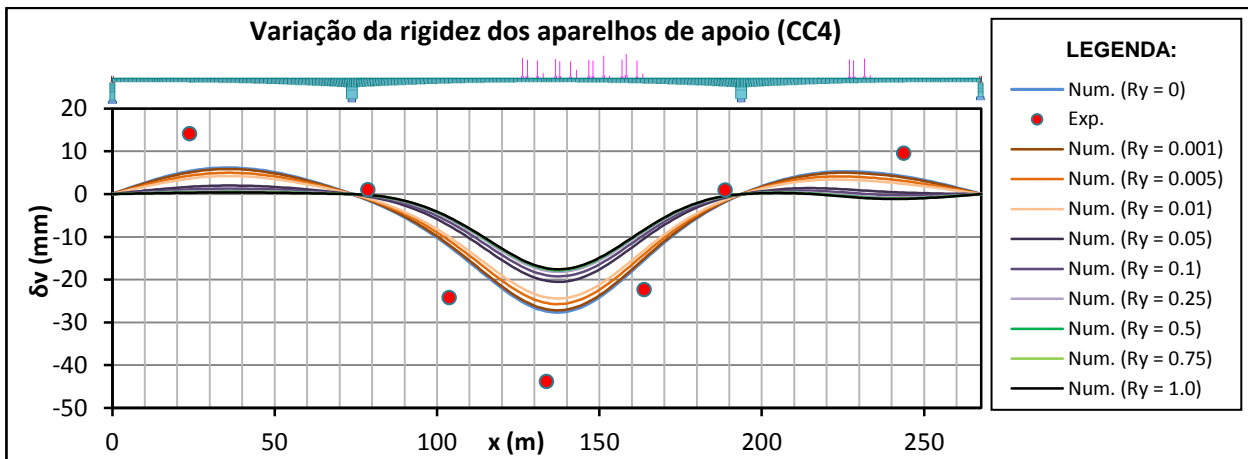
Apresentação dos restantes resultados obtidos no
estudo do Modelo numérico 3
Variação da rigidez dos aparelhos de apoio.

Passagens com cargas estáticas

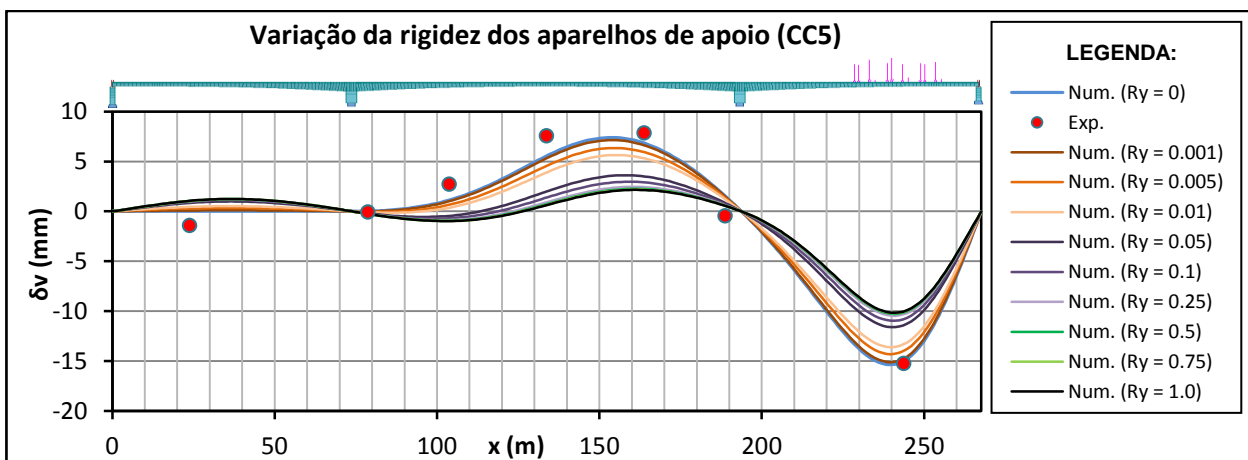
Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 3).

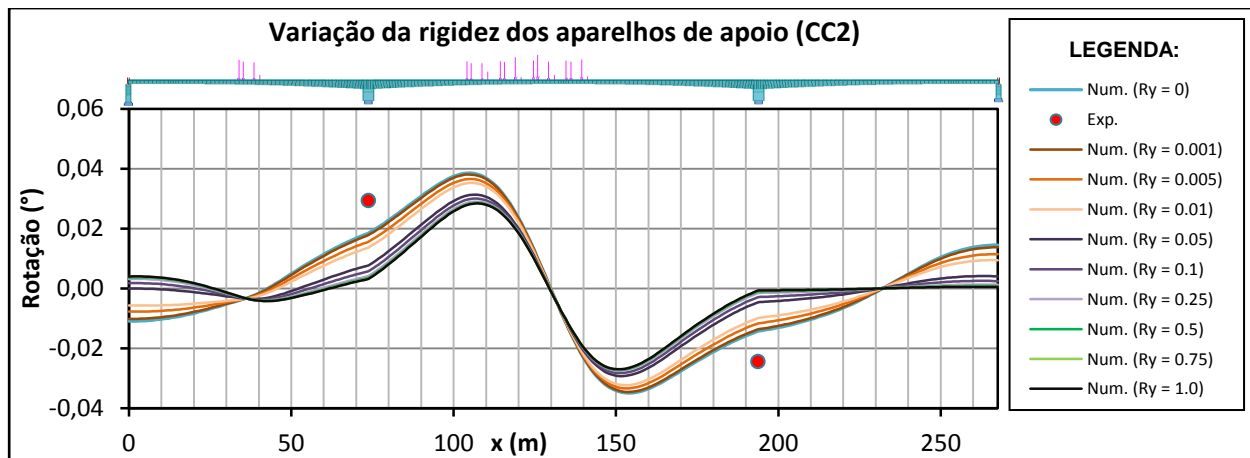


Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 3).

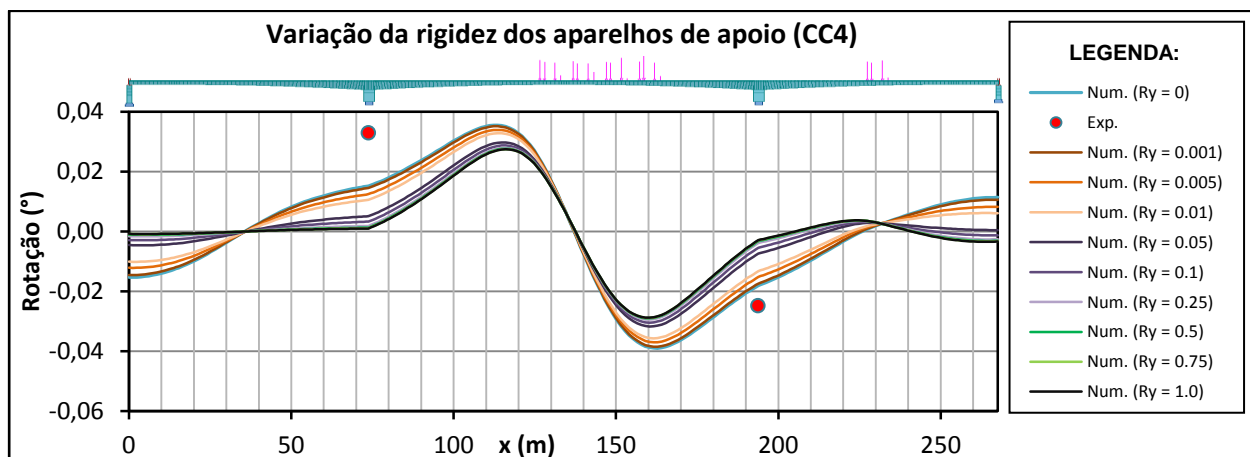


Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 3).

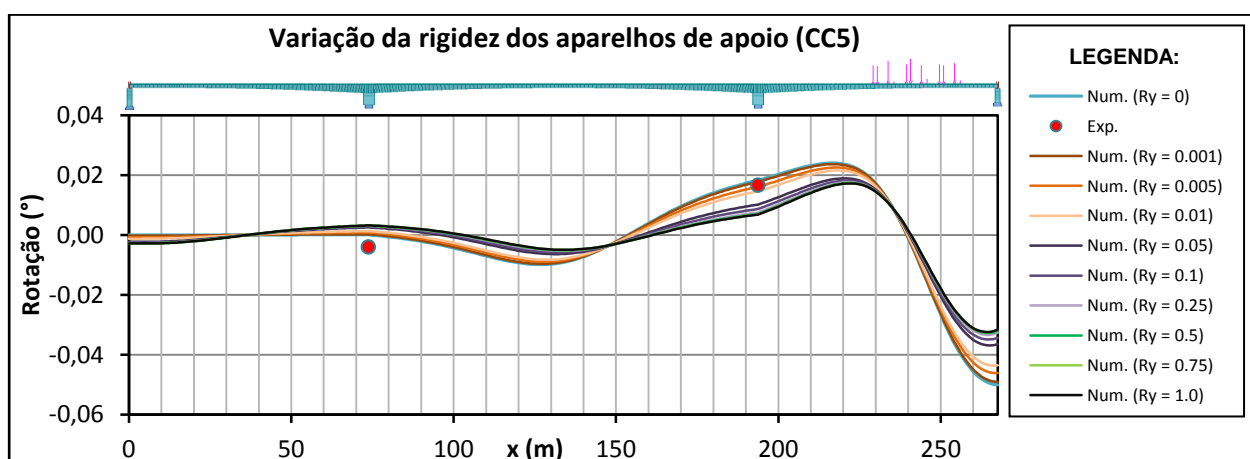
Rotações



Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 2 – Modelo numérico 3).

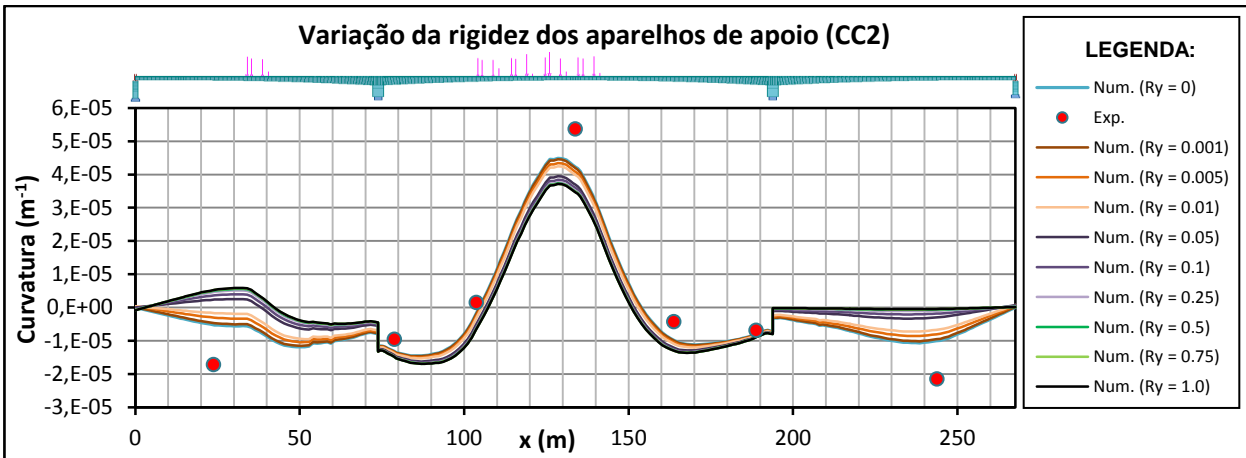


Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 4 – Modelo numérico 3).

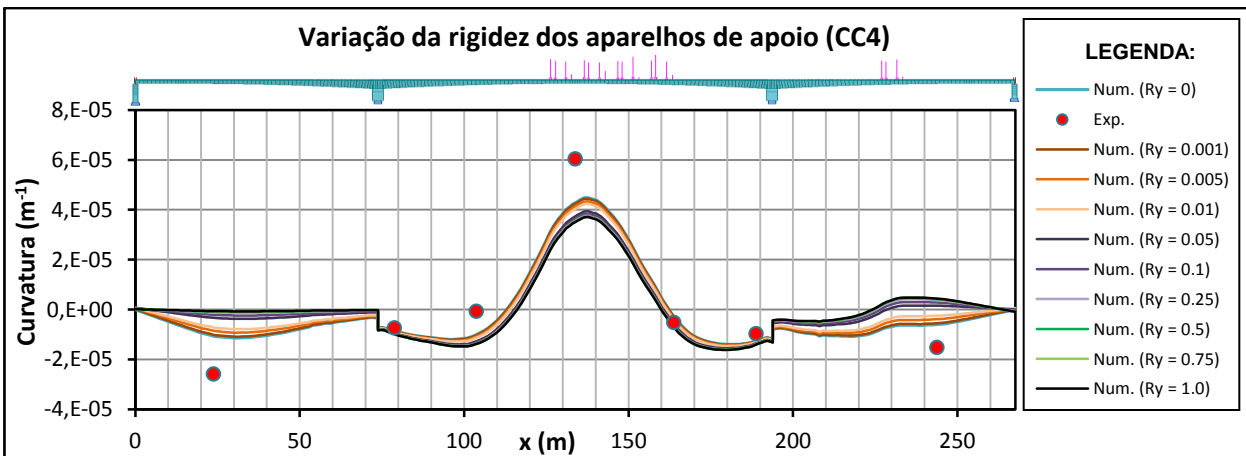


Rotações obtidas por via experimental e numérica (Caso de carga 5 – Modelo numérico 3).

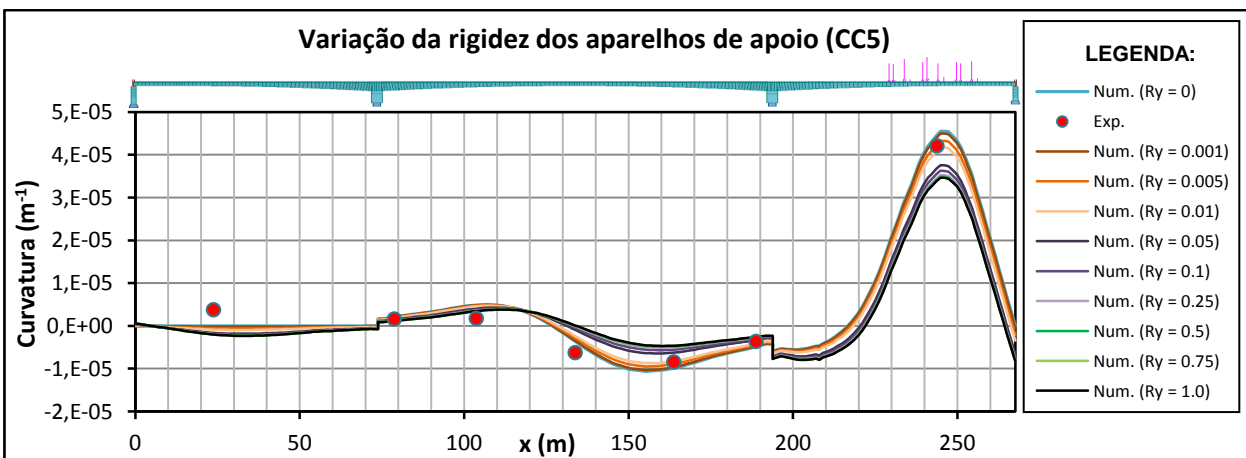
Curvatura



Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 3).



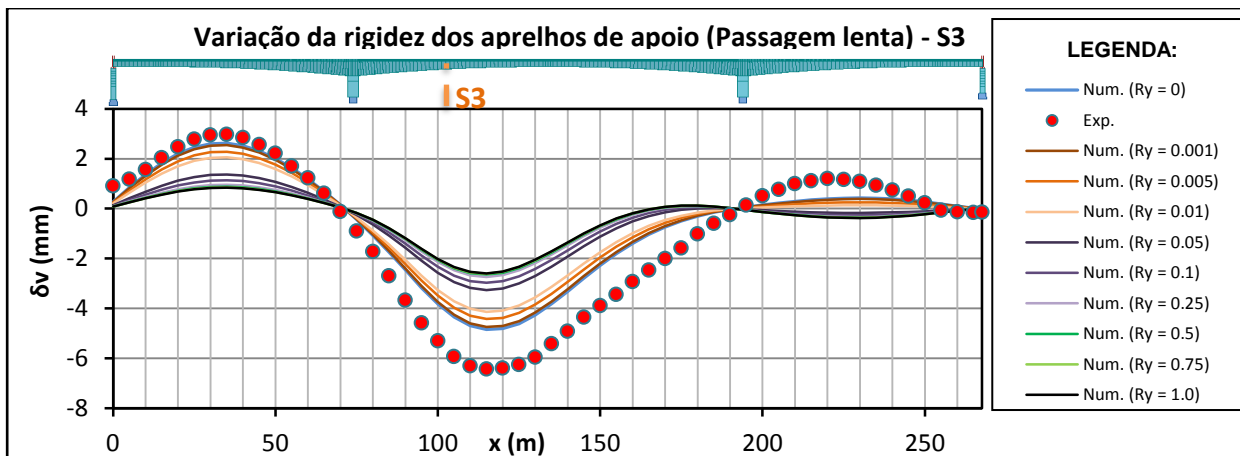
Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 3).



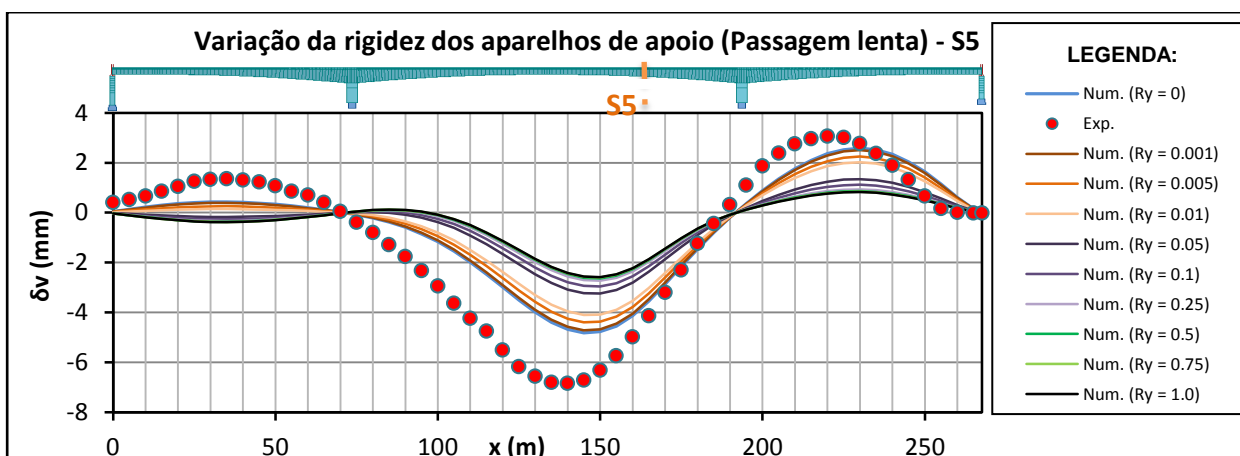
Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 3).

Passagem lenta

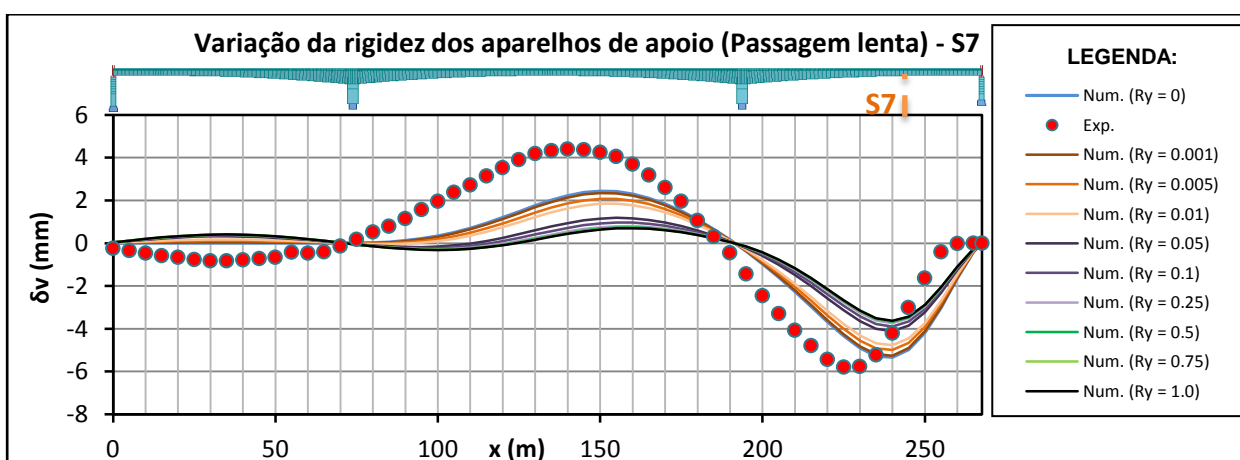
Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela seção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela seção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).



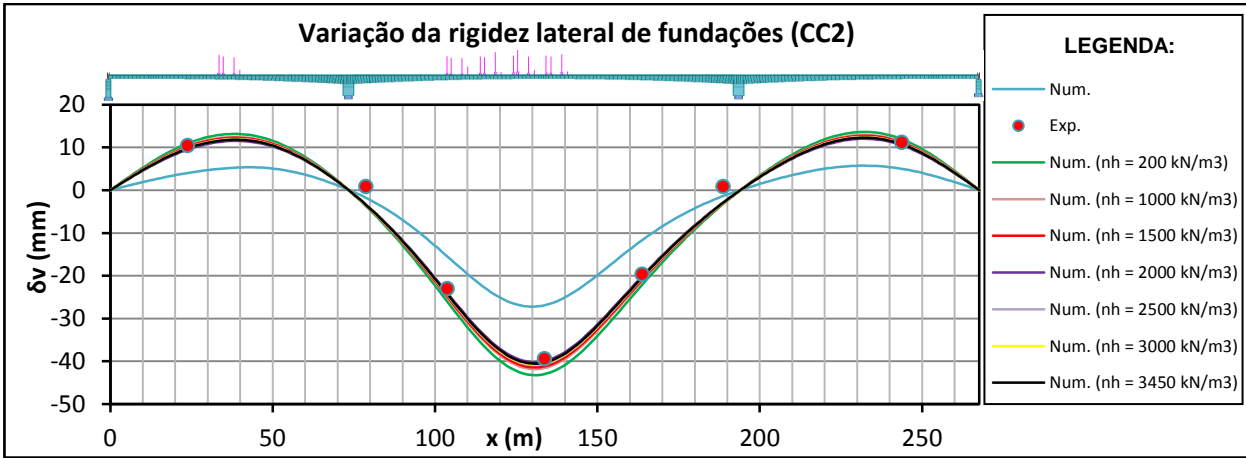
Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela seção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 3).

Anexo D

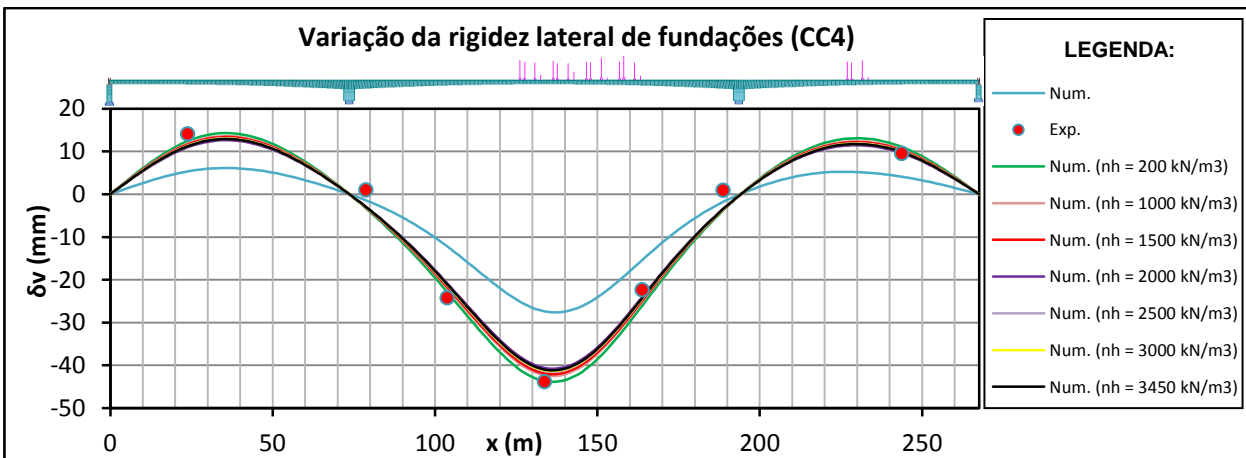
Apresentação dos restantes resultados obtidos no
estudo do Modelo numérico 4
Variação da rigidez lateral de fundações.

Passagens com cargas estáticas

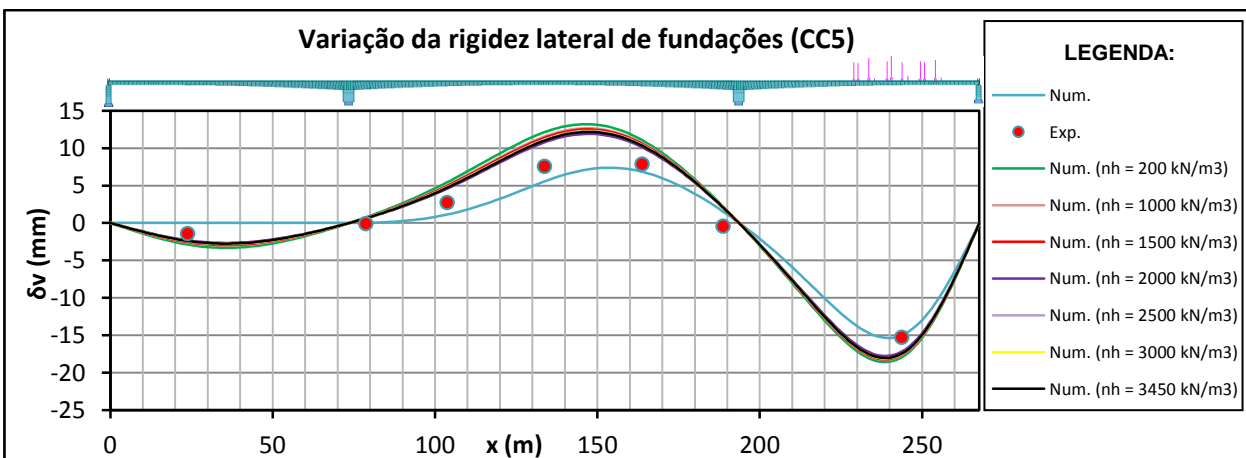
Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 4).

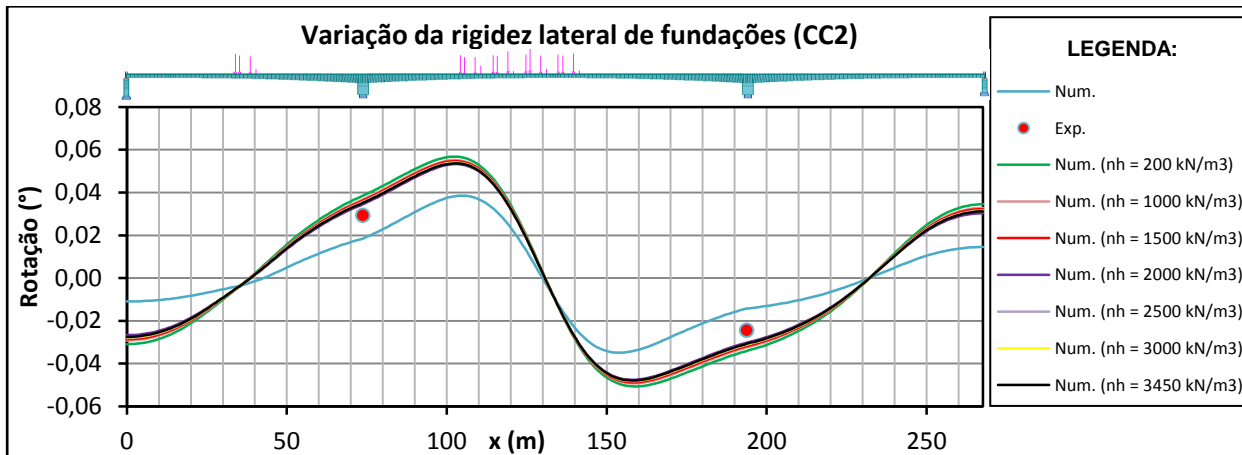


Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 4).

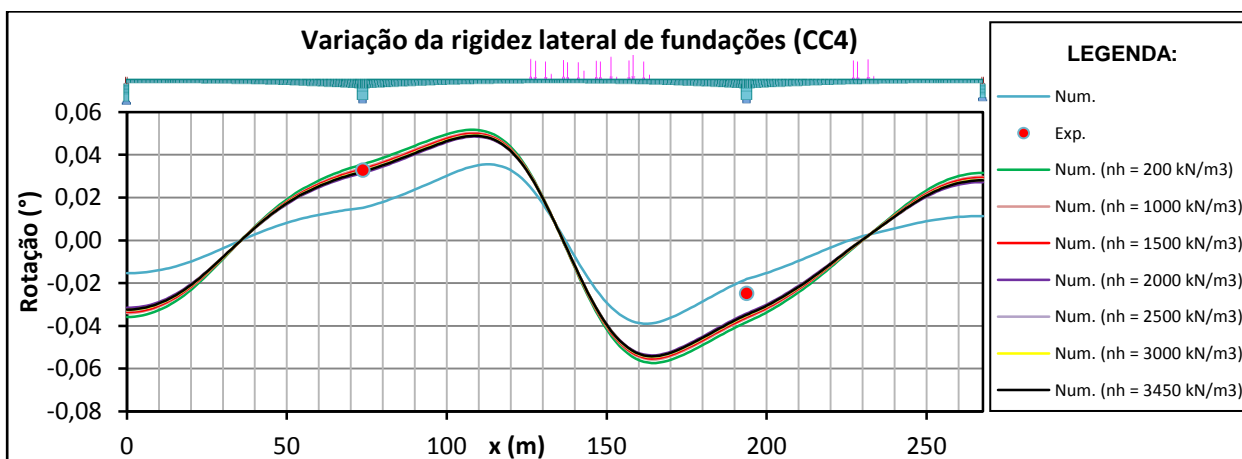


Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 4).

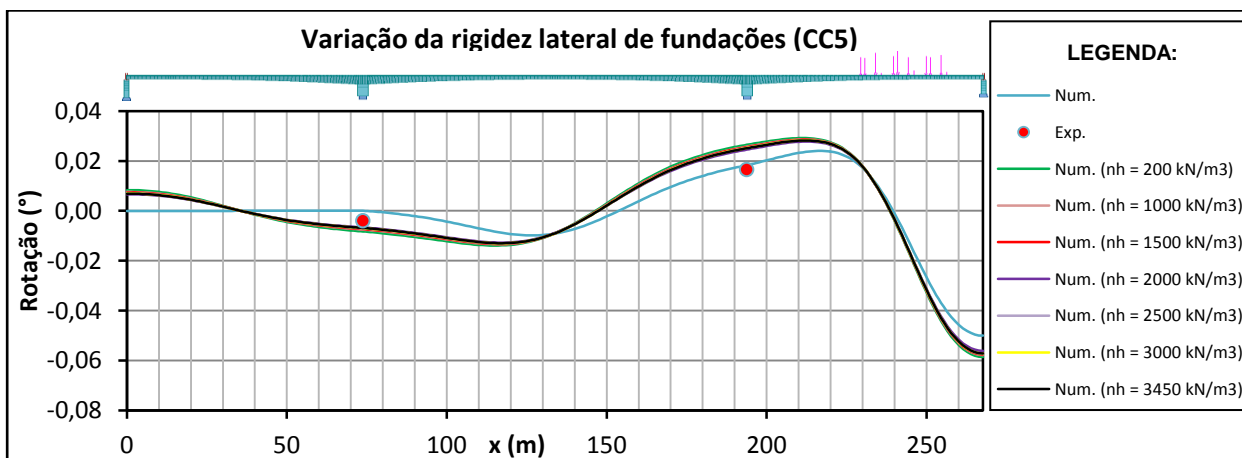
Rotações



Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 4).

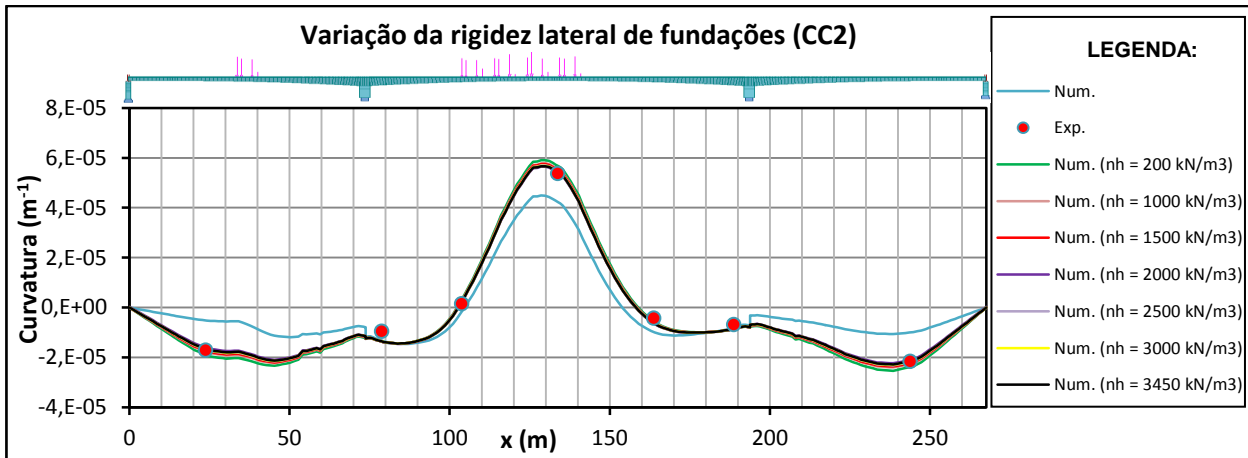


Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 4).

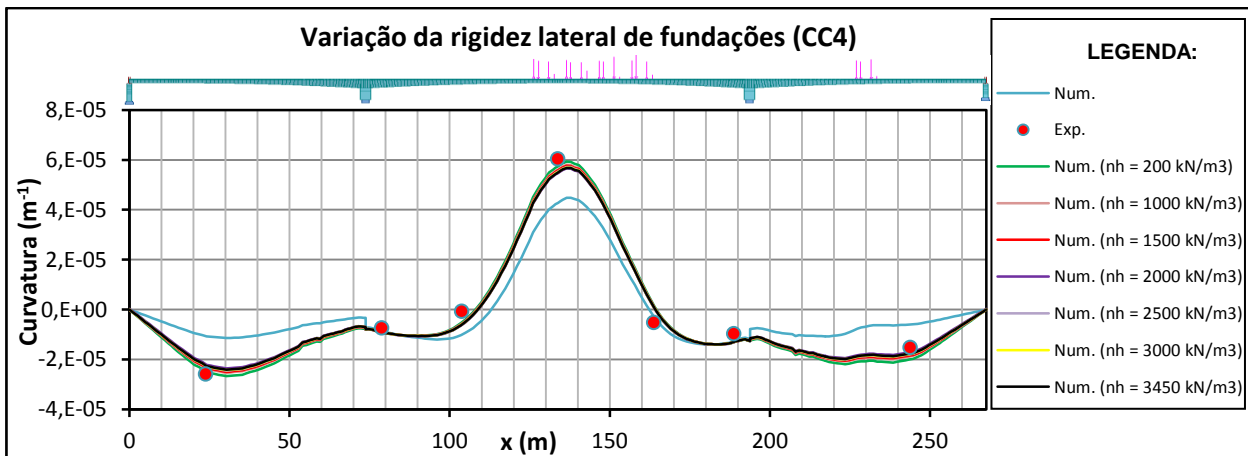


Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 4).

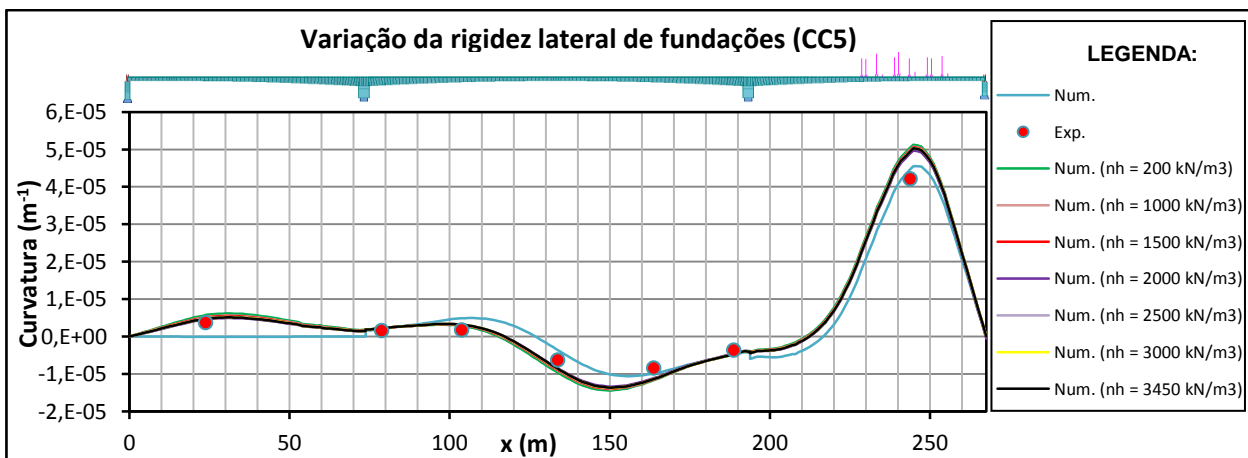
Curvatura



Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 4).



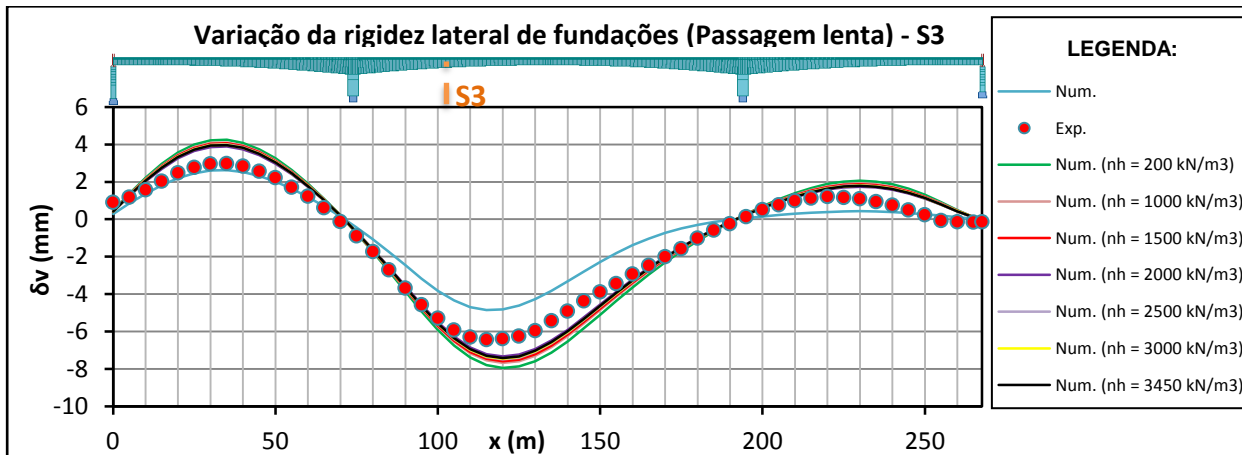
Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 4).



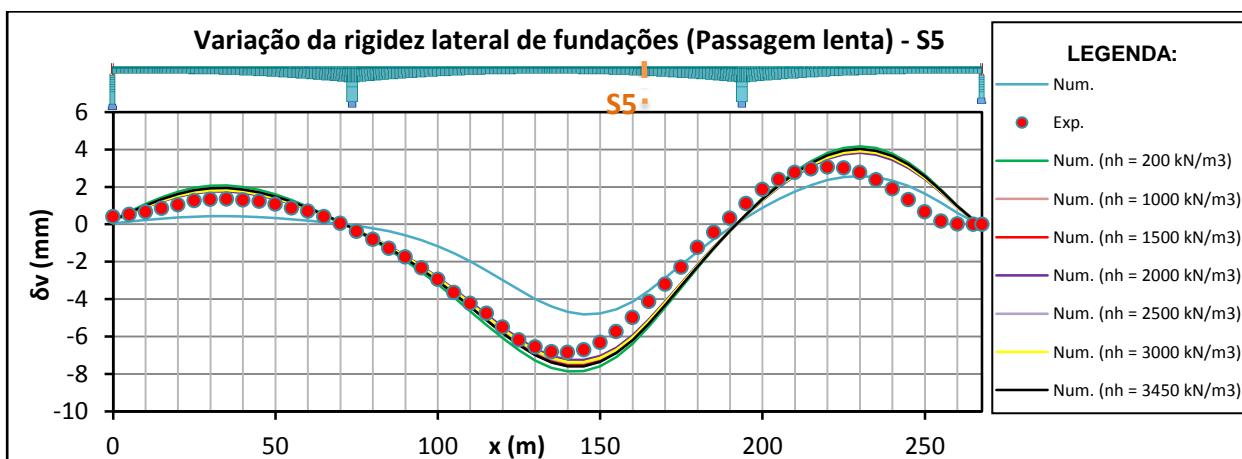
Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 4).

Passagem lenta

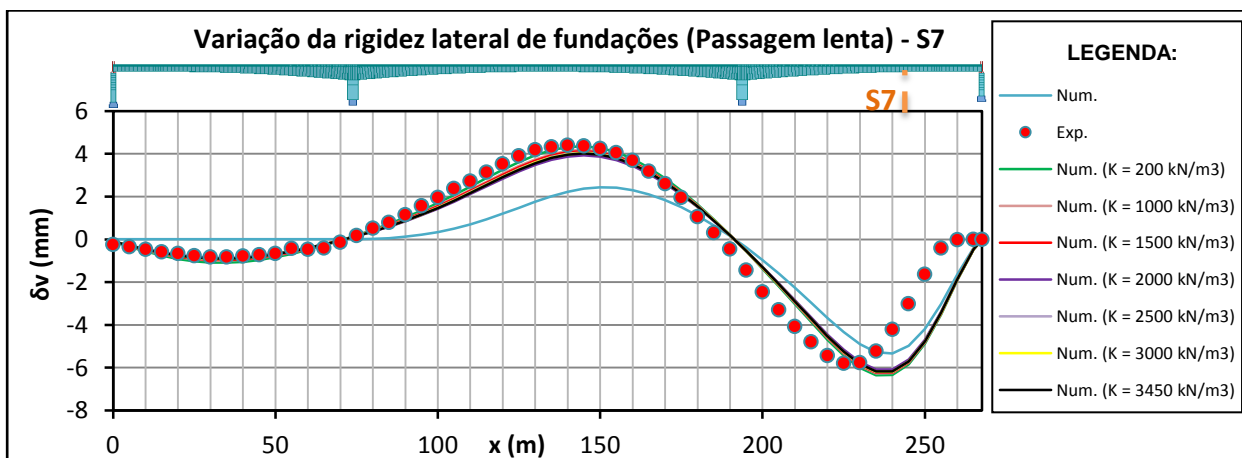
Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 4).

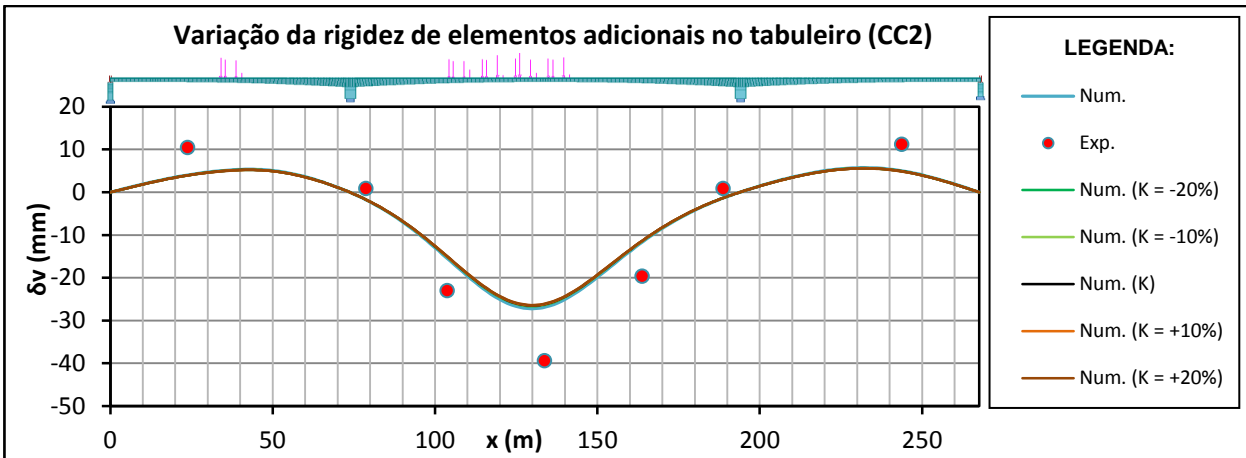
Anexo E

Apresentação dos restantes resultados obtidos no
estudo do Modelo numérico 5

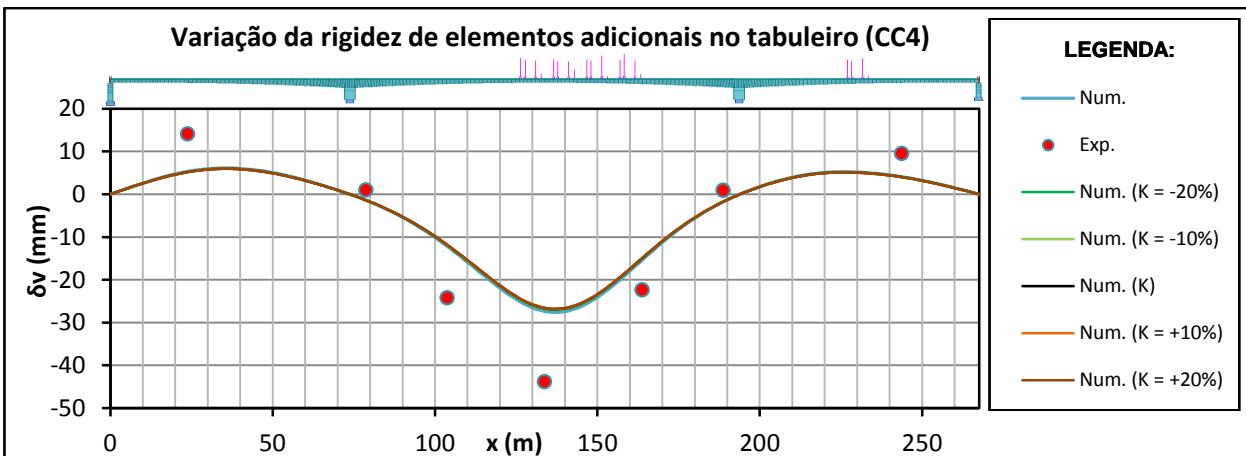
Variação da rigidez dos elementos adicionais no
tabuleiro da ponte.

Passagens com cargas estáticas

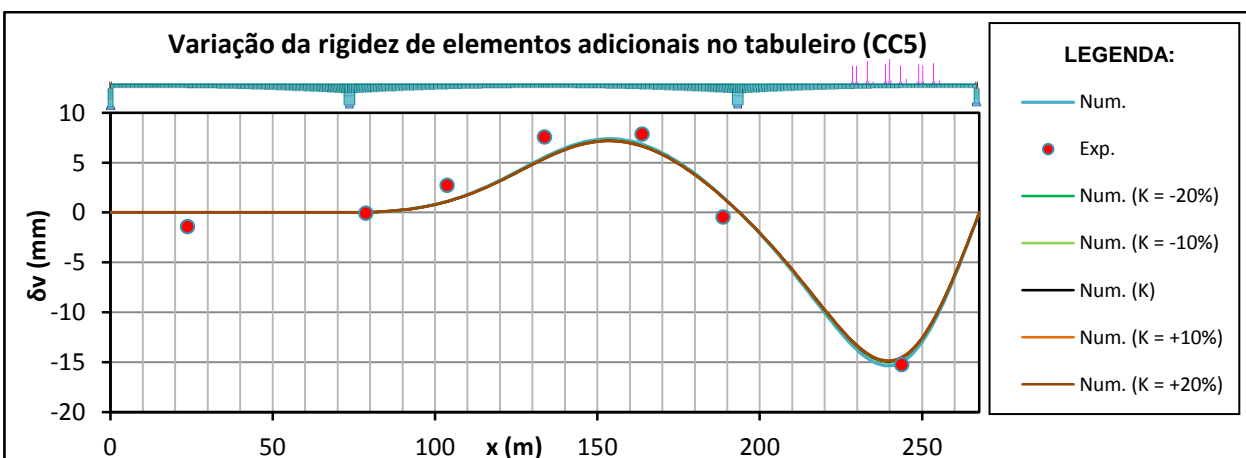
Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 5).

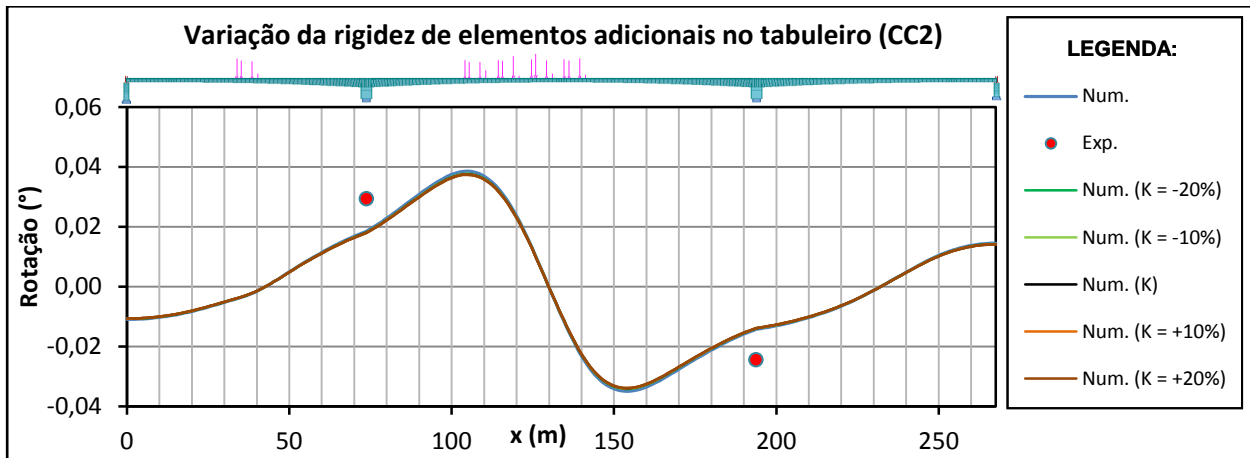


Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 5).

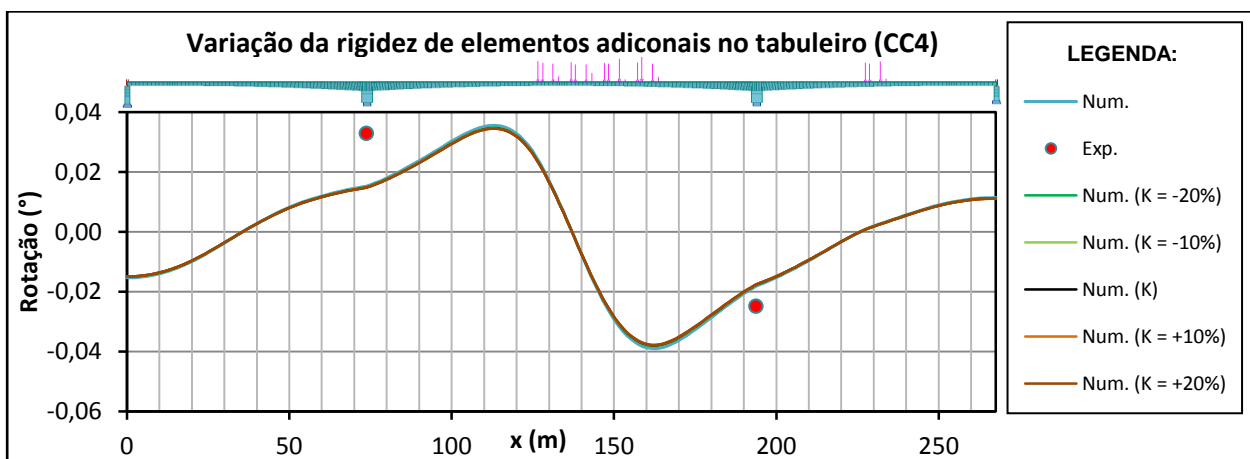


Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 5).

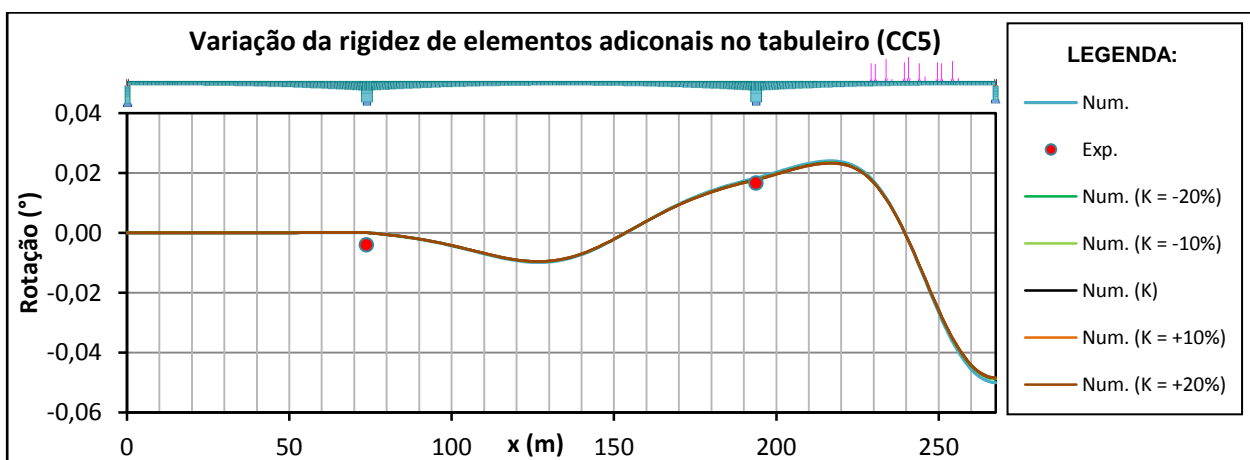
Rotações



Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 5).

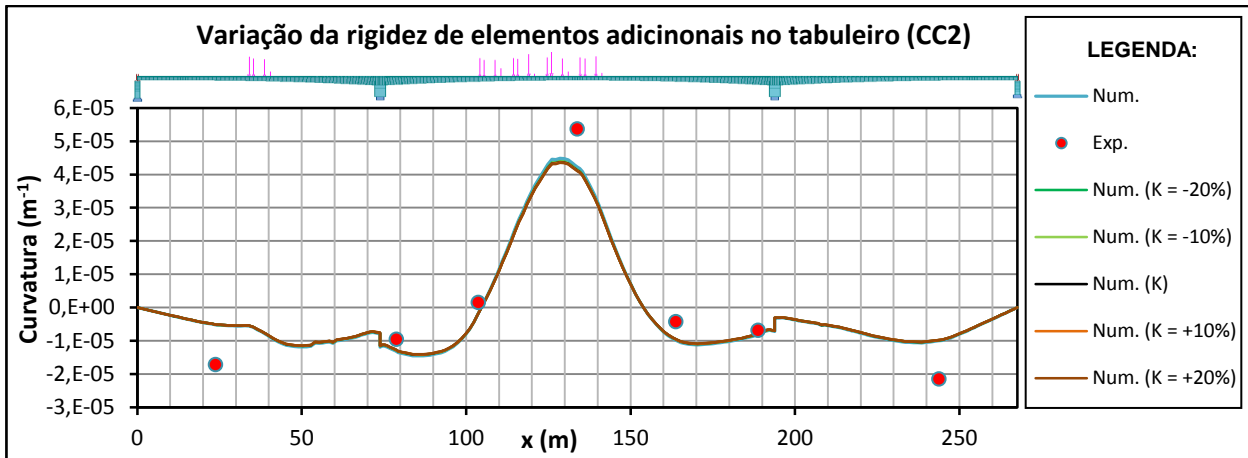


Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 5).

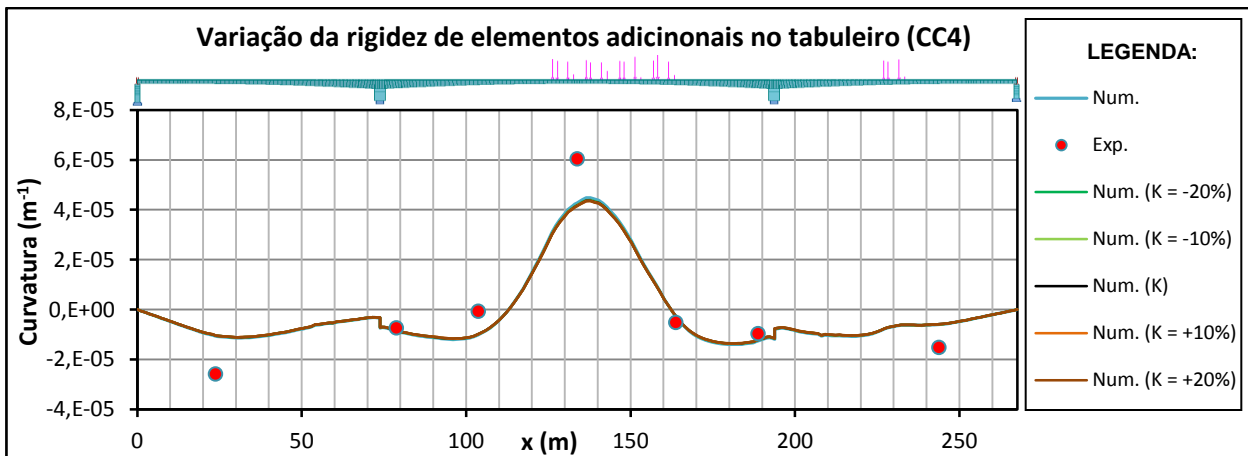


Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 5).

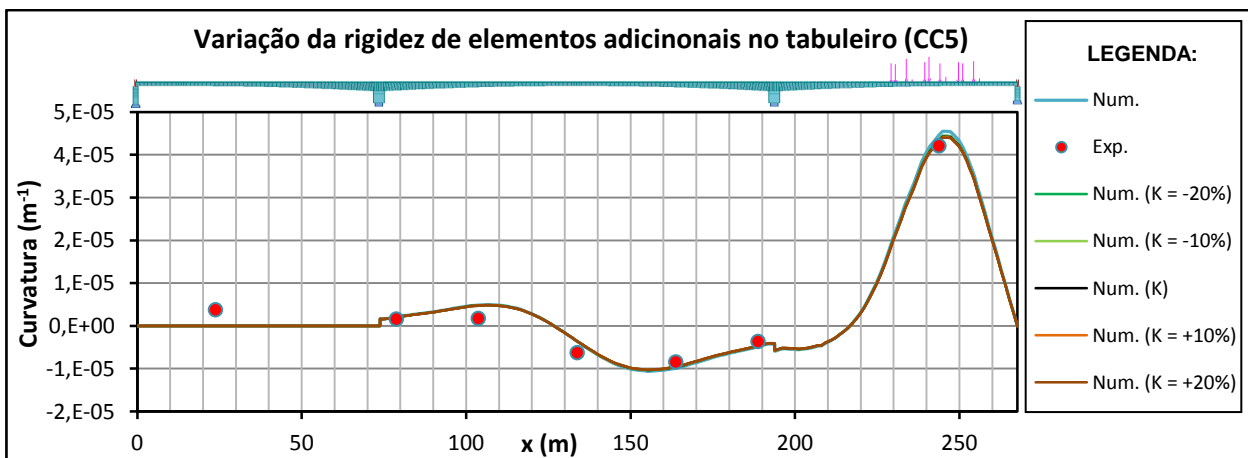
Curvatura



Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 2 – Modelo numérico 5).



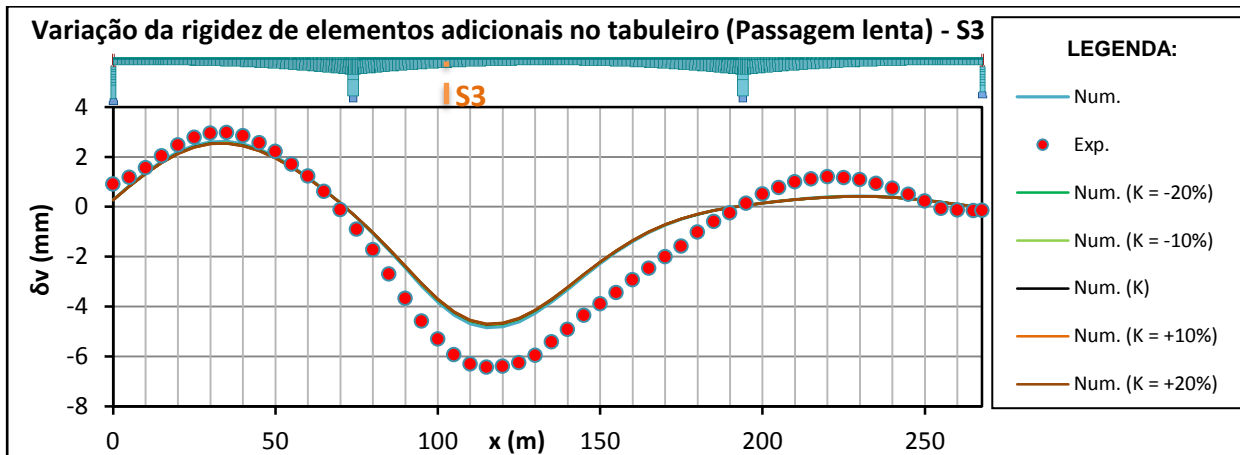
Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 4 – Modelo numérico 5).



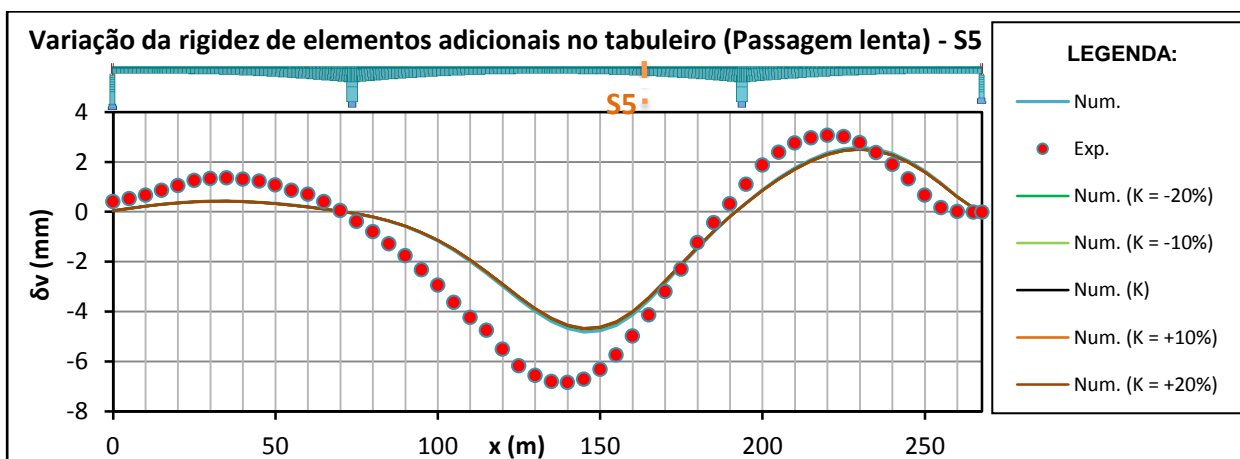
Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga 5 – Modelo numérico 5).

Passagem lenta

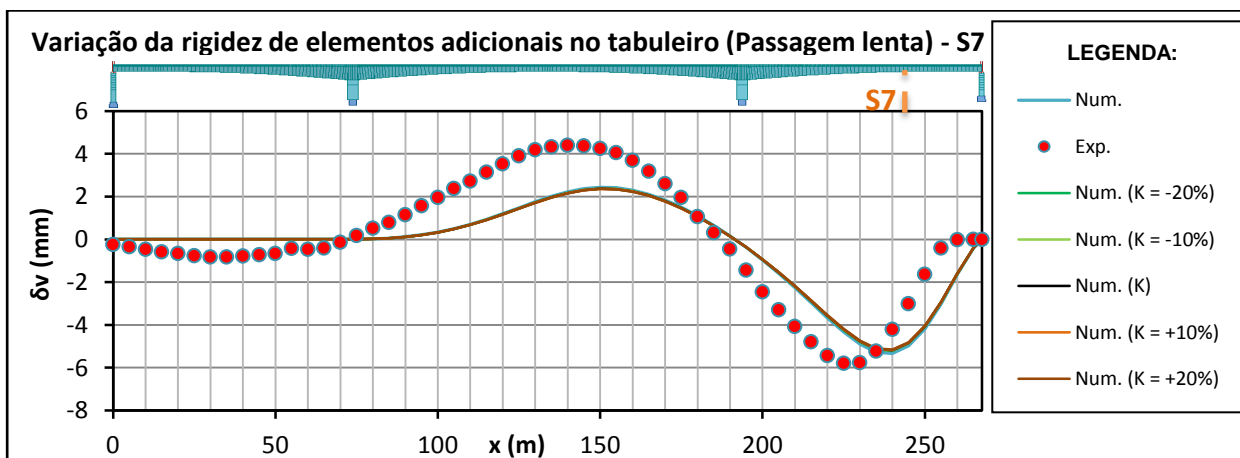
Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S3 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).



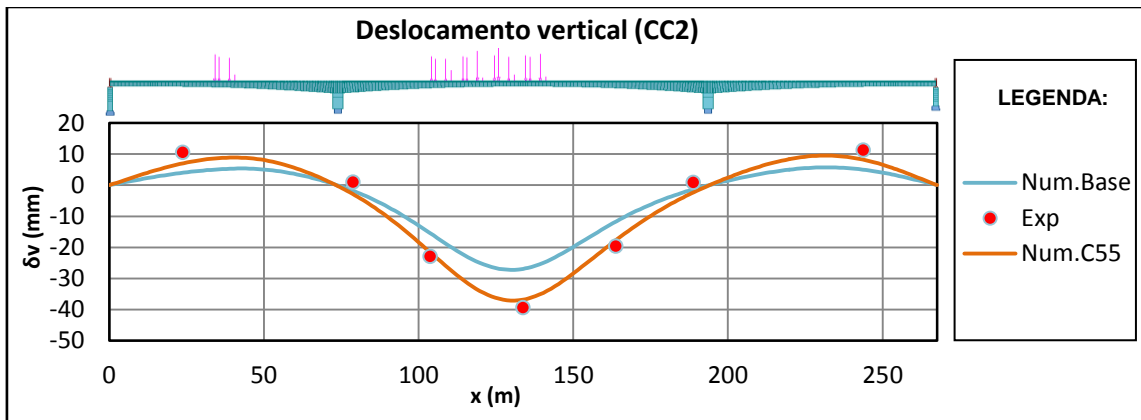
Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico 5).

Anexo F

Apresentação dos restantes resultados obtidos no
estudo do Modelo numérico C55
Combinação dos parâmetros de modelação.

Passagens com cargas estáticas

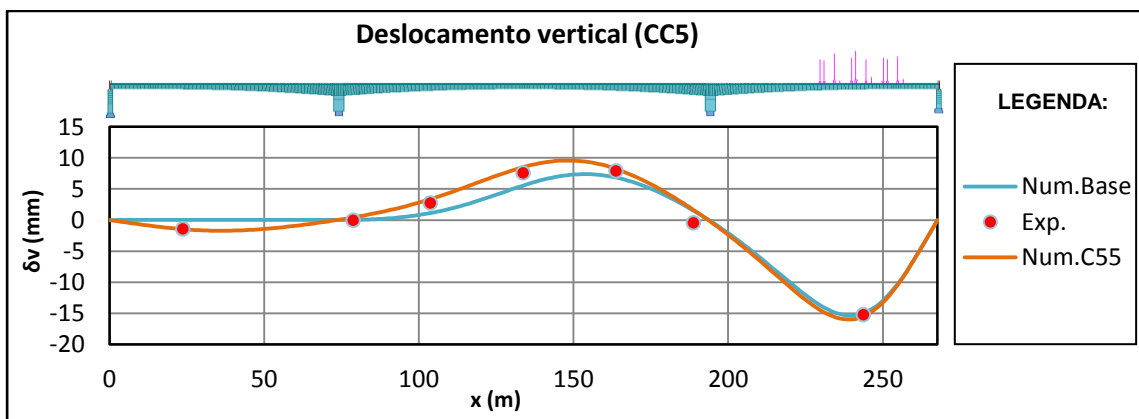
Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 2 – Modelo numérico C55).

Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica (Caso de carga estático 2 – Modelo numérico C55).

CC2								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
δ_{vE} (mm)	10,45	0,89	-23,02	-39,44	-19,63	0,86	11,19	Média
δ_{vN} (mm)	7,04	-2,89	-21,64	-36,83	-17,68	-2,35	8,20	
Desvio	3,41	3,77	-1,38	-2,62	-1,95	3,21	2,99	2,76
Erro %	8,64%	9,57%	3,49%	6,64%	4,94%	8,13%	7,57%	7,00%



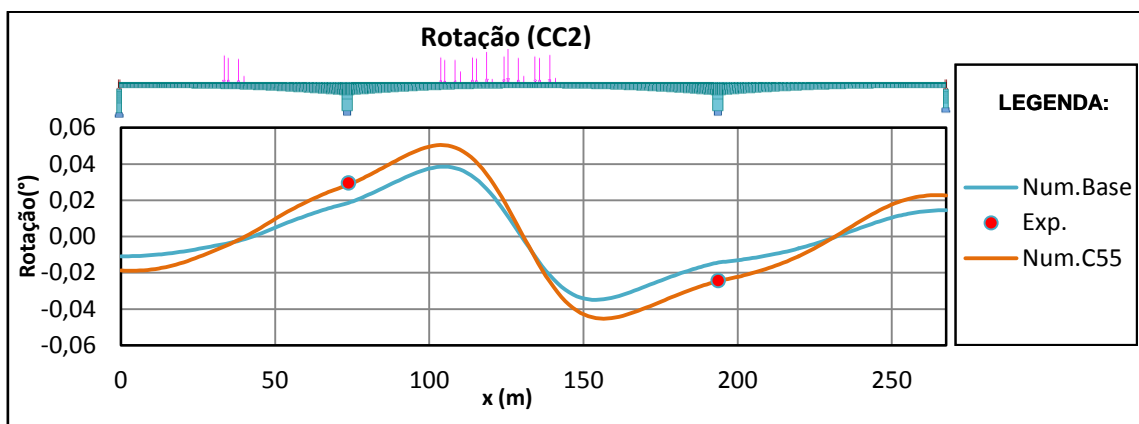
Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pelo tabuleiro da ponte (Caso de carga estático 5 – Modelo numérico C55).

Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica

(Caso de carga estático 5 – Modelo numérico C55).

	CC5							Média
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	
δ_{VE} (mm)	-1,42	-0,07	2,73	7,56	7,86	-0,45	-15,25	
δ_{VN} (mm)	-1,47	0,42	3,37	8,52	8,22	1,62	-15,49	
Desvio	0,06	-0,50	-0,65	-0,96	-0,36	-2,07	0,24	0,69
Erro %	0,37%	-3,25%	-4,24%	-6,32%	-2,38%	-13,57%	1,56%	4,53%

rotações



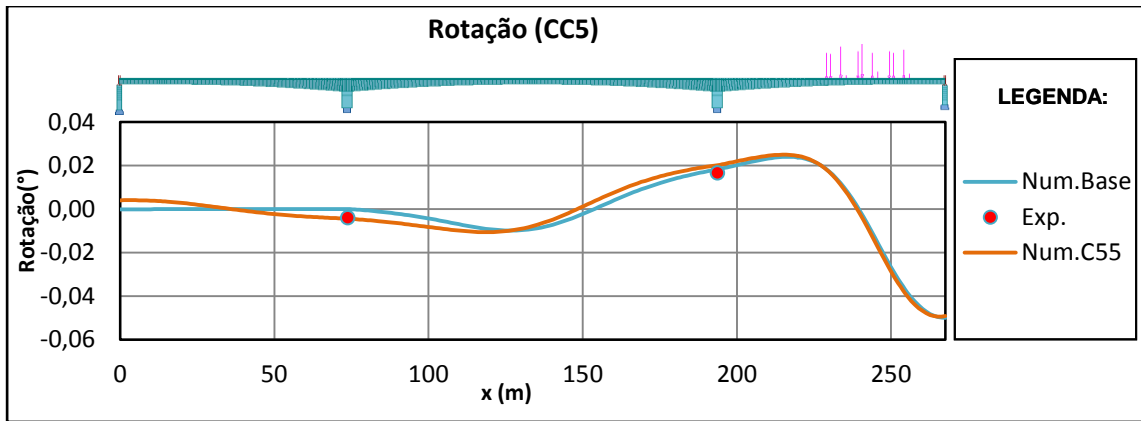
Rotações obtidas por via experimental e numérica

(Caso de carga estático 2 – Modelo numérico C55).

Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica

(Caso de carga estático 2 – Modelo numérico C55).

	CC2		Média
	P1	P2	
θ_E ($^{\circ}$)	0,0293	-0,0245	
θ_N ($^{\circ}$)	0,0284	-0,0244	
Desvio	0,0009	-0,0001	0,0005
Erro %	3,07%	0,18%	1,62%

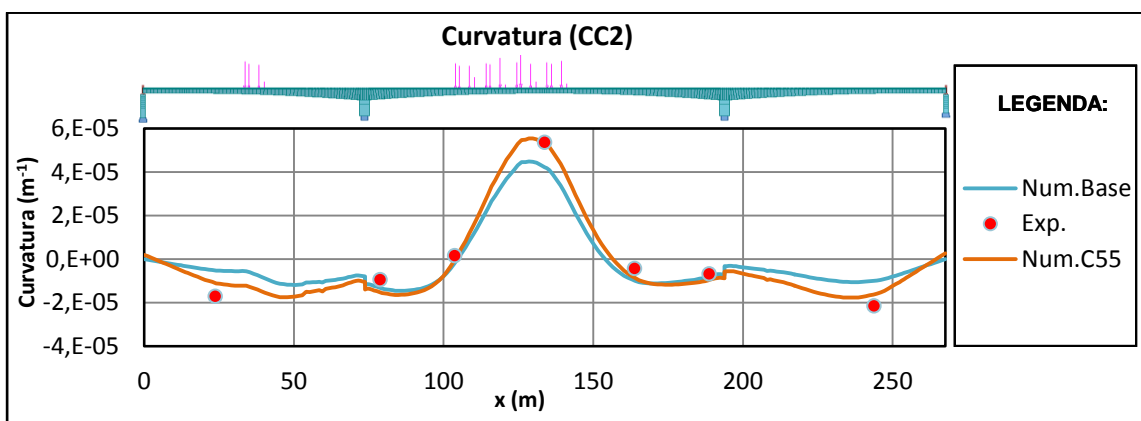


Rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga estático 5 – Modelo numérico C55).

Comparação entre as rotações obtidas por via experimental e numérica
(Caso de carga estático 5 – Modelo numérico C55).

	CC5		Média
	P1	P2	
θ_E (°)	-0,0040	0,0166	
θ_N (°)	-0,0044	0,0202	
Desvio	0,0003	-0,0036	0,0019
Erro %	1,99%	21,42%	11,70%

Curvatura

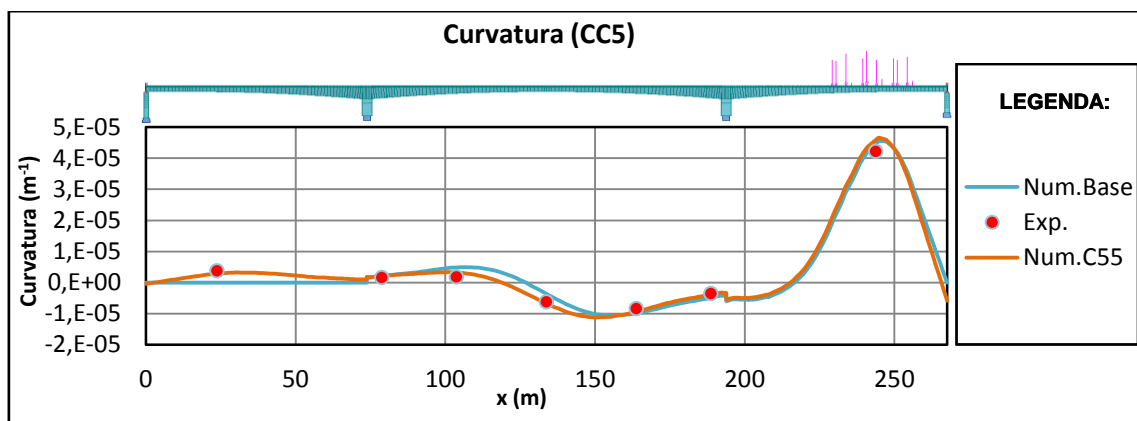


Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte
(Caso de carga estático 2 – Modelo numérico C55).

Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica

(Caso de carga estático 2 – Modelo numérico C55).

CC2								Média
S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7		
$\rho_E(m-1)$	-0,0000171	-0,0000095	0,0000015	0,0000537	-0,0000043	-0,0000068	-0,0000215	
$\rho_N(m-1)$	-0,0000110	-0,0000153	0,0000000	0,0000530	-0,0000085	-0,0000096	-0,0000162	
Desvio	-0,0000061	0,0000058	0,0000016	0,0000007	0,0000042	0,0000027	-0,0000053	0,0000038
Erro %	11,59%	10,88%	2,95%	1,40%	7,99%	5,13%	10,00%	7,14%



Valores experimentais e numéricos da curvatura experimentada pelo tabuleiro da ponte

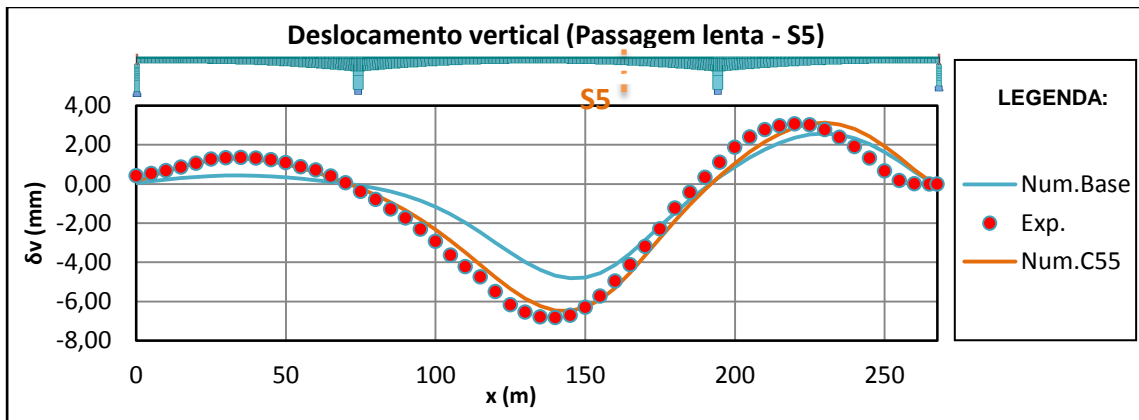
(Caso de carga estático 5 – Modelo numérico C55).

Comparação entre os deslocamentos verticais obtidos por via experimental e numérica

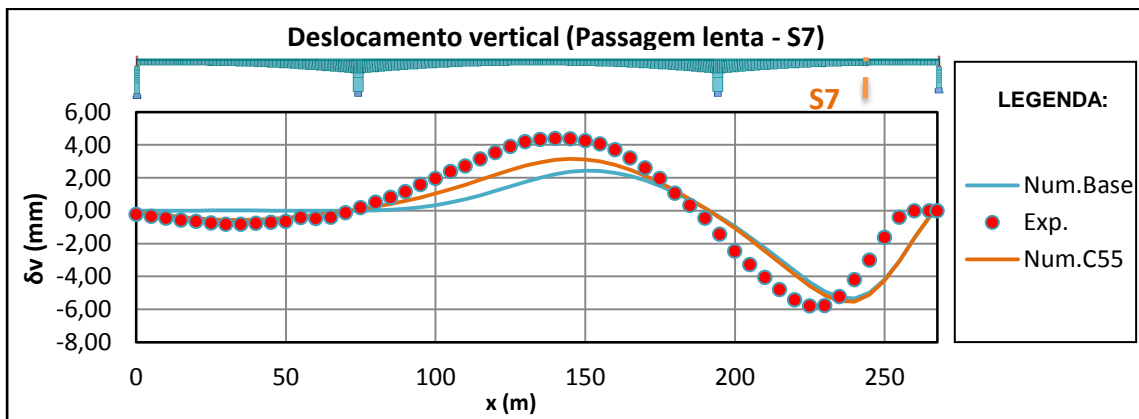
(Caso de carga estático 5 – Modelo numérico C55).

CC5								Média
S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7		
$\rho_E(m-1)$	0,0000037	0,0000016	0,0000018	-0,0000063	-0,0000084	-0,0000036	0,0000421	
$\rho_N(m-1)$	0,0000029	0,0000021	0,0000032	-0,0000067	-0,0000094	-0,0000038	0,0000459	
Desvio	0,0000008	-0,0000005	-0,0000014	0,0000005	0,0000009	0,0000002	-0,0000038	0,0000012
Erro %	1,82%	1,12%	3,13%	1,01%	2,06%	0,42%	8,30%	2,55%

Passagem lenta Deslocamentos Verticais



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S5 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).



Deslocamentos verticais experimentais e numéricos experimentados pela secção S7 do tabuleiro da ponte (Passagem Lenta – Modelo numérico C55).